مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن
وزارت مسکن و شهر سازی

رفتار و طرح لرزه ای ساختمان های بتن مسلح

(آبا+۲۸۰۰)

جلد اول

عباسعلی تسنیمی

شماره: ک۳۴۴

تابستان ۱۳۸۰

بسم الله الرحمن الرحیم

جمهوری اسلامی ایران
وزارت مسکن و شهرسازی

رفتار و طرح لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح

(جلد اول)

تألیف:

عباسعلی تسنیمی، دانشیار دانشگاه تربیت مدرس

نشریه شماره: ک -۳۴۴

تسنیمی، عباسعلی
رفتار و طرح لرزه‌ای ساختمانهای بتن مسلح/ عباسعلی تسنیمی.ـــ تهران: مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۰.
ج. : مصور، جدول، نمودار. ـ (مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن؛ نشریه شماره ک ـ ۳۴۴)
ISBN 964-7404-30-1
فهرستنویسی براساس اطلاعات فیپا.
ص. ع. به انگلیسی:
A. A.Tasnimi. Seismic behaviour and design of reinforced concrete buildings (vol. 1).
کتابنامه.
ج. ۱ (چاپ دوم: ۱۳۸۳).
۱. ساختمانهای بتن مسلح - - طرح و محاسبه.۲. بتن مسلح - - طرح و محاسبه. الف. مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن. ب. عنوان.
TA۶۸۳/ر۵ت۷ ۶۲٤/۱۸۳٤۱
کتابخانه ملی ایران ۸۰-۱۵۸۳۲م

مصوبه شماره ۸۴/۴۰۹ چاپ کتاب، شورای علمی انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

رفتار و طرح لرزه‌ای ساختمانهای بتن مسلح (آبا + ۲۸۰۰) جلد اول

تألیف: دکتر عباسعلی تسنیمی، دانشیار دانشگاه تربیت مدرس
نشریه شماره ک -۳٤٤ ، چاپ اول: تابستان ۱۳۸۰، چاپ دوم: ۱۳۸٤
ویرایش ادبی: امیرعشیری
شمارگان: ۱۰۰۰ نسخه
بها : ۲۰۰۰۰ ریال
حروفچینی و صفحه آرایی: سهیلا عسگری
طراحی روی جلد: مؤلف
لیتوگرافی، چاپ و صحافی: مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن
مسؤولیت صحت دیدگاه‌های علمی بر عهده نگارندگان محترم می‌باشد.
کلیه حقوق چاپ و انتشار اثر به ناشر تعلق دارد.
نشانی: تهران،بزرگراه شیخ فضل ا... نوری، بین شهرک قدس و فرهنگیان صندوق پستی: ۱۳۱٤۵-۱٦۹٦
تلفن: ٦-۸۲۵۵۹٤۲ دورنگار: ۸۲۵۵۹٤۱
پست الکترونیکی:president@bhrc.ac.ir صفحه الکترونیکی: http://www.bhrc.ac.ir
دفتر فروش: تهران،خیابان ولی‌عصر، میدان ولی‌عصر، مجتمع اداری ـ تجاری ولی عصر، واحد ۸۲ تلفن: ٦٤۹۰۳۷۰
شماره شابک: ۱-۳۰-۷٤۰٤-۹٦٤ ISBN: 964-7404-30-1

پیشگفتار

کتاب حاضر که برای جامعه مهندسی کشور اعم از دانشجویان، طراحان و مجریان ساختمانهای بتن مسلح تألیف شده است، دربرگیرنده تعیین رفتار اعضای سازه‌ای این قبیل ساختمانها بوده و با تلفیق ضوابط آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، ضوابط آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ایران) تلاش دارد تا اهم نکات و روشهای تحلیل و طراحی آنها را به زبانی ساده تشریح کند.

نویسنده تلاش کرده است تا در فصول پی در پی این کتاب، پس از اشاره‌ای کوتاه به خواص مهندسی و لرزه‌ای مصالح و برخی ویژگیهای مربوط به سیستمهای ساختمانی که در طراحی لرزه‌ای باید مراعات شوند، پیوندی بین نتایج تحقیقات و الزامات آیین‌نامه‌ای برقرار کند. نکات و موضوعات مربوط به رفتار لرزه‌ای اعضای سازه‌ای و بکارگیری ویژگی‌های آیین‌نامه‌ای در طراحی این قبیل ساختمانها و همچنین مقایسه مواردی از ضوابط آبا با ضوابط آیین‌نامه‌ای برخی از کشورها نیز در این کتاب تشریح شده است.

اینک که چاپ دوم این اثر توسط مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن در دست اقدام و انتشار است، بر خود لازم میداند تا از مساعی مؤلف قدردانی نماید و امید است این کتاب همچنان مانند چاپ اول آن مورد استفاده جامعه علمی و فنی کشور قرار گرفته و نقش خود را در ارتقاء سطوح ساخت و ساز ساختمانهای بتن مسلح به خوبی ایفا نماید.

دکتر قاسم حیدری نژاد

رئیس مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

این اثر

شکل‌گیری زیرساختارهای بنیادین هر کشوری بدون تکیه بر منابع علمی و فرهنگی غیرممکن بوده و در صورتی کامل خواهد بود که منابع متناسب با نیازهای آن تأمین شود. در کشور ما که مسیر رشد و توسعه را طی می‌کند، لازمست گامهای پیشرفت سریعتر از کشورهای صنعتی برداشته شود. برای رسیدن به این اهداف توجه به اساتید و نوآوران دلسوز از اهمیت قابل ملاحظه‌ای برخوردار است.

با توجه به زلزله‌خیز بودن کشور ما که همه ساله خسارت جانی و مالی زیادی را به همراه دارد، توجه به مهندسی زلزله یکی از ضروری‌ترین امور علمی است که باید بدان پرداخته شود. این اثر در راستای همین هدف و برای طراحی ساختمانهای بتنی تهیه و تنظیم شده است.

مطالب این کتاب حاوی مفاهیم اساسی و مطالب کاربردی در زمینه مهندسی زلزله بوده و در طراحی ساختمانهای بتنی از اهمیت خاصی برخوردار است. در تهیه این اثر توانایی‌های علمی و پژوهشی و تجربیات علمی همکار عزیزمان آقای دکتر عباسعلی تسنیمی بخوبی در هم آمیخته و مجموعه ارزشمندی را بوجود آورده است. این کتاب در سطح کارشناسی یک مرجع کلاسیک مهم بوده و در سطح کارشناسی ارشد می‌تواند برای آموزش و توجه به مبانی مسائل پژوهشی مورد استفاده و استناد قرار گیرد. طراحان و مهندسان شاغل در صنعت ساختمان نیز می‌توانند بخوبی از مفاهیم و روشهای ارائه شده در طراحی و اجرای ساختمانهای بتنی بهره‌برداری کنند.

اثر حاضر بصورت بسیار جذاب تهیه و تدوین شده و با نوآوریهای ارزشمندی توأم است. مطالب این کتاب می‌تواند در پیشرفتهای آتی در مهندسی ساختمان و مهندسی سازه نقش قابل توجهی ایفاء کند.

شایسته است از زحمات شبانه‌روزی آقای دکتر عباسعلی تسنیمی در تهیه این کتاب تشکر و قدردانی نموده و برای ایشان موفقیت هر چه بیشتر از درگاه ایزد منان خواهانم.

علی کاوه
استاد دانشگاه علم و صنعت ایران
و مشاور مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

مقدمه مؤلف

کتابی که خواننده گرامی در اختیار دارد، تلاشی است بمنظور ارائه مطالبی که از درآمیختن مباحث نظری و منطبق با رفتار لرزه‌ای اعضا و مجموعه سیستم‌های سازه‌ای، ساختمانهای بتن مسلح با نکات مربوط به فرآیند طراحی، شکل گرفته است. اگر چه در نظر داشتم تا کتابی که جامع کلیه نکات تحلیل و طراحی، بصورتی که با رجوع به آن چندان نیازی به سایر منابع نباشد، تألیف نمایم و البته اکثر مطالب آن کتاب بصورت دست نوشته‌ها گردآوری و تدوین اولیه دارد، لیکن به دلایل اندک بودن فرصت از یکطرف و دریافت سؤالها و اشکالات مهندسان و طراحان در نقاط مختلف کشور که در دوره‌های آموزشی با آنها مواجه می‌شدم، از طرف دیگر، مطالب را بدین جهت هدایت داد، تا این اثر با همهٔ کاستیهایی که می‌تواند داشته باشد به عنوان جلد اول به زینت طبع آراسته شود و در فرصتی دیگر جلد دوم در اختیار جامعه مهندسی کشور قرار گیرد.

مؤلف با اشتغال چندین ساله از دو جهت تدریس و تحقیق و نیز آشنایی با نیازهای جامعه مهندسی در امر ساخت و ساز و پیآمدهای مسئولیت‌هایی که داشته است، این اثر را برای دانشجویان و طراحان تهیه نموده است. در قسمت آغازین کتاب کلیاتی درخصوص زلزله و پیامدهای آن اشاره‌ای مختصر شده است و در فصل اول به خواص مهندسی و لرزه‌ای مصالح متداول و مورد استفاده در ساختمانهای بتن مسلح اشاره شده است.

در فصل دوم آنچه مربوط به مجموعهٔ سیستم‌های ساختمانی برای طراحی لرزه‌ای لازم است در قالب توضیح و تشریح الزامات آئین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ایران) و نیز ارتباط مستمر مباحث مطروح با مبانی نظری ارائه گردیده است. فصل سوم، چهارم و پنجم به ترتیب رفتار و طرح لرزه‌ای سیستم‌های تیر ـ ستون (قابها) ، دیوارهای برشی و سرانجام شالوده‌ها را مطرح ساخته است.

در خاتمه نویسنده بر خود واجب می‌داند تا از مساعی و کوششهای مجدانه آقای شاهرخ رامزی و آقای سیدعباس حسینی که موجبات چاپ این کتاب را فراهم آوردند و نیز از کلیه پرسنل واحد انتشارات و چاپخانه مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن که زمینه نشر آنرا محقق گرداندند سپاسگزاری نماید.

همچنین همکاری صمیمانه و خالصانه خانم سهیلا عسگری که با صبر و شکیبایی و تحمل زحمات فراوان در تحریر، تنظیم و صفحه‌آرایی تمامی قسمت‌های این کتاب اعم از شکلها، متن و فرمولهای عدیده‌ای که با زیبایی خاص با تنظیم اندازه ارقام در کنار حروف لاتین، پذیرا شدند و اینهمه، مبین دقت نظر وافر مشارالیها است بطور صمیمانه تقدیر و تشکر نماید.

بر خود لازم می‌دانم از تشویق‌ها و ترغیب‌های استاد ارجمند جناب آقای دکتر کاوه که با بلندنظری این اثر را برای دلگرمی مؤلف مزین نمودند، تشکر نمایم.

در پایان امید است این کتاب بتواند نقشی ولو اندک در ارتقاء توانائیهای جامعه مهندسی کشور ایفا نماید و با دریافت نظرات نقادانه از طرف تمامی خوانندگان آن زمینه‌های تصحیح و تدقیق بیشتر آن و بستر لازم برای تألیف جلد دوم با آرایشی که در نظر است مهیا شود.

عباسعلی تسنیمی

تابستان ۱۳۸۰- تهران

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
پیشگفتار	
مقدمه	
کلیات	۱
فصل اول – خواص مهندسی و رفتار مصالح	
۱-۱- مقدمه	۷
۱-۲- بتن غیرمحصور	۷
۱-۳- رفتار بتن تحت بارهای یکنوا (Monotonic)	۸
۱-۴- مدول ارتجاعی بتن	۱۰
۱-۵- پاسخ بتن تحت بارهای تناوبی	۱۰
۱-۶- بتن محصور	۱۱
۱-۶-۱- مزایای محصور کردن	۱۱
۱-۶-۲- روشهای محصور کردن بتن	۱۲
۱-۶-۳- عوامل مؤثر بر محصور کردن	۱۳
۱-۶-۴- محصور کردن با تنگ‌ها	۱۵
۱-۷- اجزای بتن	۱۶
۱-۷-۱- بتن	۱۶
۱-۷-۲- سنگدانه‌ها	۱۸
۱-۷-۳- آب	۱۸
۱-۸- فولادهای مسلح‌کننده	۱۹

فصل دوم – الزامات کلی تحلیل و طراحی لرزه‌ای

۲-۱- مقدمه ۲۱
۲-۲- آرایش سازه ساختمان ۲۱
۲-۳- بارهای وارده بر ساختمان ۲۵
۲-۴- مسیر توزیع نیروها در اجزای سازه‌ای ۲۸
۲-۵- بارهای طراحی ۳۰
۲-۶- ترکیب بارها برای طراحی ۳۱
۲-۷- نیروهای ناشی از زلزله ۳۵
۲-۸- عوامل و آثار زلزله در طراحی لرزه‌ای ساختمانها ۴۱
۲-۹- طیف بازتاب ساختمان در برابر زلزله ۴۵
۲-۱۰- زمان تناوب طبیعی ۴۷
۲-۱۱- محاسبه زمان تناوب طبیعی ساختمان ۴۹
۲-۱۲- انتخاب روش تحلیل لرزه‌ای ساختمانها ۵۱
۲-۱۳- روش تحلیل استاتیکی معادل ۵۳
۲-۱۳-۱- شتاب مبنای طرح (A) ۵۵
۲-۱۳-۲- ضریب بازتاب ساختمان (B) ۵۶
۲-۱۳-۳- زمان تناوب اصلی ساختمان ۵۸
۲-۱۳-۴- ضریب اهمیت ساختمان (I) ۵۸
۲-۱۳-۵- ضریب رفتار و ضریب شکل‌پذیری ساختمان (R) ۵۹
۲-۱۴- اثر ترکیب سیستمهای سازه‌ای بر ضریب رفتار ۶۵
۲-۱۵- توزیع نیروی جانبی محاسبه شده در ارتفاع سازه ۶۷
۲-۱۶- توزیع افقی نیروی برشی ۷۰
۲-۱۷- لنگر پیچشی ناشی از زلزله ۷۰
۲-۱۸- لنگر واژگونی ۷۳
۲-۱۹- تغییرمکان نسبی طبقات ۷۴
۲-۲۰- اثر P- Δ ۷۵
۲-۲۱- مؤلفه قائم نیروی ناشی از زلزله ۸۰
۲-۲۲- تحلیل دینامیکی سازه ساختمان ۸۱
۲-۲۲-۱- طیف طرح استاندارد ۸۴

۲-۲۲-۲- طیف طرح ویژه ساختگاه ۸۵
۲-۲۳- روش تحلیل دینامیکی ۸۶
۲-۲۳-۱- حل معادله تعادل دینامیکی در مختصات نرمال ۹۳
۲-۲۳-۲- روش دینامیکی تاریخچه زمانی ۹۴
۲-۲۴- روش دینامیکی طیفی ۹۷
۲-۲۵- اصلاح مقادیر بازتاب‌ها ۱۰۰
۲-۲۶- اثرات پیچش در تحلیل دینامیکی ۱۰۱
۲-۲۷- زلزله سطح بهره‌برداری ۱۰۱

فصل سوم – رفتار و طراحی قابهای بتن مسلح

۳-۱- مقدمه ۱۰۵
۳-۲- عوامل ایجاد خسارت در ساختمانهای بتن مسلح ۱۰۷
۳-۲-۱- عوامل مربوط به پلان طبقات ۱۰۷
۳-۲-۲- عوامل مربوط به جزئیات ۱۰۷
۳-۲-۳- اندرکنش فولاد و بتن ۱۰۸
۳-۲-۴- چسبندگی ۱۰۸
۳-۳- رفتار خمشی اعضای بتن مسلح ۱۰۹
۳-۴- رفتار خمشی تیرها ۱۰۹
۳-۵- تحلیل خمشی تیرها یا اعضای با نیروی محوری اندک ۱۱۱
۳-۶- رفتار خمشی تیر – ستونها یا قطعات خمشی- فشاری (نیروی محوری حضور دارد) ۱۱۵
۳-۷- تحلیل تیر – ستونها ۱۱۷
۳-۸- شکل‌پذیری ۱۲۰
۳-۸-۱- شکل‌پذیری کرنشی ۱۲۲
۳-۸-۲- شکل‌پذیری انحنایی ۱۲۳
۳-۸-۲-۱- انحناء حد جاری شدن ۱۲۳
۳-۸-۲-۲- حداکثر انحناء یا انحناء نهایی ۱۲۵
۳-۸-۳- عوامل عوامل مؤثر بر شکل‌پذیری انحنایی ۱۲۵
۳-۸-۳-۱- اثر کرنش نهایی بتن ۱۲۶
۳-۸-۳-۲- اثر نیروی محوری ۱۲۶

۳-۸-۳-۳- اثر مقاومت فشاری بتن ۱۲۶
۳-۸-۳-۴- اثر مقاومت جاری شدن فولاد ۱۲۶
۳-۸-۳-۵- شکل‌پذیری جابجایی تغییرمکانی ۱۲۷
۳-۸-۴- رابطه بین شکل‌پذیری تغییرمکانی و شکل‌پذیری انحناء ۱۲۹
۳-۸-۴-۱- تغییرمکان حد جاری شدن ۱۳۰
۳-۸-۴-۲- توزیع حداکثر تغییرمکان ۱۳۰
۳-۸-۴-۳- طول لولای خمیری ۱۳۱
۳-۸-۵- شکل‌پذیری عضو و کل سازه ۱۳۳
۳-۹- رفتار برشی اعضای بتن مسلح ۱۳۴
۳-۹-۱- افزایش مقاومت برشی بوسیله فولادهای قطری ۱۳۵
۳-۱۰- مقاومت برشی ۱۳۷
۳-۱۱- طرح تیرها ۱۳۹
۳-۱۱-۱- لنگرهای خمشی ۱۳۹
۳-۱۱-۲- کنترل ابعاد مقطع ۱۴۰
۳-۱۱-۳- میلگردهای خمشی ۱۴۱
۳-۱۱-۴- وصله میلگردها ۱۴۳
۳-۱۱-۵- نیروهای برشی در تیرها ۱۴۴
۳-۱۱-۶- سهم فولادهای برشی ۱۴۶
۳-۱۱-۷- میلگردهای عرضی یا برشی ۱۴۸
۳-۱۱-۸- کنترل برش لغزشی در تیرها ۱۵۰
۳-۱۲- طرح ستونها ۱۵۲
۳-۱۲-۱- مقاومت خمشی ستونها ۱۵۲
۳-۱۲-۲- کنترل ابعاد مقطع ۱۵۳
۳-۱۲-۳- میلگردهای طولی ۱۵۴
۳-۱۲-۴- وصله‌ها ۱۵۴
۳-۱۲-۵- مقاومت برشی ستون ۱۵۴
۳-۱۳- طرح اتصالات تیر – ستون ۱۶۰
۳-۱۳-۱- نحوهٔ شکست اتصال ۱۶۲

۳-۱۳-۲- نیروی برشی اتصال ۱۶۳
۳-۱۳-۳- مقاومت برشی ۱۶۳
۳-۱۳-۴- میلگردهای عرضی ۱۶۵
۳-۱۳-۵- میلگردهای طولی ۱۶۶
۳-۱۴- مقاومت چسبندگی ۱۶۶

فصل چهارم – رفتار و طراحی دیوارهای برشی

۴-۱- دیوارهای برشی ۱۶۷
۴-۲- مزیت‌های دیوارهای برشی ۱۶۹
۴-۳- انواع دیوارهای برشی ۱۷۰
۴-۳-۱- دیوارهای برشی کوتاه ۱۷۰
۴-۳-۲- دیوارهای برشی طره‌ای (بلند) ۱۷۱
۴-۴- اثر شکل مقطع بر رفتار دیوار ۱۷۱
۴-۵- مقاطع بالدار ۱۷۲
۴-۶- اندازه بال و پایداری جانبی دیوارهای برشی ۱۷۳
۴-۷- تقسیم‌بندی دیوارهای برشی از نظر تغییر در ارتفاع ۱۷۶
۴-۷-۱- دیوارهای طره بدون بازشو ۱۷۷
۴-۷-۲- دیوارهای برشی دارای بازشو ۱۷۹
۴-۷-۳- دیوارهای برشی بر روی ستون ۱۸۲
۴-۸- نحوهٔ انتخاب محل دیوار برشی در پلان ۱۸۳
۴-۹- پایداری پیچشی ۱۸۵
۴-۱۰- نحوهٔ شکست دیوارهای برشی ۱۸۶
۴-۱۰-۱- تخریب ناشی از برش ۱۸۷
۴-۱۰-۲- تخریب برشی در لغزش ۱۸۸
۴-۱۰-۳- تخریب ناشی از چرخش شالوده ۱۸۹
۴-۱۱- مقاومت خمشی دیوارهای سازه‌ای ۱۹۰
۴-۱۲- طول لولای خمیری ۱۹۴
۴-۱۳- مقاومت برشی دیوارهای سازه‌ای ۱۹۴
۴-۱۴- تیر رابط یا تیر همبند ۲۰۲

۴-۱۵- سایر الزامات طراحی ۲۰۶
۴-۱۶- حداقل میلگردهای لازم ۲۰۹
۴-۱۷- تعبیه آرماتورها ۲۱۱
۴-۱۸- آرماتورهای عرضی ویژه ۲۱۲

فصل پنجم – شالوده‌ها

۵-۱- مقدمه ۲۱۵
۵-۲- انواع شالوده ها ۲۱۶
۵-۲-۱- شالوده‌های منفرد ۲۱۶
۵-۲-۲- شالوده‌های مرکب ۲۱۷
۵-۲-۳- شالوده‌های نواری ۲۱۷
۵-۲-۴- شالوده های گسترده (تخت) ۲۱۷
۵-۲-۵- شالوده باسکولی ۲۱۹
۵-۲-۶- شالوده‌های حفره‌ای (سلولی) ۲۱۹
۵-۲-۷- شمع‌ها ۲۱۹
۵-۳- شالوده برای مناطق زلزله‌خیز ۲۲۰
۵-۳-۱- تقسیم‌بندی زمین برای طرح لرزه‌ای ۲۲۰
۵-۳-۲- تغییرمکان سازه ۲۲۱
۵-۳-۲-۱- تغییرمکان ارتجاعی زمین ۲۲۱
۵-۳-۲-۲- روش ساده محاسبه تغییرمکان ارتجاعی زمین ۲۲۱
۵-۳-۳- نشست خاک ۲۲۳
۵-۳-۴- آبگونگی ۲۲۴
۵-۳-۵- اندرکنش خاک و سازه ۲۲۵
۵-۴- طراحی شالوده‌ها ۲۲۹
۵-۴-۱- بارگذاری ۲۲۹
۵-۴-۲- توزیع فشار در زیر شالوده‌ها ۲۳۰
۵-۴-۳- تعیین ابعاد شالوده ۲۳۲
۵-۴-۴- مقاومت خمشی و برشی ۲۳۳
۵-۵- طراحی پی‌های شمعی ۲۴۰

۵-۶- خواص مهندسی خاک	۲۴۴
۵-۶-۱- ضریب پواسیون	۲۴۶
۵-۶-۲- مدول ارتجاعی E	۲۴۷
۵-۶-۳- مدول برشی G	۲۴۷
۵-۶-۴- میرایی	۲۴۸
مراجع	۲۵۱
واژه‌نامه فارسی – انگلیسی	۲۵۵
واژه‌نامه انگلیسی – فارسی	۲۶۱
فهرست اسامی	۲۶۷
فهرست موضوعی	۲۶۹

کلیات:

طراحی لرزه‌ای ساختمانها از ضروری‌ترین روشهای طراحی برای کشورهایی است که در مناطق زلزله‌خیز قرار دارند و از این جهت لازم است که برای این موضوع بطور جدی در ابعاد گوناگون چه در بستر تحقیق و چه در بستر آموزش سرمایه‌گذاری اساسی صورت گیرد.

میلیاردها ریال خسارت مالی و ده‌ها هزار کشته و زخمی، نتیجهٔ رخداد زلزله‌هایی است که هر از چندگاه در گوشه و کنار کشور به وقوع می‌پیوندد. در بیست سال اخیر بیش از صدها هزار نفر از مردم بر اثر وقوع زلزله و تخریب ساختمانها کشته شده‌اند. بطور اساسی باید به این سؤال پاسخ گفت که چگونه می‌توان با این پدیده مقابله کرد یا آثار تخریبی آنرا به حداقل ممکن رساند و یا اینکه اگر زیانهای مالی قابل تحمل باشند، آیا زیانهای جانی قابل پذیرش هستند؟! چنین بنظر می‌رسد که گام نخست این است که دستگاههای اجرایی کشور، ملزم به رعایت آئین‌نامه‌های موجود در همهٔ زمینه‌های مرتبط با موضوع باشند و از طرف دیگر تدوین آئین‌نامه‌ها و ضوابط به جا مانده هرچه سریعتر بمنظور تدقیق روشهای طراحی و بالا بردن سطح کیفی فناوری ساخت و ساز به انجام رسد. مشاهدات عینی نشان داده است که اکثر تلفات و خسارات مربوط به ساختمانهای غیرمهندسی است که تعداد آنها در شهرهای بزرگ هم زیاد است.

شهرهای ایران اکثراً در دامنهٔ کوه‌ها و یا در دشتها ساخته شده‌اند و با توجه به توپوگرافی و ژئومورفولوژی ایران، فاصله بین قله کوهها و مراکز شهرها تقریباً به طور متوسط بین ۱۵ تا ۲۰ کیلومتر می‌باشد. بنابراین به دلیل عبور بسیاری از گسلها از بلندیها، فاصله شهرها از مناطق زلزله‌خیز در حدود ۱۵ الی ۲۰ کیلومتر خواهد بود. به عنوان مثال تحلیل آماری بر روی زلزله‌هایی که بزرگی آنها بیش از ۶/۵ ریشتر بوده نشان داده است که فاصله شهرهای خراب شده با مراکز زلزله در حدود ۱۱ کیلومتر بوده است.

از سال ۱۲۷۸ تا ۱۳۶۵ (هـ .ش) در حدود ۷۴ زلزله مهم در ایران روی داده است که از میان این زلزله‌ها، ۴۵ مورد با بزرگی ۵ الی ۶ ریشتر و ۱۸ مورد به بزرگی ۶ الی ۷ ریشتر و ۹ مورد به بزرگی ۷ الی ۸ ریشتر بوده است [۵].

به طور کلی در اکثر شهرهایی که بر روی گسل بنا شده‌اند زلزله اتفاق افتاده است و نقاطی که در محل تلاقی دو گسل واقع شده‌اند اکثراً به شدت لرزیده‌اند. البته نباید گمان کرد که اگر شهری سابقه زلزله‌خیزی ندارد، در آن زلزله مهمی روی نخواهد داد. برای نمونه شهر طبس را می‌توان نام برد که با سابقه هزارساله، تنها سیصد سال قبل یک زلزله خفیف در آن روی داده بود با این حال یک زلزله به بزرگی حدود ۷/۸ ریشتر در ۲۵ شهریور ۱۳۵۷ (هـ .ش) در آن فاجعه آفرید.

جدول ۱-۱ بمنظور خاطر نشان کردن اهمیت خطر زلزله و لزوم چاره‌اندیشی درخصوص کاهش آسیبهای ناشی از آن، زلزله‌هایی را که در قرن اخیر با بزرگی بیش از ۶/۵ ریشتر در کشورمان اتفاق افتاده است به همراه آماری از تعداد کشته‌شدگان این پدیده ارائه می‌دهد. آمار موجود بیانگر این واقعیت است که طی مدت ۶۸ سال (از سال ۱۲۸۱ تا ۱۳۴۹ (هـ .ش) ، ۱۹۸۰ زلزله در ایران به ثبت رسیده است در نتیجه در هر سال به طور متوسط ۲۹ زلزله اتفاق افتاده است که برخی از آنها مخرب بوده و برخی دیگر خسارات و تلفاتی به همراه نداشته است. تجربه نشان داده است که اگر بزرگی زلزله کمتر از ۵/۵ ریشتر باشد خسارتهای مهمی به کشور وارد نخواهد آمد و حتی در زلزله هایی با بزرگی ۵/۵ تا ۶ ریشتر، خسارتهای جزئی وارد آمده است. در نتیجه توجه به زلزله‌های مخرب با بزرگی بیش از ۶ ریشتر باید بسیار جدید تلقی شود.

زلزله‌های مخرب در سطح جهان در حدود یک سه هزارم تعداد کل زلزله‌ها را تشکیل می‌دهند به طوری که از حدود ۴۲۰۰۰۰ زلزله که هر سال اتفاق می‌افتد حدود ۱۳۹ مورد با بزرگی بیش از ۶/۱ ریشتر بوده‌اند [۳]. در ایران از سال ۱۲۸۱ تا ۱۳۶۹، تقریباً ۳۹ مورد ، یعنی ۲ مورد در سال زلزله مخرب اتفاق افتاده است که از این تعداد حدود ۱۶ زلزله با بزرگی ۷ ریشتر و یا بیشتر بوده‌اند از اینرو به طور متوسط هر ۶ تا ۷ سال یک زلزله شدید در ایران پیش‌بینی می‌شود.

در جدول ۱-۲ دوره بازگشت زلزله‌های با بزرگی مختلف در ایران آمده است..

معمولاً در آئین‌نامه‌های ساختمانی، فلسفه طراحی ساختمان مقاوم در برابر زلزله بر دو اصل کلی استوار است. یک اینکه در زلزله‌های متوسط، سازه ساختمان آسیب نبیند، و دیگر اینکه در زلزله‌های شدید، ساختمان بدون تخریب کلی، مقاومت کند. در تحلیل سازه ساختمان، مفاهیم زلزله متوسط و زلزله شدید باید به صورت کمی مشخص شوند تا بتوان آن‌ها را در محاسبات به کار گرفت. در آئین‌نامه‌های UBC 1988 و استاندارد ۲۸۰۰ ایران، زلزله طراحی، زلزله‌ای در نظر

جدول ۱-۱- زلزله‌های قرن اخیر ایران با بزرگی بیش از ۶ ریشتر

ردیف	تاریخ وقوع (شمسی)	محل وقوع	تلفات و خسارات وارده	بزرگی
۱	۰۳ بهمن ۱۲۸۸ [۱]	سیلاخور	۶۰۰۰ تا ۸۰۰۰ کشته، ویرانی کامل ۶۴ روستا	۷/۴
۲	۲۹ فروردین ۱۲۹۰	راور	۷۰۰ کشته ، ویرانی کامل ۴ روستا	۶/۷
۳	۰۴ خرداد ۱۳۰۲ [۱]	تربت حیدریه (کاج درخت)	۷۷۰ کشته، ویرانی کامل ۵ روستا	۵/۶
۴	۲۵ شهریور ۱۳۰۲ [۱]	شمال بجنورد	۱۵۷ کشته، تخریب ۱۰ روستا	۶/۵
۵	۳۱ شهریور ۱۳۰۲ [۱]	لاله‌زار (کرمان)	۲۰۰ کشته ، ویرانی کامل ۵ روستا	۶/۹
۶	۱۶ تیر ۱۳۰۶ [۲]	بلوچستان	-	۶/۵
۷	۱۱ اردیبهشت ۱۳۰۸ [۱]	کپه داغ	۳۲۰۰ کشته ، ویرانی ۸۸ روستا	۷/۱
۸	۱۲ اردیبهشت ۱۳۰۹ [۱]	سلماس	۲۵۱۴ کشته ، ویرانی ۶۰ روستا	۷/۲
۹	۱۷ اردیبهشت ۱۳۱۰	زنگزور	-	۶/۵
۱۰	۲۳ فروردین ۱۳۱۳ [۲]	بلوچستان	-	۷
۱۱	۲۳ فروردین ۱۳۱۴ [۱]	کسوت (مازندران)	۴۸۰ کشته ، ویرانی ۲۶ روستا	۶/۳
۱۲	۱۷ بهمن ۱۳۲۰ [۱]	دوست‌آباد (بیرجند)	۶۸۰ کشته ، ویرانی ۱۰ روستا	۶/۴
۱۳	۰۶ آذر ۱۳۲۴ [۱]	نزدیکی‌چاه‌بهار (مرزایران‌وپاکستان)	۴۰۰۰ کشته ، تخریب‌چندین‌شهر و روستا	۸/۲
۱۴	۰۱ مهر ۱۳۲۶ [۱]	دوست‌آباد	۴۰۰ کشته ، ویرانی ۵ روستا	۸/۲
۱۵	۲۳ بهمن ۱۳۳۱	ترود (سمنان)	۱۸۳ کشته ، تخریب ۲۰۰ روستا	
۱۶	۰۹ آبان ۱۳۳۵ [۲]	گوده	-	۶/۳
۱۷	۱۱ تیر ۱۳۳۶ [۱]	بند پی (مازندران)	۱۵۰۰ کشته ، ویرانی ۱۲۰ روستا	۷/۴
۱۸	۲۲ آذر ۱۳۳۶ [۱]	فارسینج (باختران)	۱۱۳۰ کشته، تخریب ۲۰۰ دهکده	۷/۳
۱۹	۲۵ مرداد ۱۳۳۷	نهاوند (همدان)	۱۹۱ کشته، خسارت به ۱۱۰ دهکده	۶/۷
۲۰	۰۴ اردیبهشت ۱۳۳۹	لار (فارس)	۴۰۰ کشته و ویرانی ۷۵٪ لار	۶/۱
۲۱	۲۱ خرداد ۱۳۴۰	دهکویه	تلفات نامعلوم، ویرانی ۴٪ شهر	۶/۸
۲۲	۱۰ شهریور ۱۳۴۱ [۱]	بویین‌زهرا	۱۲۲۰۰ کشته ، ویرانی ۳۰۰ روستا	۷/۲
۲۳	۰۹ شهریور ۱۳۴۷ [۱]	دشت بیاض	۱۰۰۰۰ کشته ، ویرانی ۶۱ آبادی	۷/۳
۲۴	۱۰ شهریور ۱۳۴۷ [۱]	فردوس	۷۵۰ کشته ، تخریب ده‌ها روستا	۶/۴
۲۵	۱۶ آبان ۱۳۴۸	بمپور	-	۶/۷
۲۶	۱۶ اسفند ۱۳۴۹	مراوه تپه	۲۰۰ کشته ، خسارات زیاد	۶/۷
۲۷	۲۱ فروردین ۱۳۵۱ [۱]	قیروکارزین	۵۰۱۰ کشته، آسیب‌دیدگی‌بیش‌از ۵۰ روستا	۷/۳
۲۸	۱۶ اسفند ۱۳۵۳	سرخو (بندرعباس)	۶۰۰۰ کشته، ویرانی ۳۶۵ خانه	۶
۲۹	۰۳ آذر ۱۳۵۵	ماکو	-	۷/۳
۳۰	۰۱ فروردین ۱۳۵۶	خورگو (بندرعباس)	۱۲۸ کشته، خسارت مالی زیاد	۷/۰
۳۱	۲۵ شهریور ۱۳۵۷ [۱]	طبس (خراسان)	۱۸۲۲۰ کشته، آسیب‌دیدگی ۸۵ روستا	۷/۷
۳۲	۲۳ آبان ۱۳۵۸ [۱]	کریزان – خواف	۴۲۰ کشته، ویرانی کامل ۴ روستا	۶/۶
۳۳	۰۶ آذر ۱۳۵۸ [۱]	کولی – بنیاباد	۱۳۰ کشته، تخریب ۱۵۰ روستا	۷/۱
۳۴	۲۱ خرداد ۱۳۶۰ [۳]	گلباف (کرمان)	۱۱۰۰ کشته، آسیب‌دیدگی‌روستاهای‌زیادی	۶/۷
۳۵	۰۶ خرداد ۱۳۶۰ [۱]	سیرج (کرمان)	۱۳۰۰ کشته، ویرانی چندین روستا	۷/۳
۳۶	۳۱ خرداد ۱۳۶۹ [۳]	منجیل ـ رودبار	۳۵۰۰۰ کشته ، ویرانی چند شهر و روستا	۷/۴
۳۷	۰۴ اسفند ۱۳۷۲ [۳]	سفیدآبه	۶ کشته، آسیب‌دیدگی ۳۰۰ واحد مسکونی	۶/۶
۳۸	۱۶ بهمن ۱۳۷۵ [۳]	گرمخان بجنورد	۱۰۰ کشته، ویرانی ۱۰ روستا	۶/۸
۳۹	۱۰ اسفند ۱۳۷۵ [۳]	سرعین اردبیل	۹۶۵ کشته، ویرانی ۳ روستا	۶/۱
۴۰	۲۰ اردیبهشت ۱۳۷۶ [۳]	زیرکوه قائنات	۱۵۶۰ کشته، ویرانی کامل ۱۰۰ روستا	۷/۳
۴۱	۲۳ اسفند ۱۳۷۶ [۳]	گلباف	۵ کشته، آسیبهای جزئی	۶/۶

گرفته شده است که با احتمال بیش از ۱۰ درصد، در طول ۵۰ سال اتفاق خواهد افتاد که آنرا بصورت زلزله ۴۷۵ ساله نشان می‌دهند زیرا دوره بازگشت متوسط چنین زلزله‌ای، ۴۵۷ سال می‌باشد. لازم به ذکر است که زلزله طراحی نه یک زلزله متوسط است و نه یک زلزله بزرگ، در حقیقت بیشتر آئین‌نامه‌ها تعریفی از زلزله بزرگ یا کوچک ارائه نکرده‌اند. در هر حال برای تعیین مقدار خطرپذیری هر ساختمانی باید نوع کاربری، خصوصیات رفتاری سازه در حالت حدی و آثار مترتب بر آن حالت حدی مورد استفاده قرار گیرد. علاوه بر آن براساس نوع ساختمان نیزمی‌توان خطرپذیری ساختمان را تعریف کرد. در جدول ۱-۳ مقادیر پیشنهادی هوآنگ و هسو برای مقدار خطرپذیری قابل قبول ارائه شده است.

جدول ۱-۲- دوره بازگشت زلزله در ایران

بزرگی زلزله (ریشتر)	دوره بازگشت
۴ و ۵	هر ۲ تا ۴ هفته یکبار
۶/۵	هر دو سال
۷	هر ۵ تا ۱۰ سال

جدول ۱-۳- مقادیر پیشنهادی هوآنگ و هسو برای خطرپذیری قابل قبول

نوع ساختمان	احتمال حالت حدی موردنظر	
	اولین تسلیم (در سال)	انهدام (در سال)
ساختمانهای عادی	$\frac{۱}{۵۰}$	$\frac{۱}{۱۰۰۰}$
ساختمانهای با اهمیت زیاد	$\frac{۱}{۱۰۰}$	$\frac{۱}{۲۰۰۰}$
ساختمانهای حیاتی	$\frac{۱}{۱۰۰}$	$\frac{۱}{۵۰۰۰}$

بر طبق این پیشنهادها نوع ساختمانها بشرح زیر تعریف شده‌اند:

- ساختمانهای حیاتی: ساختمانهایی هستند که باید در جریان یک زلزله و پس از آن کارآیی خود را حفظ کنند؛ مانند بیمارستانها و ایستگاههای آتش‌نشانی.
- ساختمانهای با اهمیت زیاد: ساختمانهایی که محل تجمع تعداد زیادی از مردم هستند؛ مانند مدارس، سالنهای اجتماعات، سینماها.
- ساختمانهای عادی: تمام ساختمانهایی که در شمار موارد فوق نباشند.

حال با توجه به مطالب فوق می‌توان فلسفه طراحی ساختمانهای مقاوم در برابر زلزله را به طور کمی بیان کرد. برای مثال درخصوص ساختمانهای عادی می‌توان موارد زیر را بعنوان عوامل مؤثر در طراحی لرزه‌ای محسوب نمود:

۱- در صورت وقوع زلزله با دوره بازگشت کمتر از ۱۰۰ سال، احتمال رسیدن به حالت تسلیم در هر مقطع سازه کمتر از یک در ۵۰ ، در هر سال باشد.

۲- در صورت وقوع زلزله با دوره بازگشت کمتر از ۲۰۰۰ سال ، احتمال گسیختگی سازه‌ای کمتر از یک در هزار، در هر سال باشد

بنابراین برای طراحی لرزه‌ای ساختمانها باید به مسائل عدیده‌ای پرداخت لیکن این کتاب قصد دارد بطور مجمل و صرفا برای آشنا نمودن خواننده با مسائل اساسی و مهم در طرح لرزه‌ای ساختمانهای بتن مسلح، به موارد پایه‌ای این نوع طراحی اکتفا نماید. از اینرو در طرح لرزه‌ای ساختمانهای بتن مسلح مطالبی درخصوص مصالح، رفتار اجزاء سازه‌ای و نکات مهم روشهای طراحی منطبق بر آئین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، بسنده شده است.

فصل ۱- خواص مهندسی و رفتار مصالح

۱-۱- مقدمه:

بدلایل عمده‌ای رفتار یا عملکرد ساختمانها و اجزای سازه‌ای آنها به مصالح بکار رفته در آنها وابسته است. از این رو قبل از پرداختن به مباحثی که مستقیماً به تحلیل و طراحی ساختمانهای بتن مسلح مربوط می‌شود، در این فصل خواص مهندسی بتن و فولاد و همچنین عوامل مؤثر بر رفتار آنها که متداولاً در ساختمان سازی بکار می روند، تحت بارهای استاتیکی ودینامیکی مورد تجزیه وتحلیل و بررسی قرار می گیرند. چسبندگی بین مصالح بکار رفته به عنوان اجزاء بسیط در مجموعه یک عضو سازه‌ای که با هم ترکیب می شوند، بحث بسیار مهمی خواهدبود که باید به آن توجه شود. تردیدی نیست که کنترل کیفیت این مصالح در رفتار لرزه ا ی سازه ها نقش بسیار مهم و اساسی ایفا می نماید. اما این قبیل مباحث در این کتاب مورد بحث واقع نمی‌شود. ذیلاً آنچه که در رفتار و فرآیند طراحی نقش مهمی ایفا می‌کند در این فصل اشاره می‌شود. مهمترین مصالح مورد بحث بتن و فولاد یا آرماتورها هستند که مورد بررسی قرار می‌گیرند.

۱-۲- بتن غیرمحصور

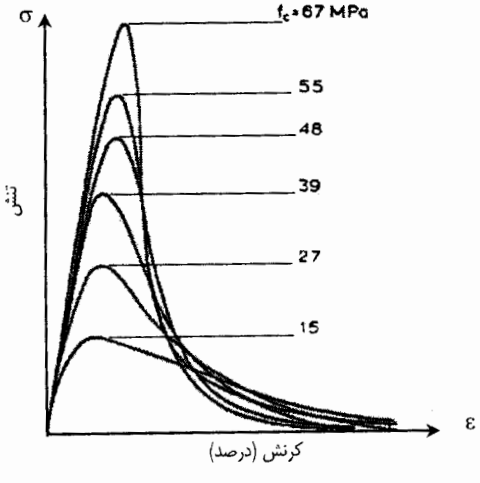
لازم است رفتار بتن مسلح و غیرمسلح را در برابر نیروهای ناشی از زلزله بخوبی شناخت. زیرا بتن مسلح توسط میلگردهای طولی و عرضی (خاموتها) بطور قابل توجهی محصور می شود که رفتارش با حالتی که محصور نیست تفاوت قابل توجهی دارد.

خواص مقاومتی مصالح در مقابل نیروی ناشی از زلزله را می‌توان به کمک منحنی های تنش- کرنش آنها که مقاومت و تغییرشکل را تفسیر می‌کند ارزیابی کرد. برای بدست آوردن منحنی

تنش-کرنش بتن که تحت نیروهای لرزه‌ای واقع می‌شود معمولا از دو سیستم آزمایش استفاده می‌کنند. یکی اینکه بتن را تحت تأثیر بارگذاری تکراری و باربرداری تکراری قرار می‌دهند بدون اینکه جهت اعمال بار تعویض شود. دیگر اینکه بتن را تحت بارهای تناوبی یعنی با تغییر جهت در بارگذاری قرار می‌دهند. هر دو حالت بارگذاری بدلیل اینکه شدت پائینی دارند بصورت استاتیکی است. هماهنگ کردن نتیجهٔ این نوع آزمایشها با رفتار واقعی بتن که تحت اثر زلزله واقعی قرار می‌گیرد، بوسیله بارگذاری شدید تبیین می‌شود که از نظر مقاومتی یک روش مطمئن و ایمن است. در این‌حالت معمولا نرخ کرنش از ۰/۰۱ تا ۰/۰۲ بر ثانیه تعیین می شود، به عبارت دیگر کرنش اعمالی باید بین ۱ تا ۲ درصد بر ثانیه باشد [۶، ۷ و ۸]. از طرف دیگر، بکار بردن نتایج حاصل از تغییر مکان یا جابجایی نهایی چندان اطمینان بخش نخواهد بود.

۱-۳- رفتار بتن تحت بارهای یکنوا *(Monotonic)*

تاکنون منحنی های مختلفی برای روابط تنش-کرنش بتن تحت بارهای یک محوری از طریق آزمایش بر روی استوانه های بتن غیرمسلح ارائه شده است که در شکل ۱-۱ چنین روابطی برای مقاومت های مختلف ارائه شده است.



شکل ۱-۱- روابط تنش-کرنش نمونه های استوانه‌ای بتن تحت فشار یک محوری

در بدست آوردن این منحنی ها کنترل تغییرات کرنش پس از رسیدن به حداکثر مقاومت بسیار حائز اهمیت است که تمهیدات خاصی را طلب می‌کند. همچنانکه از شکل بر می‌آید هر چه بر مقاومت بتن افزوده شده است از شکل پذیری آن کاسته شده است اگر چه ممکن است انرژی

مستهلک شده تغییری نکرده باشد. به عبارت دیگر مقدار کرنش نظیر مقاومت نهایی برای بتن با مقاومت پائین، بیشتر از بتن با مقاومت بالا است.

برای منحنی های تنش-کرنش بتن تحت بارهای یکنوا مدلهای ریاضی یا تحلیلی گوناگونی ارائه شده است که بطور کلی در این مدلها سه بخش مهم برای منحنی تعریف می شود. بخش اول قسمت افزایشی است که تا حداکثر مقاومت بتن را شامل می شود. پس از این مرحله مقاومت بتن کاهش می یابد که قسمت کاهشی نام گذاری شده است. قسمت سوم بنام قسمت افقی نامیده می شود و معمولا در محاسبات وارد نمی شود.

قسمت اول را می توان به دو بخش تقسیم کرد که عبارتند از:

۱- بخش نخستین که معمولا بسیار شبیه خط مستقیم است و رفتار ارتجاعی بتن را تبیین می‌کند. این بخش برای روش طراحی ارتجاعی یا روش مبتنی بر تنش مجاز بکار می‌رود.

۲- بخش دوم که در دامنهٔ تغییرات کرنش تا محدودهٔ ٪۷۰ تا ٪۱۰۰ مقاومت بتن محدود می شود تعریف شده است. این بخش بصورت غیرخطی بوده و مقدار مدول ارتجاعی مماسی کاهش چشمگیری دارد. واقعیت این است که رفتار غیرخطی بتن از مقاومت نظیر $۰/۳f_c$ آغاز می‌شود، زیرا قبل از این مقاومت ترکهای موئینه ناشی از وارفتگی و اثر تغییر حرارت یا عوامل دیگر، در بتن ایجاد شده است. برطبق مطالعات انجام شده در دو دههٔ هفتاد و هشتاد میلادی [۹ و ۱۰] مقاومت نظیر $۰/۵f_c$ تا $۰/۷f_c$ متناظر با ترکهای ناشی از اختلاف سختی ملات و دانه بندی بتن است که معمولا بصورت ترک در ملات ظاهر می‌شود. در قسمت دوم که مربوط به رفتار بتن پس از رسیدن و گذر از مقاومت f_c است، مقدار کرنش با شدت بیشتری افزایش می‌یابد، در حالیکه مقدار تنش کاهش می یابد. این پدیده را بنام رفتار نرم شدگی یا نرم شدگی کرنشی می شناسند. در این وضعیت است که گسترش ناپایدار و سریع ترکهای داخلی آنها را تبدیل به ترکهای عریض تر می کند به نحوی که به راحتی قابل رویت خواهند بود. در طراحی حداکثر تا بخشی از قسمت دوم که توسط کرنش مرحلهٔ نهایی ε_{cu} شناسایی می شود برای رابطهٔ تنش-کرنش در نظر می گیرند، زیرا پس از آن مرحله هرگونه خسارت که بر بتن وارد شود برای مقاومت عضو قابل پذیرش نخواهد بود. این مقدار برای طراحی بسیار ضروری است و آئین نامه‌های مختلف مقادیر مختلفی را ارائه و توصیه کرده اند. مثلا آئین نامه ACI [۱۱] مقدار آنرا ۰/۰۰۳ و آئین نامه BS8110 [۱۲] و EC2 (CEN, 1991) [۱۳] برابر با ۰/۰۰۳۵ در نظر می‌گیرد. لازم به ذکر است در تمام این آئین نامه ها فرض می شود که تنش فشاری بتن تا این مرحله از کرنش کاهش ندارد، ولی این فرض با رفتار واقعی بتن تطبیق ندارد. اما از آنجا که سطح زیر منحنی مفروض در آئین نامه ها کمتر از منحنی واقعی است این فرض چندان اشکالی ایجاد نمی‌کند.

۱-٤- مدول ارتجاعی بتن:

همانگونه که می‌دانیم مقاومت فشاری بتن را بطور معمول یا بر مبنای آزمایشهای شکست استوانه به ارتفاع ۳۰سانتی‌متر و قطر ۱۵ سانتی‌متر و یا نمونه‌های مکعبی به ابعاد ۱۵سانتی‌متر بدست می‌آورند. در این آزمایشها منحنی‌مربوط به تنش - کرنش بتن را غالبا براساس نمونه استوانه‌ای در نظر می‌گیرند. مدول ارتجاعی بتن (E_c) را می‌توان از طریق آزمایش بدست آورد و یا بر مبنای توصیه‌های آئین‌نامه‌ای که آنها نیزمبتنی بر آزمایش های زیادی تدوین شده است محاسبه کرد. باید دانست آنچه حائز اهمیت است، تغییرات E_c بر روی منحنی تنش-کرنش است که برای طراحی بطور معمول مقدارمماس اولیه یا مقدار وتری را در نظر می‌گیرند. آئین‌نامه ACI [۱۱] مقدار مدول ارتجاعی بتن را بر طبق رابطه ۱-۱ پیشنهاد می‌نماید.

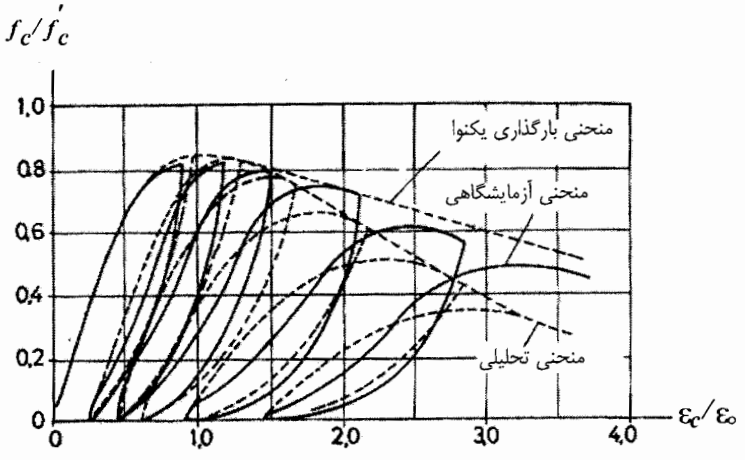
$$E_c=\gamma_c^{1/5}(۰/۰۴۳\sqrt{f_c}) \qquad (۱-۱)$$

که در این رابطه مقدار f_c و E_c برحسب MPa بوده و γ_c وزن مخصوص بتن و ۱۵۰۰ تا ۲۵۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب است .برای بتن با وزن‌مخصوص معمولی ۲۳۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب و مقدار مدول ارتجاعی $\sqrt{f_c}$ ۴۷۰۰ برحسب Mpa بدست می آید.

لازم به یادآوری است در این رابطه مقدار E_c شیب خطی است که کرنش صفر را به تنش فشاری f_c ۰/۴۵ وصل می‌کند. از طرفی مدول ارتجاعی بستگی زیادی به مدول ارتجاعی سنگدانه‌ها دارد.

۱-۵- پاسخ بتن تحت بارهای تناوبی

اگر نمونه های استوانه ا ی بتن غیرمحصور را تحت تأثیر نیروهای فشاری تناوبی قرار دهیم رابطهٔ تنش-کرنش آن در تمام مراحل بارگذاری و باربرداری مطابق شکل ۱-۲ خواهد بود. کارزان و جیرسا [۱۴] در پی مطالعات آزمایشگاهی خود نشان داده اند که شیب منحنی بارگذاری و باربرداری و بارگذاری مجدد با افزایش تغییرشکل غیرارتجاعی، کاهش می یابد که این رفتار حکایت از نرم شدگی کرنشی مصالح در اثر بارهای تناوبی دارد. همچنین ثابت شده است که پوش منحنی ناشی از بارهای تناوبی بر منحنی پیوسته ناشی از بار یکنواخت و یکنوا منطبق است. به عبارت دیگر منحنی تنش-کرنش بتن تحت بار یکنوا و استاتیکی همان پوش منحنی ناشی از بارهای تناوبی است.



شکل ۱-۲- تنش-کرنش نمونه استوانه ا ی بتن تحت اثر بار تک محوری تناوبی فشاری

۱-٦- بتن محصور

رفتار و مقاومت بتن در حالت عادی و محصور شده تفاوت‌های زیادی با یکدیگر دارند .شیوه محصور کردن بتن‌تأثیر مستقیم در این تفاوت دارد .رفتار غیرارتجاعی بتن با شروع ترکهای بین دانه بندی و خمیر سیمان یا ملات آن آغاز می شود و این پدیده تأثیر بسیار زیادی بر قسمت دوم منحنی تنش-کرنش بتن می گذارد. همچنین رفتار بتن بر اثر محصور شدن از لحظه ا ی‌که ترکهای داخلی شکل می گیرند و موجب ازدیاد حجم می شوند تغییرات چشم گیری دارد. بنابراین بررسی بتن محصور در طرح لرزه ا ی سازه ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.

۱-٦-۱- مزایای محصور کردن

محصور کردن بتن دارای دو مزیت اساسی است که بر رفتار لرزه ا ی سازه های بتن مسلح اثر قابل توجهی می گذارد.

۱- افزایش مقاومت بتن. اگر بتن به نحو مناسبی محصور شده باشد و بر اثر نیروهای لرزه ا ی بتن پوششی آن کنده شود، بتن محصور شده بخوبی مقاومت خواهد کرد. باید دانست که معمولا اگر کرنش سطح خارجی به حدود ۰/۰۰۴ برسد بتن پوشش خرد و پراکنده خواهد شد.

۲- محصور شدن بتن باعث می شود تا قسمت دوم منحنی تنش-کرنش آن از شیب کمتری برخوردار شود و در نیتجه کرنش مرحلهٔ نهایی افزایش می یابد و سطح زیر منحنی که مبین استهلاک انرژی است در حد قابل توجهی افزایش خواهد یافت. بنابراین نحوه بکارگیری و تعبیه تنگ ها یا خاموتها بحث‌مربوط به‌دستاوردهای جدید طراحی لرزه‌ای را بخود اختصاص داده است.

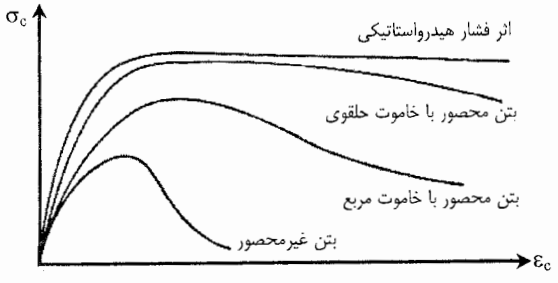
۱-٦-۲-روشهای محصور کردن بتن

بتن غیرمحصور بدلیل مقاومت و کرنش کمتر، برای رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح مناسب نیست. علیرغم‌دقت در تعبیه فولادهای لازم برای تأمین شکل‌پذیری سازه، بندرت بتوان بدون بتن محصور به شکل‌پذیری مطلوب ومورد نظر دست یافت. اگر در رفتار لرزه‌ای، بتن پوششی که در قسمت بیرونی فولادها قرار دارد، خرد و پراکنده شود، لازم است بتن باقیمانده که قسمت عمده‌ای از سازه را تشکیل می‌دهد اولاجبران بخشهایی از بتن از دست رفته رابنماید و ثانیا نیاز شکل‌پذیری سازه را در همراهی با فولاد تأمین کند. چنانچه بقدر کافی فولاد محصورکننده (خاموتها یا تنگها) برای محصور کردن بتن و به ویژه برای ناحیه فشاری تعبیه نگردد، فولادهای اصلی و طولی‌فشاری دچار کمانش شدید شده و مقاومت بتن سریعابه مرحله تخریب نزدیک گشته، که در چنین وضعی سازه فروخواهد ریخت .باید دانست در مقاطعی از سازه که لولای خمیری در آن مقاطع تشکیل می‌شود و تحت اثر بارهای‌محوری هم واقع می‌شوند، باید دارای بتن محصور شده باشند. مانند پای ستونها در قابهای بتن مسلح، که در آنها بایدتغییر شکل غیرارتجاعی تا بدانجا ایجاد شود که لولای خمیری تبدیل به مکانیزم شود.بنابراین با توجه به اینکه همیشه از قاعده ستون قوی و تیر ضعیف باید استفاده کرد، در عین حال ایجاد لولای‌خمیری در پای ستون به نحوی که بتن آن ناحیه کاملا "محصور شده باشد الزامی است.چنانچه بتن غیرمحصور تحت اثر تنشهای فشاری به مرحله مقاومت نهایی برسد، تنشهای کششی جانبی و در نتیجه در آن کرنش کششی جانبی زیادی و پس از آن ترکهای مویی طولی ایجاد خواهد شد .این دو پدیده ناپایداری ناحیه فشاری و مالا فروریزی را موجب می‌شود.

تعبیه فولادهای فرعی بعنوان خاموت یا تنگها، بتن را محصور کرده که در نتیجه مقاومت بتن افزایش یافته و کرنش‌فشاری تا حد قابل توجهی بالاتر رفته و پایداری ناحیه فشاری را بیشتر خواهد کرد و تخریب مقطع به تأخیر خواهد افتاد. یک مقایسه ساده بین نوع خاموتهای بکار رفته در شکل ۱-۳ نشان داده شده است. بر طبق این شکل هر قدر خاموتها شکل بسته تری داشته

باشند و به سمت نوع حلقوی پیش روند منحنی تنش-کرنش بیشتر اصلاح می شود،تا جائیکه منحنی مربوط به خاموت حلقوی یا مارپیچ نزدیک به اثر فشارهای هیدرواستاتیکی (یکنواخت) خواهد بود.

باید توجه داشت که اثر محصور کردن علاوه بر افزایش مقاومت موجب افزایش مدول ارتجاعی نیز شده است که این پدیده نیز در طراحی لرزه ا ی اثر بسیار چشمگیری دارد.



شکل ۱-۳- منحنی تنش-کرنش بتن تحت شرایط مختلف محصور شدن

۱-۶-۳- عوامل مؤثر بر محصور کردن

از مهمترین عواملی که بر محصور کردن بتن اثر دارد و باید در مدل های منحنی تنش-کرنش دخالت داده شود عبارتند از:

۱- نسبت حجمی فولادهای عرضی (ρ_h)

این نسبت به صورت حجمی است، یعنی نسبت حجم خاموتها به حجم هسته ا ی است که محصور است. محاسبهٔ‌هستهٔ محصور باید از محور خاموتها در نظر گرفته شود. روشن است که با افزایش‌این‌نسبت‌که‌با ρ_h نشان داده می‌شود، مقاومت وشکل پذیری‌بتن‌محصورنیز افزایش می‌یابد.

۲- مقاومت جاری شدن خاموتها (f_{yh})

کاملا معلوم است که هر قدر مقاومت جاری شدن خاموتها بیشتر باشد، اثر محصور شدن بتن بیشتر خواهد بود زیرا بعنوان یک عامل بازدارنده در تغییر شکل جانبی نقش بسزایی دارد.

۳- مقاومت فشاری بتن (f_c)

قبلا دانستیم که هر قدر مقاومت بتن بیشتر باشد رفتار آن تردتر خواهد بود. لیکن واضح است که شکل پذیری آنهم از بتن معمولی کمتر است. مضافا اینکه، برای یک نیروی محوری معین و ثابت، افزایش ابعاد جانبی (بر اثر ضریب پواسیون) در بتن معمولی، یعنی بتن با مقاومت کم، بیشتر

است. پس ضرورت محصور کردن این نوع بتن بیشتر می شود بویژه اینکه اگر از بتن با مقاومت بالا استفاده شود، خاموتها تحت تنش بیشتر واقع می شوند. لذا افزایش مقاومت بتن یا کاهش آن بر محصور کردن اثر مستقیم دارد.

۴- فاصلهٔ خاموتها

یقینا با کم کردن فاصلهٔ خاموتها هسته ا ی که باید محصور شود دارای ابعاد کمتری خواهد بود و بخوبی تحت اثر تنشهای محصورشدگی قرار می گیرد و اثر آن بیشتر می شود. از طرفی با کم کردن فاصلهٔ خاموتها از کمانه شدن فولادهای طولی نیز جلوگیری می شود.

۵- آرایش خاموتها

با توجه به نوع آرایش خاموتها اثر محصور شدن تحت تأثیر قرار می گیرد. مثلا انواع آرایشهای بکار رفته در شکل ۱۷ مشخص می کند آن آرایشی که بتن را بیشتر محصور کند مطلوبتر است یعنی مقاومت و شکل پذیری بیشتری را نتیجه می دهد.

۶- فولادهای طولی

فولادهای طولی نیز به سهم خود در محصور کردن نقش دارند ولی هر قدر آنها بیکدیگر نزدیکتر باشند اثر آنها بیشتر خواهد بود و از افزایش ابعاد جانبی جلوگیری می کنند. نکته دیگر دراین مورد قطراین فولادها است که هرقدر بیشتر باشد اثر آنها در محصور کردن بیشتر است.

۷- شدت بارگذاری

وقتی بحث زلزله و اثر آن بر سازه مطرح است، باید به جای استفاده از شدت بار از نرخ کرنش ($\dot{\varepsilon}$) در اثر بارهای وارده استفاده کرد. همچنانکه قبلا بحث شد چنانچه در شرایط بارهای استاتیکی نرخ کرنش $\dot{\varepsilon}$ افزایش یابد موجب افزایش مقاومت بتن می شود و اگر کاهش یابد مقاومت کاهش یافته و شیب منحنی تنش-کرنش در قسمت کاهشی نقصان می یابد. تاکنون چنین مشخص شده است که بر اثر نیروهای دینامیکی و از آن جمله زلزله، که نرخ کرنش دینامیکی ایجاد می کند گاهی اثر مثبت و گاهی اثر منفی بر بتن محصور خواهد داشت.

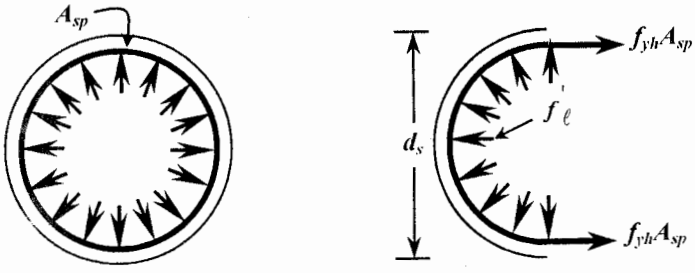
۸- توزیع کرنش

توزیع کرنش در مقاطع مختلف اجزاء سازه ا ی بستگی به نوع بارگذاری دارد بطور مثال خروج از مرکزیت بار محوری در ستونها از جمله مواردی است که توزیع کرنش را تحت دستخوش قرار می دهد. اما توزیع کرنش بر بتن محصور شده تأثیری ندارد لیکن شکل پذیری مقطع را تحت تأثیر خود قرار می دهد. اگر خاموتها بصورت حلقوی و یا مارپیچ تعبیه شوند، کشش حلقوی را بخوبی تحمل می‌کنند و از انبساط وترک خوردگی بتن جلوگیری خواهند کرد .این عمل موجب استمرار محصور بودن بتن شده که در شکل ۱-۴ این وضعیت بخوبی نشان داده شده است.

در این حالت حداکثر فشار جانبی مؤثر که در بتن ایجاد می‌شود برابر با f_ℓ است. اگر حد جاری شدن فولاد حلقوی f_{yh} باشد، مطابق شکل ۱-۴- ب تعادل نیروها چنین می‌شود:

$$f_\ell \cdot d_s \cdot S_h = ۲ f_{yh} \cdot A_{sp} \qquad (۲-۱)$$

روشن است که d_s قطر حلقه یا مارپیچ و S_h فاصله طولی بین حلقه‌ها یا فاصله ابتدا تا انتهای یک دور کامل از مارپیچ است.



الف - بتن محصور شده توسط خاموتهای حلقوی‌یا مارپیچ

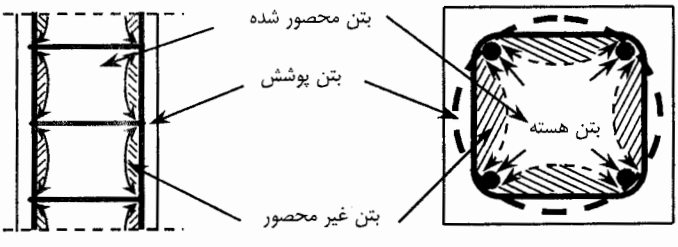
ب -نیروهای اعمال شده در نیم‌حلقه از بتن محصورشده

شکل ۱-۴- محصور کردن بتن بوسیله حلقه‌های فولادی

۱-٦-٤- محصور کردن با تنگ ها

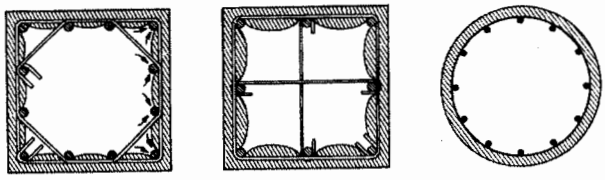
الف- بارهای یکنوا

در حالتی که خاموتها بصورت مربع تعبیه شده باشند، تمام بتن نمی‌تواند بطور کامل محصور باشد و فقط درنواحی گوشه محصور بودن کامل، ایجاد خواهد شد. زیرا فشاری که از طرف بتن به بخش مستقیم خاموتها وارد می‌شود، تلاش دارد تا آنها را به سمت بیرون خم کند. این پدیده را در شکل ۱-۵ مشاهده‌می‌کنیم و قسمت غیرمحصور با قسمت هاشورخورده مشخص شده‌است.

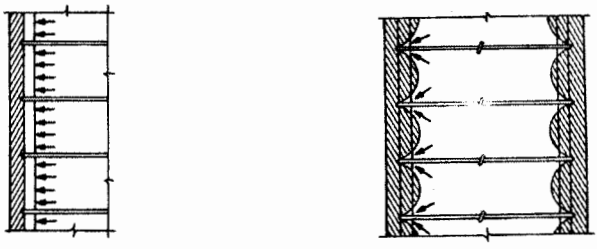


شکل ۱-۵- خاموت غیرحلقوی، بصورت مربع یا مستطیل

برای بیشتر محصور کردن بتن می‌توان خاموتها را هم‌پوشانی کرده و یا اینکه آنها را بصورت متقابل ضربدری یا عمود بر هم در چند مورد بیکدیگر قفل و بست کرد. در شکل ۱-۶ اثر اضافه کردن خاموتها که موجب بیشتر محصور شدن بتن می‌شود نشان داده شده است.



الف-خاموتهای مارپیچ یا مدور ب- خاموتهای مستطیلی بهمراه فولادهای ضربدری ج- فولادهای هم پوش



د- محصور شدن بتن توسط خاموتها هـ – محصور شدن بتن توسط فولادهای طولی

شکل ۱-۶- محصور شدن بتن در مقاطع مختلف توسط خاموتها و فولادهای اصلی

۱-۷- اجزای بتن

۱-۷-۱- بتن

امروزه پنج نوع سیمان پرتلند تولید می‌شوند تا شرایط فیزیکی و شیمیایی معینی را که برای هدفهای خاص لازم است برآورده سازند. این پنج نوع عبارتند از:

سمان پرتلند تیپ ۱: این نوع سیمان که به سیمان پرتلند معمولی نیز موسوم است، در مواردی که از بتن ویژگی خاصی انتظار نرود، مورد مصرف قرار می‌گیرد. این نوع سیمان باید شرایط مذکور در استانداردهای ایران [۱۵] را برآورده سازد و به همین دلیل بهتر است از کارخانه‌های معتبری که دارای سیستمهای کنترل کیفیت کافی هستند، تهیه گردد.

سیمان پرتلند تیپ ۲: این نوع سیمان معمولا کندتر از سیمان تیپ ۱ می‌گیرد و در زمان گیرش، حرارت هیدراسیون کمتری تولید می‌کند و نسبت به سیمان معمولی در مقابل حملهٔ سولفاتها، مقاومت بیشتری از خود نشان می‌دهد.

سیمان پرتلند تیپ ۳: این نوع سیمان که به سیمان زودگیر نیز موسوم است، تا اندازه‌ای ریزتر از سیمان معمولی آسیاب می‌گردد و به دلیل داشتن دانه‌های ریزتر، دارای کسب مقاومت سریعتری نسبت به سیمان معمولی است. البته پس ازگذشت چند ماه تفاوت چندانی با هم نخواهند داشت.

سیمان پرتلند تیپ ۴: این سیمان که سیمان دیرگیر نیز نامیده می‌شود، دارای روند کسب مقاومت و آزاد کردن حرارت بسیار کندتر از سیمان معمولی با طرح اختلاط یکسان، در هنگام گیر است. اما در نهایت دارای مقاومت و حرارت هیدراسیون یکسانی خواهد بود. کاربرد اصلی این نوع سیمان در ساختمانهای حجیم بتنی است که به علت حجم زیاد بتن، آزاد شدن سریع حرارت ناشی از گرفتن بتن می‌تواند باعث ایجاد دما و تنشهای بالایی در داخل آن و احتمالا باعث ایجاد ترکهایی در داخل سازه گردد.

سیمان پرتلند تیپ ۵: این سیمان که سیمان ضدسولفات نیز نامیده می‌شود، نوعی از انواع سیمان پرتلند است که دارای مقدار تری کلسیم آلومینات (C_3A) کمی است و به همین دلیل، بتن ساخته شده با این سیمان در مقابل آب دریا از خود مقاومت بیشتری نشان می‌دهد، چرا که سولفاتها با هیدرات تری کلسیم آلومینات واکنش انجام داده و باعث تضعیف بتن می‌گردند. این سیمان نسبت به دیگر انواع سیمان پرتلند دارای رنگ تیره‌تری است و بتن ساخته شده با آن نسبت به مقدار سیمان و نفوذناپذیری و تراکم بتن و نیز براساس غلظت سولفاتهای موجود مقاومت رضایت‌بخشی در مقابل حملهٔ سولفاتها از خود نشان می‌دهد. در صورتی که درصد موجود در خاک بیشتر از ۰/۵ و یا مقدار SO_3 به دست آمده از محلول آب و خاک دارای نسبت ۲ قسمت آب و یک قسمت خاک، بیش از (g/lit)۱/۹ باشد و یا SO_3 موجود در آب زیرزمینی دارای غلظت بیش از (ppm) ۱۲۰۰ باشد، استفاده از این نوع سیمان توصیه می‌شود.

۱-۷-۲- سنگدانه‌ها

به طور کلی به انواع سنگها، یعنی سنگهای شکسته و مصالح سنگی دیگری که با سیمان و آب مخلوط می‌گردند تا از اختلاط آنها بتن حاصل گردد، سنگدانه می‌گویند. با توجه به این که سنگدانه‌ها قسمت عمده‌ای از حجم بتن را تشکیل می‌دهند، انتخاب مصالح مناسب از اهمیت بسزائی برخوردار است. سنگدانه‌های مصرفی در ساخت بتن باید قاعدتا با مشخصات مذکور در استاندارد ۳۰۰ و ۳۰۲ ایران [۱۶ و ۱۷] تطابق داشته باشند.

شن و ماسه و سنگ شکسته‌هائی مانند گرانیت، بازالت و نمونه‌های سختی چون آهک، ماسه و سنگ به طور معمول به عنوان سنگدانه مورد استفاده قرار می‌گیرند. سنگدانه‌ها باید دارای دو خصوصیت تمیزی و دوام باشند. ضمنا علاوه بر سخت بودن، عاری از موادی که احتمال اثرگذاری بر آرماتورها را دارند، باشند و نیز تمیز و عاری از ناخالصی‌های آلی باشند. شن و ماسه معمولا باید توسط پیمانکار مربوطه مورد شستشو قرار گیرد تا به این طریف، رس و لای و دیگر ناپاکی‌های موجود درآن، از آن جدا گردد. در ضمن‌سنگدانه‌ها نباید درمقابل سیمان ازخود واکنش نشان دهند.

سنگدانه‌هائی نظیر ماسه طبیعی، سنگ یا شن شکسته که قسمت اعظمی از آن الک استاندارد (۳/۱۶in) 5mm عبور می‌کند، «ریزدانه» و در مقابل، سنگدانه‌هائی نظیر شن طبیعی، شن یا سنگ شکسته‌ای که از الک فوق عبور نکرده و بر روی آن باقی می‌ماند «درشت‌دانه» نامیده می‌شوند. معمولا بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌های درشت مورد استفاده در سازه‌های بتن مسلح به (۳/۴in) ۲۰mm محدود می‌شود.

دانه‌بندی و حداکثر درشتی مصالح سنگی مصرفی در بتن در روانی بتن تازه و در مقدار جمع‌شدگی، آب‌بندی و پوکی بتن تأثیر دارد. بنابراین باید از یک دانه‌بندی یکنواخت که شامل سنگدانه‌هایی با ابعاد مختلف از درشت‌دانه تا ریزدانه باشد، استفاده نمود. به خصوص ریزدانه‌ها باید به نحوی انتخاب گردند که ذرات با اندازه‌های مختلف را شامل باشند، بطوری که علاوه بر کاهش مقدار سیمان مصرفی، مخلوطی کاراً و شکل‌پذیر به دست می‌آید.

۱-۷-۳- آب

آب مصرفی در ساخت بتن معمولاباید برای نوشیدن مناسب و یا منابعی که مناسب بودن آنها ثابت شده است، تهیه گردد. این به خاطر اطمینان از عدم وجود ناخالصی‌هایی مانند جامدات

معلق، مواد الی و نمکهای غیرمحلولی است که غالبا در آبهای طبیعی یافت می‌شوند. این ناخالصی‌ها ممکن است بر خصوصیات بتن اثر نامطلوب بگذارند. استفاده از آب دریا به عنوان آب اختلاط در سازه‌های بتن مسلح، به دلیل خطر خوردگی فولاد باید شدیدا اجتناب شود.

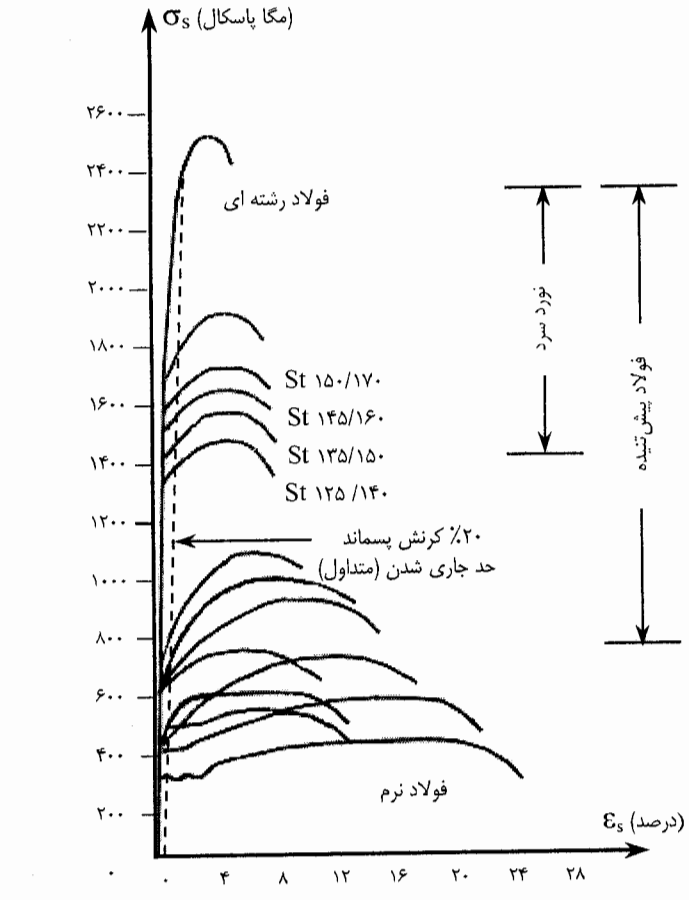
۱-۸- فولادهای مسلح‌کننده

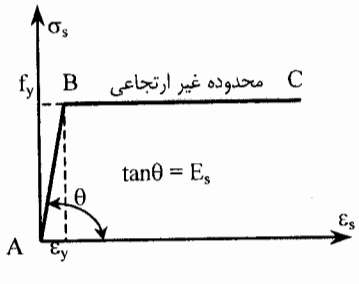
انواع مختلف فولادهای مسلح‌کننده که در ایران مورد استفاده قرار می‌گیرند، همراه با خصوصیات مربوطه در جدول ۱-۱ نشان داده شده است.

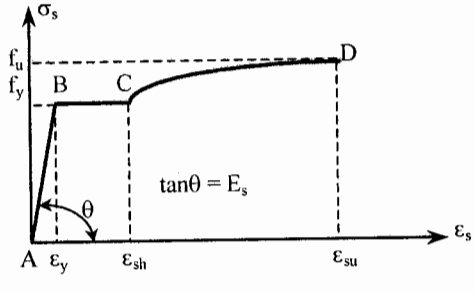
جدول ۱-۱- مشخصات فولادهای مسلح‌کننده [۱۸]

ردەبندی فولادها		S۲۲۰-۲۴۰	S۳۰۰	S۴۰۰	S۵۰۰
حداقل تنش جاری شدن (f_y)		۲۲۰-۲۴۰Mpa	۳۰۰Mpa	۴۰۰Mpa	۵۰۰Mpa
حداقل مقاومت کششی (f_u) نهایی		۳۴۰-۳۸۰Mpa	۵۰۰Mpa	۵۵۰Mpa	۶۰۰Mpa
گروه نامگذاری		A۱	A۲	A۳	A۴
نوع میلگرد		ساده یا آجدار	آجدار	آجدار	آجدار وپیچیده
حداقل افزایش طول نسبی در لحظه گسیختگی با:	سختی طبیعی	۰/۰۰۲۲	۰/۰۰۱۹	۰/۰۰۱۴	-
	سختی اصلاح شده	-	۰/۰۰۱۶	۰/۰۰۱۲	۰/۰۰۱۰

استفاده از میلگردهای آجدار برای میلگردهای اصلی توصیه می‌شود. استفاده از فولادهای گروه A۴ به دلیل ظرفیت پلاستیک محدود، توصیه نمی‌شود. فولادهای ردهٔ S۴۰۰ گرانتر از فولادهای ردهٔ S۳۰۰ است، اما قیمت آنها برحسب واحد تنش کمتر می‌باشد. فولادهای ردهٔ S۳۰۰ ارزانتر بوده و راحت‌تر خم است. استفاده از فولادهای رده‌های بالاتر در مواقعی که فولادهای رده‌های پائین‌تر مشخص شده‌اند، ممکن است مجاز نباشد. ضمنا توصیه شده است که از فولادهای با قطر کمتر از ۱۰mm استفاده نشود.







شکل ۱-۷- منحنی‌های تنش ـ کرنش فولادهای مختلف ومنحنی‌ایده‌ال برای بارهای یکنواخت‌و تناوبی

فصل ۲- الزامات کلی تحلیل و طراحی لرزه‌ای

۲-۱- مقدمه

برای طراحی ساختمانهای بتن مسلح در برابر زلزله، لازم است آئین‌نامه‌های طراحی ساختمانهای بتن مسلح در اختیار باشد. از اینرو طراح باید بر آئین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله که در واقع آئین‌نامهٔ بارگذاری زلزله است، و نیز آئین‌نامه طراحی ساختمانهای بتن مسلح (مثل آبا) تسلط کافی داشته باشد. البته باید دانست که طراح نمی‌تواند مسئولیت طراحی خود را بر عهدهٔ هیچ آئین‌نامه‌ای بگذارد. به عبارت ساده‌تر اگر کلیه جزئیات آئین‌نامه معتبر هم رعایت شود، هیچگونه مصونیتی برای طراح در قبال هرگونه حادثهٔ احتمالی در زمان بهره‌برداری ساختمان که ناشی از عدم طرح سازه‌ای مناسب باشد، تأمین نخواهد شد. لذا طراح باید به قضاوت مهندسی خود متکی باشد. بهمین دلیل خوب است بر حداقل ۲ یا ۳ آئین‌نامه مسلط باشد تا در موارد خاص بهترین تصمیم را مبتنی بر استفاده جامع از آئین‌نامه‌ها، اتخاذ نماید.

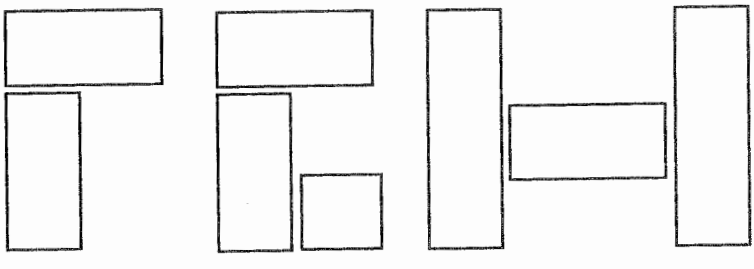
۲-۲- آرایش سازه ساختمان

معمولاً طرح معماری که نیازهای اصلی ساختمان را در زمان بهره‌برداری مشخص می‌کند، نحوهٔ استقرار ستونها، تیرها و سایر اجزای سازه‌ای را تعیین می‌کند. البته پس از مشورت با طراح سازه‌ای و در نظر گرفتن مسائل اقتصادی ناشی از نوع طرح معماری و سازه‌ای و پیش‌بینی عملکرد مناسب سازهٔ ساختمان در برابر بارهای ثقلی [۱۹] و بارهای جانبی (زلزله) آرایش سازه تعیین می‌گردد. طراح سازه باید تلاش نماید تا سازه‌ای که بر می‌گزیند حتی‌المقدور متقارن و منظم باشد و تغییرات سختی قابل ملاحظه‌ای در آرایش اجزای سازه‌ای در پلان و در ارتفاع

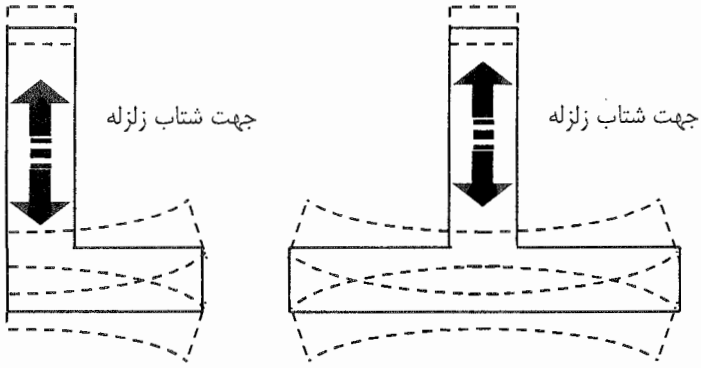
بوجود نیاورد. از این جهت نظرات طراح سازه باید همواره مورد توجه معمار و مالک قرار گیرد و البته نقش خود او در لزوم رعایت این نکات بسیار حائز اهمیت است. به عنوان مثال، در شکل ۲-۱ نحوهٔ استقرار بخشهای مختلف ساختمان بصورت بلوک‌های مجزا نشان داده شده است. در هر یک از این ساختمانها معلوم می‌گردد که این جداسازی باید مورد توجه معمار قرار گیرد تا نحوهٔ توزیع نیروهای ناشی از زلزله یا باد که موجب حرکت دادن بلوک‌های مجزا در دو جهت افقی می‌گردد، باعث واردآمدن خسارت به آنها نشود. توازن و تقارن در پلان و در ارتفاع از نخستین موارد مهم سازه‌ای است که در طرح معماری باید رعایت شود. در شکل۲-۲ نشان داده شده است که عدم جداسازی بلوک‌ها نیروهای قابل توجهی بین دو قسمت وارد می‌سازد که با جدا نکردن آنها از یکدیگر حرکت افقی یکی نسبت به دیگری و همچنین تغییر شکل خمشی بخشی از ساختمان نسبت به بخش دیگر ایجاد می‌شود. از اینرو در پلان ساختمان باید تقارن رعایت شود. اگر در پروژه‌ای خاص عدم تقارن در پلان الزامی باشد، باید حدودی برای آن در نظر گرفت. با رجوع به شکل ۲-۳ مشاهده می‌شود که پلان‌های نامناسب در کنار پلانهای مناسب آورده شده‌اند. در این شکل ابتدایی‌ترین توصیه‌های مربوط به تعیین پلان ساختمان ارائه شده است تا طراح معماری به این نکته‌ها توجه نماید. البته طراح سازه‌ای نیز باید بداند که عدم رعایت این توصیه‌ها مشکلات تحلیلی عدیده‌ای را برای رفتار کلی و موضعی ساختمان، بوجود می‌آورد.

در هر صورت مجموع طول قسمتهای اضافی در یک جهت نباید از ۲۵ درصد طول اصلی همان جهت بیشتر باشد. به عبارت دیگر باید دو شرط زیر محقق شود [۲۰].

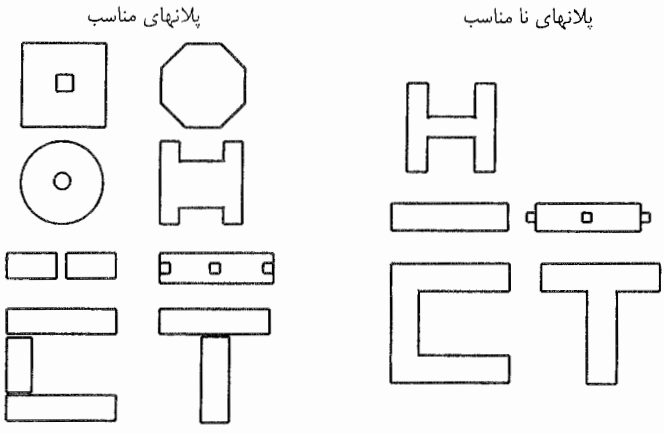
$$\frac{\sum \ell_{ix}}{L_x} \leq ۰/۲۵ \quad , \quad \frac{\sum \ell_{iy}}{L_y} \leq ۰/۲۵ \qquad (۱-۲)$$



شکل ۲-۱- جداسازی بلوک های ساختمانی در پلان و ارتفاع

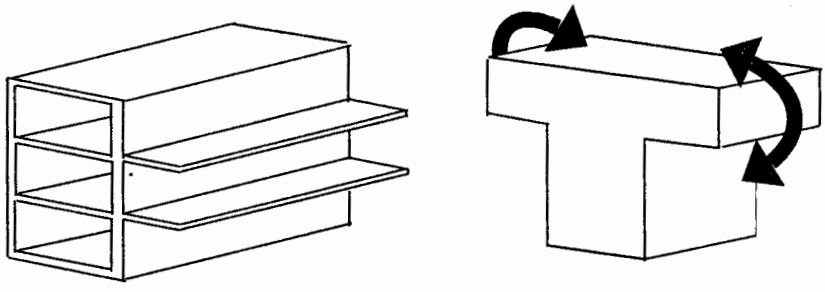


شکل ۲-۲- عدم وجود تقارن در پلان و ارتفاع ساختمان که ایجاد خمش ناشی از زلزله می‌کند.



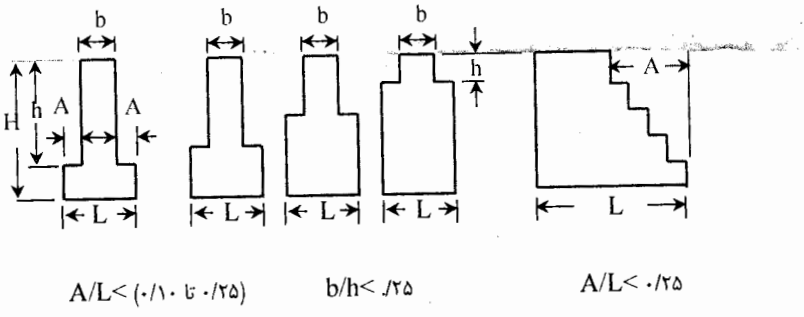
شکل ۲-۳- مقایسه بین پلانهای مناسب و نامناسب

از نکات بسیار مهم دیگر که در رفتار کلی و موضعی ساختمانها باید مورد توجه قرار گیرد، رفتار آنها در برابر شتاب قائم زلزله است که بیشترین اثر را بر روی اعضای طرهٔ افقی می‌گذارد. گر چه مسائل مهم دیگری در اثر مؤلفهٔ قائم شتاب زلزله بر ساختمانها بوجود می‌آید، لیکن ابتدایی‌ترین آنها اثر بر اجزای افقی و بویژه طره‌های افقی است. بنابراین طراح معماری باید در هماهنگی با طراح سازه‌ای این اثر را برای قسمتهایی که بصورت طره افقی یا پیشامدگی‌های در ارتفاع باید تعبیه شوند، در نظر بگیرد. در شکل ۲-۴ وضعیت ساده‌ای از این اثر ملاحظه می‌شود.



شکل ۲-۴- اثر خمشی و پیچشی شتاب قائم زلزله بر روی طره افقی و پیش‌آمدگی فوقانی

و اما نکته دیگر که در طراحی لرزه‌ای یک ساختمان باید مورد توجه جدی قرار گیرد این است که تغییرات یا نامنظمی در ارتفاع باید محدود باشد. در شکل ۲-۵ نشان داده شده است که مجموع طول افقی عقب‌نشینی در ارتفاع نباید از ۲۵ درصد طول ساختمان بیشتر باشد. همچنین ارتفاع ساختمان نباید از ۴ برابر عرض آن بیشتر باشد [۲۰] و اگر از این مقدار تجاوز نماید، تغییرمکان جانبی ساختمان زیاد خواهد شد که در اینصورت طراح سازه باید شرایط مربوط به مرحلهٔ بهره‌برداری را بطور جدی کنترل نماید.



شکل ۲-۵- محدودیت‌های ساختمانهای نامنظم

چنانچه به دلایلی لازم باشد در ارتفاع ساختمان نامنظمی خاصی بوجود آید، باید دانست که تحلیل سازه‌ای آنها با روش استاتیکی معادل رفتار مطلوب سازه را بدست نخواهد داد، بلکه لازم است از روشهای دینامیکی تحلیل آنها انجام شود، تا تمرکز تنش در نواحی که اختلاف سختی قابل توجه بین قسمت فوقانی و قسمت تحتانی ایجاد می‌شود، تعیین گردد. در شکل ۲-۶ حالات

مختلفی از ایجاد تمرکز تنش در نواحی که تغییرات سختی یـا عـدم توزیـع سـختی یکنواخـت در ارتفاع وجود دارد، نشان داده شده است و برای رفع این قبیل مشکلات، توصیه‌های لازم بصـورت تفکیک وضع مناسب از نامناسب آورده شده است.

بطور کلی اگر شرایط زیر برای هر ساختمانی فراهم شود، دارای رفتار لرزه‌ای مناسبی خواهد بود.

۱- عضوهای سازه‌ای باربر بطور یکنواخت در تمام سطح و ارتفاع سازه توزیع شوند.

۲- تمام ستونها و دیوارها بطور یکپارچه تا شالوده ساخته شوند.

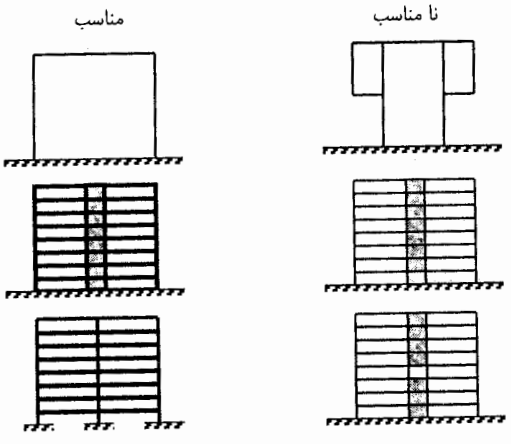
۳- تمام تیرها بدون خمیدگی یا انحراف باشند.

۴- ستونها و تیرها هم‌محور باشند.

۵- تا جائیکه امکان دارد عرض تیرها و ستونها با یکدیگر برابر باشد.

۶- در هیچ عضو اصلی، تغییر سطح مقطع ناگهانی وجود نداشته باشد.

۷- تا جائیکه ممکن است سازه بصورت یک مجموعه کامل، یکپارچه و هماهنگ باشد.



شکل ۲-۶- آرایش المانهای سازه‌ای در ارتفاع

۲-۳- بارهای وارده بر ساختمان

ابتدائی‌ترین بارهای وارده بر هر ساختمانی عبارتند از بارهای ثقلی و بارهای جانبی. بارهـای ثقلـی و جانبی می‌توانند بصورت استاتیکی یا دینامیکی اعمال شوند ولی معمولا منشأ بارهای ثقلـی چـه از نوع مرده و زندهٔ آن بصورت استاتیکی هستند و فقط بارهای جانبی ناشی از باد و زلزله بصـورت دینامیکی به ساختمان وارد می‌شوند. گر چه بارهای زنده را در حالتهای خـاصی می‌تـوان بصـورت

دینامیکی در نظر گرفت. مثل هنگامی که حرکت افقی (در دو جهت) و قائم جرثقیل سقفی بـرای یک سیستم سازه‌ای که اجسام سنگین را جابجا می‌کند، در نظر گرفته شود.

در هر حال توزیع بارهای مرده که بیشتر ناشی وزن اجزاء ساختمان اسـت، بصـورت یکنواخـت در نظر می‌گیرند و بارهای جانبی ناشی از باد را بر سطح خارجی معادل که عمود بر جـهت وزش بـاد باشد، در واحد آن سطح در نظر می‌گیرند. بطور کلی می‌تـوان بـا تقریـب قـابل قبولـی گفـت کـه ساختمانهای فولادی از ساختمانهای بتن مسلح و با مصالح بنایی سـبک‌تر هسـتند. میـانگین وزن ساختمانهای فولادی را می‌توان بین ۲۴۵ Kg/m^2 تا ۳۹۰Kg/m^2 و یا بین ۸۰ تـا ۱۲۸ کیلـوگرم بر مترمکعب تخمین زد.

در مورد ساختمانهای بتن مسلح این ارقام به ترتیب بین ۴۸۰ تا ۷۸۰ کیلوگرم بر مـترمربع یـا ۱۶۰ تا ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب تخمین زده می‌شود، یعنی حدود دو برابر نوع فولادی.

اگر بار زنده را نیز بطور متوسط برای کل ساختمان اضافه کنیم وزن ساختمانهای بتن مسلح حدود ۳۰ تا ۴۰ درصد بیشتر از نوع فولادی می‌شود و در این حالت وزن کلـی سـاختمانهای فـولادی و اداری در حدود ۱۶۰ کیلوگرم بر مترمکعب و وزن کلی سـاختمانهای بتـن مسـلح از نـوع اداری در حدود ۲۲۰ تا ۲۸۰ کیلوگرم بر مترمکعب و ۳۲۰ کیلوگرم بر مترمکعب برای نوع مسـکونی بـرآورد می‌شود. بی‌تردید اگر از مصالح با مقاومت بالا استفاده شود، از وزن این ساختمانها کاسته می‌شـود. لازم به ذکر است که اگر قرار باشد، بهبود رفتار ساختمان را بـا کنـترل مقـاومت و نـه بـا کنـترل سختی آن بدست آوریم، می‌توان از مصالح با مقاومت بالا استفاده کرد.

تاکنون برآوردها نشان می‌دهد که اگر سقف‌ها را از نـوع بتـن سـبک اختیـار کنیـم می‌تـوان وزن ساختمان را در حدود ۵۰Kg/m^2 تا ۱۰۰Kg/m^2 کاهش داد.

وزن اسکلت ساختمانهایی که سازه آنها از نوع قاب است، در حدود ۱۰ تا ۲۰ درصد کل بـار مـرده را بخود اختصاص می‌دهد. البته این مقدار با تغییر در ارتفاع، تغییر می‌کند. یعنی اگر قـاب فـولادی ۱۰ طبقه باشد درحدود ۴۹ کیلوگرم بر مترمربع وزن دارد در حـالی کـه اگر همیـن قـاب فـولادی ۱۰۰ طبقه باشد (تعداد طبقات ۱۰ برابر شده است) در حدود ۱۴۵ کیلوگرم بر مترمربع وزن خواهـد داشت، به زبان دیگر یعنی وزن در حدود ۳ برابر می‌شود.

از دیگر بارهای وارده به ساختمان، بار ناشی از زلزله است. حرکت زمین در اثر زلزله موجب اعمـال نیروهای درونی در اجزاء ساختمان می‌شود. به عبارت دیگر ساختمان بر روی زمینـی کـه بصـورت تصادفی و غیرهمگن در حال ارتعاش است، برای پایداری خود باید نیروهـایی را در خـلاف جـهت

ارتعاش زمین تحمل نماید. شبیه کسی که در اتومبیل در حرکت نشسته است که اگر شتاب اتومبیل زیاد شود او به عقب رانده می‌شود و اگر شتاب اتومبیل با اعمال ترمز کاهش یابد، او به جلو رانده می‌شود، وضعیت آن بخش از ساختمان که از زمین بیرون است (روی زمین قرار دارد) دچار چنین حالتی که رفت و برگشتی است می‌شود. علت این امر اینرسی مربوط به جرم ساختمان است که باید در مقابل حرکت زمین مقاومت کند.

مدت زمانیکه طول می‌کشد تا ساختمان در برابر شتاب زمین عکس‌العمل نشان دهد، عامل بسیار مهمی است که از خواص لرزه‌ای یا دینامیکی ساختمان محسوب می‌شود.

اکنون اگر فرض کنیم که ساختمان بطور کامل صلب است، یعنی عواملی نظیر نرمی، نوع سازه، توزیع جرم، موقعیت محلی و شرایط ساختگاهی را در بازتاب یا عکس‌العمل آن در نظر نگیریم، بر طبق قانون دوم نیوتن حاصلضرب جرم ساختمان در شتاب زمین نیروی جانبی اعمال شده به ساختمان را بدست می‌دهد. در این حالت نسبت وزن ساختمان (W) به شتاب ثقل (g)، جرم (M) آنرا تعیین می‌کند به نحوی که داریم:

$$V = M.a \qquad \text{نیروی جانبی اعمالی} \qquad (۲-۲)$$

$$V = \frac{W}{g}.a = (\frac{a}{g})W \qquad (۳-۲)$$

نسبت a/g را ضریب نیروی لرزه‌ای تعریف می‌کنند پس نیروی جانبی برابر است با حاصلضرب این نسبت در وزن ساختمان که آنرا با C نشان می‌دهند.

$$V = C.W \qquad (۴-۲)$$

این رابطه بیان می‌کند که نیروی جانبی به شتاب زمین و شتاب ثقل و وزن ساختمان بستگی دارد. اما باید توجه داشت که این مقدار نیرو می‌تواند در اثرعوامل دیگری مانند آنهایی که در بالا اشاره شد، کمتر یا بیشتر شود. بنابراین مسئله مهم این است که اولا نیروی جانبی درصدی از وزن ساختمان باشد و ثانیا عوامل مؤثر در این درصد بخوبی شناسایی و بکار برده شوند.

به بیان دیگر ضریب C مقداری واقعی باشد. اما از طرفی وقوع زمین‌لرزه و انرژی آزاد شده از طرف آن و عوامل متعدد دیگر در این ضریب دخالت دارند که تعیین آنرا براحتی میسر نمی‌سازد.

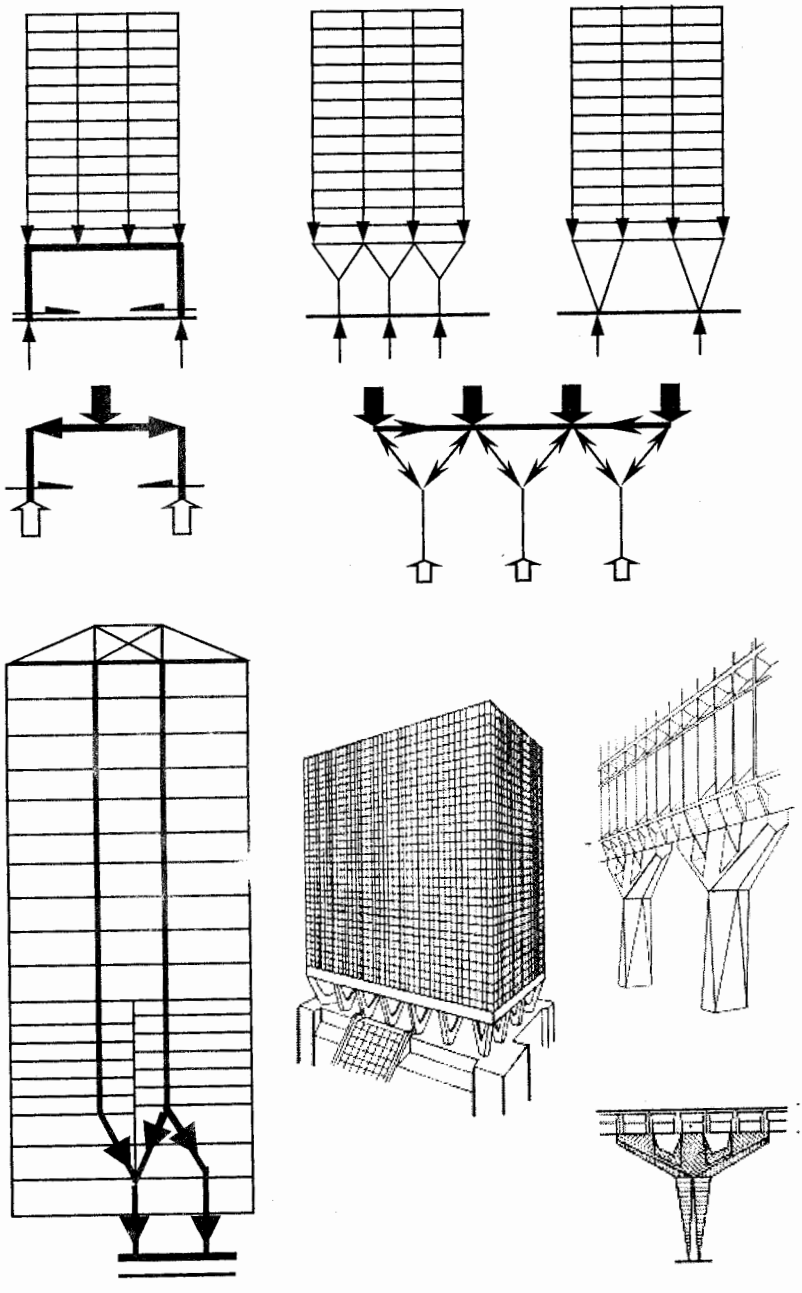
معمولا برای ساختمانهای مرتفع که ارتفاع آنها بیش از ۱۵ طبقه باشد مقدار ضریب C برای ساختمانهای شکل‌پذیر (نرم) در حدود ۵ درصد و برای ساختمانهایی که توسط دیوارهای برشی سخت‌تر شده‌اند تا حدود ۲۰ درصد خواهد بود. البته در مورد قابهای بتن مسلح که وزن بیشتر دارند این ضریب بیشتر از ساختمانهای فولادی است.

۲-٤- مسیر توزیع نیروها در اجزای سازه‌ای

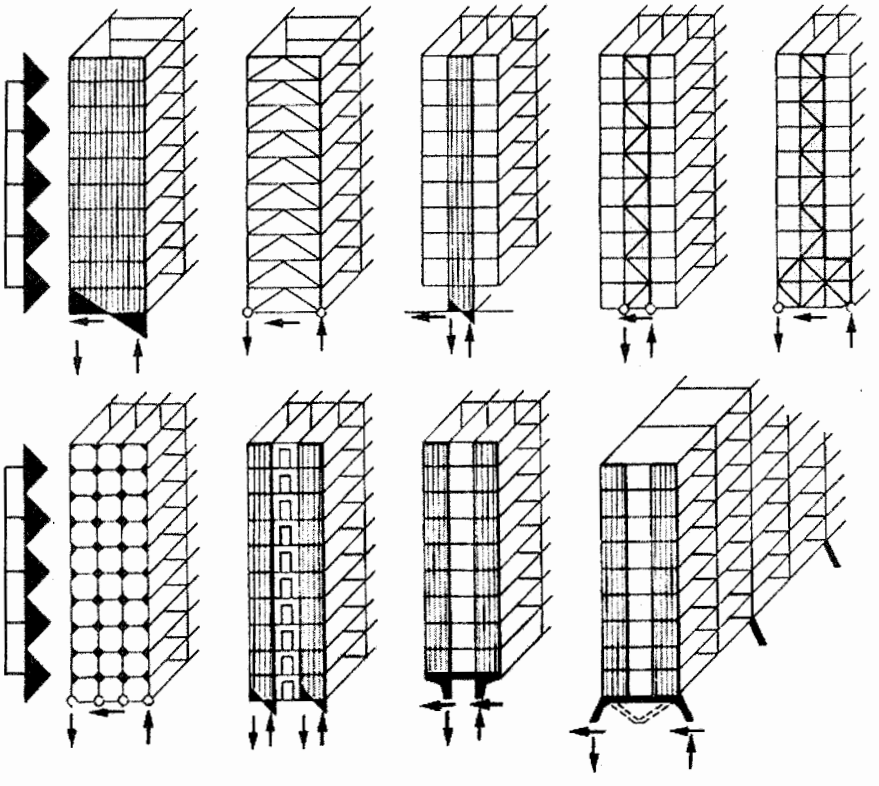
نیروهای اعمالی به یک ساختمان باید از طریق مقاومت اجزای سازه‌ای آن اولا تحمل شده و ثانیا در یک مسیر قابل قبول که پایداری کلی ساختمان را مخدوش ننماید، به زمین منتقل شوند. در شکل ۲-۷ مسیرهای مختلفی برای عبور نیروهای ثقلی ارائه شده‌اند. آنچه که مسلم است این است که بارهای ثقلی اعم از مرده و زنده به کف‌ها اعمال شده و آنها را تحت اثر خمش یا برش قرار داده که پس از تحمل کردن آنها باید این نیروها به عناصر پیرامونی مثل تیرها منتقل شده و از آنها به ستونها بصورت محوری انتقال یابند تا سرانجام به شالوده و پس از آن به زمین برسند. جای تردید نیست که می‌توان در نوعی از سیستم‌های سازه‌ای از تیرها صرفنظر کرد و فقط از ترکیب دالهای کف و ستونها استفاده نمود. چنانچه در شکل ۲-۷ ملاحظه می‌شود ستونها می‌توانند قائم، مورب یا ترکیبی از این دو در پائین‌ترین قسمت ساختمان باشند.

در قسمت فوقانی پائین‌ترین طبقه ضرورت وجود عناصر پیرامونی (برای کف) که باید متحمل نیروی برشی افقی قابل توجهی شوند، از مهمترین نکاتی است که باید مورد توجه قرار گیرد.

اما در مورد نیروهای جانبی، پس از آنکه بطور قابل قبول و صحیحی در ارتفاع ساختمان توزیع شدند، موجب حرکت جانبی ساختمان شده و باید عناصر سازه‌ای آن به نحو مطلوبی آنها را تحمل و به عناصر قائم منتقل و سپس روانه شالوده زمین بنمایند. آنچه که در شکل ۲-۸ نشان داده شده است، حالتهایی از توزیع نیروهای جانبی در سیستم‌های مختلف سازه‌ای می‌باشد که در نهایت در پای سازه بصورت نیروهای محوری، لنگر خمشی و برش افقی ظاهر می‌شود.



شکل ۲-۷- جریان یا مسیر عبور نیروهای ثقلی [۲۱]



شکل ۲-۸- مقاومت سیستم‌های سازه‌ای مختلف در مقابل واژگونی [۲۱]

۲-۵- بارهای طراحی

برای تعیین مقدار و چگونگی اعمال بارهای مرده و زنده یا نیروهای ناشی از زلزله، باید بر طبق آئین‌نامه خاصی اقدام کرد. اما این کار چندان هم ساده نیست، زیرا، بطور مثال، در طرح اولیه چگونه می‌توان مقدار بار مرده مصالح و اجزایی را که فعلا در این مرحله مشخص نیستند، بدست آورد. از اینرو داشتن تجربه کافی برای مهندس معمار و مهندس سازه، کمک شایانی به رفع این مشکل خواهد بود. بهرحال برای بدست آوردن بارهای مرده و زنده باید بر طبق دستورالعمل استاندارد ۵۱۹ ایران عمل کرد. اما در یک ساختمان چند طبقه و چند دهانه، احتمال اینکه همهٔ دهانه‌ها در تمام طبقه‌ها بطور همزمان در حال تحمل بارهای زنده باشند، بسیار ضعیف و بلکه غیرمحتمل است. از اینرو آئین‌نامه‌های مختلف بارگذاری و منجمله استاندارد ۵۱۹ ایران، برای بارهای زنده ضریب کاهش تحت عنوان "کاهش سربار" اعمال می‌کند.

مثلاً آئین‌نامه حداقل بارهای وارده بر ساختمانها و سایر ابنیه که توسط مؤسسه ملی استاندارد آمریکا (ANSI AS8.1-1982) ، برای سطح باربری که برابر یا بیشتر از ۴۰۰ فوت مربع باشد، مقدار بار زنده را به کمک رابطه ۲-۵ کاهش می‌دهد.

$$L = L_{\circ}\,(۰/۲۵ + ۱۵ / \sqrt{A}) \qquad (۵-۲)$$

که در آن L بار زنده کاهش یافته برحسب پوند بر فوت مربع و $L_{\circ}$ بار زنده کاهش نیافته برحسب پوندبر فوت مربع و A تمامی سطح مؤثر باربر برحسب فوت مربع می‌باشد [۲۱].

شبیه همین رابطه انجمن استانداردهای نیوزلند در آئین‌نامه طراحی ساختمانها و بارگذاری آنها، (NZS 4203:1989) ارائه کرده است که در آن L و $L_{\circ}$ مانند رابطهٔ قبلی بوده ولی A برحسب مترمربع بوده و نباید کمتر از ۲۰ مترمربع باشد [۲۲].

$$L = L_{\circ}\,(۰/۳ + ۳ / \sqrt{A}) \leq L_{\circ} \qquad (۶-۲)$$

بطور کلی باید بارهای ناشی از وزن اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای و بارهای زنده و نیز بارهای ناشی از شرایط ساخت و ساز در طرح اولیه و طرح نهایی منظور شوند. یکی دیگر از نیروهای اعمالی، ناشی از نیروهای دینامیکی است که البته آنچه مورد بحث ما در این کتاب است، نیروهای دینامیکی زلزله است. نیروهای دینامیکی در مقایسه با نیروهای استاتیکی به مراتب بزرگتر هستند. هر قدر زمان تناوب در بارهای دینامیکی کوتاه‌تر باشد، نیروی دینامیکی وارده بیشتر خواهد بود. البته نباید از نظر دور داشت که مقدار و چگونگی نیروی دینامیکی به تنهایی تعیین‌کننده نیست، بلکه بازتاب ساختمان یا عکس‌العمل آن که به خواص دینامیکی آن مربوط می‌شود، نقش مهمی در این بحث دارد.

۲-۶- ترکیب بارها برای طراحی

اصلی‌ترین نیروهایی که برای طراحی لرزه‌ای مورد نیاز هستند، قبلاً عنوان شدند، لیکن نباید برخی از نیروهای دیگری که در اثر عوامل مختلفی به سازه وارد می‌شوند از نظر طراح پنهان بماند. گر چه در این کتاب همهٔ آنها بطور مشروح ذکر نشده‌اند، لیکن در نحوهٔ ترکیب بارها سعی بر این است همهٔ آنها مورد توجه قرار گیرند و خواننده محترم برای بارهای دیگر، مثلا نیروهای ناشی از اختلاف درجه حرارت، به مراجع ذیربط مراجعه نماید. در این قسمت نحوهٔ ترکیب بارها که باید برای طراحی لرزه‌ای مورد استفاده قرار گیرد بیان می‌شود.

در هر صورت بارها یا بصورت منفرد بر سازه اعمال می‌شوند یا بصورت ترکیبی. طراح باید هرگونه احتمال ترکیب آنها را مورد توجه قرار دهد و چنانچه بدترین حالت که به معنای بیشترین ترکیب بارها می‌باشد، در نظر بگیرد. اما باید توجه داشت که گاهی معقول و منطقی نیست که بارها همگی با هم ترکیب شوند، برای مثال، برای نیروهای ناشی از باد که هر ۵۰ سال یکبار ممکن است با نیروهای ناشی از زلزله ترکیب شود و ظرف حداکثر ۳۰ تا ۶۰ ثانیه ساختمان را تحت اثر ترکیبی و حتی تخریبی خود قرار دهد، چنین ترکیبی الزامی باشد. یا اینکه بر اثر همزمانی احتمالی نیروی شدید باد با نیروی ناشی از بار برف بمنظور تخلیه برف از روی بام بخواهیم این دو را با یکدیگر ترکیب کنیم.

بنابراین نحوهٔ ترکیب بارها با یکدیگر باید بر مبنای بیشترین احتمال ترکیب، مورد توجه طراح باشد. البته غالب آئین‌نامه‌های بارگذاری به این مهم توجه نموده‌اند. در هر صورت ترکیب بارها باید با توجه به نوع و هدف طراحی انجام شود. از آنجا که روشهای طراحی مشتمل بر روش‌های تنش مجاز، مقاومت حدی (برای سازه‌های بتن مسلح) و روش ضریب بار و مقاومت (برای سازه‌های فولادی) بکار می‌رود ابتدا این روشها را ذکر کرده و آنچه که در ارتباط با استاندارد ۲۸۰۰ ایران و آئین‌نامه بتن ایران (آبا) آمده است، بیان می‌کنیم.

در طراحی به روش تنش مجاز که معمولاً برای ساختمانهای فولادی و مصالح بنایی بکار می‌رودن تنشهای مجاز دارای یک ضریب ایمنی ساده هستند، که بمنظور در نظر گرفتن آثاری از قبیل، اضافه بار احتمالی، تغییر در خواص مهندسی مصالح، تنشهای پس‌ماند و سایر عوامل ناشناخته و نامعلوم بر رفتار ساختمان، بکار برده می‌شود. معمولاً برای ترکیب بارها در چنین وضعیتی از ضرایب ترکیب بار برای کاهش اثر ترکیبی آنها استفاده می‌شود. شبیه همین روش برای طرح خمیری سازه‌های فولادی بکار می‌رود.

در طراحی به روش مقاومت حدی برای ساختمانهای بتن مسلح از دو ضریب جداگانه استفاده می‌شد، یکی ضریب بارها بمنظور دخالت دادن عوامل ناشناخته و اثرگذار در ترکیب بارها و دیگری ضریب مقاومت بمنظور در نظر گرفتن عوامل نامعلوم و اثرگذار بر مقاومت مصالح بکار رفته. بدین ترتیب در این روش، طراحی مبتنی بر مقاومت واقعی استوار است و نه تنش‌های محاسبه شده غیرواقعی. ذیلاً علائم مربوط به انواع بارها را آورده و برای حالت روش تنش مجاز و روش مقاومت حدی، نحوهٔ ترکیب آنها ارائه می‌شود.

D= بار مرده ناشی از اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای که مدام حضور دارند

L= بار زنده در اثر اشغال ساختمان توسط ساکنین، اجزاء و وسائل منقول و جداکننده‌های متحرک

L_r = بار زنده بام

W= بار باد

S = بار برف

E = بار یا نیروی زلزله

R = بارهای ناشی از باران یا یخ که ممکن است اثرگذار باشند

T= بارهای ناشی از اختلاف درجه حرارت، تغییرات رطوبت، وارفتگی، خزش و اختلاف نشست

H= بارهای ناشی از فشارهای جانبی خاک و آب موجود در خاک

F= بارهای ناشی از سیالات که بخوبی فشار آنها تعریف شده باشد

P= بارهای ناشی از اثر برخورد (ponding)

برای طرح تنش مجاز ترکیب بارها بقرار ذیل است:

D

D + L +(L_r یا S یا R)

D + (W یا E)

[D + L+ (L_r یا S یا R) + (W یا E)] ۰/۷۵

[D + L+ (L_r یا S یا R) + T] ۰/۷۵

[D + (W یا E) +T] ۰/۷۵

[D + (L_r یا S یا R) + (W یا E) +T] ۰/۶۶ (۷-۲)

آئین‌نامه‌ها برای اینکه اثر ترکیبی بارها را منظور نمایند، اجازه می‌دهند که یا تنشهای مجاز افزایش داده شوند و یا اینکه بطور معادل، بارها با یک ضریب کاهنده، کاهش یابند. برای مثال، هنگامی که بار مرده (D) و بار زنده (L) و بار ناشی از باد (W) بطور همزمان در نظر گرفته می‌شوند، تنشهای مجاز را می‌توان ۳۳٪ افزایش داد یا بارها را به مقدار ۲۵٪ کاهش داد. این عمل معادل آن است که ترکیب بارها در ضریب ۰/۷۵ ضرب شود.

در طرح ارتجاعی (الاستیک) باید تنشهای کلیه اعضای سازه‌ای بر پایه تحلیل ارتجاعی محاسبه شود، با این توجه که رفتار مصالح این اعضاء در محدودهٔ ارتجاعی آنها باشد. بنابراین بارهای سرویس باید تنشهایی را ایجاد نمایند که کمتر از تنشهای مجاز باشند. بهمین دلیل آئین‌نامه‌های مختلف تنشهای مجاز را ضریبی از تنش حد ارتجاعی یا تنش تسلیم ارائه می‌دهند. برای مثال، تنش مجاز خمشی برای یک تیر بتن مسلح برابر با ۰/۴۵f_c می‌باشد. f_c عبارت است از مقاومت یک نمونه استاندارد مکعبی.

طرح خمیری (پلاستیک) نیز شبیه روش طرح ارتجاعی است، با این تفاوت که در این روش نیروها و لنگرها بر مبنای بارهای ضریب‌دار محاسبه شده و موجب می‌شوند تا تمام یا بخش قابل توجهی از سازه به شکست نزدیک شود. در طرح خمیری شکل‌پذیری اعضاء و کل سازه در نظر گرفته می‌شود به نحوی که این شکل‌پذیری در مقطعی که مقدار لنگر به حد خمیری رسیده باشد (M_p) دچار دوران شود، به عبارت دیگر لولای خمیری در آن مقطع تشکیل شود. در این وضعیت عمل باز توزیع موجب می‌گردد که تنشهای اضافی از قسمتهایی که شدیدا تحت اثر تنشهای زیاد قرار گرفته‌اند، به قسمت‌هایی که کمتر تحت اثر تنش واقع شده‌اند، منتقل گردد. بدین ترتیب ظرفیت پذیرش بار توسط سازه بیشتر می‌شود.

در هر صورت در سازه‌های بتن مسلح معمولی، به علت پائین بودن ظرفیت شکل‌پذیری، باز توزیع در بین اعضاء خیلی زیاد نخواهد بود. بهمین جهت برای این قبیل سازه‌ها سه سطح شکل‌پذیری متفاوت در نظر گرفته می‌شود و لازم است برای مناطق زلزله با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد، سازه‌های بتن مسلح از شکل‌پذیری زیاد برخوردار باشند، تا این نقیصه مرتفع گردد.

همانگونه که بیان شد در طرح حدی مقاومت، مسائل و ناشناختگی‌های اتفاقی یا غیراتفاقی در بارگذاری و در مقاومت مصالح مصرفی در نظر گرفته می‌شوند. در این روش اثر ترکیب بارها باید به نحوی باشد که از مقاومت سازه‌ای اجزاء که با نحوهٔ خاصی از شکست توجیه می‌شود، تجاوز ننماید. به عبارت ساده‌تر در این روش باید مقاومت طراحی (محصول طراحی) باید مساوی یا بیشتر از مقاومت موردنیاز باشد. این محاسبه پس از تحلیل سازه تحت اثر ترکیب‌های گوناگون بارها انجام می‌شود. بنابراین داریم:

(مقاومت طراحی) ≤(مقاومت موردنیاز یا اثر بارهای طراحی)

در این مباحث، منظور از مقاومت آن است که مقاومت را در دو سطح بهره‌برداری حدی و سطح حدی نهایی در بر می‌گیرد.

در این روش دو نوع ضریب بکار می‌رود، یکی ضریب مقاومت که به ϕ نشان داده می‌شود و دیگری ضریب بار که به γ نشان داده می‌شود. این دو ضریب برای در نظر گرفتن عدم دقت در تئوریها، تغییرات احتمالی در خواص مهندسی مصالح، ابعاد و اندازهٔ اعضای سازه‌ای و همچنین در برآورد بارها بعنوان درجه نامعلومی و ناشناختگی‌ها بکار می‌روند.

جدول ۲-۱ - ضرایب بارهای طراحی و نحوهٔ ترکیب آنها برای سازه‌های بتن مسلح

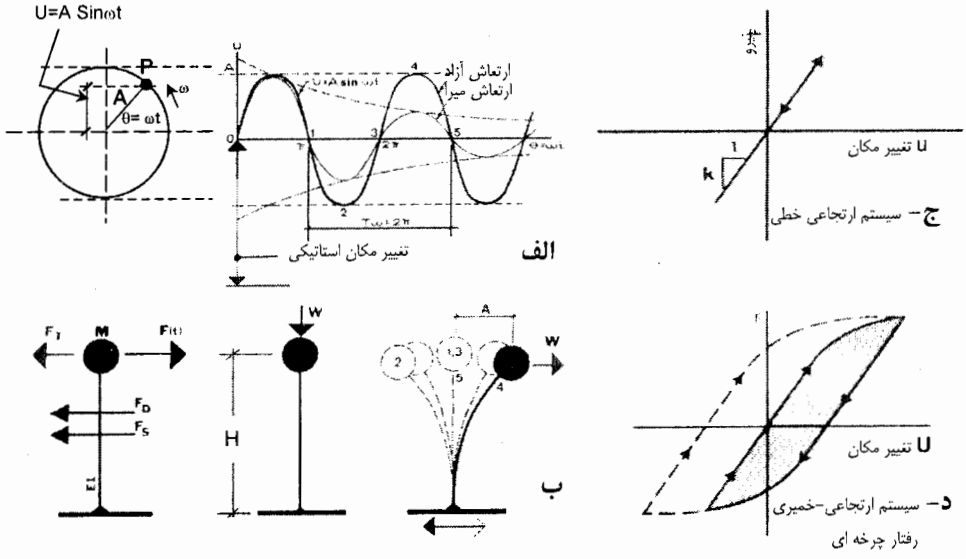
آئین‌نامه	ضرایب بارها و نحوهٔ ترکیب آنها	ضرایب کاهش مقاومت ϕ برای حالات مختلف	
روش آبا (آئین‌نامه بتن ایران) [۳۲]	۱/۲۵D + ۱/۵L	ضریب جزئی ایمنی بتن	۰/۶
	D + ۱/۲L + ۱/۲E	ضریب جزئی ایمنی آرماتور	۰/۵۸
	۰/۸۵D + ۱/۲E	تنش خمشی بتن	۰/۱۵
	۱/۲۵D + ۱/۵L + ۱/۵H	در فشار محوری و خمش برای بتن	۰/۰۸
	۰/۸۵D + ۱/۵H	در فشار محوری و خمش برای فولاد	۰/۶۸
	D + ۱/۲L + T	مقاومت اتکایی نهایی بتن	۰/۵۱
	۱/۲۵D + ۱/۲۵T		
روش ACI آمریکا [۱۱]	۱/۴D + ۱/۷L	برای کشش محوری، خمش، خمش‌توأم‌باکشش	۰/۹
	۱/۴D + ۱/۴T	برای برش و پیچش	۰/۸۵
	۱/۰۵D +۱/۲۷۵L + (۱/۲۷۵W یا ۱/۴۰۲۵E)	خمش برای بتن غیرمسلح	۰/۶۵
	۱/۰۵D + ۱/۰۵T + ۱/۲۷۵L	لهیدگی در بتن	۰/۷۰
	۰/۹D + (۱/۳W یا ۱/۴۳E)	ستونها دارای تنگ	۰/۷۰
		ستونهای دارای خاموت مارپیچ یا دورپیچ	۰/۷۵

در جدول ۲-۱ نحوهٔ ترکیب بارها و ضرایب آنها برای طراحی سازه‌های بتن مسلح مبتنی بر آئین‌نامهٔ آبا و ACI آورده شده است. همچنین ضرایب کاهش برای مقاومت ϕ در شرایط مختلف ارائه شده است.

۲-۷- نیروی ناشی از زلزله

معمولا برای طراحی اولیه در قلمرو رفتار ارتجاعی، سازه ساختمان را بصورت یک سیستم یک درجه آزادی ارتجاعی که جرم آن در بالاترین قسمت متمرکز است، فرض می‌کنند. این مدل‌سازی موجب می‌شود که بتوان آنرا بصورت یک آونگ (پاندول) وارونه که فقط دارای یک نوع حرکت نشان داده شده در شکل ۲-۹ می‌باشد، در نظر گرفت.

رفتار چنین سیستمی تحت بارهای تناوبی کم‌شدت باید موجب شود تا مصالح آنها در قلمرو ارتجاعی باقی بمانند، اما هنگامی که این سیستم تحت اثر نیروهای ناشی از زلزله واقع



شکل ۲-۹- پاسخ یک سیستم یک درجه آزاد تحت اثر بارهای تناوبی

می‌شود، ممکن است رفتار مصالح آن وارد قلمرو غیرارتجاعی نیز بشود. در شکل ۲-۹- ج تغییرات مکانی سیستم در مقابل نیروهای اعمالی به صورتی است که جرم متمرکز پس از جابجایی به جای اولیه خود باز می‌گردد، به عبارت دیگر رفتار آن ارتجاعی خطی می‌باشد. اما اگر تعداد سیکلهای بارگذاری تناوبی زیاد باشد، مثل آنچه که در زلزله رخ می‌دهد، رفتار مصالح وارد محدودهٔ غیرارتجاعی خواهد شد و تغییرمکانها، از نوع‌تغییرمکانهای خمیری خواهند بود، که در شکل ۲-۹-د نشان داده شده است. در این شکل مشاهده می‌شود که با کاهش نیرو پس از ورود به قلمرو خمیری در نظر گرفتن حالت ایده‌ال، سختی سیستم تغییر نکرده و سطح زیرمنحنی بسته که یک دورهٔ تناوب را پشت سر گذاشته باشد، مقدار انرژی استهلاک یافته را بدست می‌دهد. این منحنی را یک چرخه رفتاری یا اصطلاحا منحنی هیسترزیس می‌گویند.

از این جهت رفتار هیسترزیس از نوع ارتجاعی ـ خمیری است. در حالیکه برای رفتار ارتجاعی ـ خطی، همان مقدار انرژی که ذخیره شده بود، هنگام باربرداری آزاد شد.

لازم بذکر است که شکل ۲-۹-د فقط برای یک سیستم یک درجه آزاد شکل‌پذیر صادق است. اما آنچه که بسیار حائز اهمیت است این است که در یک ساختمان مصالح مختلف و اجزاء گوناگون سازه‌ای و اتصالات عدیده با جزئیات متفاوت وجود دارند که همهٔ اینها تحت اثر نیروهای

ناشی از زلزله واقع می‌شوند و هر یک به نوعی دارای رفتار مستقل بوده و اثـر رفتـار مجموعـه‌ای آنها، رفتار سازه را تشکیل می‌دهد. هنگامی که انرژی استهلاک یافته خیلـی زیـاد اسـت، کـاهش سختی حداقل ممکن خواهد بود. درحالیکه منحنی هیسـترزیس کـاهنده، بیـانگر آن اسـت کـه در سیکلهای متناوب، بارهای دینامیکی، مقاومت و سختی کاهش می‌یابد.

در شکل ۲-۹-الف ارتعاش آزاد یک سیستم یک درجه آزادی ایده‌آل بصورت سینوسی آورده شـده است که با توجه به جزئیات ارائه شده در ایـن شـکل و فـرض اینکـه خوانندهٔ محـترم بـا مبـانی دینامیک سازه‌ها آشنایی دارد از شرح مبسـوط آن مـی‌گذریـم. چنانچـه ملاحظـه می‌شـود معادلـهٔ دیفرانسیل حاکم بیان‌کنندهٔ ارتعاش هـارمونیک و سـاده سیسـتم اسـت کـه بـا توابـع سینوسـی و کسینوسی قابل بیان است.

این حرکت ارتعاشی به کمک تصویر نقطهٔ P که تحت اثـر سـرعت زاویـه‌ای ثـابت بـا فرکـانس دایره‌ای " ω " در مسیر محیط دایره دوران دارد، قابل تشریح است. تغییرمکان زاویه‌ای نقطـه P در هر لحظه از زمان " t "، برابر با θ می‌باشد.

مقدار این حرکت زاویه‌ای مساوی ωt خواهد بود. از آنجا که هر نقطه‌ای مانند P بـر روی دایـره، حرکت ارتعاشی و در نتیجه تغییرمکان ارتعاشی را بیان می‌کند، می‌توان تصور کرد کـه تغییرمکـان جانبی جرم متمرکز بصورت تابعی از سرعت و حداکثر جابجایی یا حداکثر دامنـهٔ تغییرمکـان قـابل بیان است. چنانچه شعاع دایره A باشد، حداکثر تغییرمکان برابر با A خواهـد بـود. بنـابراین اگر u مقدار تغییرمکان در هر لحظه از زمان باشد خواهیم داشت:

$$u = A\sin\omega t \qquad (۸-۲)$$

مشتق اول و دوم آن نسبت به زمان به ترتیب سرعت و شتاب ارتعاش جـرم را در خـلال حرکـت تناوبی بدست می‌دهد.

$$\frac{du}{dt} = \dot{u} = A\omega Cos\omega t$$

$$\frac{d^2u}{dt^2} = \ddot{u} = -A\omega^2 Sin\omega t \qquad (۹-۲)$$

بنابراین نیروی ناشی از این شتاب برابر است با:

$$F_i = m\ddot{u} = -Am\omega^2 Sin\omega t \qquad (۱۰-۲)$$

از طرفی نیروی دینامیکی اعمال شده $F(t)$ باید توسط این سیستم مقاومت شود. بنابراین نیروهای مقاومتی متشکل از نیروی ارتجاعی ناشی از سختی F_s، نیروی اینرسی F_i و نیروی ناشی از میرایی F_d سیستم می‌باشد. نیروی متناظر با ضریب سختی سیستم (یعنی نیروی واحد به ازای واحد جابجایی) برابر با حاصلضرب سختی در تغییرمکان خواهد بود.

$$F_s = k \,.\, u \qquad (۱۱-۲)$$

همچنین نیروی ناشی از میرایی درونی سیستم که متناظر با ضریب میرایی (یعنی نیروی واحد در واحد سرعت) است، برابر خواهد بود با:

$$F_d = c\dot{u} = Ac\omega Cos\omega t \qquad (۱۲-۲)$$

بدین ترتیب و با تکیه بر نظریه د ـ آلبرت داریم:

$$F_i + F_d + F_s = F(t)$$
$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = F(t) \qquad (۱۳-۲)$$

اکنون مقادیر F_i، F_d و F_s را در رابطهٔ ۲-۱۳ جایگزین می‌کنیم:

$$-Am\omega^{۲} Sin\omega t + Ac\omega Cos\omega t + ku = F(t) \qquad (۱۴-۲)$$

برای یک ارتعاش آزاد، یعنی هنگامی که جرم متمرکز بر روی طره قائم مفروض بصورت آزاد ارتعاش نماید مقدار $F(t)=$ ۰ است و اگر سازه دارای میرایی نباشد یعنی رفتار ذرات درونی آن انرژی قابل توجهی را مستهلک ننماید، خواهیم داشت:

$$Ac\omega Cos\omega t = ۰$$
$$-Am\omega^{۲} Sin\omega t + ku = ۰ \qquad (۱۵-۲)$$

نکته جالب توجه در ارتعاش آزاد این است که مهمترین خاصیت دینامیکی سازه یعنی زمان تناوب طبیعی بروز می‌کند. از رابطه ۲-۱۵ داریم:

$$\omega^{۲} = \frac{k}{m} \qquad (۱۶-۲)$$

یا مقدار فرکانس زاویه‌ای طبیعی برای سیستم بدون میرایی با ارتعاش آزاد برابر است با:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \qquad \text{rad/s} \qquad (۱۷-۲)$$

در این حالت که حرکت هارمونیک است، طول موج یک دورهٔ تناوب طبیعی برابر است با:

$$\omega T = ۲\pi \qquad (۱۸-۲)$$

$$T = \frac{۲\pi}{\omega} = ۲\pi\sqrt{\frac{m}{k}} = ۲\pi\sqrt{\frac{W}{gk}} \quad sec \qquad (۱۹-۲)$$

در این حالت می‌توان حرکت ارتعاشی سازه را برحسب زمان نیز بیان کرد. برای اینکار، تعداد دوره‌های رفت و برگشت (تناوب) را در ثانیه که به آن بسامد (فرکانس) طبیعی ارتعاش می‌گویند، بصورت معکوس زمان تناوب طبیعی تعریف می‌کنند و آنرا با f نمایش داده و با واحد هرتز (Hz) می‌سنجند.

$$f = \frac{۱}{T} = \frac{۱}{۲\pi}\sqrt{\frac{k}{m}} = \frac{۱}{۲\pi}\sqrt{\frac{gk}{W}} \quad Hz \qquad (۲۰-۲)$$

این رابطه نشان می‌دهد که زمان تناوب طبیعی ساختمان به جرم و سختی آن وابسته است. هر قدر ساختمان سبکتر باشد زمان تناوب طبیعی آن کوتاهتر و فرکانس طبیعی‌اش بیشتر است و هر قدر سنگین‌تر باشد زمان تناوب طبیعی آن بیشتر و فرکانس طبیعی کمتر خواهد بود.
اما اگر سختی ساختمان کاهش یابد زمان تناوب طبیعی بیشتر و فرکانس طبیعی‌اش کمتر می‌شود و اگر سختی افزایش یابد زمان تناوب طبیعی کوتاهتر و فرکانس طبیعی بیشتر می‌شود.
نتیجه‌ای که می‌توان گرفت، این است که ساختمانهای خیلی کوتاه که معمولا سختی زیادی دارند زمان تناوب طبیعی کمتری دارند در حالیکه فرکانس طبیعی آنها زیاد است و برعکس ساختمانهایی که نرم باشند (مثل ساختمانهای بلند) دارای زمان تناوب طبیعی زیاد و فرکانس طبیعی اندک هستند. اکنون از رابطه ۲-۲۱ می‌توان حداکثر شتاب را بدست آورد. برای اینکار کافی است در رابطه ۲-۱۱ مقدار $Sin\omega t = -۱$ باشد:

$$\ddot{u} = A\omega^{۲} = A\frac{k}{m} = A\,(۲\pi f)^{۲} = A\,(\frac{۲\pi}{T})^{۲} \qquad (۲۱-۲)$$

گفتیم که ساختمانهای نرم دارای زمان تناوب طبیعی زیاد هستند، بنابراین مقدار شتاب آنها کم خواهد بود و برعکس. ساکنین ساختمانها در برابر شتاب و تغییرات شتاب خیلی حساس هستند، این دو عامل با حرکت ارتعاشی ساختمانها، بویژه ساختمانهای نرم، هماهنگ هستند.
معمولا حداکثر شتاب افقی کمتر از ۰/۰۰۵g تا ۰/۰۱۵g (۰/۰۵ تا ۰/۱۵ متر بر مجذور ثانیه) در یک دورهٔ بازگشت ۱۰ ساله، برای ساکنین قابل تحمل است. در حالیکه اگر مقدار حداکثر شتاب

افقی ۰/۰۲g باشد برای ساکنین نگرانی ایجاد می کند و مقدار ۰/۰۵g آنها احساس نا امنی می‌کنند. با این توضیح اگر به رابطه قبل مراجعه کنیم مشخص می‌شودکه کاهش شتاب امری ساده و بی‌اشکال نیست زیرا اگر قرار باشد شتاب کاهش یابد یا باید جرم ساختمان افزایش یابد که کاری نامعقول و غیرمنطقی است، یا باید فرکانس طبیعی ساختمان کاهش یابد (زمان تناوب طبیعی افزایش یابد) و یا اینکه سرانجام با تعبیه عواملی در سازه، میرایی افزایش داده شود.

و اگر قرار باشد تغییر مکان سازه، A، کاهش داده شود، در اینصورت لازم است سختی آن درحد چشمگیری زیاد باشد. در چنین وضعیتی که سختی زیاد باشد، زمان تناوب کاهش خواهد یافت و نتیجه آن افزایش شتاب می‌باشد. به عبارت دیگر اندکی افزایش در سختی موجب افزایش مربع فرکانس طبیعی می‌شود. ملاحظه می‌شود که این پدیدهٔ ناموزون و مخالف عوامل ذاتی خود، که برای کاهش حرکت جانبی سازه موردنظر است، موجب افزایش فرکانس طبیعی شده و بشدت بر روی شتاب اثر می‌گذارد.

علاوه بر آن باید توجه داشت که افزایش جرم ساختمان، بطور همزمان سختی را بالا می‌برد و نیروهای جانبی بیشتری بسوی سازه جذب و جلب می‌کند.

با توجه به جمیع مطالب ذکر شده، باید اذعان نمود که سازه‌های بتن مسلح، بطور ذاتی دارای خاصیت میرایی بالایی هستندکه این خاصیت تاحدود قابل توجهی، نقصان ناشی از مشکلات فوق را برطرف می‌کند، مشروط به اینکه سایرخصیصه‌های لرزه‌پذیر آن تا حدمطلوب تأمین شده باشد.

خواننده گرامی دریافته است که در این قسمت شرح مختصری از رفتار دینامیکی یک سیستم یک درجه آزاد که معمولا برای برخی از سازه‌ها، بعنوان مدلی که دارای جرم متمرکز در بالاترین تراز و یک فنر بی‌وزن است، ارائه گردید. اما ساختمانهای چند طبقه که تعداد درجات آزادی آنها خیلی بیشتر است و دارای شکلهای متنوعی از تغییرمکانهای جانبی می‌باشند، بصورت جرمهای متمرکز در تراز سقف‌ها و میله‌هایی قائم، با وزن نه چندان قابل توجه که می‌توان از آنها در مقابل جرم سقفها چشم‌پوشی کرد، مدل‌سازی می‌شوند.

بنابراین، هر مود جابجایی برای یک سیستم با جرم متمرکز، می‌تواند بصورت مجموعه اثر چندین سیستم یک درجه آزادی تلقی گردد. یک ساختمان n طبقه، دارای n درجه آزادی است، که n نوع حرکت مستقل با n زمان تناوب طبیعی داشته و n معادله حرکت برای حل آن باید در اختیار باشد.

۲-۸- عوامل و آثار زلزله در طراحی لرزه‌ای ساختمانها

چنانچه در ابتدای این کتاب گفته شد، زلزله یکی از پدیده‌های طبیعی است که با رخداد آن نیروهاییی دینامیکی به ابنیه و از آن جمله به ساختمانها وارد می‌کند و اگر ساختمانها قادر به تحمل این نیروها نباشند فرو خواهند ریخت و علاوه بر خسارتهای مالی، تلفات جانی نیز در برخواهد داشت، مثلا در سال ۱۵۵۶ میلادی، زلزله مهیب زیان در چین ۸۳۰۰۰۰ نفر را به کام مرگ فرستاد که تاکنون درجهان زلزله‌ای بدین شدت رخ نداده است [۳].

در هر صورت وقوع زلزله دارای عللی است که شرح آنرا باید در مباحث ذیربط و معمولا در کتابهای مهندسی زلزله جستجو کرد. گر چه اغلب نویسندگان کتابهای طراحی ساختمانهای مقاوم در برابر زلزله در فصول اولیه، مطالبی را در این زمینه ارائه می‌کنند. لیکن این نگارنده بدلیل اینکه می‌خواهد به مطالب مربوط به طراحی بپردازد از آن قسمت صرفنظر می‌نماید. بویژه اینکه یکی از گرایشهای مهندسی عمران در سطح کارشناسی ارشد، مهندسی زلزله است. فرض بر این است که خواننده این کتاب مطالب مربوط زلزله‌شناسی و علل وقوع زلزله و دینامیک سازه‌ها را بخوبی می‌داند. در هر حال در این قسمت بصورت بسیار فشرده ساز و کار (مکانیزم) و عوامل و آثار زلزله و اعمال نیرو به ساختمان هنگام وقوع زلزله ارائه می‌شود.

بر طبق نظریه لایه زمین ساخت، پوستهٔ زمین از لایه‌های مختلفی تشکیل شده است که برخی از آنها نسبت به برخی دیگر دارای سختی بیشتر هستند و بر روی یکدیگر می‌لغزند. این لغزش در حدی است که صفحه‌ها یا لایه‌های سخت در هر سال در حد چند میلیمتر (حدودا ۲۰ تا ۲۵ میلیمتر) بر روی لایه‌های نرم حرکت می‌کنند. در محل نزدیک شدن، لایه‌های حرکت کرده تمایل دارند از روی یکدیگر عبور نمایند. مثلا بر طبق بررسیهایی که در آمریکا انجام شده است، در مسیر گسل سن آندریاس واقع در کالیفرنیا، جائیکه لایه یا صفحه پاسیفیک و صفحه آمریکای شمالی، بصورت هم جهت در مسیر شمال‌غربی در حرکت هستند ولی شدت حرکت آنها با یکدیگر متفاوت است. در این قبیل لایه‌ها به دلیل اصطکاک یا بدلیل اینکه در مقابل هم قرار گرفته و از حرکت بازداشته شوند، انرژی ارتجاعی قابل توجهی بتدریج در محل خاصی متمرکز و جمع می‌شود تا حدی که نیروی متناظر با این انرژی کرنشی آنقدر زیاد می‌شود که مواد تشکیل‌دهندهٔ آن محل قادر به تحمل آن نخواهند بود.

وقتی که تحمل این نیرو در زمین وجود نداشته باشد شکست ناگهانی یا لغزش ناگهانی اتفاق می‌افتد که موجب می‌شود پوسته یا لایهٔ فوقانی شکسته شود و بدین ترتیب گسلی پدید آید.

برخی گسل‌ها فعال هستند، یعنی طی سالهای متمادی گذشته (در حد چند صد هزار سال) تحت تغییر شکل بوده و در حال و آینده نیز در حال تغییر شکل هستند، و گاهی سرعت متوسط آنها مثل گسل سن اندریاسن و گسل درهٔ نانکای ژاپن در حد ۳۰ تا ۱۰۰ میلیمتر در سال است. به عبارت دیگر اگر چنین گسلی در یک زلزله در حد ۳ متر لغزش داشته باشد، بدین مفهوم است که دوره بازگشت زلزله در این قبیل گسل‌ها بین ۱۰۰ تا ۳۰ سال خواهد بود [۲۴ و ۲۵].

در کالیفرنیای آمریکا با مکاشفات بعمل آمده مشخص شده است که علاوه بر وجود گسل‌های سطحی و قابل رؤیت، شبکه‌ای از گسل‌های پنهان در عمق ۴ تا ۱۰ مایل وجود دارند. این گسل‌های پنهان موجب شکست پوستهٔ زمین نمی‌شوند، ولی با فعالیت خود موجب می‌شوند تا تپه ماهورهایی تشکیل شده و این فرآیند موجب زمین‌لرزه می‌شود [۲۴].

بطور خلاصه زلزله‌ها در دو حالت طبیعی و مصنوعی رخ می‌دهند ولی عامل اصلی و مهم همان حرکت لایه‌های زمین است که شرح مختصر آن گذشت. اما وجود آتشفشانها که حرکت زیرزمینی مواد مذاب را دارند می‌تواند موجب زلزله شود. بطور مصنوعی نیز در اثر انفجارهای اتمی زیرزمینی زلزله‌هایی پدید می‌آیند. همچنین با آبگیری سدهای بزرگ نیز زلزله‌هایی رخ می‌دهد. اثر اولیه زلزله که موجب وارد شدن خسارت به ساختمانها می‌شود عبارتند از:

۱- شکست زمین در اثر فعال شدن گسل‌ها

۲- شکست زمین بر اثر لغزش لایه‌های زمین، نشست زمین، لرزش زمین بر اثر آبگونگی

۳- سونامی یا پدید آمدن امواج بسیار بزرگ و سهمگین که در اثر حرکت و جابجایی ناگهانی کف اقیانوسها ایجاد می‌شود.

این اتفاق که انرژی ذخیره شده بطور دفعی و ناگهانی آزاد می‌شود، موجب تولید امواج ارتعاشی پیچیده‌ای می‌گردد که با سرعت زیاد در تمام جهات انتشار می‌یابد. این امواج هم در داخل زمین و هم در سطح آن منتشر می‌شوند. محل اصلی وقوع این پدیده را کانون زلزله می‌گویند. هنگامی که این امواج به ساختمانی می‌رسند که دارای زمان تناوب طبیعی خاص خود می‌باشد آنرا مرتعش می‌کنند. امواج منتشر شده را به دو نوع تفکیک کرده‌اند، یکی از امواجی که لرزهٔ قابل توجهی ایجاد می‌کنند و سرعت زیادی دارند. این امواج در مسیر کانون تا محل موردنظر، محل ساختمان، که مسیر طولی در نظر گرفته می‌شود منتشر می‌شوند و بدین جهت به آن امواج طولی P می‌گویند و این امواج پوستهٔ زمین را درجهت طولی و بطرف جلو فشرده می‌کنند و باعث می‌شوند

که شالوده ساختمان در مسیر طولی بطور تناوبی به جلو و عقب رانده شود. بـه ایـن امـواج، امـواج فشاری، امواج اولیه نخستین و یا امواج فشار ـ کشش نیز می‌گویند.

نوع دوم از امواج که منتشر شده و به سطح زمین می‌رسند، امواج عرضی S نام دارند که از سـرعت کمتری برخوردار بوده وبه آنها امواج برشی یا امواج ثانویه نیز می‌گویند. این امواج در جهت عمـود بر مسیر طولی منتشر شده و هنگامی که به شالوده ساختمان می‌رسند، تلاش دارند آنرا بـه سـمت بالا و پائین و یا به دو سمت جانبی (راست و چپ مسیر طولی) حرکت دهند.

امواج P و S را اصطلاحاً امواج درونی (حجمی) می‌گویند که در داخل زمین حرکت می‌کننـد.

باید دانست که فقط امواج P می‌توانند از گازها و مایعات عبور نمایند. از آنجا که سـرعت امـواج P بشتر از امواج S هستند، ثبت آنها بر روی دستگاههای شتابنگار زودتر انجام می‌شود.

دو نوع موج دیگر وجود دارند که بنام امواج سطحی شناسایی شده‌اند. یکـی امـواج Q (امـواج لاو) که فقط دارای حرکت افقی است و دیگری امواج R (امواج رالی) که هر دو حرکت افقی و قـائم را دارد. این امواج سرعت کمتری دارند و مسیر انتشار آنها در سطح پوسته زمین است.

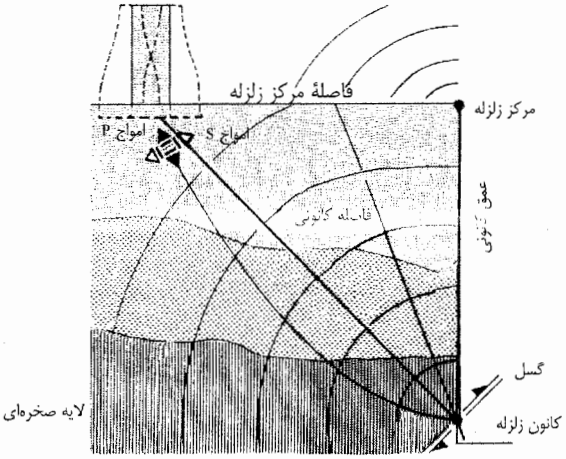
تصویر کانون زلزله را بر روی سطح زمین، رومرکز زلزلـه مـی‌گوینـد و فاصلـهٔ آنـرا تـا سـاختمان موردنظر (تصویر فاصله کانونی بر روی زمین) فاصله تا رومرکز زلزله می‌گویند.

باید دانست که آن دسته از مؤلفه‌های امواج زلزله که دارای فرکـانس زیـاد (زمـان تنـاوب کوتـاه) هستند، در تقابل با مؤلفه‌های امواجی که دارای فرکانس کم (زمان تناوب زیاد) می‌باشـند، موجـب می‌شود که شدت لرزه بسرعت کاهش یابد و هر قدر که از کانون زلزله یا مرکز زلزله دورتر شـویم این کاهش، شدت بیشتری خواهد داشت. از اینرو ساختمانهایی که جرم زیاد دارند یا زمـان تنـاوب طبیعی آنها کم است و یا در زمرهٔ ساختمانهای کوتاه محسوب می‌شـوند، در نزدیکـی مرکـز زلزلـه بیشتر مرتعش می‌شوند و تحت اثر زلزله قرار می‌گیرند، در حالیکه ساختمانهایی کـه زمـان تنـاوب طولانی‌تر دارند، یا مرتفع‌تر هستند، بیشتر تحت تأثیر امواجی که از مرکز زلزله دورتر شـده و دارای زمان تناوب بیشتر و فرکانس کمتری هستند، قرار می‌گیرند.

بنابراین ساختار زمین و لایه‌های متفاوت آن بر روی امواج لرزه‌ای اثر مـی‌گذارنـد و زمـان تنـاوب آنهارا تحت تأثیر قرار می‌دهد. شاید بدین سبب باشـد کـه معمـولاً بیشـترین قسـمت تـأثیرگذار و مخرب امواج زلزله مربوط به ۱۰ تا ۲۰ ثانیه اولیه ارتعاش زمین می‌شود.

زمین‌لرزه‌ها را معمولاً به دو نوع زمین‌لرزه‌های با کانون عمیق و سطحی (کم عمـق) تقسـیم‌بندی می‌کنند. زمین‌لرزه‌های کم عمق آنهایی هستند که فاصلهٔ بین کانون تا مرکز زلزله کم است و اثـر

موضعی بیشتری دارند ولی زمین‌لرزه‌های عمیق سطح بیشتری از زمین را تحت تأثیر خود قرار می‌دهد. در شکل ۲-۱۰ شمایی از کانون زلزله، مرکز زلزله و امواج آن نشان داده شده است.



شکل ۲-۱۰- شمای کلی از لایه‌های زمین و امواج زلزله که به یک ساختمان می‌رسند.

اینک با توضیح مختصری که از زلزله داده شد یادآور می‌شویم که اگر ساختمان بصورت یک پاندول وارونه یا سیستم یک درجه آزاد مدل شود با استفاده از قانون دوم نیوتن می‌توان از حاصلضرب جرم ساختمان در شتاب زمین مقدار نیروی جانبی را بدست آورد و چون جرم ساختمان نسبت وزن آن به شتاب ثقل است پس این نیروی جانبی حاصلضرب وزن ساختمان در نسبت شتاب زمین به شتاب ثقل (a/g) خواهد بود. به عبارت ساده‌تر در چنین حالتی نیروی جانبی برابر با درصدی از وزن ساختمان می‌شود. یا می‌توان گفت که اگر شتاب زلزله در حد ۰/۲g تا ۰/۳g باشد نیروی جانبی که به ساختمان وارد می‌شود در حد ۲۰ درصد تا ۳۰ درصد وزن آن خواهد بود. برای بدست آوردن مقدار صحیح این نیروی جانبی باید توجه داشت که جرم ساختمان در مقابل حرکت زمین مقاومت می‌کند و این اتفاق موجب تغییرشکل در ساختمان می‌گردد که بدان مفهوم است که سختی ساختمان بر این مقاومت مستقیما اثر می‌گذارد. بهر صورت، مشخص شده است که پاسخ ارتجاعی ساختمانها بطور کلی و بویژه ساختمانهای نسبتا مرتفع تا کاملا مرتفع در حد بسیار زیادی بر مبنای ارتعاش مود اول آنها انجام می‌شود و از این جهت می‌توان ساختمان را مثل یک دستگاه یک درجه آزاد یا پاندول وارونه در نظر گرفت.

۲-۹- طیف بازتاب ساختمان در برابر زلزله

برای در نظر گرفتن اثر سختی ساختمان بر مقدار نیروی جانبی یا بر شتاب ساختمان، چندین ساختمان ساده و منظم که سختی آنها از زیاد تا کم باشند، بصورت پاندول وارونه در نظر گرفته می‌شوند تا جرم آنها را بصورت متمرکز نشان دهد. با افزایش ارتفاع این مدلهای سازه‌ای (پاندول‌ها) انعطاف‌پذیری یا نرمی آنها و زمان تناوب طبیعی آنها (T) افزایش خواهد داشت. بر طبق تعریف زمان تناوب طبیعی (T) عبارتست از مدت زمان حرکت جانبی سازه (مدل) در یک رفت و برگشت کامل و آزاد آن.

پاندولهای انتخاب شده دارای زمان تناوب طبیعی از ۰/۱ تا ۰/۴ ثانیه برای ساختمانهای کم‌ارتفاع و تقریباً از ۱ تا ۳ ثانیه برای ساختمانهای بلند می‌باشند. برای همه آنها ضریب میرایی متوسط که برای میرایی طبیعی فرض شده، در نظر گرفته می‌شود. اگر چه ممکن است بر اثر ارتعاش برخی‌از المانهای سازه‌ای وارد محدودهٔ رفتار غیرارتجاعی و غیرخطی خود بشوند، لیکن رفتار کلی سازه را بصورت خطی فرض می‌کنند.

این پاندولها را بر روی یک پایه قابل حرکت در دو جهت جلو و عقب نصب می‌کنند و تحت اثر شبه شتاب زمین که از شتابنگاشت اصلی یا مصنوعی یک زلزله بدست آمده است، مرتعش می‌کنند. اکنون اگر حداکثر پاسخ این مدلهای سازه‌ای را که می‌تواند یکی از سه کمیت، شتاب، جابجایی مطلق یا نیروی اینرسی جانبی باشد، در مقابل زمان تناوب طبیعی در یک دستگاه مختصات ترسیم‌کنیم، منحنی بدست‌آمده طیف بازتاب ساختمان خواهد بود.

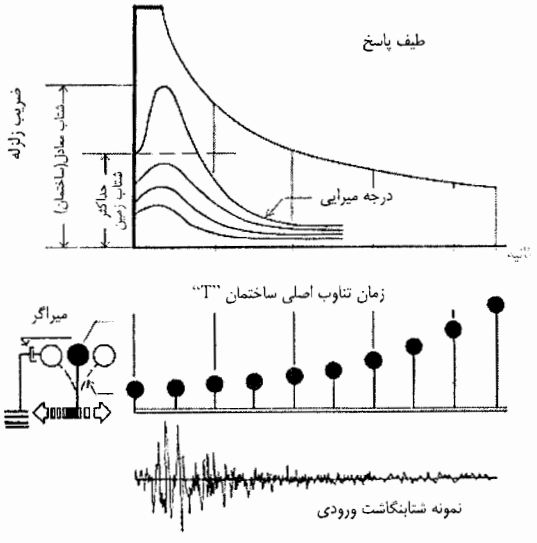
لازم به ذکر است که در این ترسیم شرایط زمین از نظر نوع لایه‌ها را در بر ندارد و هر ساختگاهی طیف بازتاب خود را نیز دارد. شکل ۲-۱۱ طیف بازتاب را برای نسبت میرایی مختلف برای پاندولهای مورد بحث نشان می‌دهد.

از این بحث می‌توان چنین نتیجه گرفت که:

۱- اگر ساختمان بی‌نهایت سخت باشد بدون تغییرشکل با حرکت زمین، حرکت می‌کند یعنی زمان تناوب طبیعی آن صفر خواهد بود (T=۰) شتاب آن با شتاب زمین برابر خواهد بود.

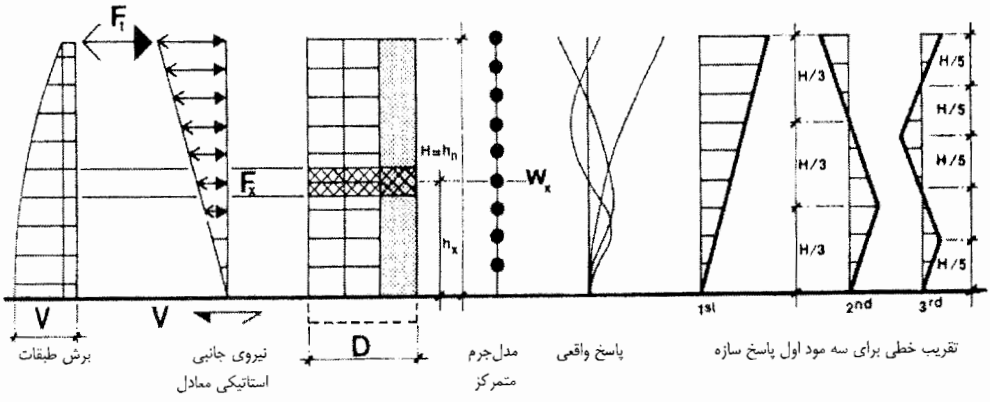
۲- اگر ساختمان بالنسبه سخت باشد و زمان تناوب طبیعی آن مثلاً در حدود ۰/۳ ثانیه باشد، در صورتیکه زمان تناوب خاک منطقه با زمان تناوب طبیعی آن برابر باشد و هیچگونه میرایی هم نباشد، شتاب آن بیش از شتاب زمین خواهد بود. این وضعیت مرادف پدیدهٔ تشدید است که نیروی اعمالی در حد بسیار بسیار زیاد خواهد بود.

۳- اگر ساختمان نرم باشد و زمان تناوب طبیعی آن در حدود ۱/۴ ثانیه باشد، شتاب آن از شتاب زمین کمتر خواهد شد. به بیان دیگر اگر ساختمان انعطاف‌پذیر باشد، یعنی زمان تناوب طبیعی‌اش زیاد باشد، برای ساختگاهی مناسب است که زمان تناوب آن کوتاه باشد.



شکل ۲-۱۱- نحوهٔ بدست آوردن طیف بازتاب ساختمان

لازم به ذکر است که میزان میرایی در یک ساختمان بر رفتار آن اثر می‌گذارد ولی مقدار میرایی بر میزان استهلاک انرژی یا حرکت اثر مستقیم دارد. درصد میرایی به عوامل و مواردی مانند تبدیل انرژی به حرارت در اثر اصطکاک که آنهم وابسته به تعداد المانهای ساختمان و نحوهٔ اتصال آنها بیکدیگر است، و همچنین انواع مصالح بکار رفته بستگی دارد. درصدهای مختلفی از میرایی، طیف بازتاب مختلف ولی هم شکل تولید می‌کندکه در شکل ۲-۱۱ نشان داده شده است. تردیدی نیست که مدل یک درجه آزاد برای ساختمانهای بلند و انعطاف‌پذیر مدل بسیار ساده‌ای است و نتایج بدست آمده از آن چندان با رفتار واقعی ساختمان تطبیق ندارد. از این جهت این قبیل ساختمانها را بصورت جرمهای متمرکز در تراز کفها و مطابق شکل ۲-۱۲ مدل می‌کنند. جرم متمرکز در هر تراز متشکل از جرم آن کف و جرم ستونها، تیرها، دیوارها و سایر عوامل موجود در یک طبقه می‌باشد. در اینصورت چندین درجه آزادی برای این قبیل سیستم‌ها که دارای زمان تناوب طبیعی متفاوت برای هر مود ارتعاشی می‌باشند، در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۲-۱۲- توزیع نیروی لرزه‌ای معادل و بازتاب ساختمانهای چند طبقه

۲-۱۰- زمان تناوب طبیعی

می‌دانیم که اگر زمین یا محل احداث ساختمان تحت اثر یک ارتعاش با زمان تناوب خاصی قرار گیرد و این زمان تناوب با زمان تناوب طبیعی ساختمان تقریبا مساوی باشد پدیده‌ای بنام تشدید رخ می‌دهد. نتیجهٔ چنین پدیده‌ای تخریب و فروریزی ساختمان مرتعش‌شونده است. لازم به ذکر است که نیروی ناشی از پدیدهٔ تشدید هیچ شباهتی به نیروهای ضربه‌ای که اثر فوری و زیادی بر ساختمان وارد می‌سازند، ندارد. بنابراین نتیجه می‌گیریم که از خواص دینامیکی بسیار مهم ساختمانها در برابر ارتعاشهای اعمال شده به آنهان زمان تناوب طبیعی آنها است، و آن زمان نوسان آزادی است که یک دور رفت و برگشت کامل از جابجایی را در برگیرد. از طرفی در تحریک‌های دینامیکی که موجب می‌شوند تا بارهای بزرگتری در مقایسه با بارهای استاتیکی به ساختمانها وارد شود، هر چه زمان تناوب این بارها کوتاهتر باشد مقدار بار اعمال شده بیشتر خواهد بود و برعکس هر قدر زمان تناوب بیشتر باشد مقدار بار اعمالی کمتر می شود. اما این نتیجه‌گیری کامل نیست، زیرا باید دید که پاسخ ساختمان مرتعش‌شونده یا سازه آن چگونه است؟ از اینرو باید درخصوص زمان تناوب طبیعی که یکی از خصیصه‌های مهم دینامیکی سازه‌ها است توجه ویژه‌ای مبذول داشت.

در پی بررسیهای بعمل‌امده تاکنون زمان تناوب طبیعی ساختمانها با تقریب قابل قبولی به نسبت ارتفاع آنها و البته با توجه به سیستم مقاومتی در مقابل زلزله در جدول ۲-۲ آورده شده است. این مقادیر باید به عنوان یک "راهنما" برای توجه به حدود تغییرات ساختمانها تلقی شود.

نکته دیگری که از اهمیت بسزایی برخوردار است و در واکنش سازه یا ساختمان مؤثر است خاک منطقه‌ای است که ساختمان در آن منطقه احداث شده است. به عبارت دیگر زمان تناوب مربوط به ارتعاش خاک است که معمولا از ۰/۱ ثانیه برای زمین سخت تا ۵ ثانیه برای زمین سست متغیر می‌باشد.

جدول ۲-۲ - زمان تناوب طبیعی برخی ساختمانها [۲۱]

نوع ساختمان	زمان تناوب طبیعی (ثانیه)
ساختمانهای کوتاه یک طبقه با مصالح سنگین	۰/۱
ساختمانهای ۱۰ طبقه دارای دیوارهای باربر مصالح بنایی	۰/۶
ساختمانهای ۱۰ طبقه دارای قاب صلب	۱/۰
ساختمانهای ۲۰ طبقه دارای قاب صلب	۲/۰
ساختمان ۵۹ طبقه (Citicrop) در نیویورک	۷/۰
ساختمان ۱۰۹ طبقه برج سی‌یرز در شیکاگو	۷/۶
ساختمان ۱۱۰ طبقه مرکز تجاری جهانی در نیویورک	۱۰

اکنون با مقایسه زمان تناوب طبیعی ساختمان با زمان تناوب طبیعی خاک منطقه مشخص می‌شود که در صورت نزدیک بودن این دو بهم، احتمال ایجاد پدیده تشدید وجود خواهد داشت. بنابراین باید به این مسئله توجه کرد که در محل احداث ساختمان زمان تناوب طبیعی خاک مشخص گردد و متناسب با اینکه پدیدهٔ تشدید رخ ندهد، نوع سازه را اختیار کرد.

در جدول ۲-۳ حدود زمان تناوب طبیعی مربوط به لایه‌های زمین در منطقه احداث ساختمانها با تقریب کلی آورده شده است. البته روشن است که این ارقام نیز حدود تقریبی را بیان کرده و صرفا برای حصول یک دیدگاه کلی قابل استناد است.

جدول ۲-۳- زمان تناوب طبیعی لایه‌های خاک [۲۶]

نوع خاک	زمان تناوب طبیعی برحسب ثانیه
خاکهای سخت و صخره‌ای	۰/۱
خاکهای نرم و انعطاف‌پذیر	۵
خاک مناطق بحرانی در آمریکا	۰/۵ تا ۱/۰

از این اشاره مختصر می‌توان نتیجه گرفت که اگر زمان تناوب طبیعی منبع ارتعاش خیلی بیشتر از زمان تناوب ساختمان باشد، می‌توان بارهای اعمالی را به صورت استاتیکی معادل و اعمال کرد.

مثل اینکه ساختمان تحت اثر نیروی باد قرار گرفته باشد. اما اگر زمان تناوب منبع ارتعاش (زمین) خیلی کوچکتر از زمان تناوب ساختمان باشد، به عبارت دیگر محتوای فرکانسی منبع ارتعاش زیاد باشد، مانند امواج زلزله، لازم است بارهای ناشی از ارتعاش را به صورت دینامیکی در نظر گرفت و افزایش تنش‌ها را مدنظر قرار داد.

در هر صورت باید توجه داشت که شرایط دینامیکی ممکن است به نحوی باشد که تغییرات بارهای اعمالی به کندی صورت گیرد اما در عین حال زمان تناوب آن نزدیک و بلکه مساوی زمان تناوب یک ساختمان انعطاف‌پذیر (مثل یک ساختمان بلند با زمان تناوب زیاد) شود، که در این صورت بارهای اعمالی بشدت زیاد خواهد بود.

۲-۱۱- محاسبهٔ زمان تناوب طبیعی ساختمان

اکثر آئین‌نامه‌ها زمان تناوب اصلی ساختمانها را که باید برای مقاومت در برابر زلزله طراحی شوند، به صورت روابط تجربی می‌دهند. از آنجا که این خاصیت مهم دینامیکی سازه در هنگام طراحی مشخص نیست، روابط ارائه شده در آئین‌نامه‌ها به صورت تجربی آمده است. البته روابط تجربی متأثر از عواملی مانند مصالح بکار رفته در ساختمان‌ها، نوع عناصر یا اعضای مقاوم سازه‌ای در برابر ارتعاش می‌باشند. ناگفته آشکار است که در ساده‌ترین حالت ارتعاش (یک درجه آزادی) جرم و سختی که خود متأثر از ابعاد سازه می‌باشند، در زمان تناوب اثر دارند.

روابط ارائه شده در آئین‌نامه آمریکایی UBC [۲۷] و همچنین آئین‌نامه SEAOC [۲۸]، مبتنی بر پروژه‌ای بوده است که خواص دینامیکی و از آن جمله زمان تناوب ساختمانهایی که در اثر زلزله سال ۱۹۷۱ سان فرناندو تحریک شده‌اند، اندازه‌گیری شده بود، تدوین و پیشنهاد گردیده است. این پروژه به پیشنهاد شورای فن آوری کاربردی در آمریکا ATC [۲۹] انجام شده بود.

البته امروزه اطلاعات زیادی در اثر زلزله‌های بعدی و از آن جمله زلزله‌های اخیر مانند زلزله سال ۱۹۸۹ لوماپریتا و زلزله سال ۱۹۹۴ نرتریج در دست است. دراختیار داشتن یک بانک اطلاعاتی قوی از این قبیل اطلاعات می‌تواند بعنوان مهمترین عامل در تعیین زمان تناوب طبیعی یا اصلی ساختمانها که دقیقتر باشد کمک شایانی بنماید.

زمان تناوب طبیعی ساختمانهای بتن مسلح که عنصر اصلی مقاوم در برابر زلزله برای آنها قاب‌های خمشی است، از رابطه مشترک بین SEAOC, ATC3-06, UBC و NEHRP قابل محاسبه است.

$T = ۰/۰۷۳ H^{\frac{۳}{۴}}$ H بر حسب متر

$T = ۰/۰۳ H^{\frac{۳}{۴}}$ H برحسب فوت (۲-۲۲)

البته آئین‌نامه ATC3-06 ضریب ۰/۰۶۰۹ را برای این قبیل ساختمانها توصیه کرده است. رابطه ارائه شده توسط ATC3-06 متبنی بر روش ریلی (Rayleigh) است که با توجه به فرضیات زیر بدست آمده است:

۱- توزیع بارهای جانبی و استاتیکی معادل در تمام ارتفاع ساختمان به صورت خطی است.

۲- برش پایه لرزه‌ای به نسبت $(۱/T^{\frac{۲}{۳}})$ متناسب است.

۳- تغییرمکان‌جانبی ساختمان از طریق محدودیت‌های تغییر مکان نسبی طبقات کنترل می‌شود.

اگر چه دو فرض اول و دوم با رفتار لرزه‌ای سازه تطبیق دارد، اما فرض سوم چنین القاء می‌کند که توزیع سختی در ارتفاع به نحوی است که تغییرمکان نسبی طبقات، تحت توزیع خطی نیروها در تمام ارتفاع ساختمان، به صورت یکنواخت، باشد.

یادآور می‌شود که این روابط و توصیه‌ها فقط در مورد قابهای خمشی است که بدون هیچگونه عناصر یا اعضای کمکی باید تمام نیروی زلزله را تحمل نمایند. اما آنچه آئین‌نامه ۲۸۰۰ مصوب ایران و ویرایش دوم آن برای زمان تناوب ارائه می‌کند، این است که اگر ساختمان فقط دارای قاب خمشی باشد همان روابط UBC را قابل قبول می‌داند:

$T = ۰/۰۷ H^{\frac{۳}{۴}}$ برای سازه‌های بتن مسلح (H برحسب متر) (۲-۲۳)

و چنانچه قابها توسط جداگرها تقویت شده باشند باید زمان تناوب حاصل از روابط فوق را به میزان ۲۰ درصد کاهش داد. اگر ساختمان دارای قاب خمشی نباشد زمان تناوب به بعد دیگر ساختمان که تحلیل در آن جهت مورد نظر است، وابسته خواهد شد و رابطهٔ زمان تناوب را به صورت زیر ارائه می‌کند:

$$T = ۰/۰۹ \frac{H}{\sqrt{D}} \qquad (۲-۲۴)$$

در این رابطه H و D برحسب متر است.

همچنین ویرایش دوم این آئین‌نامه زمان تناوب ساختمانهایی را کـه دارای جـداگرهـای میانقـابی باشند و یا نباشند از رابطه ۲-۲۵ توصیه می‌کند:

$$T=۰/۰۵H^{\frac{۳}{۴}} \qquad (۲۵-۲)$$

اگر وزن خرپشته از ۲۵ درصد وزن طبقه بیشتر باشد برای محاسبهٔ T، ارتفاع H تا بالای خرپشـته منظور شود. برای تخمین اولیه زمان تناوب طبیعی یا مود اول سازه‌ها می‌توان به یکی از روشـهای زیر عمل کرد:

- روابط تجربی
- روش سختی (معکوس کردن ماتریس سختی)
- روش ریلی

باید دانست که زمان تناوب طبیعی باید متناظر با پاسخ ارتجاعی سازه ولی نزدیک بـه حـد جـاری شدن خمشی آن بوده باشد. از نکات جالب توجه دیگر اینکه معمولا زمـان تنـاوب بدسـت آمـده از روابط تجربی، مقدار دست بالا بوده که مفهوم آن اینست که پاسخ سازه افزایش دارد.

بهترین و نسبتا دقیقترین روش محاسبه زمان تناوب طبیعی روش ریلی است. در ایـن روش زمـان تناوب را از تغییرمکانهای جانبی سازه و اعمال نیروهای جانبی در تراز کفها محاسـبه می‌کننـد. اگر چه نحوهٔ توزیع نیروهای جانبی در روش ریلی تأثیری بر زمان تناوب موردنظر ندارد ولی نسبت بـه توزیع نیروهای جانبی که منطبق بر توصیه‌های آئین‌نامه‌ای باشد، بستگی دارد. با اسـتفاده از روش ریلی می‌توان زمان تناوب طبیعی را از رابطهٔ زیر بدست آورد:

$$T_۱=۲\pi\sqrt{\frac{\sum_{i=۱}^{n}W_i\Delta_i^۲}{g\sum_{i=۱}^{n}F_i\Delta_i}} \qquad (۲۶-۲)$$

که در ایـن رابطـه F_i نـیروی جـانبی در تـراز i و از ۱ تـا n تغیـیر می‌کنـد. Δ_i مقـدار جابجـایی یاتغییرمکان در تراز i ام است. W_i نیز وزن طبقهٔ i ام می‌باشد و n تعداد طبقات است.

۲-۱۲- انتخاب روش تحلیل لرزه‌ای ساختمانها

هدف از تحلیل هر سازه‌ای در برابر زلزله بدست آوردن نیروی ناشی از زلزله اسـت کـه از آن بنـام نیروی برش پایه یاد می‌کنیم. البته و همانگونه که قبلا توضیح داده شد، پاسخ ساختمانها در برابـر نیروی دینامیکی زلزله یک پاسخ دینامیکی است و از این جهت باید ساختمانها را در برابر زلزله بـه

شیوه‌های دینامیکی تحلیل کرد. اما بنا بـه دلایلـی کـه ذکـر آن در بخشـهای قبلـی گذشـت، در مواردی می‌توان ساختمانها را به روش استاتیکی معادل نیز تحلیل کرد.

نخستین کسی که تلاش کرد تا نیروی ناشی از زلزله را کـه بـه سـاختمان وارد می‌شـود، بدسـت آورد، اوموری از کشور ژاپن بودکه بعدها روش او پایه و اساس روش تحلیل استاتیکی معادل شد.

روش او فقط برای سازه‌های کاملا صلب با شالودهٔ صلب مناسب بود، زیرا او فرض می‌کرد که بـر اثر ارتعاش زمین، تغییرمکان یا جابجایی ساختمان در بالاترین تـراز آن نسـبت بـه پایـه، در تمـام ارتفاع بصورت یکنواخت از پائین‌ترین قسمت تا فـراز سـاختمان افزایـش دارد. همچنیـن تغییـرات شتاب را در ترازهای مختلف و از پائین به بالا بصورت یکنواخت در نظر می‌گرفت.

روشن است که این دو فرضیه مگر در موارد کاملا خاص، برای اغلـب سـاختمانها صـادق نیسـت. بهمین جهت در سال ۱۹۲۰ میلادی مونونوبه فرض کرد که حرکت ارتعاشی زمیـن یـک حرکـت ارتعاشی هارمونیک است و ساختمان بصورت یک سیستم یک درجه آزاد تحت تأثیر ایـن ارتعـاش هارمونیک قرار می‌گیرد. نتیجه این قبیل بررسی‌ها این بود که برای نخسـتین بـار ژاپنی‌هـا بـرای بدست آوردن نیروی ناشی از زلزله ضریب ۰/۱ را در وزن ساختمان ضـرب کـرده تـا کـل نـیروی برش پایه را بدست آورند. در سخنرانی‌های دکـتر کوئیجـی سـوهیرو در سـال ۱۹۳۲ در کالیفرنیـا آمریکا چنین آمـده بود که ساختمانهایی که در ژاپن با این مقدار نیروی برش پایه طـراحی شده بودند، توانستند تا حد نسبتا خوبی، زلزله کوانتو را در سال ۱۹۲۳ مقاومت کنند.

در آمریکا (کالیفرنیا) نخستین توصیه آئین‌نامه‌ای برای طراحی ساختمانها در برابر زلزله مربـوط بـه سال ۱۹۳۳ میلادی می‌باشد که در آئین‌نامه شهر لوس آنجلس آمده بود. در این آئین‌نامه ضریـب ۰/۰۸ برای ساختمانهای معمولی و ضریب ۰/۱ برای مدارس توصیه شـده بـود. بـه عبـارت دیـگر آمریکائیها ۱۰ سال پس از ژاپنی‌ها نخستین توصیه‌های آئین‌نامه‌ای را داشته‌اند [۲۱].

در هر صورت با ظهور و تکامل کامپیوترهـا و پیشـرفت‌های قـابل ملاحظـه در علـم دینـامیک و زمین‌شناسی مهندسی روشهای دینامیکی برای برآورد دقیقتر نیروی برش پایـه و تحلیـل سـازه‌ها ابداع و ارائه‌گردید. امروزه در اکثر آئین‌نامه‌های معتبر در کشورهای جهان این روشها مـورد توجـه قرار گرفته‌اند.

در استاندارد ۲۸۰۰ ایران روح حاکم برای تحلیل ساختمانها مبتنی بـر تحلیـل دینـامیکی می‌باشـد لیکن در مواردی که شرایط خاصی حاکم باشد، اجازه داده شده است تا از تحلیل استاتیکی معـادل استفاده شود. اما از طرفی اگر روش تحلیل دینامیکی بکار گرفته شود باید نتایج آن با نتایج تحلیل

استاتیکی معادل سنجیده شود تا در صورت نیاز نتایج تحلیل دینامیکی اصلاح شود.

با توجه به مطالب فوق باید برای تحلیل سازه روش مناسبی را برگزید. اما از آنجا که هر سازه‌ای دارای مسائل منحصر بفرد می‌باشد، مانند پلان معماری، موقعیت زمین، مسائل اقتصادی حاکم بر طرح آن و تکنیک ساخت؛ نمی‌توان بطور دقیق و یقین گفت که چه روشی کارآمدترین و بهترین روش تحلیل خواهد بود. اما بطور کلی می‌توان گفت که هر قدر مسائل برشمرده پیچیده‌تر باشد، روش تحلیل باید پیشرفته‌ترین و دقیق‌ترین باشد. از اینرو در جدول ۲-۴ یک راهنمای کلی و در عین حال ساده برای انتخاب روش تحلیل آورده شده است که می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.

جدول ۲-۴ - راهنمای اولیه تعیین روش تحلیل سازه‌ها در برابر زلزله

نوع سازه	روش تحلیل دو بعدی یا سه بعدی
سازه‌های کوچک و ساده	۱- روش استاتیکی معادل ۲- روش طیف پاسخ
سازه‌هایی که بیشتر مورد توجه است.	۳- روش تحلیل مودال ۴- روش تحلیل دینامیکی (انتگرال‌گیری مستقیم در قلمرو زمان)
سازه‌هایی که از هر نظر پیچیده است.	۵- تحلیل غیرخطی و در نظر گرفتن اندرکنش سازه و خاک

۲-۱۳- روش تحلیل استاتیکی معادل

چنانکه از نام این روش بر می‌آید، نیروهای اعمالی به سازه که ذاتا دینامیکی هستند، بصورت استاتیکی معادل‌سازی شده و به سازه اعمال می‌شوند. بی‌تردید این روش تقریبی است و برای ساده کردن عملیات تحلیل برگزیده شده است. برای تقلیل درجه تقریب این روش تلاشهای محققانه زیادی صورت گرفته است که به نحوی مناسب خواص دینامیکی سازه‌ها بیش از پیش در فرآیند این روش بکار برده شود.

از طرفی دیگر خواص دینامیکی خاک منطقه هم در تعیین نیروی استاتیکی معادل اثر دارد. بدیهی است که شدت زلزله، محتوای فرکانسی، طول مدت اثر و زمان تناوب آن نیز در این معادل‌سازی اثر دارد. بنابراین ضریب زلزله باید به نحو مناسبی سطح اثر این قبیل عوامل را در برداشته باشد. هر قدر اینگونه عوامل دینامیکی در روابط حاکم بر تحلیل استاتیکی معادل بیشتر باشد، این روش از دقت بیشتری برخوردار خواهد بود.

بطور کلی عوامل مؤثر در تعیین ضریب زلزله که باید در روش تحلیل استاتیکی معادل نیز به نحوی دخالت داشته باشند عبارتند از:

- رفتار مصالح بکار رفته در ساختمان
- خواص دینامیکی ساختمان مانند: زمان تناوب طبیعی، میرایی، سختی، قدرت جذب یا استهلاک انرژی
- شرایط ساختگاهی، نوع خاک، لایه‌های آن و خواص دینامیکی آنها
- نوع یا سیستم سازه‌ای
- اهمیت ساختمان
- شدت زلزله
- محتوای فرکانسی زلزله
- طول مدت اثر زلزله

ملاحظه می‌شود که اگر چه بنظر می‌رسد که این روش خیلی ساده است، لیکن بر مبنای تئوریهای دینامیک پایه‌ریزی شده است و نشان داده شده است که ساختمانهایی که بدین روش تحلیل و طراحی شوند، از مقاومت و شکل‌پذیری نسبتا خوبی در برابر زلزله برخوردار هستند. بهمین جهت این روش در اکثر آئین‌نامه‌های طراحی در برابر زلزله، در جهان با اندک اختلافی که در روش دارند، آورده شده است.

بر طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران، برای ساختمانهایی که منظم باشند و ارتفاع آنها از تراز پایه از ۵۰ متر کمتر باشد و یا نامنظم باشند اما تعداد طبقات آنها کمتر از ۵ باشد یا ارتفاع آنها کمتر از ۱۸ متر باشد می‌توان از این روش استفاده کرد. اگر ساختمانها در پلان و در ارتفاع منظم باشند ولی ارتفاع بیشتری داشته باشند، چون ممکن است مودهای بالای ارتعاشی (غیر از مود اول) در تعیین بازتاب ساختمان اثر زیادی داشته باشند، باید از تحلیل دینامیکی استفاده کرد.

اگر نیروی برشی پایه که در واقع نیرویی است که باید سازه را برای آن طراحی لرزه‌ای کرد به V نشان دهیم مقدار آن متناسب با وزن ساختمان و ضریب زلزله است. از طرفی ضریب زلزله باید در برگیرنده عوامل مختلف دینامیکی باشندکه‌قبلا به‌آنها اشاره شد. پس‌نیروی برشی‌پایه‌برابر است با:

$$V = CW \qquad (۲-۲۷)$$

این نیروی دینامیکی معرف حداقل نیرویی است که در تحلیل استاتیکی معادل و بمنظور جانشین کردن نیروهای حاصل از تحلیل های دینامیکی بکار می‌رود.

شرط اساسی این است که رفتار ساختمان تحت اثر زلزله چندین دوره (سیکل) تغییرشکلهای غیرارتجاعی را تجربه نماید و در عین حال منهدم نشود.

ضریب C در استاندارد ۲۸۰۰ ایران به چهار عامل وابسته شده است که عبارتند از:

- شتاب مبنای طرح (A)
- ضریب بازتاب ساختمان (B)
- درجه اهمیت ساختمان (I)
- ضریب رفتار ساختمان (R)

بی‌گمان هر قدر شتاب بیشتر باشد باید ضریب زلزله نیز بهمان نسبت افزایش یابد و همچنین هر قدر ساختمان از اهمیت بیشتری برخوردار باشد باید پایداری آن در برابر زلزله بیشتر باشد، یعنی لازم است بتواند نیروی بیشتری را تحمل کند، پس با بالا بودن این ضریب مقدار ضریب C بیشتر می‌شود و اما ضریب بازتاب ساختمان که به زمان تناوب طبیعی و شرایط ساختگاهی مربوط می‌شود بر ضریب C اثر مستقیم دارد. به عبارت ساده‌تر با افزایش آن مقدار C افزایش خواهد داشت. ولی در مورد ضریب رفتار، نسبت C با آن معکوس است. زیرا اگر ساختمانی بتواند رفتار مطلوب داشته باشد، یعنی با شکل‌پذیری خود انرژی بیشتری را مستهلک کند، بدان مفهوم است که رفتارش وارد قلمرو غیرارتجاعی شده است پس سطح کمتری از نیروی جانبی را طلب می‌کند تا در قلمرو ارتجاعی باقی بماند. از اینرو مقدار ضریب زلزله (C) چنین ارائه شده است:

$$C=\frac{ABI}{R} \qquad (۲-۲۸)$$

اینک راجع به هر یک از این عوامل توضیح مختصری ارائه می‌شود تا خواننده محترم در تعیین و استفاده از آنها ابهامی نداشته باشد.

۲-۱۳-۱- شتاب مبنای طرح *(A)*

شتاب مبنای طرح کمیتی است که به محل احداث ساختمان مربوط می‌شود. یعنی میزان لرزه‌خیزی محل را تعیین می‌کند. ولی این کمیت بنوعی بیانگر حداکثر شتابی است که در هر منطقه برای بالاترین سطح زلزله احتمالی بوجود می‌اید. بنابراین شتاب مبنا بصورت نسبتی از شتاب ثقل بیان می‌شود تا مبتنی بر رابطه ۲-۵ بوده باشد.

بر طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران، شتاب مبنای طرح برای چهار منطقه در کشور ارائه شده است که با رجوع به آن می‌توان برای هر منطقه‌ای که مورد نظر است، مقدار آنرا استخراج کرده و بکار برد. مقدار شتاب مبنای طرح، در این آئین‌نامه برای منطقه باخطر نسبی خیلی زیاد ۰/۳۵ و برای منطقه با خطر نسبی زیاد، متوسط و کم به ترتیب ۰/۳۰ ، ۰/۲۵ و ۰/۲۰ تعیین شده است و در پیوست آن این مقادیر برای نقاط مختلف کشور ارائه گردیده است.

۲-۱۳-۲- ضریب بازتاب ساختمان *(B)*

این ضریب در برگیرنده اثر عواملی مانند زمان تناوب طبیعی ساختمان و خواص دینامیکی زمین محل احداث ساختمان می‌باشد. بنابراین ضریب بازتاب تابعی از زمان تناوب طبیعی ساختمان و نوع زمین می‌باشد.

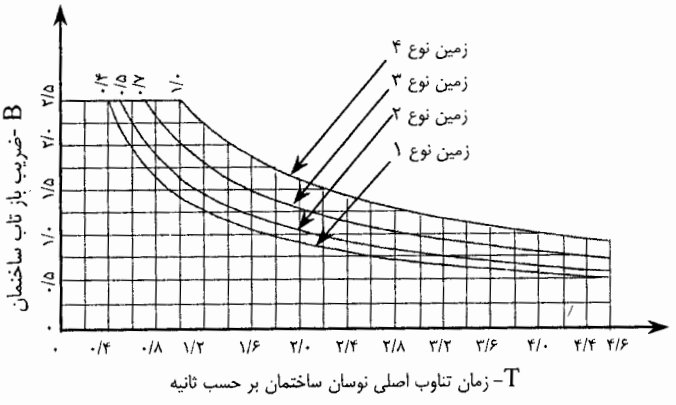
مقدار این ضریب از رابطه ۲-۲۹ محاسبه و یا از روی شکل ۲-۱۳ تعیین می‌شود.

$$B=۲/۵\{\frac{T_۰}{T}\}^{\frac{۲}{۳}}\leq ۲/۵ \qquad (۲۹-۲)$$

در این رابطه $T_۰$ زمان تناوب اسمی زمین است که متناسب با چهار نوع زمین، مندرج در استاندارد ۲۸۰۰ ایران تعیین شده است.

در این قسمت باید توضیح داد که چگونه می‌توان از چهار منحنی تعیین شده برای بخشهای وسیعی از کشور این ضریب را تعیین کرده و بکار برد. به عبارت دیگر دقت و صحت این ضریب چه میزان اطمینان‌بخش است. این موضوع یکی از مسائل مهم و پیچیده‌ای است که اغلب آئین‌نامه‌ها راه حل آنرا در تهیه این منحنی‌ها جستجو کرده‌اند و بر این اعتقاد هستند که می‌توان با تقریب قابل قبول انواع زمین را به این چهار نوع تقسیم‌بندی کرد.

شایان توجه است که این منحنی‌ها در واقع طیف پاسخ شتاب هستند که در برگیرنده اثرات مودهای مختلف ارتعاش ساختمان است و از طرفی بر مبنای شتاب ثقل مقیاس شده‌اند. باید دانست که تابعیت B از زمان تناوب طبیعی ساختمان (T) وابسته به متغیر $T_۰$ است که در رابطه ۲-۲۹ ظاهر شده است. لیکن اگر زمان تناوب طبیعی ساختمان برای هر یک از انواع چهارگانه برابر با $T_۰$ شود، B حداکثر مقدار خود را یعنی ۲/۵ خواهد داشت و این مقدار متناسب با ساختمانهایی است که از سختی نسبتا زیاد برخوردار هستند.



شکل ۲-۱۳ - ضریب بازتاب ساختمان برای زمین‌های چهارگانه [۲۰]

از طرف دیگر $T_{\circ}$ مربوط به طبقه‌بندی نوع زمین است که آئین‌نامه برای هر یک از انواع زمین‌ها با توصیف مواد متشکلهٔ آنها ارائه کرده است. چنانچه ملاحظه می‌شود از نکات قابل توجه و بسیار مهم که در تحلیل استاتیکی معادل دخالت داده شده است خواص و رفتار دینامیکی خاک یا زمین محل ساختگاه می‌باشد. به عبارت دیگر نوع زمین و لایه‌های آن بر روی حرکات و ارتعاش زمین اثر دارد که مجموعه اثرات محلی یاموضعی نامگذاری شده است. قبلا توضیح مختصری درخصوص امواج P و S داده شد و گفتیم که موج فشاری در مسیر فاصلهٔ کانونی زلزله تا ساختمان موردنظر لایه‌های زمین را فشرده می‌کند و موج برشی در جهت عمود بر این مسیر بر ارتعاش زمین اثر می‌گذارد. اما نباید از نظر دور داشت که بین سرعت موج برشی و خواص ژئوتکنیکی لایه‌های زمین رابطه‌ای یا رابطه‌هایی وجود دارد، لیکن تاکنون این وابستگی چندان روشن نشده است. در هر حال گفته می‌شود که سرعت موج برشی مناسبترین عامل برای بررسی اثر موضعی خاک بر مشخصات حرکات زمین می‌باشد. از اینرو در استاندارد ۲۸۰۰ ایران ضمن طبقه‌بندی و توصیف چهار نوع زمین رابطه‌ای برای بدست آوردن سرعت موج برشی ارائه کرده است تا با در اختیار داشتن آن و به کمک آن نوع زمین تعیین شود. در هر صورت مقدار $T_{\circ}$ برای زمین‌های سخت ۰/۴، زمین‌های نسبتا سخت ۰/۵ و برای زمین‌های سست ۰/۷ و بالاخره برای زمین‌هایی که نرم و با رطوبت زیاد هستند برابر با ۱/۰ داده شده است.

۲-۱۳-۳- زمان تناوب اصلی ساختمان

در مورد زمان تناوب اصلی یا طبیعی ساختمان قبلا توضیحاتی نسبتا مفصل ارائه شد، آنچه ذیلا گفته می‌شود مربوط به استاندارد ۲۸۰۰ ایران است که در تحلیل استاتیکی معادل باید بکار رود. همانطور که گفته شد روابط ۲-۲۲ تا ۲-۲۶ برای محاسبهٔ زمان تناوب اصلی ساختمان‌های بتن مسلح بکار می‌رود. نکته حائز اهمیت این است که هر قدر زمان تناوب اصلی ساختمان بیشتر باشد مقدار ضریب بازتاب (B) کاهش می‌یابد و برعکس هر قدر T کمتر باشد مقدار B افزایش می‌یابد. گر چه آئین‌نامه در هر دو حالت محدودیتی اعمال کرده است، لیکن برای اینکه مقدار نیروی برشی پایه محافظه‌کارانه محاسبه شود بهتر است در طراحی مراحل اولیه مقدار زمان تناوب اصلی کوچکتر اختیار شود.

البته بر طبق تبصره ۲ بند ۲-۴-۵ آئین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، اجازه داده شده است که طراح بتواند به جای استفاده از روابط تجربی ارائه شده، زمان تناوب اصلی ساختمان را به کمک مدل‌سازی محاسبه نماید. اما از آنجا که معمولا در مدل‌سازی‌ها اثر عوامل مختلفی از قبیل میانقابها، جرم اجزاء مربوط به تأسیسات و حضور لوله‌های مدفون در دیوارها یا بر روی دیوارها و در داخل کف‌ها و سایر موارد ملحوظ نمی‌شود، و این عوامل بر این محاسبه اثر می‌گذارند، آئین‌نامه مقرر نموده است که زمان تناوب اصلی محاسبه شده با هر روشی نباید بیشتر از ۱/۲۵ برابر زمان تناوب حاصل از روابط تجربی خود باشد. زیرا می‌خواهد با این محدودیت نیروی برشی پایه با تخمین دست پائین محاسبه نشود.

۲-۱۳-٤- ضریب اهمیت ساختمان (I)

باید دانست که طراحی لرزه‌ای هر نوع ابنیه‌ای بر نوع بهره‌برداری از آن اثر مستقیم دارد. بنابراین لازم است طراح اثر کیفی درجه اهمیت ساختمان را بصورت کمی در محاسبات خود وارد کند. برای اینکار استاندارد ۲۸۰۰ ایران ساختمانها را بسته به نوع کاربری آنها به سه گروه تقسیم‌بندی کرده است. زیرا ساختمانهایی که در دورهٔ قبل وقوع زلزله اهمیت اجتماعی و خدمات‌رسانی عمومی دارند، هنگام وقوع زلزله باید یا هیچگونه خسارتی نبینند یا کمترین خسارت ممکن به آنها وارد شود تا پس از رخداد زلزله بتوانند در سطح وسیعتری خدمات خود را ارائه دهند. مثلا بیمارستانها یا مراکز امدادرسانی، مراکز انتقال خون، ستادهای فرماندهی برای دورهٔ مدیریت

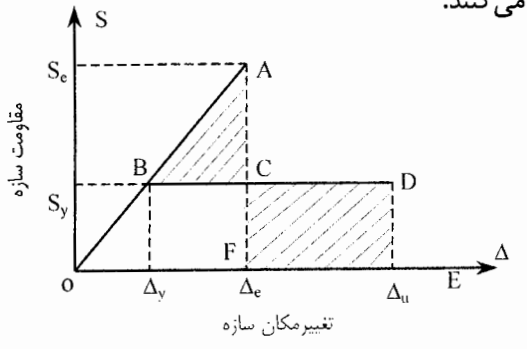
بحران، ساختمانهایی که برای پناه دادن کسانیکه خانه‌های خود را از دست داده‌اند و از این قبیل موارد که در این بحث نمی‌توان به همهٔ آنها اشاره کرد، از مواردی است که از اهمیت بسزایی برخوردار هستند، بنابراین باید بتوان به نوعی این اهمیت را بصورت یک ضریب کمی در محاسبهٔ نیروی برشی پایه دخالت داد. از این جهت آئین‌نامه مقدار ضریب برش پایه را مستقیما به این ضریب مرتبط دانسته است. لازم به ذکر است که عوامل دیگری مانند سطح فنآوری ساخت، کیفیت مصالح، نحوهٔ اجرا از نقطه نظر رعایت دقیق نکات، جزئیات و الزامات ارائه شده در نقشه‌ها، نقش مهمی در سطح ایمنی ساختمانها دارند و می‌توانند بر ضریب اهمیت ساختمان (I) اثر بگذارند. در هر حال آئین‌نامه سه سطح اهمیت زیاد، متوسط و کم ارائه کرده است.

مثلا برای گروه ۱، یعنی ساختمانهایی که اهمیت زیاد دارند، در مقایسه با گروه ۲، ۲۰ درصد بر مقدار برش پایه اضافه می‌نماید تا بدینوسیله ساختمان از مقاومت بالاتری برخوردار شده و در سطح قویتری از لرزش زمین وارد محدودهٔ رفتار غیرارتجاعی خود شود، اما برای گروه ۲، یعنی ساختمانهایی که اهمیت متوسطی دارند، هیچ تغییری برای برش پایه قائل نمی‌شود و این در حالی است که برای گروه ۳، یعنی آن ساختمانهایی که با اهمیت کم هستند، حدود ۲۰ درصد نیروی برش پایه را در مقایسه با گروه ۲ کاهش می‌دهد.

۲-۱۳-۵- ضریب رفتار و ضریب شکل‌پذیری ساختمان (R)

چنانچه قبلا توضیح داده شد، اگر اثر عوامل یا پدیده‌های رفتار لرزه‌ای ساختمانها بصورت کمی شناسایی و در روش تحلیل بکار برده شود، دقت روش تحلیل و تطبیق آن با آنچه که هنگام رخداد زلزله انتظار می‌رود، بیشتر خواهد بود. یکی از این عوامل، رفتار ساختمان است. اگر قرار باشد ساختمان بدون هیچگونه تغییرشکل یا تغییرمکان اعضاء نسبت به یکدیگر و یا تغییرمکان سازه نسبت به شالوده یا زمین محل احداث نداشته باشد، بدان مفهوم است که چنین ساختمانی تمام انرژی اعمال شده توسط زلزله را تحمل کرده و مستهلک نموده است. می‌دانیم که چنین امری ممکن نیست زیرا اجزاء و مصالح تشکیل‌دهندهٔ آن نمی‌توانند خاصیت تغییر شکل‌پذیری نداشته باشند. بنابراین در ساختمان تغییرشکل و تغییرمکان بین اجزاء ایجاد می‌شود. اما اگر این تغییرمکانها یا تغییرشکلهای نسبی با حذف بار یا نیروی اعمالی و یا توقف زلزله اندک باشند، رفتار کلی ساختمان در محدودهٔ ارتجاعی باقی می‌ماند. به عبارت ساده‌تر تنش در تمام اعضای سازه‌ای کمتر از تنش حد ارتجاعی و بلکه کمتر از تنش مجاز خواهد بود و در نتیجه مقاومت آن در قلمرو ارتجاعی با حاشیه ایمنی نسبتا زیادی موجب پایداری کلی ساختمان می‌شود.

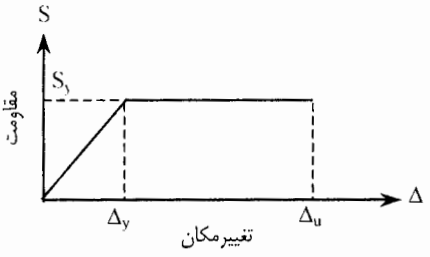
باید دانست که به جز در موراد استثنایی که رفتار کاملا ارتجاعی سازه‌ای هدف طراحی است، در سایر موارد چنین رفتاری موجب می‌شود که طرح ساختمان غیراقتصادی شده و ابعاد و اندازه‌های اعضای سازه‌ای بیش از حد متعارف بزرگ و یا نیاز باشد از مصالح با مقاومت بسیار زیاد استفاده شود. از اینرو رفتار چنین ساختمانی را با مدل ارائه شده در شکل ۲-۱۴ و توسط منحنی خطی - ارتجاعی OA تشریح می‌کنند.



شکل ۲-۱۴- رفتار لرزه‌ای ساختمان در دو قلمرو ارتجاعی و غیرارتجاعی

بر طبق شکل ۲-۱۴ و منحنی خطی OA مقاومت ساختمان در قلمرو ارتجاعی S_e و تغییر مکان نظیر آن Δ_e می‌باشد. اکنون جای این پرسش است که آیا برای زلزله أی که احتمال وقوع آن در طول عمر ۵۰ ساله یک ساختمان فقط ۱۰ درصد است، چنین طرحی مقرون به صرفه است و آیا می‌توان ساختمانی تا بدین حد سخت بنا کرد؟

پاسخ روشن است که باید راه‌حل دیگری جستجو کرد و آن اینکه طراح اجازه دهد تا رفتار ساختمان از محدودهٔ ارتجاعی خود بگذرد و وارد قلمرو رفتار غیرارتجاعی شود. به بیان دیگر، اینکه اگر برای زلزله طرح، مقاومت متناسبی موردنیاز است، که اصطلاحا به آن مقاومت نیاز می‌گویند، طراح باید سازه را به نحوی طراحی کند تا مقاومت آن هنگام رخداد زلزله کمتر از مقاومت موردنیاز باشد، اما در عوض با پذیرش تغییرشکل و تغییرمکان‌های نسبی، با ورود رفتار خود به قلمرو غیرارتجاعی قادر باشد بخش قابل توجهی از انرژی ورودی ناشی از زلزله را مستهلک نماید، اگر سازه یا ساختمان قادر باشد چنین رفتار شکل‌پذیری از خود بروز دهد می‌گوئیم که ساختمان شکل‌پذیر یا انعطاف‌پذیر است و به قولی نرم است. این شکل‌پذیری را که یک رفتار کیفی است با ضریبی بنام ضریب شکل‌پذیری تفسیر کمی می‌کنند که در شکل ۲-۱۵ این تعبیر آمده است.



شکل ۲-۱۵- رفتار نرم یا شکل‌پذیر ساختمان

با توجه به شکل ۲-۱۵، نسبت حداکثر تغییرمکان ساختمان Δ_u در تراز مقاومت S_y به تغییرمکان نظیر آن یعنی Δ_y را ضریب شکل‌پذیری می‌گویند.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \qquad (۳۰-۲)$$

در تطبیق شکل ۲-۱۵ با شکل ۲-۱۴ در می‌یابیم که رفتار دو خطی ایده‌ال $OBCD$ در شکل ۲-۱۴ متناظر با شکل ۲-۱۵ است. یعنی اینکه مقاومت S_e در قلمرو ارتجاعی، پس از کاهش قابل توجه به مقاومت کاهش یافته S_y رسیده است که تغییرمکان نظیر آن Δ_y می‌باشد. اکنون در شکل ۲-۱۴ می‌گوئیم که نسبت مقاومت S_e به مقاومت S_y ضریب کاهش مقاومت یا ضریب رفتار است.

$$R = \frac{S_e}{S_y} \qquad (۳۱-۲)$$

تردیدی نیست که باید بین دو کمیت ضریب رفتار و ضریب شکل‌پذیری رابطه‌ای که ناشی از عملکرد ساختمان است برقرار باشد. اما بحث فوق برای ساختمانی صادق است که اولا به صورت یک سیستم یک درجه آزاد باشد و ثانیا خواص دینامیکی ان در دو حالت ارتجاعی و غیرارتجاعی تحت یک زلزله خاص بدست آمده باشد. به عبارت دیگر رابطهٔ بین R و μ، برای یک ساختمان معین، تحت زلزله‌های مختلف، متفاوت خواهد بود، زیرا خواص دینامیکی در این پدیده مهم رفتاری دخالت خواهند داشت. پس می‌توان گفت که ضریب رفتار در یک ساختمان بتن مسلح، تابعی از زمان تناوب طبیعی، میرایی ساختمان، درجات نامعینی، شکل‌پذیری و خواص مهندسی مصالح بکار رفته در ساختمان می‌باشد. خواننده گرامی توجه دارد که هر قدر نقش این خواص دینامیکی بصورت کمی در مقدار ضریب رفتار (R) مشخص و معین باشد، به همان میزان ضریب زلزله (C) و مآلا نیروی برشی پایه از دقت بیشتری برخوردار خواهد بود و اطمینان از روش

تحلیل استاتیکی معادل بیشتر می‌شود. تاکنون و در پی بررسی‌های انجام شده رفتار غیرارتجاعی ساختمانها در برابر زلزله بر سه پایه نظری استوار است که عبارتند از:

الف- نظریه تساوی تغییرمکان رفتار ارتجاعی با رفتار غیرارتجاعی

ب – نظریه تساوی انرژی رفتار ارتجاعی با رفتار غیرارتجاعی

ج – نظریه تساوی شتاب در رفتار ارتجاعی با رفتار غیرارتجاعی

اینک هر یک از این سه نظریه را مورد بررسی اجمالی قرار می‌دهیم.

در تساوی تغییرمکان باید فرض کنیم که حداکثر تغییرمکان در قلمرو غیرارتجاعی با حداکثر تغییرمکان در قلمرو ارتجاعی مساوی باشد. با رجوع به شکل ۲-۱۴ در می‌یابیم که در قلمرو ارتجاعی یعنی محدودهٔ منحنی OA، حداکثر تغییرمکان Δ_e است و در قلمرو غیرارتجاعی یعنی محدودهٔ دو خطی OBC، حداکثر تغییرمکان باید Δ_e باشد، بنابراین خواهیم داشت:

$$\mu=\frac{\Delta_e}{\Delta_y} \quad , \quad R=\frac{S_e}{S_y} \quad , \quad \frac{S_e}{S_y}=\frac{\Delta_e}{\Delta_y} \qquad (۳۲-۲)$$

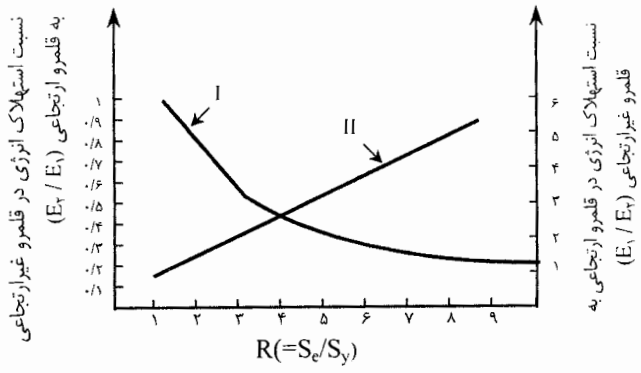
و از این رابطه مقدار شکل‌پذیری یا ضریب رفتار برابر می‌شوند:

$$\mu=R \qquad (۳۳-۲)$$

مفهوم فیزیکی این رابطه بشرح زیر قابل تفسیر و توجیه است.

اگر مقدار مقاومت در قلمرو ارتجاعی (S_e) بعنوان شاخص طراحی در نظر گرفته شود، یعنی اینکه فقط ضریب رفتار یا ضریب کاهش نیرو تغییر یابد اما Δ_e و S_e ثابت بماند و در چنین حالتی اگر $\mu=R=1$ باشد تمام انرژی ورودی (توسط ساختمان) فقط در قلمرو ارتجاعی مستهلک می‌شود و سازه دارای سختی بسیار بالایی بوده به طوری که می‌توان گفت زمان تناوب صفر خواهد بود. از طرفی هر قدر به مقدار R یا μ اضافه شود، نه تنها استهلاک انرژی بیشتر نمی‌شود بلکه کاهش هم می‌یابد. در شکل ۲-۱۶ تغییرات انرژی استهلاکی متعلق به رفتار غیرارتجاعی نسبت به رفتار ارتجاعی، در مقابل افزایش R نشان داده شده است.

همانگونه که ملاحظه می‌شود با افزایش R، نسبت فوق‌الذکر بشدت کاهش می‌یابد. ساختمانهایی که چنین رفتاری دارند، دارای زمان تناوب طبیعی بالایی خواهند بود.



شکل ۲-۱۶- کاهش استهلاک انرژی در قلمرو غیرارتجاعی

البته اگر طراحی برای یک ساختمان شکل‌پذیر انجام شود، لازم است بر مبنای نظریه تساوی تغییرمکان، عکس نسبت فوق برای بدست آوردن مقاومت موردنیاز در قلمرو رفتار ارتجاعی بکار رود. به عبارت دیگر منحنی II در شکل ۲-۱۶ استهلاک انرژی بیشتری را با افزایش مقدار R نشان می‌دهد.

بر طبق نظریه تساوی انرژی لازم است طراح مقاومت سازه را کمتر از مقاومت موردنیاز زلزله در نظر بگیرد اما شرط دیگر این است که مقدار انرژی ورودی بطور کامل توسط ساختمان مستهلک گردد و این مقدار استهلاک انرژی صرفاً باید توسط شکل‌پذیری ساختمان انجام شود.

به عبارت دیگر اگر قرار بود که سازه بطور کامل دارای رفتار ارتجاعی بوده باشد، در آنصورت استهلاک انرژی در حالت غیرارتجاعی باید مساوی حالت ارتجاعی باشد. با رجوع به شکل ۲-۱۴، انرژی ارتجاعی برابر سطح مثلث OAF است و انرژی غیرارتجاعی برابر با سطح ذوزنقه $OBDE$ می‌باشد. از تساوی این سطح خواهیم داشت:

$$\frac{1}{2}(\Delta_e \cdot S_e)=\frac{1}{2}(\Delta_u+(\Delta_u-\Delta_y))S_y \qquad (۳۴-۲)$$

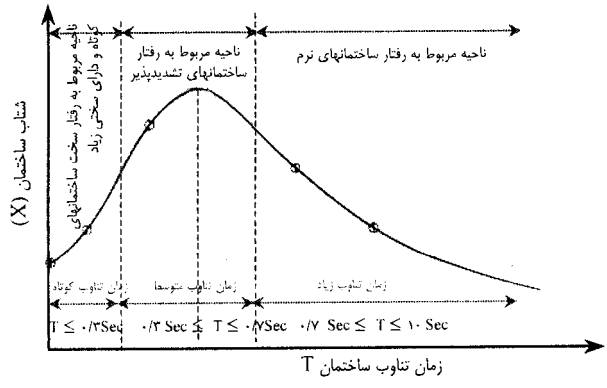
با توجه به این رابطه و رابطه ۲-۳۲ نتیجه می‌گیریم که:

$$\mu=\frac{1}{2}(R^2+1) \qquad \text{و یا} \qquad R=\sqrt{2\mu-1} \qquad (۳۵-۲)$$

اکنون باید به این نکته توجه کرد که اگر قرار باشد مقاومت ساختمان از مقاومت موردنیاز، R برابر بیشتر باشد بدان مفهوم است که رفتار ساختمان ارتجاعی بوده و نیرویی که در آن بوجود می‌آید برابر با مقدار نیرویی است که از طیف طرح ارتجاعی بدست می‌آید.

همانگونه که در شکل ۲-۱۴ مشاهده می‌شود اگر مقاومت طراحی بقدری اضافه شود که به مقاومت نیاز یا S_e برسد، در آنصورت تغییر مکان برابر با Δ_e خواهد شد و اگر به هر میزان مقاومت طراحی کمتر از S_e شود، بهمان میزان باید جبران تساوی انرژی را از طریق افزایش تغییرمکان تأمین کرد. به عبارت دیگر باید سازه وارد قلمرو غیرارتجاعی شود.

ساختمانهایی که دارای چنین رفتاری باشند معمولاً دارای زمان تناوب طبیعی کوتاه هستند. اگر زمان تناوب طبیعی ساختمان خیلی کوتاه باشد، مثلاً کمتر از ۰/۲ ثانیه باشد، مقدار ضریب رفتار در رابطه ۲-۳۵ غیرمحافظه‌کارانه خواهد بود.



شکل ۲-۱۷- تأثیر رفتار سازه بر طیف شتاب [۷]

در مورد نظریه تساوی شتاب باید گفت وقتی که زمان تناوب طبیعی $T = 0$ می‌شود، شتاب ساختمان به شتاب زمین نزدیک می‌شود، به عبارت دیگر جابجایی یا تغییرمکان زمین عیناً به ساختمان منتقل می‌شود. از این جهت شکل‌پذیری ساختمان نتیجهٔ حرکت و تغییرمکان کلی ساختمان است و چندان به رفتار اجزای سازه‌ای ساختمان وابستگی ندارد. اما اگر ساختمان قادر نباشد که حداکثر شتاب زمین را تحمل کند، فرو می‌ریزد. از این بحث نتیجه می‌گیریم که ساختمانهای با زمان تناوب طبیعی کوتاه نباید برای نیرویی کمتر از نیروی متناظر با حداکثر شتاب زمین طراحی شوند. در شکل ۲-۱۷ نواحی مربوط به این سه نظریه بر روی طیف شتاب نشان داده شده است.

در هر صورت آئین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، ضرایب رفتار را براساس طراحی به روش تنش مجاز ارائه می‌دهد و توصیه کرده است که اگر نیروهای اجزای سازه‌ای با استفاده از ضرایب

آن بدست آیند، برای طراحی حدی این اجزای سازه‌ای، باید نیروهای محاسبه شده با توجه به آئین‌نامهٔ طراحی (مثلاً در استفاده از آئین‌نامه بتن ایران «آبا» در طراحی سازه‌های بتن مسلح) افزایش داده شوند. آنچه که حائز اهمیت است، این است که ضرایب رفتار مندرج در این آئین‌نامه وابسته به ارتفاع ساختمان از تراز پایه است که برحسب متر و در مناطق با خطر نسبی زیاد در نظر گرفته شده‌اند.

۲-۱۴- اثر ترکیب سیستم‌های سازه‌ای بر ضریب رفتار

گاهی ممکن است ضرورتهای طراحی ایجاب کند که چه در پلان و چه در ارتفاع از دو یا چند سیستم سازه‌ای بصورت ترکیبی استفاده شود. استاندارد ۲۸۰۰ ایران، هر مهندس طراحی را از بکارگیری سیستم‌های ترکیبی بر حذر می‌دارد، لیکن برای موارد خاص یا جایی که این ضرورت وجود دارد، توصیه‌هایی نموده است که باید به آنها توجه شود.

بی‌تردید بکارگیری دو سیستم متفاوت، یعنی بکارگیری دو ضریب رفتار متفاوت. از اینرو باید این نکته به طرز صحیحی در محاسبات منظور گردد.

الف- ترکیب سیستم‌های سازه‌ای متفاوت در ارتفاع

اگر در ارتفاع ساختمان از دو سیستم سازه‌ای مختلف استفاده شود باید ضریب رفتار سیستم بالایی بیشتر از ضریب رفتار سیستم پائینی باشد. به عبارت دیگر لازم است سیستم بالایی نسبت به سیستم پائینی از سختی جانبی کمتری برخوردار باشد، یا اینکه بگوئیم انعطاف‌پذیری آن بیشتر باشد و در چنین حالتی زمان تناوب طبیعی سیستم بالایی بیشتر از زمان تناوب طبیعی سیستم پائینی می‌شود. آئین‌نامه الزام می‌کند که محاسبهٔ نیروی زلزله مؤثر بر کل سیستم به یکی از دو روش زیر انجام شود:

۱- از ضریب رفتار کمتر (مربوط به سیستم پائینی) برای محاسبه نیروی زلزله استفاده می‌شود، و در این راه باید به کمک روابط تجربی ۲-۲۴ و ۲-۲۵ زمان تناوب طبیعی دو سیستم بالایی و پائینی محاسبه و کمترین آنها اختیار شود. از طرفی مقدار زمان تناوب طبیعی مجموعهٔ دو سیستم را به دو روش تحلیلی و رابطه تجربی ۲-۲۴ و ۲-۲۵ محاسبه کرده و بیشترین آنها اختیار شود. لازم بذکر است که بر طبق این آئین‌نامه زمان تناوب طبیعی به روش تحلیلی نباید از ۱/۲۵ برابر مقدار بدست آمده از رابطه تجربی بیشتر باشد.

ملاحظه می‌شود که هدایت آئین‌نامه در این جهت است که تا حد ممکن، طراح از سیستم‌های ترکیبی اجتناب ورزد ولی در صورت بکارگیری آنها، لازم است از ایجاد تمرکز تنش و تغییرشکلهای غیرارتجاعی در سیستم پائینی جلوگیری کند. به عبارت ساده‌تر لازم است قسمت بالایی زودتر از قسمت پائینی وارد قلمرو رفتار غیرارتجاعی شود تا ایمنی ساختمان بیشتر باشد.

۲- اما اگر سیستم بالایی دارای سختی جانبی بسیار کمتر از سختی جانبی سیستم پائینی باشد، لازم است که اولاً هر یک از دو سیستم بطور مجزا منظم باشند و ثانیاً سختی متوسط قسمت پائینی ده برابر سختی متوسط سیستم بالایی باشد و ثالثاً زمان تناوب طبیعی مجموعهٔ دو سیستم (کل ساختمان) ده درصد بیشتر از زمان تناوب طبیعی قسمت بالایی باشد. در این وضعیت سیستم سازه‌ای فوقانی را بصورت یک سیستم مجزا با تکیه‌گاههای صلب فرض کرده و نیروی جانبی مربوط به آن با در نظر گرفتن ضریب رفتار خودش، محاسبه می‌گردد. برای سیستم سازه‌ای زیرین با منظور کردن ضریب رفتار آن و اینکه بصورت مجزا فرض می‌شود، نیروی جانبی مربوط به آن محاسبه می‌شود. برای طراحی سیستم پائینی باید از حاصلجمع نیروی جانبی خود با حاصلضرب عکس‌العمل نیروی جانبی سیستم بالایی در نسبت ضریب رفتار بالایی به ضریب رفتار سیستم پائینی، استفاده کرد.

ب- ترکیب سیستم‌های سازه‌ای متفاوت در پلان

اگر طراح نیاز داشته باشد تا از ترکیب سیستم‌های سازه‌ای در پلان استفاده کند، لازم است به دو مورد مطرح شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران توجه نمایدکه عبارتند از:

۱- اگر از سیستم سازه‌ای دیوارهای باربر در یک جهت استفاده می‌شود، لازم است تا ضریب رفتار در امتداد دیگر از ضریب رفتار جهت دیوارهای باربر کمتر باشد. تا اینکه جهت عمود بر امتداد دیوارهای باربر دیرتر وارد قلمرو رفتار غیرارتجاعی شوند. بدین ترتیب نقصانی در ظرفیت باربری دیوارهای باربر پدیدار نخواهد شد.

۲- اگر ارتفاع ساختمان از ۵۰ متر کمتر باشد یا تعداد طبقات آن ۱۵ و یا کمتر باشد، هر یک از سیستمهایی را که ضریب رفتار آنها در استاندارد ۲۸۰۰ ارائه شده است، (جدول ۳-۲۸۰۰) می‌توان در دو امتداد پلان استفاده کرد. اما در مورد سایر ساختمانها فقط از ترکیب قاب خمشی ویژه و سیستم دوگانه می‌توان استفاده کرد.

ج- سیستم‌های سازه‌ای از تراز پایه تا روی پی

اگر سیستم سازه‌ای پائینی از روی پی تا تراز پایه استقرار داشته باشد، یعنی اینکه تراز پایه بالاتر از روی شالوده باشد، باید سختی و مقاومت جانبی سیستم سازه‌ای پائین‌تر از تراز پایه بیشتر از سختی و مقاومت جانبی سیستم روی تراز پایه باشد. مثلا در مورد سازه های بتن مسلح، اگر در دوسیستم پائینی و بالایی، در هندسه سازه و پلان آنها تغییراتی وجود نداشته باشد، لازم است کلیه جزئیات فولادگذاری در تیرها و ستونهای قاب خمشی، دیوارهای برشی، در سیستم سازه‌ای بالایی (روی تراز پایه) ، عینا در سیستم سازه‌ای پائینی (پائین‌تر از تراز پایه) تکرار شود.

تمام نکات فوق ناظر بر این تمهید است که تا حد امکان نوعی یکپارچگی و همخوانی بین رفتار قسمت بالایی و قسمت پائینی برقرار شود، تا اینکه سیستم مجموعه از ایمنی نسبتا قابل توجهی برخوردار باشد.

۲-۱۵- توزیع نیروی جانبی محاسبه شده در ارتفاع سازه

با توجه به اقدامات قبلی و تعیین نیروی برش پایه در می‌یابیم که عوامل مختلفی بر ضریب برش پایه (C) اثر دارند. نیروی برشی پایه در واقع با توجه به شرایط هر طبقه در تراز کف طبقه‌ها توزیع می‌شود. تردیدی نیست که توزیع این نیرو در ارتفاع ساختمان به آن دسته از عوامل که مربوط به خواص لرزه‌ای ساختمان هستند مربوط می‌شود. این عوامل عبارتند از:

۱- نحوهٔ توزیع جرم در ارتفاع ساختمان

۲- نحوهٔ توزیع سختی در ارتفاع ساختمان

۳- اثر مودهای نوسان ساختمان

۴- نقش هر مود نوسان بر بارگذاری (اثر زمان تناوب هر مود و شکل هر مود)

۵- طیف پاسخ زلزله

با توجه به این عوامل مشخص می‌شود که توزیع نیروی برشی پایه در هر تراز، بستگی به چگونگی تغییرشکل ساختمان دارد، یعنی چگونگی جابجایی جرم در آن تراز و حداکثر دامنهٔ جابجایی در آن تراز. معمولا تغییرات توزیع جرم و جابجایی را در ارتفاع بصورت خطی فرض می‌کنند. مهمترین مودهای ارتعاشی را سه مود اول که در شکل ۲-۱۲ نشان داده شده‌اند، در نظر گرفته ولی اگر ساختمان خیلی بلند باشد دارای چندین درجه آزادی و با حالتهای مختلفی از تغییرشکل است. مثلا یک ساختمان ۳۰ طبقه که از قاب صلب تشکیل شده باشد، زمان تناوب مود اول آن بطور تقریبی برابر با $T_1=0/1N=0/1\times30=3$ ثانیه می‌شود، و تقریبا برای مود دوم و

سوم ارتعاش به ترتیب زمان تناوب آنها برابر با T_1=۱ و $T_2=\frac{1}{3}T_1$=۰/۶ و $T_3=\frac{1}{5}T_1$ = ثانیه خواهدبود. ملاحظه می‌شود که زمان تناوب مود اول بسیار بیشتر از مود دوم و سوم می‌شود و در تمام حالت این مسئله که مود اول بیشترین اثر را بر رفتار لرزه‌ای دارد، حاکم است، بویژه در مورد ساختمانهایی که زمان تناوب کوتاه دارند این موضوع بیشتر صادق می‌شود. ساختمانهای انعطاف‌پذیر با زمان تناوب زیاد، دارای پاسخی آرام، طویل‌المدت و حرکت یا جابجایی پیچیده‌تری بوده به نحوی که جابجایی در تراز فوقانی خیلی شدید و ناگهانی است و اثری ناموزون بر تغییرشکل ساختمان در بالاترین تراز می‌گذارد. این اثر را بنام اثر شلاقی میگویند و آنرا بصورت کمی با نیروی F_t در بالاترین تراز ساختمان جایگزین می‌کنند. این نیروی شلاقی در شکل ۲- ۱۲ آورده شده است. توزیع نیروی برشی در ارتفاع ساختمان از یک مود ارتعاشی به مود ارتعاشی دیگر متفاوت است و اگر سازه ساختمان دچار تغییرشکلهای زیاد غیرارتجاعی نشده باشد، می‌توان با حاصلجمع اثر مودها، نیروی جانبی لحظه‌ای را برای آن بدست آورد، گاهی این اثر باعث جمع شدن نیروها و گاهی کسر شدن آنها از یکدیگر می‌شود. همچنانکه در شکل ۲- ۱۲ نشان داده شده است می‌توان توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان را بصورت مثلثی در نظر گرفت که در واقع پوش حاصلجمع اثر مودها تلقی می‌شود. آئین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) برای ساختمانی که در ارتفاع و پلان منظم باشد، توزیع جرم و سختی در ارتفاع یکنواخت باشد، وزن کف‌ها و ارتفاع طبقات مساوی باشند، توزیع نیروی جانبی را بصورت خطی در نظر می‌گیرد.

با در نظر گرفتن اثر شلاقی در بالاترین تراز ساختمان انعطاف‌پذیر، بخشی از تمام نیروی برشی پایه (V) بنام F_t بصورت نیروی متمرکز در بالای سازه اعمال می‌شود و مابقی آن یعنی (V-F_t) در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد. نیروی F_t را باید وقتی در نظر گرفت که زمان تناوب اصلی ساختمان بیش از ۰/۷ ثانیه باشد. چنانچه زمان تناوب اصلی ساختمان برابر با ۰/۷ ثانیه یاکمتر از آن باشد، می‌توان مقدار F_t را برابر با صفر در نظر گرفت. ولی در هر صورت F_t نباید از ۲۵ درصد نیروی برش پایه بیشتر باشد. پس مقدار F_t از رابطه ۲-۳۶ قابل محاسبه و کنترل است.

$$F_t=۰/۰۷TV \leq ۰/۲۵V \qquad (۳۶-۲)$$

بر طبق شرح فوق نیروی (V-F_t) بصورت نیروهای متمرکز در تراز سقف‌ها و در تمام ارتفاع ساختمان بصورت خطی (مثلثی) توزیع می‌گردد. اگر برای هر سقف فرض کنیم که نیروی وزن

ثابت است، در این صورت نیروی افقی که در تراز هر سقف اعمال می‌شود می‌تواند متناسب با ارتفاع مربوط به آن سقف توزیع گردد. یعنی نیروی افقی در تراز x برابر است با:

$$F_x = h_x\left(\frac{F_1}{h_1}\right) = h_x\left(\frac{F_2}{h_2}\right) = \ldots = h_x\left(\frac{F_i}{h_i}\right) = \ldots = h_x\left(\frac{F_n}{h_n}\right) \qquad (۳۷-۲)$$

از طرفی تعادل نیروهای افقی ایجاب می‌کند که داشته باشیم:

$$(V - F_t) = F_1 + F_2 + F_3 + \ldots F_i + \ldots F_n \qquad (۳۸-۲)$$

$$= F_x\frac{h_1}{h_x} + F_x\frac{h_2}{h_x} + \ldots + F_x\frac{h_i}{h_x} + \ldots + F_x\frac{h_n}{h_x}$$

$$= \frac{F_x}{h_x}(h_1 + h_2 + \ldots + h_i + \ldots + h_n)$$

$$(V - F_t) = \frac{F_x}{h_x}\sum_{i=1}^{n} h_i \qquad (۳۹-۲)$$

پس مقدار F_i را می‌توان بدست آورد:

$$F_x = (V - F_t)\frac{h_x}{\sum_{i=1}^{n} h_i} \qquad (۴۰-۳)$$

اما باید دانست که ممکن است مقدار وزن یا نیروی ثقلی مؤثر در تراز یا در هر سقف با هم مساوی نباشند، بنابراین اثر نیروهای ثقلی در هر تراز به تناسب ارتفاع آنها خواهد بود، یعنی خواهیم داشت:

$$F_x = (V - F_t)\frac{h_x W_x}{\sum_{i=1}^{n} h_i W_i} \qquad (۴۱-۲)$$

در این رابطه W وزن طبقه‌ای است که شامل وزن سقف و مقدار سربار آن به اضافه نصف وزن دیوارها و ستونهایی که در بالا و پائین سقف قرار گرفته‌اند. اندیس i از یک تا n که تعداد طبقات است بوده و اندیس x، تراز موردنظر است که نیروی افقی قابل اعمال بر سازه در آن تراز محاسبه می‌شود.

از آنجا که در اغلب ساختمانها برای راه پله‌ها خرپشته تعبیه می‌شود، آئین‌نامه توصیه‌ای برای اعمال محل اثر نیروی F_t دارد و آن اینکه اگر وزن کل خرپشته از ۲۵ درصد وزن بام کمتر باشد، نیروی F_t در تراز بام اعمال می‌شود ولی اگر بیش از ۲۵ درصد وزن بام باشد بعنوان بخشی از سازه در رفتار ارتعاشی نقش داشته و بدین جهت باید نیروی F_t را تراز فوقانی (سقف) خرپشته

اعمال کرد. اکنون که توزیع نیروی افقی در تراز سقف‌ها مشخص شده است می‌توان به کمک روش‌های تحلیلی یا عددی سازه راتحلیل کرده و مقدار نیروها و تنش‌ها را برای اعضای سازه‌ای بدست آورد و سپس آنها را طراحی کرد. ولی آئین‌نامه الزامات دیگری را نیز بیان کرده است که باید مورد توجه قرار گیرد. ذیلاً به آنها بصورت اختصار اشاره می‌کنیم.

۲-۱۶- توزیع افقی نیروی برشی

همانطور که نیروی ناشی از زلزله تمام ساختمان را تحت اثر نیروی برشی قرار می‌دهد، در هر طبقه از ساختمان نیز نیروی برشی (که برابر است با حاصلجمع نیروهای جانبی در تراز سقفهای بالاتر از آن) ، اعمال می‌شود. این نیروی برشی باید توسط عناصر سازه‌ای در آن طبقه تحمل شوند. البته اگر سقف‌ها بطور کامل صلب باشند تمام نیروی برشی طبقه بین اعضای سازه‌ای همان طبقه به نسبت سختی آنان توزیع می‌گردد.

اگر سقف‌ها بقدر کافی صلب نباشند، در آنها تغییرشکل‌هایی ایجاد می‌شود که بر توزیع نیروی برشی در هر طبقه اثر می‌گذارد. از اینرو باید اثر تغییرشکل‌های سقف‌های غیرصلب در توزیع نیروی برشی هر طبقه بین اعضای سازه‌ای دخالت داده شود.

۲-۱۷- لنگر پیچشی ناشی از زلزله

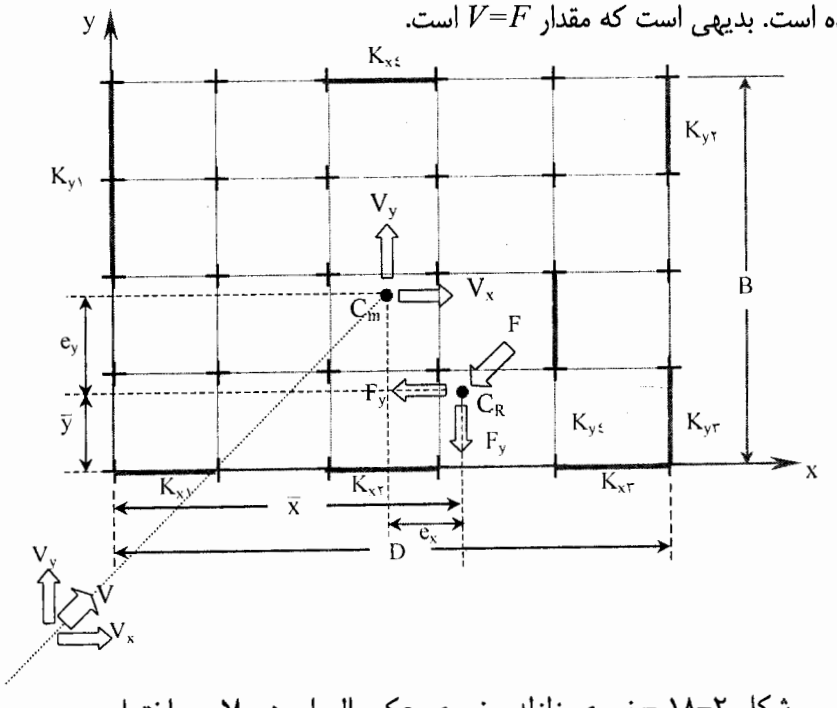
معمولاً هر ساختمانی که تحت اثر زلزله واقع می‌شود، تحت اثر لنگر پیچشی قرار می‌گیرد. عامل تولید یا ایجاد لنگر پیچشی در یک ساختمان بستگی به عوامل مختلفی دراد که مهمترین آنها توزیع جرم و سختی در پلان و در ارتفاع است.

لنگر پیچشی از دو ناحیه بوجود می‌آید، یکی لنگر پیچشی ناشی از عدم انطباق مرکز جرم بر مرکز سختی و دیگری لنگر پیچشی تصادفی.

مرکز جرم در هر طبقه ممکن است با مرکز جرم طبقهٔ دیگر متفاوت باشد که در اینصورت مرکز جرم طبقات در یک راستای قائم نخواهند بود که باید این اختلاف محاسبه شود و در طرح لرزه‌ای مورد استفاده قرار گیرد. نیروی برشی طبقات که در واقع نیروی اینرسی ناشی از زلزله است بر جرمهایی که تحت شتاب قرار می‌گیرند اعمال می‌شود. و از آنجا که جرم طبقات در تراز سقف‌ها بصورت متمرکز در نظر گرفته می‌شود، نیروی برشی به تراز سقف‌ها وارد می‌شود که آنهم از مرکز جرم طبقه می‌گذرد. بنابراین نیروی زلزله همواره از مرکز جرم طبقه یا ساختمان عبور می‌کند. مرکز جرم را مرکز برش نیز می‌گویند.

اما این نیروها باید توسط عناصر سازه‌ای مقاومت شوند و این مقاومت بستگی زیادی به سختی آنها دارد. به عبارت دیگر هر عضوی که سخت‌تر باشد سهم بیشتری در تحمل نیروهای اعمالی خواهد داشت. پس اگر عضوهای سازه‌ای در یک طبقه دارای سختی‌های مختلفی باشند هر یک به سهم خود بخشی از این نیروها را تحمل می‌کنند و برآیند نیروهای عکس‌العملی از محل سختی معادل عبور خواهد کرد. به بیان دیگر محل اثر نیروهای مقاومتی یا عکس‌العملی مرکز سختی طبقه خواهد بود. به مرکز سختی، مرکز صلبیت یا مرکز مقاومت نیز می‌گویند. در این حالت اگر مرکز سختی طبقات مختلف یک ساختمان چند طبقه در یک راستا نباشند، باید اختلاف آنها محاسبه شود و تأثیر آن در تحمل لنگر پیچشی مورد توجه قرار گیرد.

اکنون باید گفت که اگر نیروی زلزله که از مرکز جرم می‌گذرد با نیروی عکس‌العملی که از مرکز سختی می‌گذرد و در جهت مخالف یکدیگر هستند در یک راستا باشند مقدار لنگر پیچشی صفر می‌شود. زیرا در این صورت مرکز جرم بر مرکز سختی منطبق است. ولی اگر این دو مرکز بر هم منطبق نباشند این دو نیرو، لنگر پیچشی ایجاد خواهد کرد. در شکل ۲-۱۸ که پلان یک ساختمان را نشان می‌دهد، نیروی زلزله (V) نسبت به دو جهت متعامد پلان دارای دو مؤلفه که بترتیب V_x و V_y هستند تجزیه می‌شود و نیروی عکس‌العملی (F) نیز به دو مؤلفهٔ F_x و F_y تجزیه شده است. بدیهی است که مقدار $V=F$ است.



شکل ۲-۱۸ – نیروی زلزله و نیروی عکس‌العملی در پلان ساختمان

خروج از مرکزیت یا فاصلهٔ بین مرکز جرم (C_m) و مرکز سختی (C_R) در مسیر نیروی V و نیروی عکس‌العملی F برابر با e است که در دو جهت x و y دارای دو مؤلفهٔ e_x و e_y می‌باشد. مقدار لنگر پیچشی که در این طبقه اعمال می‌شود برابر است با:

$$M_t = V.e = F.e \qquad (۴۲-۲)$$

لنگر پیچشی M_t از دو قسمت M_{tx} و M_{ty} تشکیل شده است که مقدار آنها برابر است با:

$$M_{tx} = V_x \cdot e_y = F_x \cdot e_y \qquad (۴۳-۲)$$

$$M_{ty} = V_y \cdot e_x = F_y \cdot e_x \qquad (۴۴-۲)$$

$$M_t = M_{tx} \cdot M_{ty} \qquad (۴۵-۲)$$

$$V.e = F.e = V_y \cdot e_x + V_x \cdot e_y = F_x \cdot e_y + F_y \cdot e_x \qquad (۴۶-۲)$$

برای بدست آوردن مرکز سختی کافی است که از سختی اعضای سازه‌ای که باید بارهای جانبی راتحمل کنند، نسبت به مبدأ مختصات لنگر گرفته شود، در آنصورت محل مرکز سختی یعنی مختصات $\bar{x}$ و $\bar{y}$ بدست می‌آید که روابط مربوط ذیلا و با توجه به شکل ۲-۱۸ آورده شده است:

$$\bar{x} = \frac{\sum K_{yi} x_i}{\sum K_{yi}} \quad , \quad \bar{y} = \frac{\sum K_{xi} y_i}{\sum K_{xi}} \qquad (۴۷-۲)$$

در این شکل عناصر سخت‌کننده دیوارهای برشی هستند، در حالیکه به جای آنها می‌توانست از بادبندیها نیز (در سازه‌های فولادی) استفاده شود که همین شرایط حاکم می‌بود. ضمنا اگر سازه بدون دیوار برشی باشد، در آنصورت قابها می‌بایست کل نیروی جانبی را تحمل کنند که به نسبت سختی قابها نیرو بین آنها توزیع می‌شود. در این وضعیت اگر سختی دیوارها را در دو جهت x و y به K_{xi} و K_{yi} نشان دهیم می‌توان سهم هر یک از آنها را در تحمل نیروی برشی بدست آورد. این سهم بر مبنای سختی آنها خواهد بود. بنابراین برای جهت x خواهیم داشت:

برای جهت x:

$$V_{ix} = \left(\frac{K_{xi}}{\sum K_{xi}}\right) V_x \qquad (۴۸-۲)$$

برای جهت y:

$$V_{iy} = \left(\frac{K_{yi}}{\sum K_{yi}}\right) V_y \qquad (۴۹-۲)$$

تردیدی نیست که به جای V_x و V_y می‌توان F_x و F_y نوشت.

و اما لنگر پیچشی دیگری که به ساختمان اعمال می‌شود، لنگر پیچشی تصادفی نام دارد. این لنگر در اثر عوامل زیر ایجاد می‌شود:

الف- حرکت‌های پیچشی که در بستر یا زمین رخ می‌دهد (مؤلفه پیچشی حرکات زمین حول محور قائم)

ب- تغییر در سختی سازه و اعضای سازه‌ای ساختمان در مقایسه با مقادیر فرض شده

ج- کاهش سختی غیریکنواخت در اعضای سازه‌ای در خلال رفتار غیرارتجاعی آنها

د- تغییرات تصادفی در نحوهٔ توزیع بارهای مرده و بارهای زنده که بسیار محتمل است.

هـ – تغییر یا زوال مقاومت در اعضای سازه‌ای، در خلال رفتار غیرارتجاعی آنها

از این جهت است که تمام آئین‌نامه‌ها و بخصوص استاندارد ۲۸۰۰ ایران، بطور جدی ملزم می‌کند که حتی‌اگرمرکزجرم برمرکز سختی منطبق شود، لازم است لنگر پیچشی تصادفی را محاسبه کرد. برای محاسبه آن خروج از مرکزیت موردنظر باید برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در دو جهت x و y باشد. بنابراین با رجوع به شکل ۲-۱۸ مقدار خروج از مرکزیت (اختلاف بین مرکز جرم و مرکز سختی) طراحی برابر خواهد بود با:

$$e_{dx}=e_x+۰/۰۵D \qquad (۵۰-۲)$$

$$e_{dy}=e_y+۰/۰۵B \qquad (۵۱-۲)$$

لازم به توضیح است که برای ساختمانهای با اهمیت زیاد، باید لنگر پیچشی اتفاقی یا تصادفی محاسبه شود. لیکن در مورد ساختمانهایی که ارتفاع آنها کمتر از ۱۸ متر باشد، یا تعداد طبقات آنها کمتر یا مساوی ۵ باشد، چنانچه e_x یا e_y کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان باشد، می‌توان از محاسبه لنگر پیچشی آنها صرفنظر کرد و اگر برابر با ۵ درصد یا بیشتر باشد باید لنگر پیچشی محاسبه شود ولی از لنگر پیچشی تصادفی می‌توان صرفنظر کرد.

۲-۱۸- لنگر واژگونی

یکی دیگر از عوامل مهم در کنترل پایداری ساختمان، محاسبهٔ لنگر مقاوم آن در برابر لنگرواژگونی است. ممکن است بر اثر نیروهای جانبی، لنگر واژگونی موجب گردد تا در یک طرف ساختمان نیروی فشاری بسیار زیاد و در طرف مقابل آن نیروی کششی بسیار زیاد ایجاد شود. از این جهت لازم است لنگر مقاوم در برابر لنگر واژگونی در طبقات مختلف کنترل گردد. اما مهمترین عامل کنترل در پایداری ساختمان محاسبه لنگر واژگونی در تراز زیر شالوده است که

برابر است با مجموع حاصلضرب نیروی جانبی هر تراز در فاصلهٔ آن تراز تا زیر شالوده ، یا حاصلضرب برآیند نیروهای جانبی که در ترازهای مختلف به سازه اعمال می‌شوند در فاصلهٔ آن برآیند تا تراز زیر شالوده.

بر طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران لازم است نسبت لنگر مقاوم به لنگر واژگونی حداقل برابر با ۷۵ باشد. یعنی لنگر مقاوم باید ۷۵ درصد بیشتر از لنگر واژگونی باشد.

در محاسبهٔ لنگر مقاوم، باید لنگر ناشی از بارهای ثقلی مرده بطور کامل و آن بخشی از بارهای زنده که در تعیین نیروی جانبی (زلزله) بکار گرفته شده است، منظور شود. البته وزن شالوده و خاک روی آن در مقدار لنگر مقاوم باید در نظر گرفته شود. مقدار لنگر واژگونی در تراز شالوده برابر است با:

$$M_{ove} = F_t h_n + \sum_{i=1}^{n} F_i h_i \qquad (۵۲-۲)$$

۲-۱۹- تغییرمکان نسبی طبقات

تغییرمکان نسبی یک طبقه عبارتست از مقدار تغییرمکان آن طبقه نسبت به طبقهٔ دیگر. در طراحی لرزه‌ای ساختمانهای بتن مسلح لازم است علاوه بر کنترل‌هایی که تاکنون عنوان شده است، تغییرمکان طبقات نسبت به یکدیگر به نحوی محدود شود تا از وارد آمدن خسارتهای احتمالی به عناصر و اجزای غیرسازه‌ای جلوگیری شود.

نکته حائز اهمیت در کنترل تغییرمکان نسبی طبقات این است که اگر فرض کنیم که نیروهای طراحی متناسب با شکل‌پذیر بودن سازه محاسبه شده‌اند، باید دانست که چنین سازه‌ای دارای رفتار غیرارتجاعی بوده و مقدار تغییرمکان واقعی در آن بیش از تغییرمکانی است که در تحلیل ارتجاعی بدست می‌آید. به عبارت دیگر تغییرمکان واقعی ساختمان در اثر زلزله شدید به مراتب بیش از آن است که تحلیل و محاسبات ارتجاعی و در تحلیل استاتیکی معادل بدست می‌دهد. اگر بخواهیم این اختلاف را با تقریب قابل قبولی بسنجیم باید داشته باشیم:

$$\Delta_m = \mu_\Delta \cdot \Delta_e \qquad (۵۳-۲)$$

که در این رابطه Δ_e ، تغییرمکان ارتجاعی و μ_Δ شکل‌پذیری تغییرمکانی سازه و Δ_m ، مقدار تغییرمکان غیرارتجاعی سازه است. چنانچه روشهای طراحی آئین‌نامه‌ها را در نظر بگیریم، با

تقریب قابل قبولی می‌توان مقدار تغییرمکان ارتجاعی را مساوی تغییرمکان غیرارتجاعی در نظر گرفت یعنی $\mu_\Delta = R$ باشد. بنابراین مقدار تغییرمکان ارتجاعی برابر خواهد بود با:

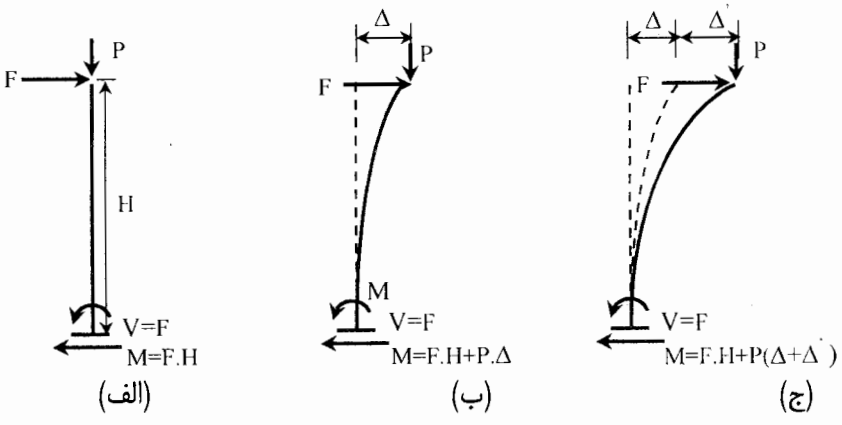
$$\Delta_e = \frac{\Delta_m}{\mu_\Delta} = \frac{\Delta_m}{R} \qquad (۵۴-۲)$$

ملاحظه می‌شود که محدودیت تغییرمکانهای نسبی براساس رفتار سازه در قلمرو غیرارتجاعی تعیین می‌شود. به عبارت دیگر تغییرمکان مجاز طبقات به ضریب رفتار R وابسته است. از اینرو آئین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ایران) ، می‌گوید که تغییرمکان نسبی هر طبقه (i) و یا بام نباید از $\frac{۰/۰۳}{R} h_i$ بیشتر باشد.

از این محدودیت در می‌یابیم که مقدار $(۰/۰۳ h_i)$ حداکثر تغییرمکانی است که برای رفتار غیرارتجاعی قائل می‌شود. رابطه ۲-۵۴ فقط برای تغییرمکانی است که مرادف با برآیند نیروی جانبی یا نیروی زلزله است که به ساختمان وارد می‌شود،که معمولا محل اثر آن در $\frac{۲}{۳}$ ارتفاع خواهد بود. از طرفی باید توجه داشت که تغییرمکان نسبی در طبقات پائین‌تر، از مقدار محاسبه شده (که برابر است با حاصلضرب تغییرمکان نسبی ارتجاعی در ضریب رفتار سازه) به مراتب بیشتر خواهد بود. از موارد دیگری که در کنترل تغییرمکان جانبی و نسبی حائز اهمیت است این است که تا حد امکان از اثرات ناشی از $P-\Delta$ کاسته شود.

۲-۲۰- اثر $P-\Delta$

همانطور که اشاره شد، تغییرمکان جانبی ساختمان در اثر نیروهای ناشی از زلزله اگر کنترل نشود می‌تواند منشأ خسارتهایی به اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای باشد. اما با تغییرمکان افقی ساختمان، بارهای ثقلی هم به همان میزان تغییرمکان می‌یابند. اثر تغییرمکان جانبی بارهای ثقلی بصورت لنگر ظاهر می‌شود که به آن لنگر ثانویه می‌گویند. از طرفی تغییرمکان نیروها اثر تجمیعی بر رفتار سازه می‌گذارد. بدین معنا که بر مقدار تغییرمکانها، لنگرها و نیروها اضافه می‌شود که این مقادیر اضافه شده در تحلیل و طراحی اولیه ملحوظ نشده‌اند، و بدین جهت به آنها اثرات ثانویه یا اثرات $P-\Delta$ می‌گویند. در شکل ۲-۱۹ اثر $P-\Delta$ بر روی یک طره قائم که تحت اثر نیروی ثقلی P و نیروی جانبی F است، نشان داده شده است.



شکل ۲-۱۹- اثر $P-\Delta$ بر روی یک طره قائم

در شکل ۲-۱۹-الف وضعیت طرهٔ قائم قبل از تغییرمکان جانبی در بالاترین تراز نشان داده شده است و مقدار نیروی برشی پایه برابر با F و لنگر پای طره $F.H$ می‌باشد. اما در اثر نیروی F طره در بالاترین تراز به اندازهٔ Δ جابجا شده و بهمان مقدار نیروی ثقلی P نیز جابجا شده است. جابجایی نیروی P موجب می‌شود تا بصورت برون محوری لنگری معادل $P.\Delta$ به لنگر پای طره اضافه شود که در شکل ۲-۱۹-ب نشان داده شده است.

ولی باید توجه داشت که در حالت ب نیز نیروی افقی F اعمال شده است، بنابراین اثر تجمیع در شکل ۲-۱۹-ج بصورت تغییر مکان بیشتر Δ' ظاهر می‌شود. که مقدار لنگر پای طره بهمان میزان افزایش یافته است. به چنین اثری که در پی تغییرمکان سازه ظاهر شود اثر $P-\Delta$ می‌گویند. لازم به ذکر است که در برخی موارد اثر ثانویه کوچک است و می‌توان از آن صرفنظر کرد، اما در موارد دیگری مثل ساختمانهای بلند، ساختمانهایی که تحت بارهای ثقلی زیادی قرار دارند، یا ساختمانهایی که تحت پیچش قرار می‌گیرند، اثرات ثانویه می‌تواند بسیار تعیین‌کننده باشد و از این جهت باید درتحلیل سازه مورد توجه قرار گیرد.

در هر حال باید برای طراحی اعضای سازه‌ای، اثر ثانوی یا اثر $P-\Delta$ منظور شود. ولی اکثر آئین‌نامه‌ها با کنترل تغییرمکان جانبی ساختمان یا تغییرمکان نسبی طبقات اثر $P-\Delta$ را محدود می‌کنند. بطور مثال استاندارد ۲۸۰۰ می‌گوید اگر تغییرمکان نسبی هر طبقه‌ای با ارتفاع h_i از $\frac{۰/۰۲}{R}h_i$ کمتر شد، و یا نسبت لنگرهای ثانوی به لنگرهای اولیه کمتر از ۰/۰۱ شد، می‌توان از اثر $P-\Delta$ صرفنظر کرد.

به این محدودیت‌ها که بنوعی پایداری ساختمان را تـأیید می‌کنـد، شـاخص پـایداری مـی‌گوینـد. اکنون با رجوع به شکل ۲-۲۰ یک ساختمان چند طبقه که در پلان و ارتفـاع منظـم اسـت در دو حالت قبل از تغییرمکان جانبی و بعد از تغییرمکان جانبی نشان داده شده است. بر طبق این شـکل که کف‌ها بطور کامل صلب در نظر گرفته شده‌اند، بارهای ثقلی در هر طبقه فقط دارای جابجـایی افقی هستند. چنانچه تغییرمکان نسبی طبقه i ام را با Δ_i و ارتفاع آنرا با h_i و بار ثقلی آنرا بـا P_i که عبارتست از مجموع بارهای زنده و مرده طبقه i و کلیه طبقات بالاتر از آن (از i تا n) در نظـر بگیریم، مقدار لنگر ثانوی که درا ین طبقه ایجاد می‌شود برابر است با:

$$M_i = P_i \Delta_i \qquad (۵۵-۲)$$

با تقسیم این لنگر به ارتفاع طبقه مقدار برش اضافی در این طبقه بدست می‌آید:

$$\delta V_i = \frac{M_i}{h_i} = \frac{P_i \Delta_i}{h_i} \qquad (۵۶-۲)$$

اکنون بر طبق تعریف نسبت برش ثانویه که بر اثر $P-\Delta$ بوجود می‌آید، به برش کل طبقـه V_i، شاخص پایداری گفته می‌شود و معمولا آنرا با θ_i نشان می‌دهند. بنابراین شـاخص پـایداری برابـر است با:

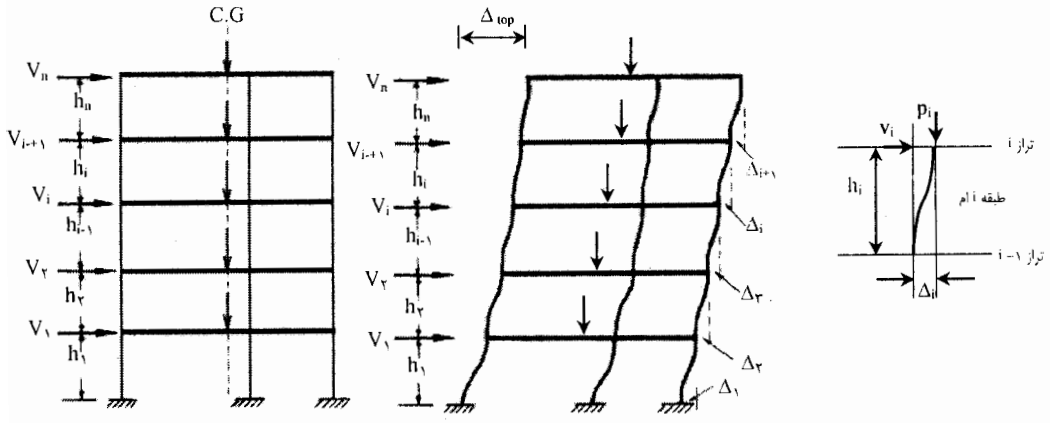
$$\theta_i = \frac{\delta V_i}{V_i} = \frac{P_i \Delta_i}{h_i V_i} \qquad (۵۷-۲)$$

همانطور که بیان شد باید با محـدود کـردن Δ_i، شـاخص پـایداری را محـدود کـرد. اگر θ_{max} را حداکثر مقدار شاخص پایداری بنامیم ، بر طبق استاندارد ۲۸۰۰ باید این مقدار برابر باشد با:

$$\theta_{max} = \frac{۱/۲۵}{R} \leq ۰/۲۵ \qquad (۵۸-۲)$$

به عبارت دیگر اگر θ_i بزرگتر از مقدار θ_{max} شود بدان مفهوم اسـت کـه سـاختمان در نتیجـه اثـر $P-\Delta$ ناپایدار شده است. اگر چه بدون در نظر گرفتن این اثر پایدار می‌بـود. در هـر صـورت اگر مقدار شاخص پایداری که در واقع نسبت لنگرهای ثانوی به لنگرهای اولیه اسـت در رابطـه ۲-۵۹ صدق کند باید اثر $P-\Delta$ را به صورت اثر ثانوی در نظر گرفت.

$$۰/۱ < \theta_i < \theta_{max} \qquad (۵۹-۲)$$



شکل ۲-۲۰- تغییرمکان جانبی سازه و نیروهای ثقلی

اکنون با فرض اینکه رابطه ۲-۵۹ محقق شده است، باید مقدار نیروها و تنش‌ها را در اعضای سازه‌ای کنترل کرد تا مطمئن شد که طراحی آنها شرایط ناشی از اثر $P-\Delta$ را ارضاء می‌کند. برای این منظور لازم است سازهٔ ساختمان را برای بار دوم تحلیل کرد که اصطلاحا به آن تحلیل مرتبه دوم می‌گویند. برای انجام این تحلیل روشهای مختلفی وجود دارد که عبارتند از:

۱- روش تحلیل کمانش

۲- روش تکرر یا روش اصلاح تغییرمکان

۳- روش مستقیم

۴- روش مهار منفی

۵- روش دقیق

۶- روش کامپیوتری

روشهای ۱ تا ۴ در زمرهٔ روشهای تقریبی هستند که روش چهارم اغلب برای سازه‌های فولادی بکار برده می‌شود.

در هر صورت با بکاربردن هر یک از این روشها می‌توان نیروی برشی اضافی در طبقه و سپس لنگرها و نیروها را در اعضای سازه‌ای بدست آورد. شرح نسبتا مبسوط این روشها در مرجع [۳۰] آمده است که خوانندهٔ گرامی می‌تواند به آن رجوع نماید. لیکن در این جا روش تقریبی مندرج در استاندارد ۲۸۰۰ ایران که بر روش تقریبی تکرر یا اصلاح تغییرمکان استوار است، ارائه می‌شود.

اساس این روش بر مبنای اصلاح تغییرمکان اولیه‌ای است که از تحلیل اولیه سازه بدست می‌آید. برای اینکار برش حاصل از اثر $P-\Delta$ را محاسبه کرده و آنرا به مقدار برش طبقه موردنظر اضافه می‌کنیم.

از آنجا که اثر $P-\Delta$ یک اثر تجمیعی است، یعنی برش اضافی موجب تغییرمکان اضافی است و تغییرمکان اضافی اثر جدید $P-\Delta$ دارد و نتیجهٔ آن برش اضافی مرتبهٔ بعدی و تغییرمکان اضافی مرتبه بعدی و بهمین ترتیب این اثر بصورت تجمیعی ظاهر می‌شود که در یک تحلیل تکراری می‌توان اصلاحات پی در پی تغییرمکان را به نحوی انجام داد تا جوابها همگرا شوند.

اگر برش در طبقهٔ i ام و قبل از تحلیل مرتبه یکم برابر با V_i بوده باشد مقدار برش اضافی (δV_i) برطبق رابطه ۲-۶۰ محاسبه شده و به V_i اضافه می‌شود تا برش دور اول تکرر را برای طبقه i ام بدست دهد، یعنی:

$$V_{i1}=V_i+\delta V_i=V_i+\frac{P_i\Delta_i}{h_i} \qquad (۲-۶۰)$$

از رابطه ۲-۵۷ استفاده کرده مقدار برش را برحسب شاخص پایداری می‌نویسیم:

$$V_{i1}=V_i+V_i\theta_i=V_i(1+\theta_i) \qquad (۲-۶۱)$$

اگر مرتبه دوم تکرر را برای همین طبقه i ام انجام دهیم خواهیم داشت:

$$V_{i2}=V_{i1}+\delta V_{i1}=V_{i1}+V_i\delta\theta_i+\theta_i\delta V_i \qquad (۲-۶۲)$$

و با استفاده از رابطه ۲-۶۱ و صرفنظر کردن از قسمت‌های کوچک، داریم:

$$V_{i2}=V_i(1+\theta_i+\theta_i^2)$$

و در تحلیل n ام یا دورهٔ n ام از تکرر خواهیم داشت:

$$V_{in}=V_i(1+\theta_i+\theta_i^2+\theta_i^3+\ldots) \qquad (۲-۶۳)$$

با استفاده از حد سری داخل پرانتز که برابر با $(\frac{1}{1-\theta_i})$ است خواهیم داشت:

$$V_{in}=V_i\left(\frac{1}{1-\theta_i}\right) \qquad (۲-۶۴)$$

با استفاده از این رابطه در پایان عملیات تکرر مقدار برش طبقه i ام بدست می‌آید. چنانچه اشاره شد این روش براساس رفتار خطی استوار است، اما در زلزله‌های نسبتا شدید، تغییرشکلهای غیرخطی در سازه ایجاد می‌شود که بسیار بیشتر از نتایج یک تحلیل خطی و ارتجاعی بدست

می‌آید. برای رفع این نقیصه و رعایت رفتار واقعی سازه ، آئین‌نامه مقرر داشته است که ضریب بزرگنمایی ۰/۴R باید در تغییرمکانهای جانبی ضرب شود و محاسبات $P-\Delta$ بر این اساس انجام گیرد. بنابراین تغییرمکان جانبی و واقعی برابر است با:

$$\underset{\text{غیرخطی}}{\Delta_{iNL}} = ۰/۴R \underset{\text{خطی}}{\Delta_{iL}} \qquad (۶۵-۲)$$

اکنون باجایگذاری Δ_{iNL} به‌جای Δ_i در رابطه ۲-۵۷ و پس از آن در رابطه ۲-۶۴ خواهیم‌داشت:

$$V_{in} = V_i\left(\frac{۱}{۱-۰/۴R\theta_i}\right) \qquad (۶۶-۲)$$

بنابراین برای بدست آوردن برش معادل طبقهٔ i ام در مرحله n ام تکرر که جوابها همگرا شده باشند، باید از رابطه ۲-۶۶ استفاده شود.

۲-۲۱- مؤلفه قائم نیروی ناشی از زلزله

استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای برخی از اجزای سازه‌ای مانند پیش‌آمدگی‌ها، بالکن‌ها که به صورت طره احداث می‌شوند، مؤلفه قائم زلزله را نیز در نظر می‌گیرد. بر طبق آن مقدار نیروی قائمی که به این قبیل اجزاء اعمال می‌شوند، برابر است با:

$$F_v = \frac{۲AI}{R_v} W_p \qquad (۶۷-۲)$$

که در آن A و I همان تعاریف قبلی را دارند که در تعیین نیروی افقی زلزله بکار برده می‌شدند و R_V ضریب رفتار این قبیل اجزای طره‌ای است که استاندارد ۲۸۰۰ ایران مقدار آنرا برای عناصر بتن مسلح طره‌ای برابر با ۲ در نظر می‌گیرد و W_p بار مرده بهمراه کل سربار عضو طره‌ای است.
بنابراین مقدار نیروی قائم ناشی از زلزله برابر می‌شود با:

$$F_v = AIW_p \qquad (۶۸-۲)$$

نظر آئین‌نامه در ملحوظ داشتن اثر مؤلفه قائم نیروی ناشی از زلزله بر این جهت استوار است که اثر این نیرو را با اثر بارهای ثقلی در طراحی عضو بکار گیرد، تا از این طریق طراحی عضو طره‌ای دست بالا و در جهت اطمینان باشد. از طرفی برای جهت رو به بالا بدون در نظر گرفتن اثر منفی بارهای ثقلی، می‌خواهد این قبیل عضوها را برای لنگرهای جهت مخالف نیز مقاوم نماید. بنابراین

آرماتورگذاری عضوهای طره‌ا ی افقی در طرح لرزه‌ای متفاوت از طرح غیرلرزه‌ای خواهد شد. بویژه هنگامی که مقدار نیروی قائم (رو به بالا) ناشی از زلزله برابر یا بیشتر از جمع بارهای‌ثقلی باشد که در اینصورت تسلیح عضو در قسمت فوقانی مقدار قابل توجهی خواهد شد. از طرفی مؤلفهٔ قائم نیروی ناشی از زلزله برای تیرهای پیش‌تنیده که اساس طراحی آنها بر پایه توزیع تنش کنترل شده است، می‌تواند موجب تغییر در توزیع تنش شود و بطور کلی رفتار آنها را تحت دستخوش تغییرات تنش قرار دهد. تیرهای بتن مسلح با دهانه‌های بسیار بزرگ نیز از مواردی بحساب می‌آید که می‌توانند بشدت تحت اثر این مؤلفه قائم قرار گیرند. شتاب‌نگاشتهای ثبت شده نشان داده‌اند که حداکثر شتاب قائم زلزله تقریبا در حد دو سوم حداکثر شتاب افقی است ولی برای مواردی که از حساسیت بالایی برخوردار است، نباید با این تقریب عمل شود، بلکه لازم است بر طبق اطلاعات بدست آمده مقدار نیروی قائم ناشی از زلزله را بدست آورد.

۲-۲۲- تحلیل دینامیکی سازه ساختمان

چنانچه در ابتدای مطالب مربوط به تحلیل استاتیکی معادل گفته شد، هر قدر آثار و خواص لرزه‌ای اجزاء یا کل ساختمان بصورت کمی در روابط مربوط به تحلیل استاتیکی معادل گنجانده شود، نتایج بدست آمده از آن روش به رفتار واقعی لرزه‌ای ساختمان مأنوس‌تر و نزدیکتر خواهد بود. لکن روش استاتیکی معادل نمی‌تواند با تمامی خصوصیات رفتار لرزه‌ای ساختمان متناسب و منطبق باشد. از اینرو لازم است از روش تحلیل دینامیکی که سعی دارد منطبق با خصوصیات لرزه‌ای ساختمان باشد، استفاده کرد. به عبارت ساده‌تر روش تحلیل دینامیکی مبتنی بر خصوصیات دینامیکی سازه ساختمان استوار است.

این کتاب قصد ندارد که بطور مشروح روشهای تحلیل دینامیکی را ارائه کند، بلکه صرفا برای بیان اینکه روشهای تحلیل دینامیکی در چه مواقعی باید بکار روند و اینکه چه نکاتی در طراحی باید مورد توجه قرار گیرد، اشاراتی خواهد داشت. خوانندهٔ محترم برای دریافت جزئیات تحلیلی می‌تواند به کتابهای دینامیک سازه‌ها یا مهندسی زلزله مراجعه نماید. در هر حال برای تحلیل دینامیکی سازه هر ساختمان بتن مسلح، می‌توان از چند روش استفاده کرد. ناگفته نماند در این روشها می‌توان سازه را بصورت یک سیستم چند درجه آزاد در نظر گرفت. روشهای مزبور به دو نوع تقسیم می‌شوند یکی روش دینامیکی در قلمرو زمان یا اصطلاحا روش دینامیکی تاریخچه‌زمانی و دیگری روش دینامیکی مودال. تحلیل دینامیکی را برای دو حالت از رفتار سازه‌ها می‌توان بکار برد، یکی برای حوزه ارتجاعی (خطی) و دیگر حوزه غیرارتجاعی (غیرخطی).

استاندارد ۲۸۰۰ ایران استفاده از روش تحلیل دینامیکی را برای موارد زیر الزامی می‌داند:

۱- ساختمانهایی که در پلان و ارتفاع منظم هستند و ارتفاعشان از ۵۰ متر از تراز پایه بیشتر باشد.

۲- ساختمانهایی که در پلان یا ارتفاع نامنظم بوده و تعداد طبقاتشان بیش از ۵ طبقه باشد یا ارتفاعشان بیش از ۱۸ متر از تراز پایه است.

۳- ساختمانهایی که در ارتفاع از دو قسمت متفاوت سازه‌ای تشکیل شده باشند و شرایط زیر در مورد آنها صادق باشد؛

الف- هر یک از دو قسمت سازه‌ای به تنهایی نامنظم باشند.

ب – سختی قسمت پائینی کمتر از ده برابر سختی قسمت بالایی باشد.

ج – زمان تناوب اصلی کل ساختمان کمتر از ۱/۱ برابر زمان تناوب اصلی قسمت بالایی باشد، به نحوی که قسمت بالایی و پائینی بصورت گیردار به یکدیگر مرتبط باشند.

۴- ساختمانهای خیلی مهم و ویژه مانند نیروگاههای اتمی، سدهای بزرگ و موارد مشابه.

البته استاندارد ۲۸۰۰ رعایت شرایط ساختگاهی را در بکارگیری این روش، با عنایت به جمیع جهات مورد توجه جدی دارد و ضوابطی را در این رابطه دیکته می‌کند. از جمله اینکه، برای تعیین ضریب بازتاب ساختمان (B) ، که شرح آن در تحلیل استاتیکی معادل گذشت، و در واقع تبیین‌کنندهٔ پاسخ ساختمان در مقابل حرکات زمین است، باید با توجه به تحقق هر یک از موارد زیر، مطالعات ویژهٔ خطر زلزله با توجه به شرایط ساختگاهی انجام پذیرد. مواردی که باید این ضرورت را مشخص کند عبارتند از:

۱- قرار باشد ساختمانی که برای طراحی آن اقدام شده است، بر روی زمین نوع IV ـ ۲۸۰۰، یعنی زمینی که از نهشته‌های نرم با رطوبت زیاد (در اثر بالا بودن سطح آبهای زیرزمینی) یا زمینی که هرگونه پروفیل خاک آن اولا حداقل ۶ متر خاک رس با اندیس خمیری بیش از ۲۰ و ثانیا رطوبت بیش از ۴۰ درصد داشته باشد، احداث شود. چنین ساختمانی باید از اهمیت زیادی برخوردار بوده و ارتفاعش بیش از ۵۰ متر باشد.

۲- ساختمان موردنظر دارای ارتفاعی بیش از ۵۰ متر بوده و قرار باشد که بر روی زمین نوع II ـ ب ـ ۲۸۰۰ ، یعنی زمینی که ضخامت لایه‌های خاک آن بیش از ۶۰ متر بوده و از خاکهای سخت مانند شن و ماسه متراکم یا رس بسیار سخت تشکیل شده باشد یا زمین نوع

III ـ ب ـ۲۸۰۰ ، یعنی زمینی که دارای خاکهای با تراکم متوسط و طبقات شن و ماسه با پیوند متوسط بین دانه‌ای و رس با سختی متوسط، به نحوی که ضخامت لایه خاک بیش از ۶۰ متر بوده باشد.

ملاحظه می‌شود که برای تحلیل دینامیکی لازم است مطالعات ویژه ساختگاهی انجام پذیرد، زیرا تحلیل دینامیکی برای ساختمانهایی که شرایط فوق را ندارند، اولا ضرورت ندارد و ثانیا در مقایسه با نتایج بدست آمده از روش استاتیکی معادل چندان تفاوت قابل توجهی بدست نمی‌دهد. فلذا اگر قرار باشد تحلیل دینامیکی انجام پذیرد بدون در دست داشتن نتایج مطالعات ویژه ساختگاهی به نتیجهٔ مطلوب از تحلیل ساختمان دست نخواهیم یافت.

در هر صورت برای اینکه روش تحلیل دینامیکی بتواند مزیت و برتری خود را در مقایسه با سایر روشهای تحلیل نشان دهد باید شرایط زیر در بکارگیری آن بطور مناسبی ملحوظ شود.

۱- برای مدلسازی سازه، از فرضیات صحیحی که بیشترین انطباق را با اجزاء سازه‌ای دارد، استفاده شود. به عبارت ساده‌تر هر قدر فرضیات بکار رفته برای ارائه مدل ریاضی سازه‌ای جامع‌تر باشد، نتایج تحلیل دینامیکی با رفتار واقعی سازه همخوانی بیشتری خواهد داشت.

۲- عوامل مربوط به مشخصه‌های مصالح و شرایط هندسی اجزای سازه‌ای، از دیگر مواردی است که مستقیما بر نتایج بدست آمده از تحلیل دینامیکی مؤثر است.

۳- تنظیم مدل سازه‌ای به نحو مطلوبی دربرگیرندهٔ اندرکنش سازه با خاک محل احداث (از طریق شالوده) بوده باشد، این موضوع نیز بر نتایج تحلیل اثر دارد.

۴- از مهمترین مواردی که باید در تحلیل دینامیکی بکار برده شود، اثر حرکت زمین است، زیرا حرکت زمین به عنوان اصلی‌ترین عامل تحریک ساختمان تلقی می‌شود. حرکت زمین دارای خصیصه‌هایی است که باید به صورت مناسبی تنظیم و بعنوان داده‌های ورودی در تحلیل دینامیکی بکار برده شود.

چنانکه در بخش کلیات آمده "زلزله طرح" یعنی زلزله‌ای که دارای دورهٔ بازگشت معینی باشد. بر طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران، دورهٔ بازگشت زلزلهٔ طرح حدود ۴۷۵ سال است، یعنی اینکه احتمال وقوع چنین زلزله‌ای در طول ۵۰ سال عمر مفید و اولیه ساختمان طراحی شده کمتر از ۱۰ درصد است. اگر برای چنین زلزله‌ای طیف پاسخ شتاب را بدست آوریم به آن "طیف طرح" می‌گویند. بنابراین برای زلزله طرح باید مشخصاتی تهیه کرد که بتوان از آن در تحلیل استفاده کرد.

مشخصات زلزله طرح به سه صورت تعریف و تعیین می‌شود که عبارتند از:

۱- طیف طرح استاندارد

۲- طیف طرح ویژه ساختگاه

۳- تاریخچه زمانی تغییرات شتاب یا شتابنگاشت

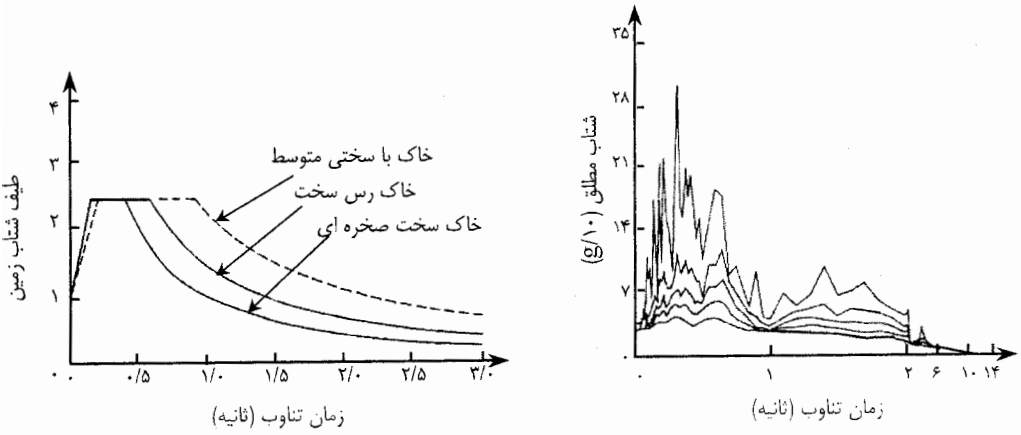
یادآور می‌شود که هر طیف بازتاب یا طیف پاسخ دارای دو ویژگی بسیار مهمی است که عبارتند از؛ شکل طیف و دامنهٔ طیف. اما استاندارد ۲۸۰۰ ایران لازم می‌داند که نتایج بدست آمده از روش دینامیکی با نتایج حاصل از روش استاتیکی معادل مقایسه شود و در صورت وجود اختلاف به نحوی که بعداً تشریح می‌شود اصلاحات لازم در نتایج تحلیل دینامیکی اعمال گردد.

از اینرو شکل طیف به نتایج حاصل از تحلیل اثر قابل توجهی دارد. اینک هر یک از مشخصات سه‌گانه زلزله طرح را به اختصار شرح می‌دهیم:

۲-۲۲-۱- طیف طرح استاندارد

بطور کلی طیف طرح یک زلزله عبارتست از یک منحنی که تابع آن مؤلفه‌های پاسخ (شتاب، سرعت و تغییرمکان) و متغیر آن زمان تناوب طبیعی یک سیستم یک درجه آزاد باشد. برای بدست آوردن طیف طرح شتاب از اطلاعات بدست آمده از شتابنگارهای مختلف در ساختگاههای مختلف استفاده می‌کنند تا به کمک آن نیروی زلزله را در یک سازه مشخص بدست آورند. اما باید توجه داشت زلزله‌ای که معلوم نیست در چه زمانی و با چه بزرگی و با چه مدتی و دارای چه محتوای فرکانسی، قرار است به این ساختمان در دست طراحی اعمال شود؟ چگونه می‌توان از طیف طرح یک زلزله برای طراحی آن استفاده کرد و از نتیجه طراحی هم برای مقابله با زلزله احتمالی مطمئن بود؟ این سؤالی است بسیار اساسی ولی جواب آن هم بسیار پیچیده، مشکل و بطور جدی نامطمئن. ولی برحسب اطلاعات و أمار می‌توان با تقریب قابل قبول و بار روشی منطقی طیف طرح را به نوعی بدست آورد که احتمال در برداشتن خصیصه‌های احتمالی زلزلهٔ موعود را در خود داشته باشد. جالب است بدانیم که اگر یک زلزله خاص را به سازهٔ خاصی اعمال کنیم به دلایل عدیده‌ای مانند تناوب و میرایی سازه پاسخهای متفاوت بدست می‌آید. پس به طریق اولی برای زلزله‌های مختلف این پاسخها با یکدیگر هیچگونه مشابهتی ندارند. برای رفع این مشکل چاره‌ای نیست جز آنکه از طریق میانگین‌گیری طیف طرح چند زلزله اقدام به تهیه طیف طرح استاندارد نمود. برای اینکار مؤلفه‌های افقی چند زلزله بزرگ را بر حسب شتاب ثقل

همپایه می‌کنند، یعنی اینکه شتابنگاشتها را بر شتاب اوج (PGA) تقسیم کرده و در نسبتی از (g) مثلا ۰/2g ضرب می‌نمایند، بدین ترتیب طیف ارتجاعی این شتابنگاشتهای همپایه شده را میانگین‌گیری کرده و پس از رفع ناهمواریهای آن (فیلتر کردن) یعنی حذف بریدگیها و اعوجاجها، نتیجه را به عنوان طیف طرح ارتجاعی استاندارد ارائه می‌کنند. البته برای نسبت‌های مختلف میرایی می‌توان طیف‌های مختلفی بدست آورد ولی نسبت میرایی ۰/۰۵ را برای تهیه طیف ارتجاعی استاندارد در نظر می‌گیرند. از تقسیم این طیف به ضریب رفتار (R) طیف غیرارتجاعی استاندارد بدست می‌آید.



شکل ۲-۲۱- طیف پاسخ شتاب (زلزله سان‌فرناندو ۱۹۷۱) و طیف طرح نمونه برای خاکهای مختلف [۸]

در مورد طیف طرح استاندارد ایران باید گفت که توزیع ضریب بازتاب ساختمان در برابر زمان تناوب، همان طیف طرح است که اگر مقادیر آنرا در ضریب اهمیت (I) و شتاب مبنای طرح (A) ضرب کنیم طیف طرح ارتجاعی استاندارد بدست می‌آید و با تقسیم آن به ضریب رفتار، طیف طرح غیرارتجاعی استاندارد بدست خواهد آمد. نکته‌ای که باید در این قسمت یادآوری کرد این است که طیف طرح استاندارد ایران برای روش استاتیکی معادل را می‌توان برای تحلیل دینامیکی نیز بکار برد و دلیل این امر در این است که احتیاط بیشتری در طراحی بکار برده شود تا طراحی انجام شده محافظه‌کارانه باشد.

۲-۲۲-۲- طیف طرح ویژه ساختگاه

طیف طرح ویژه ساختگاه را زمانی تهیه کرده و بکار می‌بریم که با بررسیهای انجام شده، مشخص شود که طیف طرح استاندارد با مشخصات حرکت زمین تفاوت قابل توجهی داشته باشد.

بنابراین چنین طیفی باید منعکس‌کننده خواص ساختگاه، از قبیل خصیصه‌های محل تولید زلزله، مسیر انتشار امواج زلزله و سایر مشخصات ژئوتکنیکی خاک منطقه باشد. شرط دیگر این طیف در آن است که دورهٔ بازگشت آن همانطور که قبلاً گفته شد، ۴۷۵ سال باشد. چنانچه قبلاً گفتیم اگر شتابنگاشتهای کافی از محل احداث ساختمان در دست طراحی، در اختیار باشد، باید طیف پاسخ همهٔ آنها تهیه شده، سپس با متوسط‌گیری و هموار کردن، منحنی نهایی، که طیف طرح ویژه آن ساختگاه است، بدست خواهد آمد. اما اگر بقدر کافی شتابنگاشت از محل موردنظر در اختیار نباشد، می‌توان از نگاشت‌های مناطقی که شرایط ساختگاهی و تکنونیکی و ژئوتکنیکی آنها مشابه محل ساختمان در دست طراحی است، استفاده کرد.

بر طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران نباید مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه از $\frac{۲}{۳}$ مقادیر نظیر طیف طرح استاندارد کمتر باشد.

۲-۲۳- روش تحلیل دینامیکی

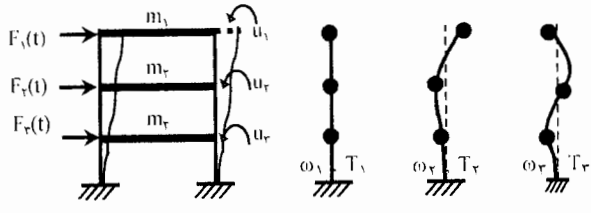
این روش برای سازه‌هایی که منظم یا دارای بی‌نظمی باشند بکار می‌رود و چون اساس آن بر پاسخ دینامیکی سازه استوار است، روشی قابل قبول در تطبیق با واقعیت رفتار لرزه‌ای تلقی می‌شود. به کمک این روش می‌توان ساختمانهای چند طبقه که بصورت سازه‌های دارای چنددرجه آزادی مدل می‌شوند، تحلیل کرد. برای اینکه نتایج این روش دقیقتر باشد، باید مدل انتخابی با نوع سازه هماهنگی نزدیکی داشته باشد. از آنجا که معمولاً و ترجیحاً کفها را صلب در نظر می‌گیرند تا نیروهای جانبی بخوبی به اعضای قابها منتقل شوند، در یک مدل سه بعدی تعداد درجات آزادی در هر کف به ۳ درجه آزادی محدود می‌گردد که دو درجه آزادی مربوط به حرکت انتقالی و یک درجه مربوط به حرکت دورانی یا پیچشی سازه است. اگر مدل موردنظر دو بعدی باشد، درجه آزادی در این وضعیت فقط مربوط به حرکت انتقالی در یک جهت خواهد بود.

در مورد ساختمانهایی که دارای چندین طبقه هستند، حتی با فرض اینکه جرم هر طبقه در تراز کف متمرکز باشد، ساختمان تبدیل به یک مدل چند درجه آزادی می‌گردد که دارای مودهای ارتعاشی متعدد می‌باشد. در این روش حداکثر پاسخ سازه برای هر مود ارتعاشی محاسبه می‌شود، بعداً پاسخهای مودهای مختلف را به نحو مقتضی با یکدیگر ترکیب کرده و بعد از آن حداکثر پاسخ کلی سازه معلوم می‌شود.

هنگام اعمال زلزله به ساختمان با چند درجه آزادی، تغییرمکان جانبی سازه ترکیبی از اثر تمام شکلهای مودی سازه می‌باشد، اما اگر در میان مودهای مختلف، مودهایی وجود داشته باشند که زمان تناوب طبیعی آنها با زمان تناوب ارتعاشی زمین نزدیک باشند، این مودها بر روی تغییرشکل سازه بیشتر از بقیه مودها اثر می‌گذارند. برای اغلب ساختمانها مشارکت مودهای بالاتر یعنی مودهایی که زمان تناوب کمتر و یا فرکانس بالاتری دارند، نسبت به مودهای پائین‌تر ناچیز بوده ومی‌توان از آنها صرفنظر کرد. بنابراین مودهای اول، دوم و سوم بیش از سایر مودها در پاسخ سازه اثر دارند.

اما در ساختمانهای بلند که زمان تناوب طبیعی آنها زیاد است، یعنی نرم‌تر هستند، یا ساختمانهای نامنظم، مودهای ارتعاشی دوم، سوم و چهارم و بالاتر می‌توانند بر روی پاسخ موردنظر اثر زیادی بگذارند. البته میزان مشارکت هر مود ارتعاشی به ویژگیهای مدل ساختمان و طیف پاسخ بستگی دارد. بنابراین برای ساختمانی که دارای چند مود ارتعاشی است، باید روشی مناسب برای ترکیب اثر مودهای آن در پاسخ سازه بکار برد.

اگر یک قاب سه طبقه با یک دهانه بصورت آنچه که در شکل ۲-۲۲ نشان داده شده است، در نظر بگیریم و جرم ساختمان را در تراز کفها متمرکز فرض کنیم مدل سازه‌ای و مودهای ارتعاشی اول، دوم و سوم آن که متناظر با زمان تناوب طبیعی هر یک از این مودها است، خواهد بود.



شکل ۲-۲۲- یک قاب دو بعدی تحت اثر نیروی دینامیکی

برای جرم هر یک از طبقات می‌توان یک معادله تعادل دینامیکی یا معادله حرکت بصورت زیر نوشت که در آن سه نیروی اینرسی F_I ، نیروی استهلاکی F_D و نیروی سختی F_K می‌باشد.

$$\begin{aligned} &(\text{برای جرم } m_1) \qquad F_{I1}+F_{D1}+F_{K1}=F_1(t) \\ &(\text{برای جرم } m_2) \qquad F_{I2}+F_{D2}+F_{K2}=F_2(t) \\ &(\text{برای جرم } m_3) \qquad F_{I3}+F_{D3}+F_{K3}=F_3(t) \end{aligned} \qquad (۶۹-۲)$$

و بطور کلی برای یک ساختمان چند طبقه برای جرم jام می‌توان نوشت:

$$F_{Ij}+F_{Dj}+F_{Kj}=F_j(t) \qquad \text{(برای جرم } j\text{ام)} \qquad (۷۰-۲)$$

نیروی اینرسی برای جرمهای سه‌گانه m_1 ، m_2 و m_3 که نتیجه شتاب نظیر هر یک است در حالت کلی چنین می‌شود:

$$F_{Ij}=m_j\ddot{u}_j \qquad (۷۱-۲)$$

که اگر بصورت ماتریسی نوشته شود چنین است:

$$\begin{Bmatrix} F_{I1} \\ F_{I2} \\ F_{I3} \end{Bmatrix}=\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \ddot{u}_3 \end{Bmatrix} \qquad (۷۲-۲)$$

و یا بطور خلاصه:

$$\{F_I\}=[M]\{\ddot{u}\} \qquad (۷۳-۲)$$

در این رابطه $\{F_I\}$ ماتریس ستونی نیروهای اینرسی، $[M]$ ماتریس قطری‌جرم‌ها و $\{\ddot{u}\}$ ماتریس ستونی شتاب‌ها می‌باشد. چنانچه ملاحظه می‌گردد ماتریس جرم قطری است و علت آن در این است که جرم طبقات در تراز کفها متمرکز فرض شد ولی در حالت کلی، یعنی اگر جرمها در تراز طبقات متمرکز فرض نشوند، این ماتریس قطری نبوده و حل معادلات در چنین شرایطی مشکل‌تر خواهد بود. و این دلیل اصلی متمرکز فرض کردن جرمها است.

بهمین ترتیب نیروی ارتجاعی یا نیروی متناظر با سختی برای هر یک از این جرمها برابر است با:

$$\begin{aligned} F_{K1}&=K_{11}u_1+K_{12}u_2+K_{13}u_3 \\ F_{K2}&=K_{21}u_1+K_{22}u_2+K_{23}u_3 \\ F_{K3}&=K_{31}u_1+K_{32}u_2+K_{33}u_3 \end{aligned} \qquad (۷۴-۲)$$

که خلاصه آن چنین است:

$$\{F_K\}=[K]\{u\} \qquad (۷۵-۲)$$

در رابطه ۲-۷۵ ، $\{F_K\}$ ماتریس ستونی نیروهای ناشی از سختی طبقات، $[K]$ ماتریس سختی و $\{u\}$ ماتریس ستونی تغییرمکانها می‌باشد. مشابه آنچه که برای نیروهای اینرسی و نیروهای ارتجاعی گفته شد، می‌توان برای نیروهای مستهلک‌کننده بیان کرد و در نتیجه خواهیم داشت:

$$\{F_D\}=[C]\{\dot{u}\} \qquad (۲-۷۶)$$

که در آن $\{F_D\}$ ماتریس ستونی نیروهای مستهلک‌کننده، $[C]$ ماتریس استهلاک یا میرایی و $\{\dot{u}\}$ ماتریس ستونی سرعت می‌باشد. معادلات سه‌گانه ۲-۷۳، ۲-۷۵ و ۲-۷۶ را معادلات دینامیکی یک سازه با چند درجه آزادی می‌گوئیم. پس:

$$\{F_I\}+\{F_D\}+\{F_K\}=\{F(t)\} \qquad (۲-۷۷)$$

این رابطه با رابطه ۲-۷۸ معادل است:

$$[M]\{\ddot{u}\}+[C]\{\dot{u}\}+[K]\{u\}+=\{F(t)\} \qquad (۲-۷۸)$$

لازم به یادآوری است که $\{F(t)\}$ ماتریس ستونی نیروهای وارده بر سازه می‌باشد.

$$\{F(t)\}=\begin{Bmatrix}F_1(t)\\F_2(t)\\F_3(t)\end{Bmatrix} \qquad (۲-۷۹)$$

از آنجا که پاسخ دینامیکی ساختمان به زمان‌های تناوب ارتعاشی (فرکانس‌ها) و نحوهٔ تغییرشکل آن بستگی دارد، لاجرم در تحلیل دینامیکی آن باید فرکانس‌های ارتعاشی و مقدار تغییر شکل‌ها را محاسبه کرد. برای اینکار اگر حرکت دینامیکی ساختمان را بدون میرایی (میرایی صفر) و بصورت ارتعاش آزاد در نظر بگیریم معادله ۲-۷۸ بصورت ساده‌تر زیر نوشته می‌شود:

$$[M]\{\ddot{u}\}+[K]\{u\}+=\{0\} \qquad (۲-۸۰)$$

چون ارتعاش از نوع نوسانی آزاد است داریم:

$$\{u\}=\{\phi\}\ (Sin\omega t+\alpha) \qquad (۲-۸۱)$$

که $\{\phi\}$ ماتریس ستونی دامنه ارتعاش می‌باشد، اگر از این رابطه دو بار نسبت به زمان مشتق بگیریم خواهیم داشت:

$$\{\ddot{u}\} = -\omega^2 \{\phi\} (Sin\omega t + \alpha) \qquad (۸۲-۲)$$

از روابط ۲-۸۱ و ۲-۸۲ استفاده کرده مقدار $\{u\}$ و $\{\ddot{u}\}$ را در رابطه ۲-۸۰ جایگزین می‌کنیم:

$$[K]\{\phi\} - \omega^2 [M]\{\phi\} = 0 \qquad (۸۳-۲)$$

ملاحظه می‌شود که رابطه ۲-۸۳ معادله‌ای برحسب فرکانس زاویه‌ای (ω) است که به آن معادلهٔ فرکانس یا معادلهٔ مقادیر مشخصه می‌گویند. اگر سازه دارای چندین درجه آزادی باشد می‌توان به کمک برنامه‌های کامپیوتری این معادله را حل کرد و از حل آن فرکانس زاویه‌ای (ω) و تغییرشکل سازه یا شکل ارتعاشی سازه که به آن شکل مودی نیز می‌گویند، بدست آورد.

پس برای n درجه آزادی، n شکل مودی و n فرکانس زاویه‌ای وجود دارد که برای هر یک از n مود سازه، یک فرکانس زاویه‌ای ω و ماتریس ستونی شکل مودی $\{\phi\}$ وجود دارد. کوچکترین مقدار ω اولین فرکانس زاویه‌ای (ω_1) است (بزرگترین تناوب T_1) که مربوط به مود اول خواهد بود و بترتیب مودهای بعدی شماره‌گذاری می‌شود.

هنگامی که ساختمان در مود i ام در حال ارتعاش است، همهٔ طبقات (جرم‌های متمرکز مفروض) با فرکانس زاویه‌ای ω_i در حال نوسان هستند و هر یک از آنها با دامنهٔ نوسان خود ارتعاش می‌کند که این نکته از رابطه ۲-۸۱ نتیجه می‌شود. بدین ترتیب برای مودهای متوالی، فرکانس‌های زاویه‌ای و زمان تناوب مرتب می‌شوند.

$$\omega_1 < \omega_2 < \omega_3 < \ldots < \omega_i \ldots < \omega_n$$
$$T_1 > T_2 > T_3 > \ldots > T_i \ldots > T_n$$

n تعداد مودهای نوسان است.

اکنون با استفاده از رابطه۲-۸۳ می‌توان‌ماتریس‌شکل‌مودی‌را برای‌مودهای i ام و jام بدست‌آورد.

$$[K]\{\phi_i\} = \omega_i^2 [M]\{\phi_i\} \qquad (۸۴-۲)$$

$$[K]\{\phi_j\} = \omega_j^2 [M]\{\phi_j\} \qquad (۸۵-۲)$$

رابطه ۲-۸۴ را در وارونه $\{\phi_i\}$ یعنی $\{\phi_j\}^T$ پیش‌ضرب و وارونه معادلهٔ ۲-۸۵ را در $\{\phi_i\}$ پس ضرب می‌کنیم. توجه داریم که ماتریس جرم $[M]$ و ماتریس سختی $[K]$ قطری هستند و وارونه آنها با خودشان یکی است. پس داریم:

$$\{\phi_j\}^T [K]\{\phi_i\} = \omega_i^2 \{\phi_j\}^T [M]\{\phi_i\} \qquad (۲-۸۶)$$

$$\{\phi_j\}^T [K]\{\phi_i\} = \omega_j^2 \{\phi_j\}^T [M]\{\phi_i\} \qquad (۲-۸۷)$$

طرف اول دو رابطه ۲-۸۶ و ۲-۸۷ یکسان است پس طرف دوم آنها باید با یکدیگر مساوی باشد:

$$\omega_i^2 \{\phi_j\}^T [M]\{\phi_i\} = \omega_j^2 \{\phi_j\}^T [M]\{\phi_i\} \qquad (۲-۸۸)$$

و یا اینکه:

$$(\omega_i^2 - \omega_j^2)\{\phi_j\}^T [M]\{\phi_i\} = 0 \qquad (۲-۸۹)$$

تردیدی نیست که فرکانس زاویه‌ای مود i ام و j ام با هم برابر نیستند یعنی:

$$\omega_i \neq \omega_j$$

پس از رابطه ۲-۸۹ نتیجه می‌گیریم که:

$$\{\phi_j\}^T [M]\{\phi_i\} = 0 \qquad (۲-۹۰)$$

معادلهٔ ۲-۹۰ به رابطه تعامد بین مودهای ارتعاشی نسبت به ماتریس جرم معروف است بهمین ترتیب با تقسیم رابطه ۲-۸۶ بر ω_i^2 و رابطه ۲-۸۷ بر ω_j^2 سمت راست این دو معادله برابر شده که نتیجه می‌گیریم باید سمت چپ آنها نیز با هم برابر باشند یعنی خواهیم داشت:

$$\frac{1}{\omega_i^2}\{\phi_j\}^T [K]\{\phi_i\} = \frac{1}{\omega_j^2}\{\phi_j\}^T [K]\{\phi_i\}$$

و یا اینکه:

$$(\frac{1}{\omega_i^2} - \frac{1}{\omega_j^2})\{\phi_j\}^T [K]\{\phi_i\} = 0 \qquad (۲-۹۱)$$

در این وضعیت نیز $i \neq j$ است پس داریم:

$$\{\phi_j\}^T [K]\{\phi_i\} = 0 \qquad (۲-۹۲)$$

معادلهٔ ۲-۹۲ را نیز به رابطه تعامد بین مودهای ارتعاشی نسبت به ماتریس سختی معرفی می‌کنند. از این خاصیت تعامد بین مودها برای تعیین مختصات مودی استفاده می‌شود که ذیلا شرح داده می‌شود.

با توجه به آنچه تاکنون شرح داده شد، مشخص می‌شودکه هر یک از مودهای ارتعاشی در تغییرمکان کل ساختمان سهیم هستند به طوری که می‌توان ماتریس تغییرمکان را به صورت حاصلضرب ماتریس شکل مودی و یک ماتریس ستونی دیگر بنام ماتریس ستونی مختصات نرمال $\{X\}$ بیان کرد. بنابراین برای حالت کلی می‌توان نوشت:

$$\{u\}=\sum_{n=1}^{N}\{\phi_n\}X_n=[\Phi]\{X\} \qquad (۹۳-۲)$$

که در رابطه ۲-۹۳ ، N تعداد درجات آزادی است و ماتریس‌های ستونی شکل‌های مودی $\{\phi_1\}, \{\phi_2\}, \ldots$ و $\{\phi_n\}$ را می‌توان در یک ماتریس مربع بنام ماتریس شکلهای مودی بیان کرد به طوریکه ستون اول آن $\{\phi_1\}$، ستون دوم آن $\{\phi_2\}$ و ستون n ام آن $\{\phi_n\}$ باشد.

یعنی اینکه:

$$[\Phi]=[\{\phi_1\},\{\phi_2\},\ldots,\{\phi_n\}]=\begin{bmatrix}\phi_{11} & \phi_{21} & \phi_{n1}\\ \phi_{12} & \phi_{22} & \phi_{n2}\\ \phi_{1n} & \phi_{2n} & \phi_{nn}\end{bmatrix} \qquad (۹۴-۲)$$

رابطه ۲-۹۴ را به صورت سری زیر برای درجه آزادی i ام می‌نویسیم:

$$u_i=\sum_{j=1}^{n}\phi_{ij}X_j \qquad (i=1 \text{ تا } n) \qquad (۹۵-۲)$$

n تعداد مودها یا درجات آزادی است.

برای بدست آوردن مختصات نرمال X_n رابطهٔ ۲-۹۳ را در عبارت $\{\phi_n\}^T[M]$ پیش‌ضرب می‌کنیم:

$$\{\phi_n\}^T[M]\{u\}=\{\phi_n\}^T[M][\Phi]\{X\} \qquad (۹۶-۲)$$

طرف دوم رابطه ۲-۹۶ را بصورت زیر بسط می‌دهیم:

$$\{\phi_n\}^T[M]\{u\}=\{\phi_n\}^T[M]\{\phi_1\}X_1+\{\phi_n\}^T[M]\{\phi_2\}X_2+\ldots+\{\phi_n\}^T[M]\{\phi_n\}X_n \qquad (۹۷-۲)$$

با توجه به طرف دوم رابطه ۲-۹۷ ملاحظه می‌شود که با استفاده از وجود رابطه تعامد مودها نسبت به ماتریس جرم، تمام جمله‌ها به جز عبارت جملهٔ n ام برابر با صفر می‌شود.

بنابراین خواهیم داشت:

$$\{\phi_n\}^T [M]\{u\}=\{\phi_n\}^T [M]\{\phi_n\}X_n \qquad (۹۸-۲)$$

از این رابطه می‌توان مقدار X_n یا ماتریس مختصات نرمال را بدست آورد.

$$X_n=\frac{\{\phi_n\}^T [M]\{u\}}{\{\phi_n\}^T [M]\{\phi_n\}} \qquad (۹۹-۲)$$

این رابطه تأیید می‌کند که هر مود ارتعاشی، دارای حرکتی مستقل از مود دیگر است.

۲-۲۳-۱- حل معادله تعادل دینامیکی در مختصات نرمال

قبلا معادلهٔ تعادل دینامیکی یک سازه چند درجه آزادی را کـه همـان رابطـه ۲-۷۸ اسـت بدسـت آوردیم. اینک اگر در آن رابطه به جای شتاب، سرعت و تغییرمکان، مقادیر متناسـب بـا مختصـات نرمال X_n قرار دهیم، معادلهٔ تعادل دینامیکی در مختصات نرمال بدست می‌آید.

$$[M][\Phi]\{\ddot{X}\}+[C][\Phi]\{\dot{X}\}+[K][\Phi]\{X\}=\{F(t)\} \qquad (۱۰۰-۲)$$

برای حل این معادله طرفین آنرا در $\{\phi_n\}^T$ پیش‌ضرب می‌کنیم:

$$\{\phi_n\}^T [M][\Phi]\{\ddot{X}\}+\{\phi_n\}^T [C][\Phi]\{\dot{X}\}+\{\phi_n\}^T [K][\Phi]\{X\}=\{\phi_n\}^T \{F(t)\} \qquad (۱۰۱-۲)$$

در این رابطه اگر عبارات جرم و سختی را بسط دهیم ملاحظه می‌شود که بعلت وجود روابط تعامد نسبت به جرم و سختی تمام جمله‌ها به جز جملهٔ n ام برابر با صفر می‌شوند.

در اینصورت رابطه ۲-۱۰۱ به صورت زیر در می‌آید:

$$\{\phi_n\}^T [M]\{\phi_n\}\{\ddot{X}_n\}+\{\phi_n\}^T [C]\{\phi_n\}\{\dot{X}_n\}+\{\phi_n\}^T [K]\{\phi_n\}\{X_n\}$$
$$=\{\phi_n\}^T \{F_n(t)\} \qquad (۱۰۲-۲)$$

معادلهٔ ۲-۱۰۲ یک معادله عمومی برای ارتعاش یا حرکت است که برحسب X_n بیان شده است.

برای اینکه این رابطه ساده‌تر بیان شود، از اصطلاحات مخصوصی استفاده می‌شود که عبارتند از:

جرم مودی یا جرم تعمیم یافته که برابر است با:

$$M_n=\{\phi_n\}^T [M]\{\phi_n\}$$

میرایی تعمیم یافته

$$C_n=\{\phi_n\}^T [C]\{\phi_n\}$$

سختی تعمیم یافته

$$K_n=\{\phi_n\}^T[K]\{\phi_n\}$$

اکنون رابطه ۲-۱۰۲ را می‌توان بصورت ساده‌تر زیر نوشت:

$$M_n\{\ddot{X}_n\}+C_n\{\dot{X}_n\}+K_n\{X_n\}=\{\phi_n\}^T\{F(t)\} \qquad (۲-۱۰۳)$$

طرفین این رابطه را بر M_n تقسیم می‌کنیم:

$$\{\ddot{X}_n\}+\frac{C_n}{M_n}\{\dot{X}_n\}+\frac{K_n}{M_n}\{X_n\}=\frac{\{\phi_n\}^T\{F(t)\}}{M_n} \qquad (۲-۱۰۴)$$

با توجه به تعاریف قبلی $\omega=\sqrt{\frac{K}{m}}$ و $۲\xi\omega=\frac{C}{m}$ داریم:

$$K_n=\omega_n^۲M_n$$

$$C_n=۲\xi_n\omega_nM_n$$

این مقادیر را در رابطه ۲-۱۰۴ جایگزین می‌کنیم:

$$\{\ddot{X}_n\}+۲\xi_n\omega_n\{\dot{X}_n\}+\omega_n^۲\{X_n\}=\frac{\{\phi_n\}^T\{F(t)\}}{M_n} \qquad (۲-۱۰۵)$$

رابطه ۲-۱۰۵ از مهمترین معادلات تحلیل دینامیکی سازه‌ها است. در واقع این معادله n معادلهٔ غیرهمبسته یک درجه آزادی را ارائه می‌دهد. به عبارت دیگر در این روش یک سازه‌ای که دارای n درجه آزادی است، به یک سازه‌ای که دارای n دستگاه یک درجه آزادی مستقل است تبدیل می‌شود.

۲-۲۳-۲- روش دینامیکی تاریخچه زمانی

چنانچه نیروی خارجی بر روی سازه اعمال نشود و فقط تکیه‌گاه ساختمان تحت تأثیر شتاب $\ddot{u}_g(t)$ قرار گیرد، یک تغییرمکان مربوط به ساختمان است و یک تغییرمکان مربوط به زمین که تغییرمکان کلی ساختمان برابر با حاصلجمع این دو خواهد بود. اگر $\{u_t\}$ تغییرمکان کل و $\{u\}$ تغییرمکان نسبی ساختمان (نسبت به زمین) و $\{u_g\}$ تغییرمکان زمین باشد داریم:

$$\{u_t\}=\{u\}+\{u_g\} \qquad (۲-۱۰۶)$$

با توجه به اینکه تغییرمکان زمین (ماتریس ستونی) دارای عناصر مساوی است می‌توان رابطه ۲-۱۰۶ را بصورت زیر نوشت:

$$\{u_t\}=\{u\}+u_g\{I\} \qquad (۱۰۷-۲)$$

که $\{I\}$ یک ماتریس ستونی واحد است و همهٔ عناصر آن واحد می‌باشد. از رابطه ۲-۱۰۷ دو بار نسبت به زمان مشتق می‌گیریم:

$$\{\ddot{u}_t\}=\{\ddot{u}\}+\ddot{u}_g\{I\} \qquad (۱۰۸-۲)$$

اکنون و با استفاده از رابطه ۲-۷۸ معادلهٔ حرکت را می‌نویسیم:

$$[M]\{\ddot{u}_t\}+[C]\{\dot{u}\}+[K]\{u\}=0 \qquad (۱۰۹-۲)$$

از رابطه ۲-۱۰۸ در رابطه ۲-۱۰۹ استفاده می‌کنیم:

$$[M]\{\ddot{u}\}+[C]\{\dot{u}\}+[K]\{u\}=-[M]\{I\}\ddot{u}_g \qquad (۱۱۰-۲)$$

اگر این رابطه را با رابطه ۲-۷۸ مقایسه کنیم نتیجه می‌گیریم که:

$$\{F(t)\}=-[M]\{I\}\ddot{u}_g \qquad (۱۱۱-۲)$$

در رابطه ۲-۱۱۱ ماتریس ستونی $\{F(t)\}$ ناشی از نیروهای مؤثر ناشی از حرکت تکیه‌گاه است. حال در رابطه ۲-۱۰۵ ضمن صرفنظر کردن از علامت منفی مقدار $\{F(t)\}$ را جایگزین می‌کنیم:

$$\{\ddot{X}_n\}+2\xi_n\omega_n\{\dot{X}_n\}+\omega_n^2\{X_n\}=\frac{\{\phi_n\}^T[M]\{I\}}{M_n}\ddot{u}_g \qquad (۱۱۲-۲)$$

از طرف دوم رابطه ۲-۱۱۲ مقدار صورت کسر بنام ضریب تحریک یا ضریب مشارکت مود n ام معروف است و آنرا با L_n نشان می‌دهند.

$$L_n=\{\phi_n\}^T[M]\{I\} \qquad (۱۱۳-۲)$$

بنابراین معادلهٔ حرکت مود n ام نسبت به شالوده ساختمان چنین می‌شود.

$$\{\ddot{X}_n\}+2\xi_n\omega_n\{\dot{X}_n\}+\omega_n^2\{X_n\}=\frac{L_n}{M_n}\ddot{u}_g \qquad (۱۱۴-۲)$$

در این معادله $\{X_n\}$ حرکت مود n ام نسبت به زمان، ω_n فرکانس زاویه‌ای مود n ام ، ξ_n میرایی مود n ام و $\ddot{u}_g$ شتاب پی ناشی از زلزله است.

اکنون اگر جرم مؤثر ساختمان را که برابر با $\frac{L_n^2}{M_n}$ است در نظر بگیریم، وزن مؤثر ساختمان در مود n ام از رابطه ۲-۱۱۵ بدست می‌آید:

$$W_n = \frac{L_n^2}{M_n} g \qquad (۲-۱۱۵)$$

برای حل معادلهٔ ۲-۱۱۴ می‌توان از انتگرال دوهامل استفاده کرد که نتیجه چنین می‌شود:

$$X_n(t) = \frac{L_n}{M_n \omega_n} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau)\, e^{-\xi_n \omega_n (t-\tau)}\ Sin\,\omega_n (t-\tau) d\tau \qquad (۲-۱۱۶)$$

با در اختیار داشتن X_n در زمان t می‌توان تغییرمکان جرم i را در زمان t با ترکیب نمودن جواب همهٔ مودها در زمان t از رابطه ۲-۹۵ بدست آورد.

$$\{u(t)\} = \sum_{n=1}^{N} \{\phi_n\} X_n(t) = [\Phi]\{Y(t)\} \qquad (۲-۱۱۷)$$

پس از بدست آوردن تغییرمکان‌ها می‌توان شتابهای مؤثر، نیروی زلزله در هر جرم را بدست آورد و سپس با ترکیب کردن آنها نیروهای زلزله در کل ساختمان محاسبه می‌شود. شتاب مؤثر نظیر X_n برابر است با:

$$\ddot{X}_{ne}(t) = \omega_n^2 X_n(t) \qquad (۲-۱۱۸)$$

و از آن نتیجه می‌گیریم که شتاب نظیر در کل سازه برابر است با:

$$\{\ddot{u}_{ne}(t)\} = \{\phi_n\} \ddot{X}_{ne}(t) = \omega_n^2 \{\phi_n\} X_n(t) \qquad (۲-۱۱۹)$$

و نیروی زلزله ناشی از مود n ام برابر است با:

$$\{q_n(t)\} = [M]\{\ddot{u}_n(t)\} = [M]\omega_n^2 \{\phi_n\} X_n(t) \qquad (۲-۱۲۰)$$

با ترکیب کردن سهم مودها، نیروی زلزله در کل ساختمان برابر است با:

$$q(t) = \sum_{n=1}^{N} q_n(t) = [M][\Phi][\Omega]\{X(t)\} \qquad (۲-۱۲۱)$$

در این رابطه $[\Phi]$ ماتریس مربع دامنه نسبی مودهای مختلف است و $[\Omega]$ یک ماتریس قطری است که عناصر قطری آن برابر با ω_i^2 برای مودهای مختلف است (n تا ۱=i).

اکنون می‌توان برش پایه ساختمان را از حاصلجمع نیروهای مؤثر زلزله که در ارتفاع ساختمان توزیع شده است، بدست آورد که برابر است با:

$$V_n(t)=\sum_{i=1}^{H} q_{in}(t) \qquad (۱۲۲-۲)$$

۲-۲۴- روش دینامیکی طیفی

روش دیگری که در مقایسه با روش قبل خیلی ساده‌تر است این است که به جای در نظر گرفتن تمام تاریخچه حرکت فقط مقادیر حداکثر ناشی از مودهای مختلف را در نظر می‌گیریم و بدین ترتیب تحلیل دینامیکی به مقدار قابل ملاحظه‌ای ساده می‌شود. برای اینکار با استفاده از طیف پاسخ زلزله و با توجه به اینکه معادلهٔ دیفرانسیل X_n خطی است، می‌توان مقادیر $(X_n)_{max}$ و $(\ddot{X}_n)_{max}$ را به شیوه ذیل بدست آورد.

$$(X_n)_{max}=\{\phi_n\}\frac{L_n}{M_n}\frac{T_n^2}{4\pi^2}S_{an} \qquad (۱۲۳-۲)$$

$$(\ddot{X}_n)_{max}=\{\phi_n\}\frac{L_n}{M_n}S_{an} \qquad (۱۲۴-۲)$$

ماتریس‌های ستونی یا بردارهای X_n و $\ddot{X}_n$ که به ترتیب تغییرمکان مودی و شتاب مودی هستند دارای n مؤلفه به ازای n درجه آزادی حرکت سازه‌ها هستند.

در این دو رابطه S_{an} شتاب طیفی است که برای هر مودی مانند مود n ام با استفاده از منحنی طیف بازتاب شتاب، به ازای زمان تناوب ویژهٔ آن مود یعنی T_n ، قرائت می‌شود.

اکنون با در اختیار داشتن تغییر مکان مودی می‌توان تغییر مکان نسبی هر طبقه مانند طبقهٔ i را که تفاضل حداکثر تغییرمکان جانبی ترازهای بالا و پائین آن طبقه در جهت موردنظر و در مود n است، بدست آورد.

$$\delta_{ni}=X_{ni}-X_{ni-1} \qquad (۱۲۵-۲)$$

همچنین با در اختیار داشتن جرم مودی و شتاب مودی می‌توان نیروی مودی در هر طبقه را از رابطه ۲-۱۲۶ بدست آورد.

$$f_n=[M]\ddot{X}_n \qquad (۱۲۶-۲)$$

می‌دانیم که حداکثر برش در هر طبقه برابر است بـا مجمـوع نیروهـای طبقـات بـالاتر، بنـابراین حداکثر برش در طبقهٔ i در هر امتداد در مود n ام برابر است با حاصلجمع مؤلفه‌های بردار نـیروی طبقات بالاتر که متناظر با آن امتداد هستند. اکنون برای قابهای دو بعدی خواهیم داشت:

$$V_{ni}=\sum_{j=i}^{K} f_{nj} \qquad (۱۲۷-۲)$$

در این رابطه K تعداد کل تراز طبقات است که اگر برش پایه ساختمان در مود n ام موردنظر باشد، $i=۱$ خواهد بود.

نیروی برشی پایه را در مود n ام می‌توان از رابطهٔ زیر نیز بدست آورد.

$$V_n=\frac{L_n^{۲}}{M_n}S_{an} \qquad (۱۲۸-۲)$$

مقدار حداکثر لنگر واژگونی در هر امتداد در مود n ام برابر است با جمع حاصلضرب‌هـای نـیروی هر طبقه در ارتفاع آن طبقه

$$OM_n=[h]f_n \qquad (۱۲۹-۲)$$

که در آن ماتریس $[h]$ برابر است با: $[h]=[h_۱, h_۲, \ldots, h_K]$

با در اختیـار داشتن نیروهای جانبی و تغییـرمکان جانبی طبقات، نیـروی داخلی اعضـا (شـامل اثر $P-\Delta$) برای هر مود ارتعاشی و به کمک روشهای متداول تحلیل استاتیکی جداگانه محاسـبه شده و سپس نیروی نهایی اعضا از ترکیب نتایج تحلیل مودها بدست می‌آید.

باید دانست که در سازه‌هایی که تعداد درجات آزادی آنها زیاد است ، بیشترین انـرژی ارتعاشـی در مودهای اولیه مستهلک و جذب می‌شود، از اینرو کافی است که فقط چند مود اولیه را بـا یکدیـگر ترکیب نمود. آئین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ایران) می‌گوید که در هـر یک از دو امتداد متعامد ساختمان باید حداقل سه مود اول ارتعاش و یا تمـام مودهـایی کـه زمـان تناوب آنها بیشتر از ۰/۴ ثانیه، یا تمـام مودهـای نوسـان کـه مجمـوع جرم‌هـای مؤثـر سـاختمان $L_n^{۲}/M_n$ در آنها حداقل برابر با ۹۰ درصد جرم کل ساختمان باشد، هر کدام که تعدادشان بیشتر است، باید در محاسبه منظور گردد.

از آنجا که مودهای مختلف بطور همزمان به نقطهٔ اوج خود نمی‌رسند، پس پاسخ‌های کلـی سـازه باید در اثر برآیند مودها بدست آید، به عبارت دیگر اثر مودها را باید به نحو صحیحی ترکیب کـرد.

برای این کار بهتر است حداکثر پاسخ‌ها را در مودهای مختلف با یکدیگر ترکیب کنیم و در این ترکیب اثر تداخل احتمالی پاسخ را که ممکن است به یکدیگر نزدیک باشند، در نظر گرفت.
در استاندارد ۲۸۰۰ ایران دو روش متداول آماری بشرح زیر که معمولا در اغلب روشهای تحلیل مودال بکار می‌رود، بیان شده است که عبارتند از روش جذر مجموع مربعات (SRSS) و روش ترکیب مربعی کامل (CQC).

الف- روش جذر مجموع مربعات

در این روش پاسخ کلی (u) در امتداد هر درجه آزادی از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$U=\sqrt{\sum_{n=1}^{N}u_n^2} \qquad (۱۳۰-۲)$$

در این رابطه u_n پاسخ درجه آزادی موردنظر در مود n ام و N جمع تعداد مودهای تحت بررسی است. هنگامی که زمان تناوب مودهای مختلف با یکدیگر تفاوت داشته باشند و بقدر کافی از یکدیگر دور باشند و شرط زیر محقق باشد، دقت این روش قابل قبول خواهد بود. یعنی استفاده از این روش تنها در چنین مواردی نتیجه قابل قبولی خواهد داد.

$$r=\frac{T_m}{T_n}\le ۰/۶۷ \qquad (T_n>T_m) \qquad (۱۳۱-۲)$$

در این رابطه نسبت میرایی برابر با ۵ درصد فرض شده است و T_m و T_n به ترتیب زمانهای تناوب در مودهای m و n هستند.

ب- روش ترکیب مربعی کامل

در صورتیکه رابطهٔ ۲-۱۳۱ برای مودهای m و n برقرار نباشد، جوابهای بدست آمده از روش جذر مجموع مربعات از قابلیت اعتماد لازم برخوردار نبوده و باید روش ترکیب مربعی کامل بکار برده شود. این روش قابلیت کاربرد عمومی برای اغلب حالات دارد.
در این روش پاسخ کلی سازه برابر است با:

$$u=\sqrt{\sum_{n=1}^{N}u_n^2+2\sum_{n=1}^{N}\sum_{m=n+1}^{N}\rho_{nm}u_nu_m} \qquad (۱۳۲-۲)$$

در این رابطه مقادیر u_n و u_m حداکثر پاسخ‌های سازه در درجه آزادی موردنظر به هنگام ارتعاش سازه به ترتیب در مودهای n و m بوده و ρ_{nm} ضریب بین مودی است که از رابطه ۲-۱۳۳ بدست می‌آید.

$$\rho_{nm}=\frac{8\xi^{2}(1+r)r^{\frac{3}{2}}}{(1-r^{2})^{2}+4\xi^{2}r(1+r)^{2}} \qquad (۲-۱۳۳)$$

در این رابطه r نسبت تناوب مودی در رابطه ۲-۱۳۱ است. مقدار ξ برابر با ۵ درصد منظور می‌شود.

۲-۲۵- اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

چنانکه در مباحث قبل مطرح شد، در تحلیل استاتیکی معادل، اثر عوامل مهمی همچون میزان استهلاک انرژی، زمان تناوب طبیعی و شکل‌پذیری سازه‌های مختلف در نظر گرفته می‌شود و هر قدر این عوامل و سایر عوامل دیگر که مربوط به رفتار لرزه‌ای سازه باشد، در این روش دخالت داده شوند، نتایج بدست آمده از آن دقیقتر و طراحی سازه مطمئن‌تر می‌شود. در هر حال تجربه در سایر کشورها نیز نشان داده است که ساختمانهایی که به روش تحلیل استاتیکی معادل طراحی شده و زلزله‌هایی را تجربه کرده‌اند، رفتار نسبتا خوبی داشته‌اند. از طرفی منظور کردن عوامل برشمرده در تحلیل دینامیکی چندان ساده و سهل نیست و دارای پیچیدگیهایی است که ممکن است بر نتایج بدست آمده تأثیر گذارد. از این رو استاندارد ۲۸۰۰ ایران مقرر می‌دارد که باید مقادیر پاسخ‌های بدست آمده از روش تحلیل دینامیکی اصلاح شوند، این اصلاح برای تحلیل دینامیکی طیفی و تاریخچه زمانی مشابه بوده و به قرار زیر می‌باشد:

الف- در صورتیکه برش پایه بدست آمده از تحلیل دینامیکی کمتر از مقدار برش پایه بدست آمده از تحلیل استاتیکی معادل باشد، برای دو حالت ساختمانهای منظم و نامنظم به شرح زیر عمل شود.

۱- در ساختمانهای نامنظم، باید مقدار بازتاب‌ها در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه دینامیکی ضرب شده تا بدین ترتیب بازتاب‌ها افزایش داده شوند. به عبارت دیگر در چنین حالتی بازتاب‌ها نباید کمتر از مقدار نظیر در روش استاتیکی معادل باشد.

۲- در ساختمانهای منظم مقدار پاسخ‌ها را باید در ۸۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه دینامیکی ضرب کرد ولی نتایج بدست آمده نباید کمتر از نتایج روش دینامیکی باشد.

ب- چنانچه برش پایه بدست آمده از تحلیل دینامیکی بیشتر از برش پایه استاتیکی معادل باشد، می‌توان بازتاب‌های بدست آمده از روش دینامیکی را به نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه دینامیکی، کاهش داد.

۲-۲۶- اثرات پیچش در تحلیل دینامیکی

در تحلیل دینامیکی طیفی باید اثرات پیچش را که شامل پیچش اتفاقی نیز می‌باشد مطابق آنچه که قبلا در قسمت .... بیان شد، منظور نمود. اگر در تحلیل سازه از مدلهای سه بعدی استفاده شود، باید اثرات پیچش اتفاقی را با جابجا کردن مرکز جرم طبقه به اندازهٔ برون مرکزی اتفاقی در نظر گرفت.

۲-۲۷- زلزله سطح بهره‌برداری

بر طبق تعریف به زلزله خفیف یا متوسط که احتمال رخداد آن در مدت ۵۰ سال عمر مفید یک ساختمان بیش از ۹۹/۵ درصد باشد، یعنی دارای دورهٔ بازگشت حدود ۱۰سال باشد، آسیب چندان زیادی به ساختمان وارد نسازد به نحوی که همچنان مورد بهره‌برداری قرار گیرد، زلزله سطح بهره‌برداری می‌گویند.

بر طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران طراحی کلیه ساختمانها باید به نحوی باشد که با تجربه کردن زلزله سطح بهره‌برداری آسیب عمده سازه‌ای به آنها وارد نشود ولی ساختمانهای با اهمیت زیاد یا ساختمانهایی که ارتفاع آنها بیش از ۵۰ متر یا بیش از ۱۵ طبقه باشد، باید پس از دریافت بارهای ناشی از زلزله سطح بهره‌برداری، همچنان مورد بهره‌برداری باشند.

ملاحظه می‌شود که هدف این استاندارد کنترل رفتار ساختمان در محدودهٔ ارتجاعی است به عبارت دیگر علاوه بر سایر محدودیت‌ها و عوامل کنترل‌کننده در قسمت‌های دیگر از ضوابط خود، مانند کنترل تغییرمکان‌های نسبی، مقادیر ضریب رفتار و رعایت نکات خاصی برای طراحی اجزاء سازه‌ای و اتصالها و موارد مشابه آنها، این محدودیت نیز برای ساختمانهای با اهمیت زیاد یا ساختمانهایی که ارتفاع آنها بیش از ۵۰ متر یا بلندتر از ۱۵ طبقه باشند، اعمال می‌شود، تا سطح ایمنی بالاتری را در طراحی منظور کرده باشد. از طرفی اعمال این محدودیت مربوط به سطح زلزله است، یعنی اینکه بیشینه شتاب یا نسبت بیشینه شتاب حرکت زمین به شرایط ساختگاهی و لرزه‌خیزی منطقه بستگی دراد تا در طیف طراحی ظاهر شود. بنابراین بیشینه شتاب زلزله سطح بهره‌برداری برای یک منطقه خاص باید در پی مطالعات ویژه خطر لرزه‌خیزی آن منطقه

تعیین شود. اما در حالت کلی بیشینه شتاب برای زلزله سطح بهره‌برداری برابر با A/۶ در نظر گرفته شده است.

بنابراین مقدار برش پایه در زلزله سطح بهره‌برداری از رابطه ۲-۱۳۴ محاسبه می‌گردد:

$$V_{ser}=\frac{ABI}{۶R}W \qquad (۱۳۴-۲)$$

در این رابطه W, I, B, A و R همان تعاریفی را دارند که قبلا برای روش استاتیکی معادل گفته شده بود، ولی نکته مهمی که باید بدان اشاره کرد این است که، $ABI/۶$ بیانگر طیف بازتاب ارتجاعی زلزله سطح بهره‌برداری می باشد، لذا برای ساختمانی که طراحی آن مطابق زلزله طرح (زلزله شدید) باید انجام شود و در زلزله سطح بهره‌برداری کنترل گردد، مقدار R در رابطه ۲-۱۳۴ برابر با یک می‌شود، پس رابطه مزبور چنین خواهد شد:

$$V_{ser}=\frac{ABI}{۶}W \qquad (۱۳۵-۲)$$

اکنون باید دانست که در پی اعمال بارهای ناشی از زلزله سطح بهره‌برداری وضعیت نیروها و تنش‌ها متفاوت از مقادیر نظیر در زلزله طرح است. بر طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران، در سازه‌های بتن مسلح ترکیب بارهای اعمالی باید بدون ضریب در نظر گرفته شود، یعنی ترکیب بارهای مختلف در سطح بهره‌برداری منظور می‌شود و نتایج بدست آمده از تحلیل نباید از مقاومت نهایی هیچ عضوی بیشتر باشد. از آنجا که در سیستم سازه‌ای قاب خمشی امکان باز توزیع نیروها وجود دارد و اضافه مقاومت ناشی از سخت‌شدگی کرنشی نیز محتمل است، اجازه داده شده است تا مقدار تنش در ۱۰ درصد از ستونها و ۱۵ درصد از تیرهای هر طبقه، از تنش حد جاری شدن بیشتر شود. بنظر می‌رسد این مجوز که توجه به تشکیل لولاهای خمیری در مراحل اولیه رفتار غیرخطی سازه‌های بتن مسلح دارد، فقط در مورد قابهای خمشی با شکل‌پذیری زیاد قابل اعمال باشد. زیرا در سایر موارد یعنی شکل‌پذیری کم و متوسط محدودکردن تنش‌ها برای قلمرو ارتجاعی و صدور مجوز تشکیل لولای خمیری برای تعداد محدودی از ستونها و تیرها چندان توجیهی ندارد. ضمن اینکه ارتفاع مجاز برای قابهای خمشی با شکل‌پذیری متوسط حداکثر ۵۰ متر و برای شکل‌پذیری کم، کمتر از ۵۰ متر تعیین شده است. نکته دیگر که رعایت آن الزامی است، کنترل تغییرمکان نسبی طبقات یا کل ساختمان است که نباید به ترتیب بیش از ۰/۰۰۵ ارتفاع طبقه یا ارتفاع کل ساختمان باشد.

برای یک قاب خمشی ویژه با ارتفاع ۱۸۰ متر و قاب خمشی متوسط با ارتفاع ۵۰ متر مقدار تغییرمکان نسبی هر طبقه یا کل ساختمان در طراحی برای زلزله طرح $۰/۰۳/R$ برابر ارتفاع طبقه یا ارتفاع کل ساختمان تعیین شده است که با توجه به ضریب رفتار ۱۰ و ۸ این نسبت برابر با ۰/۰۰۳ و ۰/۰۰۳۷۵ می‌گردد. یعنی تغییرمکان نسبی یا تغییرمکان کل ساختمان در زلزله طرح برای این دو قاب خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری زیاد و متوسط به ترتیب ۴۰ و ۲۵ درصد کمتر از مقدار نظیر در زلزله سطح بهره‌برداری است. به عبارت دیگر در طراحی یک قاب خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری زیاد تحت یک زلزله شدید (تشکیل تعداد قابل توجهی لولای خمیری در سازه) تغییرمکان نسبی کمتر از مقدار نظیر تحت زلزله خفیف یا متوسط توصیه شده است. جالب توجه اینکه استاندارد ۲۸۰۰ می‌گوید اگر نوع مصالح و نحوهٔ اتصال قطعات غیرسازه‌ای به گونه‌ای باشد که بتوانند تغییرمکان بیشتری را بدون خسارت تحمل کنند، ضریب تغییرمکان نسبی به ۰/۰۰۸ افزایش می‌یابد. یعنی تغییرمکان نسبی طبقات در قلمرو ارتجاعی یا حداکثر در آستانه جاری شدن می‌تواند خیلی بیشتر از حد رفتار شکل‌پذیر کامل باشد؟

از اینرو بنظر می‌رسد که یک تعادل مناسب بین دو سطح طراحی مندرج در استاندارد ۲۸۰۰ ایران وجود ندارد و بهتر است گفته شود طراحی اصلی برای زلزله شدید و کنترل طراحی برای زلزله خفیف و متوسط انجام شود.

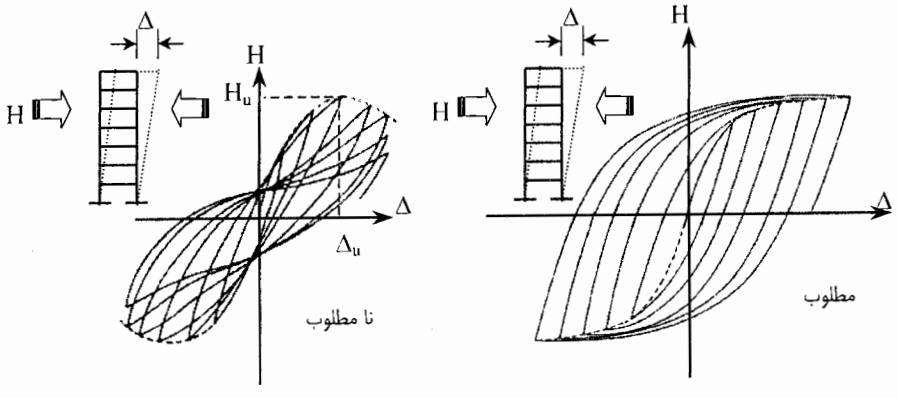
فصل ۳ – رفتار و طراحی قابهای بتن مسلح

۳-۱- مقدمه

برای طرح یک ساختمان در مقابل زلزله، لازم است اطلاعات جامع و کامل از رفتار آن در مقابل نیروهای ناشی از زلزله در دست باشد. باید دانست که رعایت ضوابط و مقررات مندرج در آئین نامه ها تضمین کننده مقاوم شدن کامل ساختمانها در برابر نیروهای ناشی از زلزله نیست. بهمین جهت باید رفتار سازه ها را بطور کلی و به دقت مورد توجه قرار داد. یکی از راههای این توجه مطالعه بر رفتار سازه ها پس از وقوع زلزله می باشد. چنانچه در زلزله سان فرانسیسکو آمریکا در سال ۱۹۰۶ میلادی و همچنین زلزلهٔ سال ۱۹۲۳ در کانتو ژاپن نشان داده شده که ساختمانهای بتن مسلح به مراتب بهتر از ساختمانهای با مصالح بنایی رفتار دینامیکی و لرزه پذیری داشته اند و مقاومت خوبی از خود بروز داده اند. از آنجا که احداث این ساختمانها مقرون به صرفه است بطور وسیعی حتی درمناطق زلزله خیز مورد توجه قرار گرفته اند. از طرفی به علت توصیه هایی که در آئین نامه های زلزله شده است، خسارات ناشی از زلزله به طور قابل ملاحظه أی کاهش یافته است [۳۰].

در اوائل سال ۱۹۶۰ میلادی سازه های بتن مسلح به عنوان مصالح شکل‌پذیر مورد توجه قرار گرفتند. این توجه مرهون تحقیقات و ارائه گزارشاتی بود که توسط افرادی همچون بلومی، نیومارک و کورنینگ در سال ۱۹۶۱ انتشار یافت. در این گزارش ها نحوهٔ فولادگذاری و جزئیات مربوط به آنها به نحوی توصیه شده است که تیرها وستونها قادر باشند در مقابل نیروهای لرزه‌ای مقاومت خوبی از خود نشان داده و در حرکت رفت و برگشتی یعنی تنشهای متناوب به خوبی جذب انرژی داشته باشند. البته مشخص است که عکس‌العمل سازه‌ها در مقابل بارهای لرزه‌ای

بستگی به عوامل مختلفی دارد تا آنها را در مقابل زلزله یا هر پدیدهٔ دینامیکی دیگری حفظ نماید. اگر دو قاب بتن مسلح مطابق شکل ۳-۱ در نظر بگیریم دارای دو نوع رفتار لرزه ا ی به صورت منحنی بار - جابجایی می باشند. رفتار قابی که در شکل ۳-۱- الف آمده است دارای مقاومت نامطلوبی در برابر زلزله می باشد. زیرا در هر لحظه از بارهای وارده مقاومتش کاسته شده تا جایی که سازه فرو می‌ریزد. شکل پذیری این قاب نیز اندک بوده و قدرت جذب انرژی بالایی ندارد و منحنی حلقهٔ هیسترزیس آن فشردگی زیادی در مرکز دارد که حاکی از حاکمیت برش یا سرخوردگی آرماتور می باشد. در حالیکه قاب شکل ۳-۱- ب ضمن دارا بودن مقاومت خوب از قدرت جذب انرژی بالایی برخوردار است. به عبارت ساده تر شکل پذیری این قاب بسیار خوب بوده و کاهش سختی آن تدریجی و اندک می‌باشد. از این دو شکل الف و ب نتیجه می گیریم که طراحی یک سازهٔ بتن مسلح باید موجب شود تا رفتار آن ضمن دارا بودن مقاومت و سختی خوب، جذب انرژی بالایی را داشته باشد.



شکل ۳-۱- حلقه های هیسترزیس مطلوب و نامطلوب

در دههٔ هفتاد میلادی، در دانشگاه کانتربری نیوزیلند پرفسور پارک و پاولی بکارگیری دیوارهای برشی را برای تأمین شکل پذیری در سازه های بتن مسلح مورد توجه و تحقیق قرار داده و نتایج جالب توجهی را بدست آوردند [۷ و ۳۱]. امروزه آئین‌نامه‌های معتبری برای طراحی در اختیار مهندسین قرار دارد تا بکمک توصیه های آنها بتوانند جزئیات طرح لرزه‌ای را به دقت بکار برند.

در طراحی معمولی ساختمانها، در نظر گرفتن ظرفیت شکل پذیری یا شرایط لازم برای ایجاد شکل پذیری، ضرورتاً لازم الرعایه نیست. از طرفی سازه های خیلی نامنظم علیرغم دارا بودن جزئیات خوب و دقیق فولادگذاری، از ظرفیت شکل پذیری کمتری برخوردار می باشند. در برخی آئین نامه ها برای طراحی مطلوب، شکل پذیری مشخصی را توصیه می‌کنند و برای تأمین آن جزئیات فولادگذاری تحت تأثیر قرار می‌گیرد. مبنای این توصیه‌ها در این است که برای نیروهای طراحی بسیار زیاد، شکل پذیری معینی اعمال می‌شود. بدیهی است در این روش جزئیات فولادگذاری شرایط خاصی دارد. از آئین‌نامه‌هایی که این روش را توصیه می‌کنند می‌توان به آئین نامهٔ کمیته اروپایی بتن CEB-۱۹۸۵ [۳۲]، آئین نامه نیوزلند NZS3101-۱۹۸۲ [۳۳] اشاره کرد. همین طریق را می توان برای مناطقی که شدت لرزه خیزی آنها متوسط و یا کم هستند بکار گرفت. غالب آئین نامه‌ها برای مناطقی که زلزله های آن از شدت کمی برخوردار است توصیه می‌کنند که ساختمانها برای شکل پذیری کمتر و مآلاً با جزئیات آرماتورگذاری ساده‌تر طراحی شوند. شایسته توجه است که خسارات ناشی از زلزله های مختلف زمینه های اصلاح آئین نامه‌ها را فراهم آورده است، لیکن در هر حال موارد ذیل در زمرهٔ مهمترین عوامل خسارت در سازه‌های بتن مسلح به شمار می‌روند. این عوامل را به دو گروه اصلی تقسیم می‌کنند. یکی از عوامل مربوط به پلان طبقات در ساختمان و دیگری عوامل مربوط به جزئیات است.

۳-۲- عوامل ایجاد خسارت در ساختمانهای بتن مسلح

۳-۲-۱- عوامل مربوط به پلان طبقات

عواملی که در پلان طبقات مختلف یک سازهٔ بتن مسلح می تواند زمینه های خسارت ناشی از زلزله را فراهم کنند عبارتند از:

۱- کمبودعناصرسازه‌ای‌قائم‌مانندستونها ودیوارها که‌مقاومت برشی طبقه‌راشدیدا کاهش می دهد.

۲- شکست ترد یا برشی دیوارهای سازه‌ای ساده یا زوج و بویژه آنهائی که دارای بازشو هستند.

۳- ایجاد نیروها و لنگرهای پیچشی که بر اثر عدم انطباق مرکز سختی بر مرکز جرم در پلان بوجود می آید.

۴- عدم توزیع مناسب سختی اعضاءدر ارتفاع که موجب می شودشکست متمرکزدریک طبقه بخصوص ایجاد شود.

۳-۲-۲- عوامل مربوط به جزئیات

از آنجا که در سازه های بتن مسلح رعایت جزئیات خوب و مناسب برای مقاومت کافی لرزه ا ی از اهمیت بسیار بالایی برخوردار است، موارد ذیل را می توان به عنوان عوامل مؤثر در شکست سازه‌های بتن مسلح بشمار آورد.

۱- شکست ترد یا برشی ستونها که‌معمولا ناشی‌ازعدم‌تعبیه فولادکافی‌برای‌مقاومت خمشی است.
۲- شکست ترد یا برشی ستونهایی که به وسیله عناصر غیرسازه‌ای کوتاه می شوند.
۳- سرخوردگی فولادهای مهاری و یا شکست برشی در منطقه اتصال تیر به ستون
۴- جدا شدن اعضاء ثانویه مانند دیوارهای خارجی به علت وجود اتصالهای ضعیف آنها

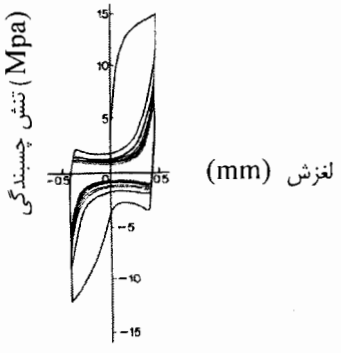
۳-۲-۳- اندرکنش فولاد و بتن

همانطور که می‌دانیم تسلیح بتن توسط آرماتورهای مختلفی که هم به صورت فولادهای اصلی و هم به صورت خاموت یا تنگ بکار می رود انجام می شود. نوع گیرداری فولاد و آرایش استقرار آن در مقاطع مختلف و محل اتصالهای عناصر مختلف سازه ا ی از عوامل بسیار مهم در اندرکنش فولاد و بتن محسوب می شوند. این اثر به صورتهای مختلف در رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح ظاهر می شود که اهم آنها عبارتست از چسبندگی و محصور شدن بتن. عدم وجود چسبندگی بین بتن و فولاد موجب سرخوردگی فولاد و در نتیجه کاهش مقاومت و شکل پذیری می شود. همچنین محصور شدن بتن توسط فولادهای طولی و عرضی اثر بسیار مهمی در رفتار لرزه‌ای سازه های بتن مسلح دارد که شرح آنها در بحث مصالح آورده شد.

۳-۲-٤- چسبندگی

مقاومت چسبندگی بین فولادهای صاف و بتن توسط چسبندگی شیمیایی و اصطکاک حاصل می شود. چنانچه فولاد دچار سرخوردگی شود، مقاومت چسبندگی صرفا از طریق اصطکاک تأمین خواهد شد. اگر آرماتورها از نوع آجدار باشند مقاومت چسبندگی در اثر سرخوردگی اولیه آنها چندان تفاوتی با آرماتور ساده ندارد. لیکن در مورد آرماتورهای آجدار با ازدیاد سرخوردگی، مقاومت چسبندگی افزایش می یابد زیرا در چنین وضعی وجود آج ها گیرداری بیشتری با بتن داشته و مقاومت بیشتری در مقال سرخوردگی ایجاد می کند. شایان توجه و دقت است که اگر آرماتور آجدار دارای پوشش بتنی کافی باشد و در جهت عمود بر مسیر شکافته شدن بتن تعبیه شده باشد، بتن محصور بین آج ها خرد شده و آرماتور بیرون کشیده می شود. این پدیده موجب می شود که با بیرون کشیده شدن آرماتور،بتن اطراف که نقش پوشش را دارد، خرد شده و از چسبندگی بشدت کاسته شود. روشن است که با افزایش ضخامت پوشش بتنی و نیز افزایش مقدار فولادهای عرضی مقاومت چسبندگی اضافه می شود.

در شکل ۳-۲ رابطهٔ بین تنش چسبندگی و سرخوردگی برای بارگذاری متناوب توسط موریتا و کاکو نشان داده شده است [۶]. همانطور که در شکل آمده است منحنی هیسترزیس مشخص می‌کند که با افزایش بار، مقاومت چسبندگی بتدریج کاهش می‌یابد.



شکل ۳-۲- رابطهٔ تنش چسبندگی با لغزش یا سرخوردگی [۶]

۳-۳- رفتار خمشی اعضای بتن مسلح

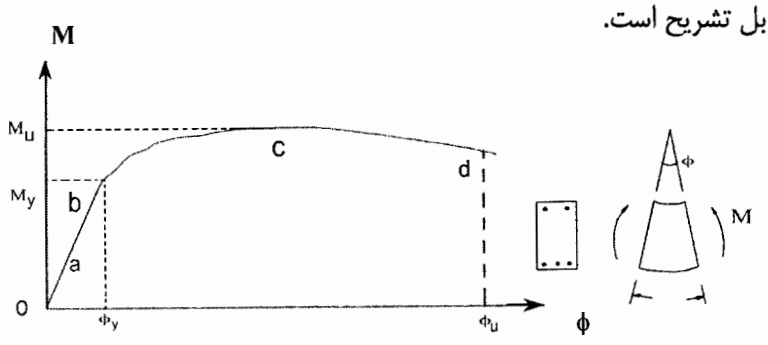
مقدمه: در این قسمت از بحث رفتار اعضای سازه‌ای بتن مسلح که تحت تأثیر خمش واقع می‌شوند مورد ارزیابی و شناسایی قرار می گیرد. اگر چه در شرایط کاملا محدود و خاصی مقاطع بتن مسلح ممکن است تحت اثر خمش خالص واقع شوند و معمولا تنش های خمشی بهمراه تنشهای برشی چه ناشی از برش و چه ناشی از پیچش قرار دارند، لیکن برای سهولت تداوم بحث چنین فرض می‌شودکه مقاطع تحت اثر خمش قرار دارند. گرچه درتحلیل و بررسی رفتارشناسی خمشی گاهی ممکن است عوامل دیگری و از آن‌جمله برش نیزمورد اشاره قرار گیرد.

۳-٤- رفتار خمشی تیرها

یکی از روابط مهمی که رفتار اعضای خمشی یا تیرها را تبیین می‌کند منحنی بار-تغییرمکان می‌باشد. در این رابطه منظور از بار در واقع هر یک از عواملی مانند لنگریا نیرو بوده ومنظور از تغییرمکان انحناء یا خیز و حتی در برخی موارد چرخش (θ) خواهد بود.

اگر در یک تیر بتن مسلح که بوسیله میلگردهای دوگانه مسلح شده است مقدار فولادهای تعبیه شده از مقدار نظیر حالت تعادل کمتر باشد. بر اثر بارهای اعمالی تیر دارای رفتاری شکل پذیر

و نرم خواهد بود. اگر مقدار انحناء را برای چنین تیری بدست آورده و در برابر لنگر اعمالی ترسیم کنیم به منحنی شکل ۳-۳ دست خواهیم یافت که هر یک از مراحل رفتاری در این رابطه لنگر - انحناء قابل تشریح است.



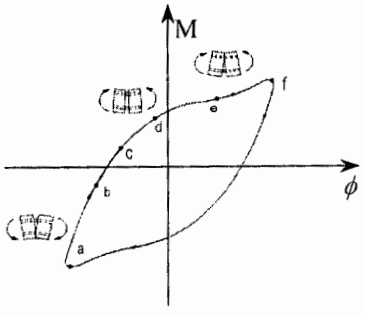
شکل ۳-۳- رابطهٔ لنگر - انحناء در یک تیر بتن مسلح [۶]

با توجه به شکل مشخص است که با افزایش بار، مقدارلنگر رشدکرده تا به مرحلهٔ ترک خوردگی می رسد. در این حالت مقدار انحناء و مقدار لنگر متناظر با اولین ترک خوردگی مقطع به صورت ϕ_{cr} و M_{cr} نشان داده ایم (نقطه a).

واضح است که از نقطهٔ o تا نقطهٔ a که محدودهٔ ارتجاعی خالص است سختی مقطع بیشترین مقدار خود را دارد و ثابت می باشد. پس از این مرحله قدری کاهش لحظه ا ی و ناگهانی در سختی مقطع رخ داده ولی سپس افزایش می یابد. اما همچنان از سختی قبل از ترک خوردگی کمتر خواهد بود. در حد فاصل نقطهٔ ترک خوردگی a تا نقطهٔ b که متناظر با نخستین لحظهٔ تسلیم فولادهای کششی است (فولادهای کششی به حد جاری شدن رسیده) مقاومت در مقطع باز توزیع شده و همچنان تا نقطهٔ c افزایش دارد.

همانطور که در روی منحنی نمایان است از نقطه c تا نقطهٔ d مقاومت با شدت کمی کاهش دارد تا اینکه در نقطهٔ d بتن فشاری شروع به خرد شدن می کند و پس از این مرحله است که بتن ناحیه فشاری قادر به تحمل نیروها نخواهد بود و در نتیجه آرماتورهای طولی تیر دچار کمانه می‌شوند. همانطور که قبلا و بطور مفصل بحث شد اگر این بتن به مقدار قابل توجهی محصور شده باشد ظرفیت مقطع بالا رفته و وجود تنگ های کافی نیز به این امر کمک شایانی می‌کند. کاملا واضح است که پس از نقطهٔ e مقطع شدیدا دچار گسیختگی خواهد شد.

توضیح شکل ۳-۳- مربوط به اعمال بار افزایشی یکطرفه می‌باشد ولی اگر مقطع تیر بتن مسلح را در یک قاب بتن مسلح که تحت اثر زلزله واقع شده باشد در نظر بگیریم به تناوب مقاطع فوقانی و تحتانی تیر تحت اثر فشار و کشش واقع می شوند. در چنین وضعی منحنی لنگر - انحناء به صورت شکل ۳-۴ درخواهد آمد.



شکل ۳-۴- منحنی هیسترزیس حاصل از انحناء-لنگر یک تیر بتن مسلح تحت اثر بارهای تناوبی رفت وبرگشتی [۶]

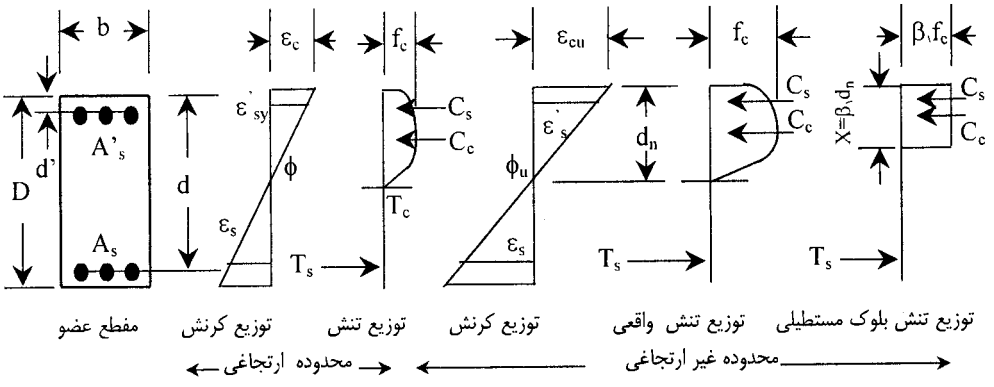
در شکل ۳-۴ منحنی هیسترزیس مربوط به رابطهٔ انحناء - لنگر یک تیر بتن مسلح که تحت اثر بارهای تناوبی رفت و برگشتی قرار گرفته است، نشان داده شده است. از نقطه o تا a محدودهٔ ارتجاعی و سپس از a تا b کاهش سختی که مربوط به محدودهٔ غیرارتجاعی است اتفاق می افتد. با تغییر جهت بارگذاری نقطهٔ c بدست آمده و از c تا d مرادف مرحلهٔ o تا a خواهد بود. از نقطهٔ d تا a که مراحل f, e را در خود دارد ترک خوردگی در تمام عمق مقطع نفوذ کرده و بسته نمی شوند در حالیکه محدودهٔ a تا b مخالف محدودهٔ b تا c می باشد که جهت ترک خوردگی با تغییرجهت بارگذاری عوض می شود. بنابراین در محدودهٔ d تا a, f, e فقط فولادها هستند که در مقطع مقاومت می کنند. از این پس حلقهٔ هیسترزیس شکل له شده به خود می گیرد. روشن است که نرم شدگی بین b_1 تا c و از e تا f بر اثر پدیدهٔ بوشینگر است.

۳-۵- تحلیل خمشی تیرها یا اعضای با نیروی محوری اندک

بر طبق تعریف آئین نامهٔ بتن ایران (آبا) چنانچه عضوی تحت اثر لنگر خمشی و نیروی محوری کمتر از مقدار $0.09 A_g f'_c$ باشد در زمرهٔ اعضای خمشی محسوب می شود و اثر این مقدار نیروی محوری تأثیری بر رفتار خمشی خالص آن ندارد. در این قسمت تحلیل خمشی تیرهای بتن مسلح

در حالت کلی که فولادهای فوقانی و تحتانی در مقطع وجود دارد مورد نظر است. روشن است که اگر رابطهٔ تنش-کرنش بتن در اختیار باشد می توان مقدار مقاومت درونی یا لنگر مقاوم را در هر لحظه از بارگذاری بدست آورد. لیکن برای مرحلهٔ نهایی مطابق آنچه که از طریق تئوری ویتنی از تنش فشاری معادل شده به صورت بلوک مستطیلی است، استفاده می شود.

این روش مورد قبول کلیه آئین نامه های طراحی قرار دارد لیکن در تعریف ضرایب مربوط به بلوک فشاری مستطیلی معادل اختلاف های اندکی وجود دارد. اگر مقطع مستطیلی یک تیر را مطابق شکل ۳-۵ در نظر بگیریم روابط کلی برای محاسبهٔ لنگر خمشی به صورت زیر ارائه می‌شود.



شکل ۳-۵- مقطع یک تیر بتن مسلح و توزیع کرنش و تنش در محدودهٔ ارتجاعی و نهایی

همچنانکه در شکل ۳-۵ مشخص شده است عوامل تعریف شده در شکل باید به صورت مشخصی با یکدیگر مرتبط باشند تا بتوان مقدار نیروهای موجود در مقطع را بدست آورد. آئین‌نامه‌ها با اختلاف اندکی این عوامل را تعریف کرده و روابط بین آنها را ارائه کرده اند که در جدول ۳-۱ براساس سه آئین نامهٔ انگلستان و آمریکا و بتن ایران (آبا) آنها تعریف شده اند [۱۲، ۱۱و۲۳]. اگر عمق محور خنثی را با d_n و عمق بلوک فشاری را با x نمایش دهیم نسبت آنها را می توان از جدول ۳-۱ استخراج کرد. f_{cu} مقاومت مشخصهٔ نمونه مکعبی و f_c مقاومت مشخصه نمونه استوانه‌ای است.

جدول ۳-۱- تعریف پارامترهای مربوط به شکل ۳-۵ براساس آئین نامه های مختلف

آئین نامه	کرنش مرحله‌نهایی ε_{cu}	مقاومت‌مشخصه بتن استوانه‌ای f_c	تنش معادل بلوک فشاری βf_c	عمق بلوک فشاری x
انگلستان BS8110	۰/۰۰۳۵	۰/۶۷ f_{cu}	βf_c=۰/۶۷ f_{cu}/γ_m =۰/۴۵ f_{cu} (γ_m=۱/۵)	$x = \beta_1 d_n$ β_1=۰/ ۹
آمریکا ACI	۰/۰۰۳	f_c	βf_c=۰/۸۵f_c	$x = \beta_1 d_n$ β_1=۰/۸۵ برای f_c کوچکتر یا مساوی ۲۷/۶ pa و به ازای‌هر ۶/۹Mpa افزایش در f_c ، به میزان ۰/۰۵ از β_1 کاسته می‌شود.
بتن ایران **آبا**	از ۰/۰۰۳ تا ۰/۰۰۳۵	f_c	βf_c=۰/۸۵$f_c\phi_c$ = ۰/۵۱f_c (ϕ_c=۰/۶)	$x = \beta_1 D_n$ β_1 = ۰/۸۵ برای f_c=۳۰ و به ازای هر ۱Mpa افزایش در f_c به میزان ۰/۰۰۸ ازمقدار β_1 کاسته می‌شودولی‌در هرحال $\beta_1 \geq$ ۰/۶۵ باشد.

لازم به توضیح است که تنش بدست آمده از آزمایش تک محوری نمونه استوانه‌ای در ACI با f'_c و در آبا با f_c بیان می شود. ضریب جزئی ایمنی برای بتن در خمش متوسط در BS8110 برابر با γ_m=۱/۵ و در آبا ϕ_c=۰/۶(در خمش) بیان می شود. f_{cu} تنش بدست آمده از آنالیز فشاری نمونه مکعبی است که برابر با ۱/۴۹f_c در نظر گرفته شده است.

برای چنین مقطعی لازم است در مقاومت نهایی ابتدا فولادهای کششی به حد جاری شدن برسند و سپس بتن ناحیه فشاری خرد شود تا اینکه مقطع دارای رفتار نرمی باشد. بنابراین تنش فولاد در شرایط تعادل نیروها در مقطع برابر با تنش حد جاری شدن آن است.سپس لنگر نهایی براساس نیروهای فشاری در مقطع برابر است با:

$$M_u = f_c.x.b(d - x/2) + A'_s f_c\,(d - d') \qquad (۱-۳)$$

از تعادل نیروهای فشاری و کششی در مقطع خواهیم داشت:

$$C_s+C_c=T_s+T_c \qquad (۲-۳)$$

از مقاومت کششی بتن صرفنظر می شود پس $T_c = ۰$ خواهد شد.

$$f_c x.b+A_s' f_s' = A_s.f_{sy} \qquad (۳-۳)$$

از این رابطه عمق بلوک فشاری بدست می آید:

$$x=\frac{A_s f_{sy}-A_s' f_s'}{f_c.b} \qquad (۴-۳)$$

ولی این عمق بلوک فشاری نسبتی از عمق محور خنثی است پس: $x=\beta_۱ d_n$

و در نتیجه داریم:

$$\therefore\ \beta_۱=\frac{A_s f_{sy}-A_s' f_s'}{f_c.b.d_n} \qquad (۵-۳)$$

در این رابطه:

f_{sy} = تنش حد جاری شدن فولاد

f_s' = تنش در فولاد فشاری

f_c = تنش بتن (نمونه استوانه‌ای)

اکنون با فرض اینکه توزیع کرنش در مقطع خطی است و تا قبل از حد جاری شدن، رابطهٔ تنش-کرنش فولاد نیز خطی است می توان نوشت:

$$f_s'=E_s.\varepsilon_s' \qquad (۶-۳)$$

$$\frac{\varepsilon_s'}{\varepsilon_{cu}}=\frac{d_n-d'}{d_n}=(۱-\frac{d'}{d_n})$$

و از توزیع کرنش داریم:

$$\varepsilon_s'=\varepsilon_{cu}(۱-\frac{d'}{d_n}) \qquad (۷-۳)$$

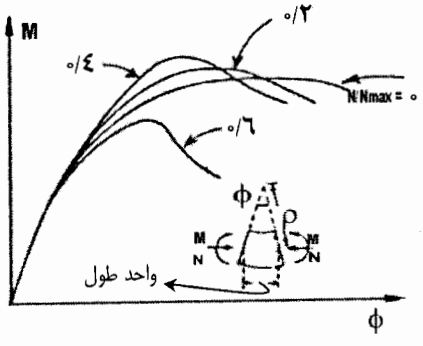
حال می توان به نسبت رفتاری که از مقطع انتظار می رود روابط خاصی بین عوامل تعریف شده در شکل ۳-۵ بدست آورد. بدیهی است مبنای مقایسه رفتاری، یک مقطع متعادل است که در آن فولادهای کششی در همان زمانی که کرنش بتن به مقدار ε_{cu} می رسد، به حد جاری شدن برسد. بنابراین اگر یکی از دو حالت قبل و بعد از حالت تعادل رخ دهد مقطع یا نرم است یا ترد. چنانچه

ابتدا فولادهای کششی به حد جاری شدن برسند و مقطع گ‌سیخته شود، رفتار آن نرم است و اگر اول بتن به کرنش ε_{cu} برسد و مقطع فرو ریزد، رفتار آن ترد خواهد بود.

نتیجه اینکه ما همواره رفتار نرم مقطع را برای حصول به شکل پذیری مناسب انتظار می کشیم، به همین جهت همواره باید ابتدا فولادهای کششی به حد جاری شدن برسند و سپس بتن وارد مرحلهٔ نهایی خود شده و کرنش متناظر به مقدار ε_{cu} که هریک از آئین نامه ها مقدار خاصی به آن اختصاص داده اند،برسد. این موضوع چه برای مقطع مستطیل و چه غیر آن صادق است و برای روشن شدن مطلب باید به کتابهای درسی رجوع شود که از شرح مبسوط آن در این قسمت چشم پوشی می کنیم. همانطور که قبلا اشاره شد بر طبق آئین نامه بتن ایران (آبا) ، چنانچه مقدار نیروی محوری در مقطع کمتر از مقدار $0.09 A_g f_c$ باشد آن مقطع در زمرهٔ مقاطع خمشی محسوب می گردد.

۳-٦- رفتار خمشی تیر-ستونها یا قطعات خمشی - فشاری (نیروی‌محوری‌حضوردارد)

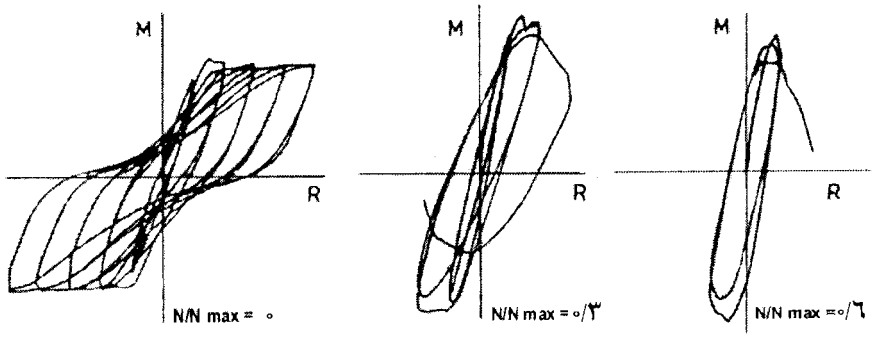
چنانچه یک عضو بتن مسلح هم تحت اثر نیروی محوری ثابت و هم لنگر خمشی افزاینده باشد، منحنی لنگر - انحناءآن به صورت منحنی شکل ۳-۶ خواهد بود.



شکل ۳-۶- رابطهٔ لنگر - انحناء تیر ستون تحت بار محوری ثابت و لنگر خمشی افزایشی

همانطور که از شکل برمی آید وجود نیروی محوری در مقطع باعث می شود تا سختی آن افزایش داشته باشد. اگر حداکثر نیروی محوری را برابر با P_{max} در نظر بگیریم برای نسبت های مختلفی از اعمال نیروی محوری P در مقایسه با حداکثر مقاومت فشاری مقطع می‌توان منحنی‌های متفاوتی بدست آورد. اگر نسبت $P/P_{max} = ۰$ باشد یعنی نیروی محوری برابر با صفر

باشد همان منحنی شکل ۳-۳ را بدست خواهد آمد تنها تفاوت این است که سطح زیرمنحنی در حالت قبلی بسیار بیشتر است. بنابراین با افزایش نیروی محوری مقاومت خمشی نیز افزایش نشان می دهد ولی نسبت P/P_{max} باید از مقدار معینی کوچکتر باشد. این مقدار معین یک معیار است زیرا اگر نسبت نیروی محوری P/P_{max} از آن بیشتر شود مقاومت خمشی نه تنها افزایش نمی‌یابد بلکه کاهش هم خواهد داشت. زیرا هر قدر P به P_{max} نزدیک شود توزیع تنش به تنش یکنواخت فشاری که متناظر با حداکثر ظرفیت مقطع باشد، نزدیکتر می شود. از طرفی با افزایش یافتن نیروی محوری P مقطع سخت تر شده و شکل پذیری کاهش می یابد. در شکل ۳-۷ منحنی‌های هیسترزیس لنگر- دوران را برای تیر- ستونهایی که تحت بار محوری ثابت و لنگر خمشی حاصل از بار تکراری متناوب ولی متقارن قرار دارد نشان می دهد.



(الف) (ب) (ج)

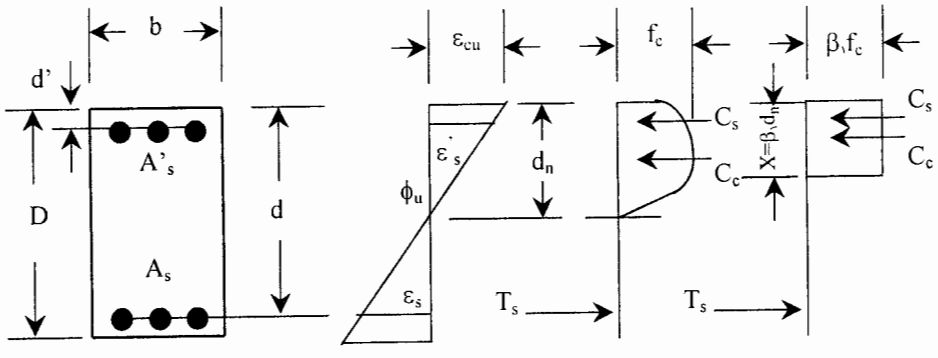
شکل ۳-۷- منحنی های هیسترزیس برای نسبت های مختلف P/P_{max} تیر – ستونها [۶]

بر طبق اطلاعات بدست آمده از بررسی‌های آزمایشگاهی موارد الف، ب و ج از شکل ۳-۷ بیان‌کننده سه حالت از نسبت های ۰ ، ۰/۳ و ۰/۶ برای P/P_{max} می باشد. در حالت (الف)که نسبت نیروی محوری اعمالی به ظرفیت محوری مقطع برابر با صفر است منحنی یا حلقهٔ هیسترزیس تحت اثر برش موجود در مقطع، در محل مرکزی خود فشرده شده و به صورت دوک درآمده است. در این وضعیت شکل پذیری نسبتا خوب و بالا است اما سختی طی دوره‌های بارگذاری پی در پی کاهش دارد. گر چه جذب انرژی مقطع هم در حد قابل قبولی می باشد. ضمنا

کاهش مقاومت آن خیلی اندک است. در حالت (ب) که نسبت $P/P_{max}=$ ۰/۳ است مقاومت تیر-ستون در مراحل اولیه و البته پس از رسیدن به حداکثر مقاومت کاهش نشان می دهد. گر چه کاهش سختی خیلی چشمگیر نیست، اما از طرفی مقدار جذب انرژی کاهش قابل ملاحظه ا ی را نشان می دهد. اما درحالت (ج) که نسبت نیروی محوری به ظرفیت تحمل نیروی محوری برابر با ۰/۶ شده است شکست مقطع ترد بوده و از نظر لرزه‌ای قابل قبول نمی‌باشد. بنابراین پس از اخذ نتایج تحلیل، لازم است قبل از طراحی، برای مقاطعی که چنین وضعیتی خواهند داشت توجه جدی شود تا مقطع به صورت ترد عمل نکند.

۳-۷- تحلیل تیر - ستونها

یک ستون بتن مسلح که تحت اثر نیروی محوری و لنگر خمشی قرار می گیرد در واقع یک تیر-ستون است اگر مقاومت نهایی آن در برابر بار محوری P_{max} باشد با توجه به شکل ۳-۸ مقدار آن از رابطهٔ ۳-۸ محاسبه می شود.



شکل ۳-۸- یک ستون تحت بار محوری خارج از محور در حالت نهایی

اگر سطح کلی مقطع را A_g و سطح مقطع کل فولادها را A_{st} نامگذاری کنیم، خواهیم داشت:

$$P_{max}=f_c\,(A_g-A_{st})+A_{st}.f_y \qquad (۳-۸)$$

در این رابطه چنین فرض شده است که فولادها به حد جاری شدن رسیده اند البته مقدار f_y و f_c بر طبق هر یک از آئین نامه ها مقدار خود را متناسب با مقاومت مشخصه فولاد بتن خواهد داشت.

(بطور مثال بر طبق آئین نامه بتن ایران (آبا) حداکثر مقدار نیروی محوری مقاوم برابر است با:

$$P_{max} = ۰/۴۱ f_c(A_g - A_{st}) + ۰/۶۸ f_{sy} A_{st}$$

برای محاسبهٔ مقاومت نهایی این ستون که بار محوری خارج از محوریت آن P_u باشد از همان اصول حاکم بر روابط تیرها استفاده می شود. یعنی:

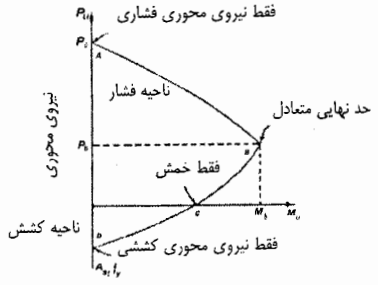
$$P_u = f_c.\beta_۱ d_n.b + A_s'.f_s' - A_s f_s \qquad (۹-۳)$$

و رابطهٔ تعادل لنگرها حول مرکز ستون برابر است با:

$$P_u.e = f_c.\beta_۱ d_n(h/۲ - \frac{b_۱ d_n}{۲}) + A_s'.f_s'(h/۲ - d') - A_s f_s\,(h/۲ - d_s) \qquad (۱۰-۳)$$

عوامل مختلف بر روی شکل مشخص شده اند و از آن جمله e که خروج از محوریت نیروی فشاری P_u است. برای محاسبهٔ تنش و کرنش فولادهای فشاری می توان از روابط ۳-۶ و ۳-۷ نیز استفاده کرد.

از آنجا که نیروی محوری بر روی رفتار مقطع اثر دارد معمول ترین روش در تحلیل رفتاری مقطع بررسی اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی آن است. حالت کلی چنین اندرکنشی به صورت منحنی شکل ۳-۹ می باشد. همانگونه که از شکل بر می آید برای لنگر صفر خروج از محوریت صفر است و نیروی محوری موجب می شود تا مقطع تحت تنش یکنواخت فشاری قرار گیرد و اگر خروج از محوریت خیلی کوچک باشد محور خنثی در خارج از مقطع واقع می شود و در اینصورت توزیع تنش فشاری به شکل ذوزنقه خواهد شد.



شکل ۳-۹- منحنی اندرکنش لنگر خمشی و نیروی محوری در یک مقطع تیر- ستون

بنابراین در نقطهٔ a توزیع تنش یکنواخت است و با افزایش e مقدار M از صفر بیشتر شده تا به نقطهٔ b می رسد. در این محل مقدار لنگر و نیروی محوری موجب می شوند تا رفتار مقطع متعادل شود یعنی فولادهای کششی به حد جاری شدن رسیده و همزمان کرنش فشاری دورترین تار بتن به مقدار ε_{cu} خواهد رسید. واضح است که رفتار مقطع از a تا b رفتار ترد است و از b تا c رفتار نرم بدست می‌آید. در حد فاصلهٔ c تا d از مقدار M کاسته شده و مقدار P جهت منفی به خود می گیرد یعنی نیروی محوری به صورت نیروی کششی به مقطع وارد می شود بنابراین در نقطهٔ d تعادل نیرو با رابطهٔ ۳-۱۱ بیان می گردد.

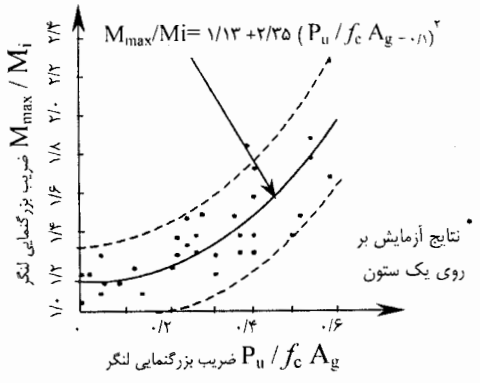
$$P = A_s f_y \qquad (۱۱-۳)$$

چنانچه بتن ستون محصور فرض شود و مقدار ε_{cu}<۰/۰۰۴ باشد باید از بتن پوششی صرفنظر شود و در تحلیل به حساب نیاید و ضرائب بتن محصور ملحوظ گردد. اما اگر نیروی محوری خیلی کم باشد خواص بتن محصور چندان تأثیری در مقاومت مقطع ندارد ولی اگر نیروی محوری زیاد باشد بالاجبار باید خواص بتن محصور در تحلیل ملحوظ شود.

بر طبق بررسیهای بعمل آمده در شکل ۳-۱۰ اثر افزایش نیروی محوری بر مقاومت خمشی آورده شده است. در این شکل مقاومت خمشی ستونهای بامقطع دایره، مربع ومستطیل که از آزمایش بدست آمده اند با نتایج حاصل از محاسبه نظری و مبتنی بر کرنش نهایی بتن که برابر با ۰/۰۰۳ در نظر گرفته شده است بهمراه بتن پوششی در تمام مقطع و با فرض ضریب کاهش مقاومت برابر با ϕ=۱/۰ مقایسه شده اند .

اثر بتن محصور در محاسبهٔ نیروی فشاری با افزایش نیروی محوری ستون که خود موجب افزایش عمق ناحیه فشاری می شود بسیار چشمگیر است و بویژه اینکه موجب افزایش لنگر فشاری مقطع می شود. دراین وضعیت مقاومت خمشی نیز اضافه تر می شود.

در این بررسیها نشان داده شده است که اگر نیروی محوری اندک باشد، میانگین نسبت مقاومت بدست آمده از آزمایش به مقاومت محاسبه شده براساس روابط آئین نامه‌ای که مبتنی بر خواص مهندسی اندازه گیری شدهٔ مصالح است، برابر با ۱/۱۳ می‌شود [۸ و ۹]. این افزایش سیزده درصد در مقاومت، ناشی از سخت شدگی کرنش فولادهای خمشی متناظر با ضریب شکل پذیری زیاد است.



شکل ۳-۱۰- ضریب بزرگنمائی‌مقاومت‌خمشی‌یک‌ستون‌محصور برای بارهای محوری‌متفاوت [۷]

در حالیکه نیروی محوری زیاد باشد و بویژه هنگامی که $P/f_c'A_g \geq ۰/۳$ باشد ضریب بزرگنمایی مقاومت سریعا افزایش دارد و برای بدست آوردن بزرگنمایی مقاومت می توان از رابطهٔ ۳-۱۲ استفاده کرد و بدیهی است که هستهٔ بتن محصور وابعاد آن در محاسبات می آید.

$$\frac{M_{max}}{M_i} = ۱/۱۳ + ۲/۳۵ (\frac{P_i}{f_c'A_g} - ۰/۱)^۲ \qquad (۱۲-۳)$$

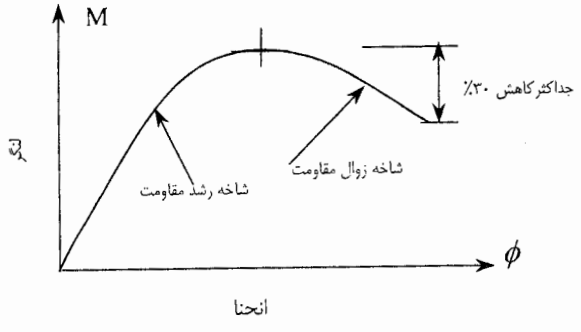
در حالیکه M_i و P_i به ترتیب لنگر مقطع ونیروی محوری مقطع می باشند.

۳-۸- شکل پذیری

شکل پذیری یکی از خواص بسیار مهم سازه هائی است که اگر تحت تأثیر بارها یا نیروهای لرزه‌ای واقع شوند باید از خود بروز دهند. شکل پذیری عبارت است از توان و تحمل یک سازه بهمراه اعضای انتخاب شدهٔ آن که تحت رفتار غیرارتجاعی و بدون کاهش در مقاومت و سختی خود بتوانند تغییر شکل قابل توجهی را داشته باشند.

همچنانکه می دانیم از مهمترین مسائل و خصیصه های سازه در مقابل نیروهای لرزه‌ای و از جمله نیروهای ناشی از زلزله رفتار شکل پذیر آنها یا دارا بودن خصلت شکل پذیری است. به عبارت دیگر هر سازهٔ پایدار یا مقاوم در برابر زلزله باید هم بصورت کلی و یک مجموعه کامل شکل پذیر باشد و هم اعضای آن به تفکیک شکل پذیر باشند.

شکل پذیری هر عضو یعنی اینکه اولا قادر باشد بقدر کافی تغییر شکلهای غیرارتجاعی زیادی را تحمل کند بدون اینکه مقاومتش بطور چشمگیری کاسته شود و ثانیا قادر باشد مقدار قابل توجهی از انرژی زلزله را از طریق رفتار هیسترزیس (چرخه های رفتاری) پایدار، جذب و مستهلک نماید. برای اینکه معیاری برای شکل پذیر بودن اعضاء در اختیار باشد لازم است از طریق انجام تحقیقات گسترده به چنین معیاری دست یافت. البته این بحث چندان ساده و راحت نیست زیرا پیچیدگیهای زیادی در رفتارسازه ها وجود داردکه‌مشخص کردن صریح آن خالی از اشکال نیست. در هرحال آئین‌نامهٔ نیوزلند[۳۳] برای نخستین بار معیاری برای شکل پذیر بودن اعضای سازه‌ای ارائه کرد که بر طبق آن باید هر عضو سازه ا ی حداقل چهار سیکل (چهار چرخه رفتاری) از بارگذاری دینامیکی را به نحوی تحمل کند که ضریب شکل پذیری تغییر مکانی آن برابر با μ_Δ=۴ باشد و کاهش مقاومت آن حداکثر به ۳۰ درصد برسد. در حالیکه در آئین نامه اروپایی CEB -۱۹۹۵ [۳۴] چنین آمده است که شکل پذیری اعضاء براساس ضریب شکل پذیری انحنایی آنها تعریف می شود و در این حالت بر روی قسمت کاهشی منحنی لنگر-انحناء (M-ϕ) فقط ۱۵ درصد کاهش مقاومت ظاهر شود.



شکل ۳-۱۱- منحنی کلی لنگر-انحناء برای یک عضو بتن مسلح

چنین بنظر می‌رسد که توصیه آئین نامهٔ نیوزلند بیشتر برای سازه‌هایی‌که شکل‌پذیری بالایی دارند صادق است. بنابراین با توجه به نوع سازه ا ی که برای مناطق زلزله خیز طراحی می‌شود باید مصالح بکار رفته در آنها به نحوی اختیار و ترکیب شوند که نتیجهٔ رفتار آنها، شکل پذیر بودن را تأمین نماید. مثلا در مورد سازه های بتن مسلح، اصلی‌ترین مصالح بتن و میلگردها هستند. البته نحوهٔ توزیع میلگردها نیز نقش بسزایی در این رفتار دارند لیکن در مبحث مصالح توجه به رفتار خود آنها از اهمیت بسزایی برخوردار است.

تعریف عمومی و کلی ضریب شکل پذیری عبارت است از نسبت تغییر شکل نهایی به تغییر شکل مرحلهٔ جاری شدن. در این تعریف مقصود از تغییر شکل هر یک از مؤلفه های جابجایی از قبیل خیز، چرخش (زاویه دوران)، انحناء و کرنش را شامل می شود. بهمین دلیل ذیلا تعاریف و انواع شکل پذیری را مورد ارزیابی و تجزیه و تحلیل قرار می دهیم.

انواع شکل پذیری عبارتند از:

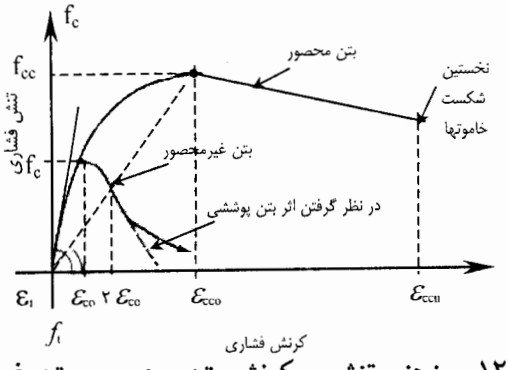
- شکل پذیری کرنشی
- شکل پذیری انحنایی
- شکل پذیری تغییر مکانی

۳-۸-۱-شکل پذیری کرنشی

اصولی ترین و مبنایی ترین منبع شکل پذیری را باید در توان و قدرت مصالح سازه ا ی دانست که تحت شرایط بارگذاری تغییر شکل نسبی آن (کرنش) وارد مرحلهٔ خمیری شده، بدون اینکه کاهشی در تنش آن رخ داده باشد. بنابراین اگر ε_y کرنش جاری شدن و ε کل کرنش اعمالی باشد خواهیم داشت:

$$\mu_g = \varepsilon / \varepsilon_y \qquad (۱۳-۳)$$

لازم به ذکر است که کرنش اعمالی ε نباید از مقدار کرنش حداکثر (ε_m) که مربوط به ظرفیت مصالح است بیشتر باشد. قبلا بیان شد که بتن غیرمحصور کرنش محدودی دارد، به عبارت دیگر شکل پذیری کرنشی آن اندک است در حالیکه در بتن محصور این مقدار کرنش شدیدا افزایش یافته و شکل پذیری کرنشی قابل توجه خواهد بود.



شکل ۳-۱۲- منحنی تنش - کرنش بتن محصور و بتن غیرمحصور [۷]

در بتن محصور مقدار شکل پذیری کرنشی از رابطه زیر بدست می آید:

$$\mu_\varepsilon = \varepsilon_m / \varepsilon_y \geq ۲۰ \qquad (۳-۱۴)$$

این مقدار شکل پذیری کرنشی بسیارقابل توجه است لیکن برای فولادها بیشتر از این مقدار را می‌توان بدست آورد.

شایان دقت است که شکل پذیری کرنشی در یک عضو سازه ا ی فقط هنگامی بدست می آید که در طول قابل توجهی از آن عضو کرنش غیرارتجاعی بوجود آمده باشد. چنانچه کرنشهای غیرارتجاعی در طول کوتاهی از عضو ایجاد شود، در این صورت نیاز شکل پذیری کرنشی خیلی زیاد خواهد بود. این پدیده در مورد پاسخ سازه ا ی غیرارتجاعی با شکل پذیری متوسط نیز صادق است.

۳-۸-۲- شکل پذیری انحنایی

یکی از عمومی ترین و مهمترین منابع برای مطالعه جابجایی غیرارتجاعی سازه، انحناء می باشد که خود بستگی به دوران دارد. زیرا انحناءعبارتست از دوران مقطع در واحد طول. بدیهی است که این دوران در محل لولای خمیری موردنظر است. مقدار شکل پذیری انحنایی را از رابطهٔ ۳-۱۵ محاسبه می کنند.

$$\mu_\phi = \phi_m / \phi_y \qquad (۳-۱۵)$$

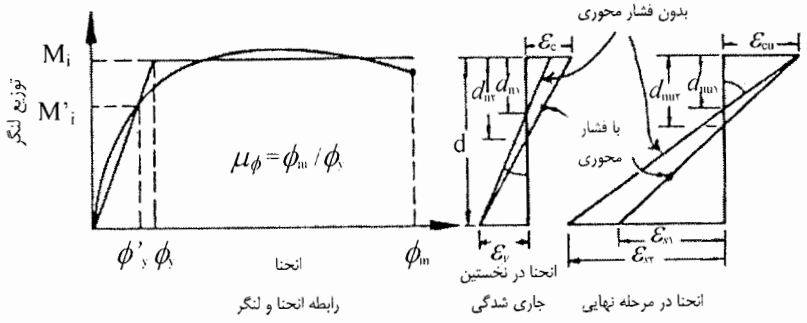
در این رابطه ϕ_m و ϕ_y به ترتیب حداکثر انحناء و انحناء جاری شدن می باشند.

۳-۸-۲-۱-انحناء حد جاری شدن

بدست آوردن مقدار شکل پذیری موردنیاز مبتنی بر رابطه بین آن و ضریب کاهش نیرو (ضریب رفتار) است که قبلا در مورد آن بحث شده است. این روابط بر پایه منحنی دو خطی نیرو - تغییرمکان استوار است که برای تبیین رفتار ارتجاعی - خمیری سازه تقریب زده می شود. برای رابطهٔ لنگر - انحناء نیز مطابق شکل ۳-۱۳ می توان با تقریب خوبی رفتار ارتجاعی-خمیری را با منحنی دو خطی تقریب زد. مفهوم چنین تقریبی این است که ضرورت ندارد انحناءجاری شدن (ϕ_y) منطبق با نخستین جاری شدن فولادهای کششی باشد که معمولا این اتفاق در سازه منطبق با انحناءکمتری است. به مقدار ϕ'_y در شکل ۳-۱۳ مراجعه شود.

چنین وضعی معمولا هنگامی رخ می دهد که فولادها در اطراف مقطع توزیع شده باشند، مانند ستونها که فولادها در چهاروجه تعبیه می شوند.

شایسته است که شیب مربوط به محدودهٔ ارتجاعی را با سختی وتری مطابق با نخستین جاری شدگی در مقطع اختیار کنیم.



شکل ۳-۱۳- تعاریف شکل پذیری انحنایی

برای حالت عمومی مقدار انحناء متناظر با نخستین جاری شدن ϕ'_y و با رجوع به شکل ۳-۱۳- ب چنین می شود.

$$\phi'_y = \frac{\varepsilon_y}{d - d_{n1,2}} = \frac{\varepsilon_c}{d_{n1,2}} \qquad (۱۶-۳)$$

در این رابطه $\varepsilon_y = f_y / E_s$ بوده و $d_{n1,2}$ عمق محور خنثی است که برای هر یک از دو حالت بدون نیروی فشاری محوری و یا با نیروی فشاری محوری صادق می باشد. با توجه به اینکه شیب منحنی ایده آل خطی است با برون یابی خطی تا مقدار M_i که لنگر ایده آل است ادامه داده و بر طبق شکل ۳-۱۳- الف خواهیم داشت:

$$\phi_y = \frac{M_i}{M'_i}\phi'_y \qquad (۱۷-۳)$$

اگر مقطع دارای فولاد زیاد باشد یا اینکه تحت اثر نیروی محوری باشد، ممکن است کرنش فشاری زیادی در بتن ایجاد شود در حالیکه هنوز فولاد به حد جاری شدن نرسیده است. در این وضعیت مقدار انحناء جاری شدن بر مبنای کرنشهای فشاری بتن محاسبه می شود.

$$\phi'_y = \frac{\varepsilon_c}{d_n} \qquad (۱۸-۳)$$

در حالیکه مقدار ε_c برابر با ۰/۰۰۱۵ در نظر گرفته می شود.

یک روش تقریبی و قابل قبول برای بدست آوردن کرنش فولاد و بتن برای مقاطع تیرها و مآلا انحناء (ϕ_y') بر مبنای روش متداول ارتجاعی و مقدار فرضی لنگر $M_i' = ۰/۷۵ M_i$ توسط پاولی ارائه شده است که در نتیجهٔ آن مقدار انحناء جاری شدن چنین می شود:

$$\phi_y = \frac{M_i}{۰/۷۵ M_i} \phi_y' = ۱/۳۳ \phi_y'$$

این مقدار تقریبی است ولی می توان برای محاسبات "کنترل" بکار برد.

۳-۸-۲-۲- حداکثر انحناء یا انحناء نهایی

حداکثر انحناء قابل دسترس در یک مقطع عبارت است از انحنایی که مبتنی بر حداکثر کرنش در دورترین تار فشاری بتن محاسبه شود. زیرا در این وضعیت کرنش فولادهای کششی بسیار زیاد بوده و نمی توان براساس آن مقدار انحناء را محاسبه کرد. بنابراین خواهیم داشت:

$$\phi_m = \frac{\varepsilon_{cu}}{d_{nu}} \qquad (۳-۱۹)$$

در حالیکه c_u مقدار عمق محور خنثی در مرحلهٔ نهایی است . برای محاسبات نظری، حداکثر انحناء یا انحناء نهایی برای تیرها، ستونها و دیوارها حداکثر مقدار کرنش دورترین تار فشاری بتن معمولی را برابر با ۰/۰۰۴ در نظر می گیرند. ولی برای بتن محصور این مقدار افزایش خواهد داشت اما بتن پوشش که احتمال جدا شدن و کنده شدن آن زیاد است نباید در محاسبات وارد شود ولی قطعا مقدار کرنش نهایی بتن باید متناظر با تراز وسط فولادهای (عرضی) باشد.

۳-۸-۳- عوامل مؤثر بر شکل پذیری انحنایی

از مهمترین عوامل که بر شکل پذیری انحنایی اعضای سازه های بتن مسلح اثر مستقیم دارد، می توان موارد زیر را بر شمرد:

- کرنش نهایی فشاری بتن ε_{cu}
- نیروی محوری
- مقاومت فشاری بتن
- مقاومت جاری شدن فولاد

در مورد هر یک از این عوامل شرح نسبتا مفیدی در فصل اول ارائه شده است و در سایر فصول نقش آنها به تفکیک در فرآیند تحلیل و طراحی آمده است.

۳-۸-۳-۱-اثر کرنش نهایی بتن

در مورد این عامل قبلا مطالبی در فصل دوم بحث شد که بهمان فصل ارجاع داده می شود.

۳-۸-۳-۲- اثر نیروی محوری

وجود نیروی محوری موجب فشرده‌تر شدن بتن شده و در نتیجه افزایش‌کرنش آنرا بدنبال دارد. با افزایش کرنش فشاری بتن، عمق محور خنثی نیز بیشتر خواهد شد. این موضوع در شکل ۳-۱۳-الف و ج بخوبی مشاهده می شود. بدیهی است این پدیده هم برای حالت جاری شدن و هم برای حالت نهایی صادق است. با رجوع به شکل ۳-۱۳ به وضوح در می‌یابیم که مقدار انحناء در حالت جاری شدن افزایش دارد، در حالیکه در حالت نهایی کاهش یافته است. نتیجه این اثر کاهش شدید شکل پذیری مقطع است زیرا از یک طرف ϕ_u کاهش یافته و از طرف دیگر ϕ_y افزایش یافته است بنابراین وجود نیروی محوری در مقطع موجب کاهش شکل پذیری شده است. مفهوم روشن تر این مطلب این است که با کاهش ظرفیت شکل پذیری، بتن پوشش پوسته یا کنده شده و سطح بتن مؤثر کاهش می یابد. این رفتار در مقایسه با تیرها شدیدتر است. بنابراین محصور کردن بتن ستونها بسیار بسیار مهم تر است. روشن است که اگر نیروی محوری بصورت کششی عمل کند موجب افزایش شکل پذیری خواهدشد.

۳-۸-۳-۳- اثر مقاومت فشاری بتن

افزایش مقاومت فشاری بتن بر روی شکل پذیری در جهت عکس اثر نیروی محوری است. زیرا با افزایش مقاومت عمق محور خنثی چه در مرحلهٔ جاری شدن چه در حالت نهایی کاهش یافته و در نتیجه انحناء جاری شدن کاهش می یابد در حالیکه انحناء مرحله نهایی افزایش خواهد داشت. نتیجهٔ کلی اینکه با افزایش مقاومت بتن، ظرفیت شکل پذیری افزایش می یابد.

۳-۸-۳-٤- اثر مقاومت جاری شدن فولاد

چنانچه به جای فولاد کششی لازم با مقاومت جاری شدن موردنیاز،از فولاد با سطح کمتر ولی با مقاومت جاری شدن بیشتر استفاده شود، انحناءحالت نهایی دچار تغییری نمی شود مگر اینکه کرنش فولاد بیشتر از کمترین کرنش کششی نهایی آن شود. در هر حال افزایش کرنش جاری شدن ε_y به مفهوم افزایش انحناء جاری شدن است. بنابراین برای فولادهای با مقاومت بالاتر شکل پذیری انحنایی کمتر خواهد بود.

۳-۸-۳-۵- شکل پذیری جابجایی تغییر مکانی

جابجایی یا تغییرمکان از مهمترین کمیت‌هایی است که برای محاسبهٔ شکل‌پذیری سازه در نظر گرفته می‌شود. برای تعیین کمیت شکل پذیری از ضریب شکل پذیری که در رابطه ۳-۲۰ آمده است، استفاده می‌شود.

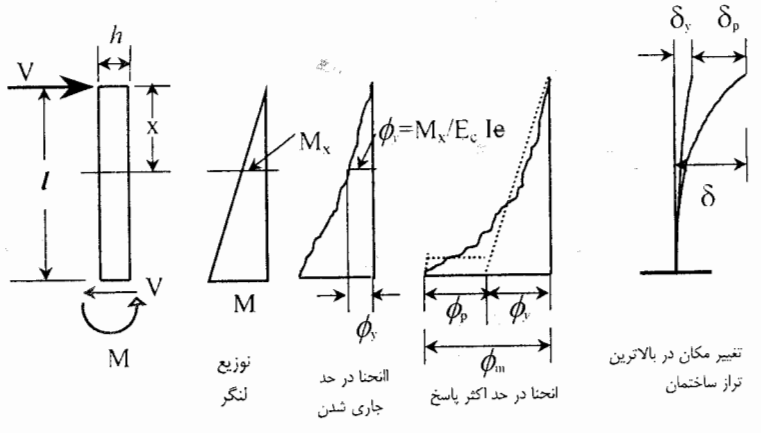
$$\mu_{\Delta}=\frac{\Delta}{\Delta_y} \qquad (۲۰-۳)$$

مقدار Δ در این رابطه متشکل از دو قسمت است یکی Δ_y که متناظر با جاری شدن مقطع سازه در نزدیکی پایه یا شالوده است و دیگر Δ_p که متناظر با رفتار خمیری کامل می باشد. بنابراین Δ که خیز یا تغییر مکان بالاترین تراز است برابر است با:

$$\Delta=\Delta_y+\Delta_p \qquad (۲۱-۳)$$

در شکل ۳-۱۴ این تغییر مکان نشان داده شده است.

برای قابها مقدار کل تغییر مکان را در بالاترین تراز در نظر می گیرند. گر چه با توجه به ضریب کاهش نیرو لازم است مقدار تغییر مکان افقی قابها را در ترازی متناظر با محل مرکز ثقل نیروهای جانبی در نظر گرفت، لکن تقریبی که بین این محل و بالاترین تراز یعنی بام در نظر گرفته می شود خیلی اختلاف برانگیر نخواهد بود و نتایج قابل قبول بدست می دهد. بنابراین بدست آوردن مقدار شکل پذیری تغییر مکانی را متناظر با بالاترین تراز در نظر می گیرند.

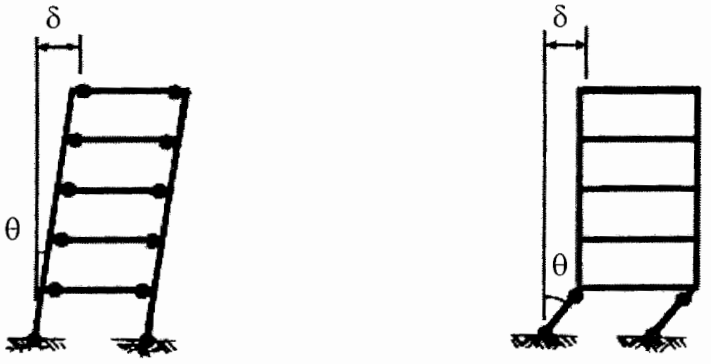


شکل ۳-۱۴- لنگر، انحناء و تغییر مکان افقی یک طرهٔ قائم بتن مسلح [۷]

از نکات جالب توجه در طراحی اینست که شکل پذیری را متناظر با حداکثر جابجایی در نظر می‌گیرند یعنی $\Delta=\Delta_m$. نکته دیگر و قابل اهمیت اینکه، ضریب شکل پذیری تغییر مکانی (μ_Δ) با تغییرمکان نسبی افقی طبقات بستگی دارد. با رجوع به شکل ۳-۱۴ متوجه می شویم که اگر شکل پذیری را در ارتباط با تغییر مکان بالاترین تراز سازه در نظر بگیریم، جوابهای بدست آمده با شکل پذیری مرتبط با تغییر مکان طبقهٔ اول بسیار متفاوت خواهد بود. نتیجه‌ای که از این مقایسه می‌توان گرفت اینکه شکل پذیری قابها μ_Δ تا حد بسیاری به توانایی تشکیل لولای خمیری در انتهای تیرها و یا ستونها بستگی دارد.

همانطور که از شکل ۳-۱۴ برمی آید، برای کلیه قابهای بتن مسلح فرض می شود که تغییرمکان حد جاری شدن (Δ_y) با انحناء حد جاری شدن (ϕ_y) در پای سازه، بطور همزمان اتفاق می افتد. بدست آوردن مقدار واقعی Δ_y بسیار با اهمیت است، زیرا محاسبهٔ قدر مطلق حداکثر تغییرمکان (Δ_m) نیز به ارتفاعی که در آن ارتفاع این تغییر مکان اتفاق می افتد، بستگی دارد.

در شکل ۳-۱۵ دو شکل ممکن از رفتار غیرارتجاعی برای قابهای خمشی نشان داده شده است. اگر فرض کنیم که این دو قاب دارای توزیع جرم و سختی یکسان هستند و تحت یک زلزله معین قرار گیرند، با استناد به نظریه تساوی تغییرمکان، می‌توان نتیجه گرفت که تغییرمکان قاب‌ها در بالاترین تراز با هم مساویند. با توجه به رابطه ۳-۲۱ اگر بار جاری شدن قابها یکسان باشد، نتیجه می‌گیریم که تغییرمکان قابها در دو مرحله جاری شدن و خمیری با یکدیگر مساویند یعنی تغییرمکان جاری شدن تیر با تغییرمکان جاری شدن ستون مساوی می‌شود و همین تساوی برای تغییرمکان غیرارتجاعی آنها صادق است. اکنون اگر فرض کنیم که تمام لولای خمیری در یک لحظه در این دو سازه بوجود می‌آیند، در اینصورت دوران لولای خمیری برای حالت ب (طبقه‌نرم) $\theta_c=\Delta_p/h$ بوده ولی برای حالت الف برابر با $\theta_b=\Delta_p/4h$ می‌شود. بنابراین نتیجه می‌گیریم که برای یک سازه شکل‌پذیر لازم است از ایجاد طبقهٔ نرم تا حد امکان جلوگیری شود. به عبارت دیگر جذب و استهلاک انرژی در اثر تغییرشکل و دوران غیرارتجاعی تیرها به مراتب بهتر و مطلوب‌تر از همین اثر در نتیجه رفتار طبقهٔ نرم یا به عبارتی تغییرشکل ستونها می‌باشد.



ب- طبقه نرم و انهدام　　الف- قاب شکل‌پذیر و پایدار

شکل ۳-۱۵- مقایسه تغییر شکل دو قاب با لولای خمیری متفاوت

۳-۸-٤- رابطهٔ بین شکل پذیری تغییر مکانی و شکل پذیری انحناء

برای یک سازهء ساده مانند یک طره قائم، رابطهٔ بین شکل پذیری انحنایی و تغییر مکـانی بسـیار ساده و از طریق انتگرال انحناءبدست می آید. زیرا انتگرال انحناءمقدار جابجایی یا تغیـیر مکـان را بدست می دهد. بنابراین داریم:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_m}{\Delta_y}$$

و برحسب انحناء چنین می شود:

$$\mu_\Delta = \frac{\int \phi\,(x)\, x\, dx}{\int \phi_e\,(x)\, x\, dx} \qquad (۲۲-۳)$$

در این رابطه $\phi\,(x)$ و $\phi_e\,(x)$ بترتیب عبارتند از توزیع انحناء در حداکثر پاسخ و در حد جاری شـدن. اگر چنانچه مقدار انحناء متناظر با حداکثر پاسخ را ϕ_m و انحناء جاری شدن را بـا ϕ_y نشـان دهیـم می توان نوشت:

$$\mu_\Delta = \frac{k_1 \phi_m}{k_2 \phi_y} = k\,\mu_\phi \qquad (۲۳-۳)$$

مقدار x از بالای طره به طرف پایه در نظر گرفته می شود. باید توجه داشت کـه در عمـل بدسـت آوردن انتگرال رابطه ۳-۲۲ مشکل است و غالبا با تقریب عمـل مـی شـود. مقـدار k_1 ، k_2 و k_3

ثابت هستند. در هر حال نحوهٔ بدست آوردن مقدار تغییرمکان متناظر با جاری شدن و حداکثر تغییرمکان به شرح زیر اقدام می شود.

۳-۸-٤-۱- تغییر مکان حد جاری شدن

توزیع واقعی انحناء درمرحلهٔ جاری شدن $\phi_e(x)$ به صورت غیرخطی است. دلیل غیرخطی بودن این توزیع این است که اولا رابطهٔ بین لنگر و انحناء اساسا غیرخطی است و ثانیا سخت شدگی بتن کششی بین ترکها نیز غیرخطی است. اگر برای ساده شدن محاسبات این توزیع را با تقریب قابل قبولی به صورت خطی فرض کنیم مقدار تغییر مکان حد جاری شدن از رابطهٔ ۳-۲۴ محاسبه می شود.

$$\Delta_y = \phi_y \ell^2 / 3 \qquad (۲۴-۳)$$

۳-۸-٤-۲- توزیع حداکثر تغییر مکان

توزیع انحناء واقعی در مرحلهٔ حداکثر پاسخ (Δ_m) در شکل ۳-۱۴-د نشان داده شده است که این پاسخ متناظرباحداکثر انحناء درپایهٔ طره قائم می‌باشد (ϕ_m). برای ساده شدن محاسبات، طولی معادل طول لولای خمیری به میزان ℓ_p به نحوی اختیار شده است که انحناء خمیری ($\phi_p = (\phi - \phi_e)$) مساوی حداکثر انحناء خمیری یعنی ($\phi_m - \phi_y$) فرض شود.

همچنین طول ℓ_p به نحوی اختیار شده است که تغییر مکان خمیری در بالاترین تراز طره (Δ_p) که از توزیع ساده بدست می آید، مساوی با مقدار آن در توزیع واقعی انحناء باشد.

مقدار چرخش خمیری (θ_p) متناظر با معادل طول خمیری ℓ_p از رابطهٔ ۳-۲۵ بدست می آید.

$$\theta_p = \phi_p \ell_p$$
$$\theta_p = (\phi_m - \phi_y)\ell_p \qquad (۲۵-۳)$$

مقدار چرخش خمیری (θ_p) یکی از شاخصهای مهم در ظرفیت مقاطع بتن مسلح است تا وضع آنرا در باقی ماندن در حالت خمیری مشخص کند. اگر فرض کنیم که θ_p در ۱/۲ طول لولای خمیری متمرکز باشد، می توان مقدار تغییر مکان خمیری را در بالاترین تراز طره به صورت زیر بدست آورد.

با فرض اینکه رابطه Δ و θ بصورت خطی فرض شود داریم:

$$\Delta_p=\theta_p(\ell-۰/۵\ell_p)=(\phi_m-\phi_y)\,\ell_p(\ell-۰/۵\ell_p) \qquad (۲۶-۳)$$

حال با داشتن Δ_p می‌توان مقدار شکل پذیری را بدست آورد.

$$\mu_\Delta=\frac{\Delta}{\Delta_y}=\frac{\Delta_p+\Delta_y}{\Delta_y}=۱+\frac{\Delta_p}{\Delta_y}$$

و یا

$$\mu_\Delta=۱+\frac{(\phi_m-\phi_y)\ell_p(\ell-۰/۵\ell_p)}{\phi_y\ell^۲/۳}=۱+۳\left(\frac{\phi_m}{\phi_y}-۱\right)\frac{\ell_p}{\ell}\left(۱-۰/۵\frac{\ell_p}{\ell}\right)$$

$$\mu_\Delta=۱+۳(\mu_\phi-۱)\frac{\ell_p}{\ell}\left(۱-۰/۵\frac{\ell_p}{\ell}\right) \qquad (۲۷-۳)$$

و یا اینکه می‌توان مقدار شکل پذیری انحنایی را از همین رابطه بدست آورد که چنین می شود:

$$\mu_\phi=۱+\frac{(\mu_\Delta-۱)}{۳(\frac{\ell_p}{\ell})[۱-۰/۵\frac{\ell_p}{\ell}]} \qquad (۲۸-۳)$$

این دو رابطه در واقع رابطهٔ بین شکل پذیری تغییر مکانی و شکل پذیری انحنایی برای یک سیستم یک درجه آزاد است. از رابطهٔ ۳-۲۷ در می‌یابیم که هر قدر نسبت ℓ_p/ℓ کوچک شود مقدار شکل‌پذیری جابجایی کاهش می‌یابد. همانطور که گفته شد، تردیدی نیست که این رابطه برای دستگاه یک درجه آزاد قابل اعمال است و اگر قرار باشد دستگاه سازه ا ی چند درجه آزاد باشد، لازم است از طریق دیگری که چندان ساده هم نیست عمل شود.

۳-۸-٤-۳- طول لولای خمیری

مقدار نظری طولی که معادل طول لولای خمیری (ℓ_p) باشد، بر مبنای توزیع انحناء یک عضو خاص بدست می آید ومتناسب باطول عضو می باشد. نشان داده شده است که این طول معادل (طول لولای خمیری) با مقداربدست آمده ازآزمایش همخوانی وهماهنگی ندارد. علت هم دراین است که مثلابرای طرهٔ قائم توزیع انحناء درمحل پایه متمرکز است درحالیکه کرنش فولادکششی به علت چسبندگی واتصال خوب باشالوده تاحدودی درداخل شالوده امتدادخواهدداشت.

در چنین حالتی، کشیدگی بیشتر فولادهای کششی که بیش از مقدار نظری است موجب می شود تا مقدار چرخش و انحناء و یا تغییر مکان بیشتر شود. این پدیده را "نفوذ کرنش کششی" می‌نامند. نشان داده شده است که یکی از عوامل بسیار مهم در این پدیده (نفوذ کرنش کششی) قطر فولادها است، زیرا هر قدر قطر فولادها بیشتر باشد طول بیشتری را برای نفوذ کرنش لازم دارد. دلیل دیگر اختلاف بین تئوری و آزمایش این است که افزایش وگسترش حالت خمیری در نتیجهٔ ترکهای مورب خمشی ـ برشی است.

یکی از تخمین های خوب و مناسب برای طول لولای خمیری رابطه‌ای است که توسط پاولی [۷] ارائه شده و ذیلا آورده می شود.

$$\ell_p = ۰/۰۸\ell + ۰/۰۲۲\, d_b f_y \qquad (۲۹-۳)$$

در این رابطه d_b قطر اسمی فولاد است و f_y مقاومت جاری شدن آن برحسب Mpa می باشد. برای تیرهای معمولی و ستونهای متناسب با رابطهٔ ۳-۲۹ مقدار ℓ_p برابر است با:

$$\ell_p = ۰/۵\, h$$

که در آن h عمق مقطع است. این رابطه دقت خوب وقابل قبولی دارد ومی‌توان ازآن استفاده کرد. باید دانست که طول لولای خمیری (ℓ_p) که با توجه به مطالب فوق بدست می آید متفاوت از منطقه ا ی است که بنام منطقهٔ خمیری مشهور است و باید در آن منطقه توزیع خاصی برای فولادها بکار برد تا اینکه دقیقا آن منطقه بصورت لولای خمیری عمل کند. در اینصورت ظرفیت چرخشی مقطع تأمین می شود.

رابطهٔ دیگری را متتوک در سال ۱۹۷۶ ارائه کرده است [۶] که طول لولای خمیری را بر طبق رابطهٔ ۳-۳۰ را بدست می‌دهد.

$$\ell_p = d/۲ + ۰/۰۵\, z \qquad (۳۰-۳)$$

در این رابطه d عمق مؤثر مقطع و z فاصلهٔ بین مقطع بحرانی تا نقطهٔ عطف است. بطور مثال در یک تیر طره فاصلهٔ z برابر با طول تیر می شود.

مثال: طرهٔ قائمی مانند آنچه که در شکل ۳-۱۴ آمده است دارای ارتفاع ۳/۵ متر و طول ۰/۵ متر می‌باشد. اگر ضریب شکل‌پذیری تغییر مکانی آن برابر با ۶ باشد مطلوب است مقدار شکل پذیری انحنایی این طرهٔ قائم.

$f_y = ۴۰۰ Mpa$

میلی متر ۲۸ = قطر فولاد

حل: با توجه به رابطهٔ ۳-۲۹ داریم:

$$\ell_p = ۰/۰۸ \times ۳/۵ + ۰/۰۲۲ \times ۰/۰۲۸ \times ۴۰۰$$

$$= ۰/۵۲۶ \, m$$

$$\frac{\ell_p}{\ell} = \frac{۰/۵۲۶}{۳/۵} = ۰/۱۵۰$$

$$\frac{\ell_p}{h} = \frac{۰/۵۲۶}{۰/۵} = ۱/۰۵$$

حال از رابطهٔ ۳-۲۸ استفاده می‌کنیم:

$$\mu_\phi = ۱ + \frac{(۶-۱)}{۳\,(۰/۱۵۰)\,[۱ - ۰/۵ \times ۰/۱۵۰]} = ۱۳/۰۱$$

همانطور که مشاهده می شود نسبت $\frac{\mu_\phi}{\mu_\Delta}$ برابر با ۲/۱۶۹ است یعنی شکل پذیری انحنایی از شکل پذیری تغییر مکانی خیلی بیشتر است.

۳-۸-۵- شکل پذیری عضو و کل سازه

آنچه قبلا رابطهٔ بین انحناء و تغییر مکان را بصورت ساده بیان داشت، مبتنی بر این فرض بود که مجموع تغییر مکان در بالاترین تراز سازه ($\Delta = \Delta_y + \Delta_p$) مرکب از تغییر مکان جاری شدن و تغییر مکان پلاستیک بود که همهٔ آنها ناشی از تغییر شکل خمشی سازه با پایه کاملا گیردار باشد. اگر شالوده دچار چرخش شود، مقدار تغییر مکان جاری شدن به اندازهٔ تغییر مکان ناشی از چرخش شالوده افزایش خواهد داشت. اما مقدار Δ_p یا تغییر مکان خمیری بدون تغییر باقی می‌ماند زیراچرخش شالوده که پائین تر از محل لولا رخ داده است بر مقدار آن تأثیر ندارد و Δ_p فقط در اثر چرخش خمیری عضو طره‌ای بوجود می‌آید.

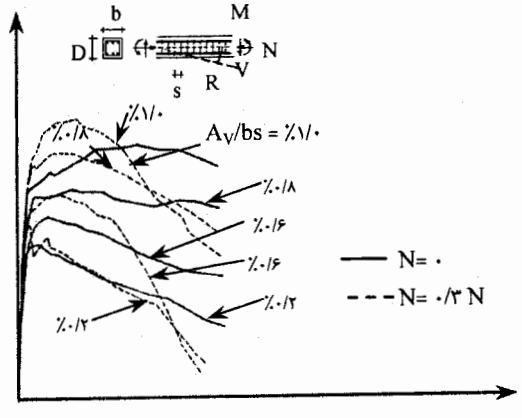
$$\mu_\Delta = ۱ + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} \qquad (۳۱-۳)$$

نتیجه چنین وضعی کاهش ضریب شکل‌پذیری است. چنانچه توزیع لنگر در ارتفاع سازه غیر از آن باشد که در شکل ۳-۱۴-ب آمده است، روابط ۳-۲۷ و ۳-۲۸ قابل استفاده نخواهند بود.

۳-۹- رفتار برشی اعضای بتن مسلح

برای بررسی رفتار برشی اعضای سازه های بتن مسلح نیز مانند رفتار خمشی از منحنی بار- تغییرمکان استفاده می شود. معمولاً نیروی برشی را به جای بار و دوران را به جای تغییر مکان بکار می برند. بر طبق مطالعات و تحقیقاتی که طی سالهای ۱۹۷۴ تا ۱۹۸۰ توسط افرادی چون واکابایاشی، پارک و پاولی بر روی رفتار برشی اعضای بتن مسلح انجام شده است. مشخص گردیده که وجود نیروی محوری زیاد موجب رفتار ترد برشی آنها می شود.

بر طبق اینگونه مطالعات، منحنی شکل ۳-۱۶ برای درصدهای متفاوتی از فولادهای برشی و در دو حالت نیروی محوری صفر و نیروی محوری برابر با ۳۰ درصد مقاومت نهایی یک ستون، بدست آمده است. مقطع موردنظر نیز در شکل نشان داده شده است. اگر سطح مقطع فولادهای برشی را با A_v و فاصلهٔ آنها را s بگیریم چنانچه b و h به ترتیب عرض و عمق مقطع باشد و مقطع تحت اثر نیروی محوری (صفر تا ۳۰ درصد مقاومت نهایی) و لنگر خمشی بوده باشد با افزایش نسبت $A_v / b.s$ شکل پذیری افزایش یافته و با افزایش نیروی محوری رفتار برشی تردتر می شود. این تحقیق توسط واکابایاشی و مینامی و سایر همکاران آنها در سال ۱۹۷۴ گزارش شده است [۶].



شکل ۳-۱۶- رابطهٔ تغییر شکل دورانی ونیروی برشی در تیرستونهای دارای شکست بری [۶]

از این بررسی ها مشخص شد که اگر سازه های بتن مسلح تحت اثر بارهای رفت و برگشتی دچار شکست برشی شوند حتماً در رفتار آنها موارد ذیل قابل مشاهده است:

الف ـ مقاومت آنها در اثر بارهای رفت و برگشتی شدیداً کاهش می یابد.

ب ـ در حلقه‌های هیسترزیس استهلاک انرژی خیلی پائین بوده و در مرکز این منحنی‌ها حالت فشرده شده‌ای وجود دارد.

ج ـ شکل پذیری بسیار اندک بوده و مقاومت پس از رسیدن به حداکثر خود با شدت بسیار زیادی کاهش می‌یابد.

۳-۹-۱- افزایش مقاومت برشی بوسیله فولادهای قطری

یکی از راه های افزایش مقاومت برشی مقاطع بتن مسلح مانند تیرهای رابط در دیوارهای برشی و یا تیرهای عمیق و یا بطور کلی مقاطعی که دارای جان نسبتاً بلند هستند، تعبیه فولادهای قطری است. تحقیقاتی که توسط پارک و پاوولی در سال ۱۹۷۵ در نیوزلند انجام شد [۳۱] اثر تعبیه فولادهای قطری را در اصلاح رفتار برشی این قبیل مقاطع مشخص کرد. در این تحقیقات مشخص شد که حتی با افزایش خاموتهای معمولی مقاومت برشی چندان اضافه نمی شود و بهمین دلیل فولادهای تسلیح قطری بسیار مطلوب تشخیص داده شد. البته اثر دیگر بکارگیری فولادهای قطری افزایش شکل پذیری و بالا بردن میزان جذب و استهلاک انرژی است. تحقیقات دیگری را واکایاباشی در ژاپن بهمراه همکاران خود انجام دادکه نتیجهٔ بکارگیری فولادهای قطری برای اصلاح رفتار برشی اتصال تیر ـ ستونهای بتن مسلح می‌باشد [۶].

در این بررسی ها مشخص شده است که رفتار هیسترزیس تیرـ ستونها با فولادگذاری قطری بهتر از فولادگذاری متداول است. همانطور که در شکل ۳-۱۷ نشان داده شده است برای دو حالت فولادگذاری متداول (موازی) و فولادگذاری قطری مقایسه ا ی صورت گرفته است و البته مقدار فولاد در هر دو حالت یکسان می باشد. ضمن اینکه رفتار برشی در حالت آرایش قطری فولادها بهبود دارد نتایج دیگری به شرح زیر بدست آمده است:

۱- فولادگذاری قطری تا حد بسیار زیادی مقاومت برشی را افزایش می دهد.

۲- شکل پذیری مقطع و عضو سازه ا ی زیاد می شود.

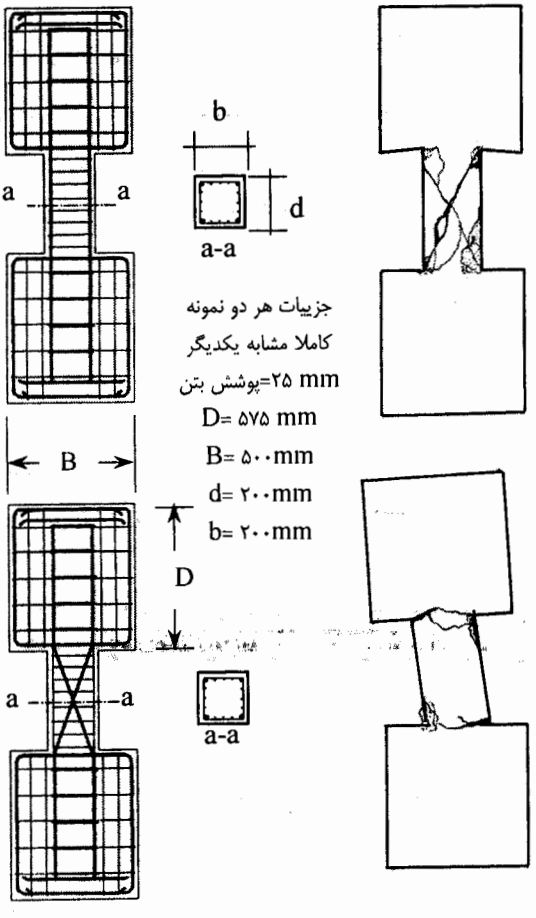
۳- ظرفیت جذب و استهلاک انرژی در حد بسیار خوبی افزایش دارد.

۴- سختی عضو به صورت تدریجی کاهش دارد.

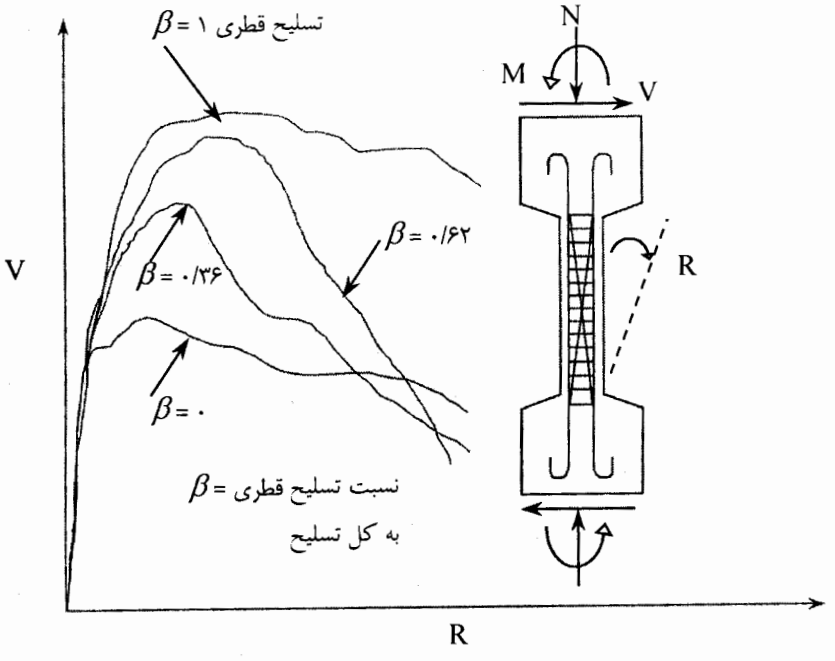
۵- گسیختگی مقطع در برش نبوده و به صورت خمشی خواهد شد.

در سال ۱۹۸۱ واکایاباشی بهمراه مینامی نشان دادند که با تعبیه فولادهای قطری و فولادهای موازی تا حد بسیار مطلوبی هم شکل پذیری و هم مقاومت برشی افزایش نشان می‌دهد. با

رجوع به شکل ۳-۱۸ مشخص می شود که برای نسبتهای مختلفی از فولادهای قطری به کل فولادها رفتار برش ـ دوران تا حدی اصلاح می شود. با افزایش فولادهای قطری (رشد ρ_d درصد فولادهای قطری) هم مقاومت برشی رشد کرده و هم سطح زیر منحنی افزایش یافته است. بنابراین در عمل و در طراحی می توان هم از فولادگذاری متداول (موازی) و هم از فولادگذاری قطری استفاده کرد.



شکل ۳-۱۷- مقایسه رفتار دوستون با آرایش فولادهای‌موازی(متداول) وفولادگذاری قطری دررفتار برش ـ دوران (هر دو نمونه تحت بار محوری ثابت و لنگر خمشی مساوی رفت و برگشتی) [۸]



شکل ۳-۱۸- افزایش مقاومت برشی و شکل پذیری در اثر افزایش نسبت فولادهای قطری [۶]

۳-۱۰- مقاومت برشی

از آنجا که سازه‌های بتن مسلح و مقاوم در برابر زلزله تحت بارهای متناوب واقع می‌شوند، نوع ترک های برشی که در آنها ایجاد می گردد به نحوی است که مقاومت برشی بتن به تنهائی برای مقاوم ساختن مقطع کافی نبوده و حتما لازم است با تعبیه فولاد برشی، مقطع را در مقابل نیروی برشی مقاوم ساخت. به عبارت ساده تر برای طراحی لرزه ا ی به هیچ وجه نباید به مقاومت برشی بتن ولو در شرایط کاملا استثنایی بسنده کرد.

طراحی مقاطع بتن مسلح برای مقاومت برشی، بیشتر بر پایهٔ مدل تحلیلی برش استوار است. مدل خرپایی بطور عموم مورد پذیرش قرار گرفته است و در این مدل، بتن قسمت فشاری و فولادهای برشی یا تنگ ها قسمت کششی خرپای فرضی را تشکیل می دهند. این مجموعهٔ خرپا در جان عضو قرار دارد. در نتیجه مقاومت برشی مقطع ترکیبی از مقاومت فشاری بتن و مقاومت کششی فولادهای برشی در این خرپا است.

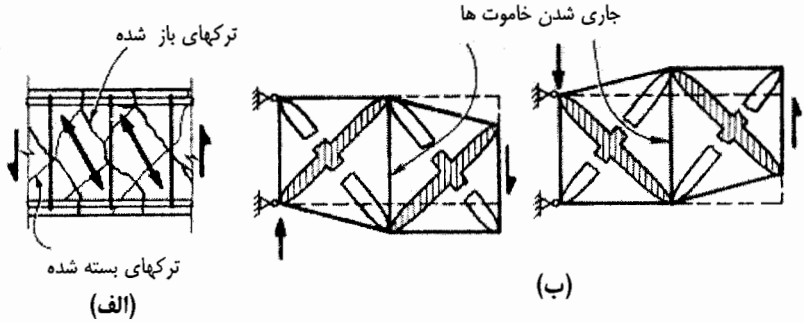
ولی در برخی از مدلهای دیگر به جای استفاده از مدل خرپایی، بخشی از مقاومت برشی بعهدهٔ یک مکانیزم قرار داده می‌شود و برخی از آئین نامه ها از این روش استفاده کرده اند. [۱۱ و ۳۳].

چنین مکانیزم پیچیده‌ای دارای عوامل مقاومتی مختلفی است که عبارتند از:

- مقاومت کششی بتن ترک نخورده در مقطع
- قفل و بست دانه بندیها در طول ترک و اثر آن
- رفتار دوگانه فولادهای مورب
- مقاومت برشی بتن در مقاطع فشاری ـ خمشی
- رفتار طاق دیسی بتن ترک نخورده

مجموعه این عوامل را در مقاومت برشی مقاطع بتن مسلح، بنام "سهم بتن در برش" می‌نامند. باید دانست که نیروی برشی در یک مقطع بر اثر بارهای ثقلی و حتی بر اثر تغییرات بارهای زنده، تغییر نخواهد کرد و یا اگر هم دچار تغییرات شود چندان در خور توجه نخواهد بود. اما در اثر بارهای لرزه‌ای و از آن جمله در اثر نیروی زلزله که بصورت متناوب اعمال می شود، نیروی برشی در یک مقطع و یا در طول یک عضو تغییر جهت خواهد داشت.

چنانچه رفتار فولادهای برشی در محدودهٔ ارتجاعی باشد، پاسخ آنها در مقابل نیروهای لرزه ا ی و متناوب چندان موجب تغییر و کاهش سختی نخواهد شد. در حالیکه بتن جان عضو چنین وضعیتی نخواهد داشت و قطعا تحت تأثیر تغییر جهت نیروی اعمالی و رفتار عضو قرار خواهد گرفت و این در حالی است که این بتن بعنوان عضو فشاری خرپای موردنظر در تحلیل مقاومت برشی دارای اهمیت است. علت این امر در آن است که بر اثر تغییر جهت در نیروی برشی مقطع عضو فشاری بتنی نیز در حدود ۹۰ درجه تغییر جهت خواهد داد. در نتیجهٔ چنین وضعی است که جهات تنشهای کششی اصلی در مقطع نیز در حدود ۹۰ درجه عوض شده و بالاخره ترکهای کششی مقطع نیز ۹۰ درجه تغییر جهت می دهند. یعنی با زاویهٔ ۶۰ درجه یکدیگر را قطع می کنند. این پدیده را می‌توان در شکل ۳-۱۹ بخوبی مشاهده کرد. بهمین دلیل است که باید پاسخ فشاری بتن ترک خورده قطری با تناوب باز وبسته شدن ترک، مورد توجه طراحان قرار گیرد. از طرفی نیروی برشی قابل انتقال در مقطع و در مسیر ترک قطری، بستگی به کرنش بوجود آمده در فولادهای جان که عمود بر مسیر ترک تعبیه می شوند، خواهد داشت.



ب) تغییر شکل برشی در اثر جاری شدن خاموتها

الف) ترکهای قطری بسته میشود. کنش خرپایی در یک لولای خمیری

شکل ۳-۱۹- نحوهٔ انتقال نیروی برشی در یک لولای خمیری [۷]

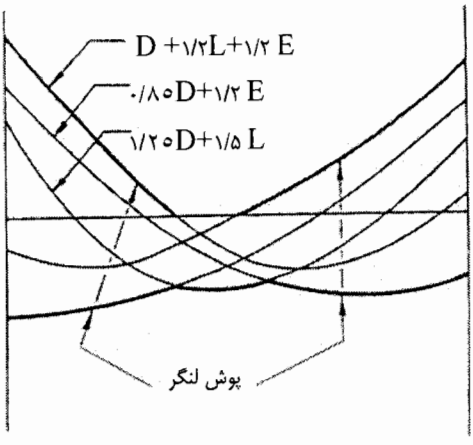
اگر اجازه داده شود که فولادهای جان بـه حـد جـاری شـدن برسـند، قطعـا تغییـر شـکل برشـی قابل‌توجهی در مقطع ایجاد می شود. بسته شدن ترکهای قطری که در اثر تغییر جهت نیرو ایجـاد می‌شود نیروی برشی کاهش یافته و نتیجه اش بهبود نسبی مقاومت لـرزه‌ای مقطـع خواهـد بـود ولی توالی این پدیده یعنی باز و بسته شدن ترکـهای قطـری موجـب می‌شـود کـه کـاهش قـابل توجهی در استهلاک انرژی مقطع در خلال پاسخ هیسترزیس عضو، بوجود آیـد کـه حـاصل ایـن اتفاق فشرده شدن حلقهٔ هیسترزیس (کمر باریک شـدن) می‌باشـد. بـهمین جـهت اسـت کـه در طرح‌لرزه‌ای، جلوگیـری کردن از جاری شدن فولاد جان در خلال رفتارهیسترزیس و لرزه‌ای عضو از هدفهای اصلی است.

۳-۱۱- طرح تیرها

۳-۱۱-۱- لنگرهای خمشی

برای تعیین لنگرهای خمشی باید براساس تحلیل سازه تحت اثر بارهای نهایی و ترکیـب مختلـف آنها، به نحوی که نامساعدترین شرایط بارگذاری منظور شده باشد، اقدام کرد. در ترکیـب بارهـای مختلف باید توجه داشت که اگر اثر بارهای زنده کاهش‌دهنده هستند، ایـن اثـر کاهشـی برابـر بـا صفر منظور گردد تا حاشیه اطمینان بیشتر شود. چنانچه در منطقه‌ای اثر باد حاکم باشد در ترکیـب بارها به جای اثر زلزله می‌توان اثر باد را با همان ضرایب بکار برد. بنـابراین بـرای بدسـت آوردن

پوش طراحی لنگر خمشی می‌بایست لنگرهای محاسبه شده از ترکیبات مختلف بارگذاری را همانگونه که در شکل ۳-۲۰ نشان داده شده است استفاده کرد. برای بدست آوردن توزیع مناسبتر لنگرهای مثبت و منفی، می‌توان ماکزیمم لنگرهای منفی را براساس مقررات باز توزیع لنگر آیین‌نامه **آبا** افزایش وکاهش داد.



شکل ۳-۲۰- لنگرهای خمشی طرح

۳-۱۱-۲- کنترل ابعاد مقطع

چنانچه مقدار نیروی محوری در تیر کمتر از $۰/۰۹ f_c A_g$ باشد حاکمیت رفتاری از نوع خمشی است و محدودیت‌های هندسی مقطع بر طبق **آبا** عبارتست از:

$\frac{\text{عرض تیر}}{\text{ارتفاع مقطع تیر}} \geq ۰/۳$

$\text{عرض تیر} \leq \text{ارتفاع مؤثر تیر}$

$\text{عرض تیر} \leq [(\text{عرض ستون تکیه‌گاهی}) + (\frac{۳}{۲} \text{ ارتفاع تیر})]$

$\text{عرض تیر} \leq [(\text{عرض ستون تکیه‌گاهی}) + (\frac{۱}{۲} \text{ بعد ستون در جهت محور طولی تیر})]$

$\text{عرض تیر} \geq ۲۵۰ \ mm$

۳-۱۱-۳- میلگردهای خمشی

الف- در طراحی تیرها، حداقل دو میلگرد باید بطور ممتد، چه در بالا و چه در پایین مقطع تیر تعبیه شود. این مقدار باید شرایط زیر را ارضاء کند:

$$\text{۰/۰۲۵} \geq \rho \geq \frac{\text{۱/۴}}{f_y} \quad \text{یا} \quad \frac{\text{۰/۲۵}\sqrt{f_c}}{f_y} \qquad (۳-۳۲)$$

ب- در تکیه‌گاه تیر یا انتهای تیر که امکان تشکیل لولای خمیری وجود دارد باید حداقل میلگرد فشاری برابر با $\frac{۱}{۳}$ میلگردهای کششی همان مقطع باشد.

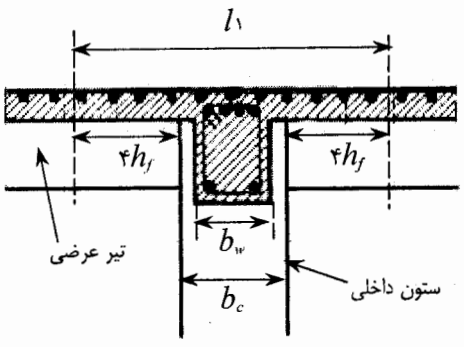
ج- به میزان یک چهارم میلگردهای موجود در هر تکیه‌گاه تیر که بیشترین میلگرد را دارد، باید در سراسر طول تیر در بالا و در پائین ادامه داده شود.

د- حداقل میلگرد لازم برای بالا و پائین تیر که در سراسر طول ادامه یابد، دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از ۱۲ میلیمتر می‌باشد (توضیح اینکه مرجع ۳۴ این میلگردها را از نوع *S400* و با قطر ۱۴ میلیمتر توصیه می‌کند).

هـ – در اعضای خمشی T و یا L شکل که با دالها بصورت یکپارچه اجرا می‌شوند، در محل تکیه‌گاه علاوه بر فولادهای فوقانی باید برخی از فولادهای بال را در طول معینی از بر ستون برای حالات مختلف که در شکل ۳-۲۱ آمده است در نظر گرفت. بدیهی است در نظر گرفتن این فولادها برای محاسبهٔ خمش مؤثر در مقطع تیر است. این مطلب برای ستونهای داخلی و خارجی و برای حالتی که تیرهای عرضی (جانبی) به محل اتصال برسند یا نرسند متفاوت خواهد بود که ذیلا آورده شده است.

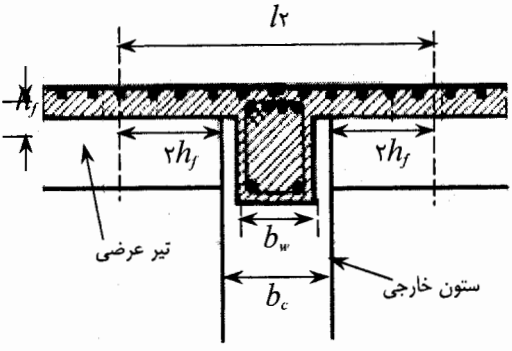
در تمام حالات لازم است حداقل ۷۵ درصد از آرماتورهای فوقانی و تحتانی که ظرفیت خمشی مورد لزوم را تأمین می‌کنند از ناحیه هستهٔ ستون عبور کنند ویا در آن مهار شوند.

لازم به توضیح است که در انتخاب ابعاد، تعداد و آرایش میلگردهای خمشی باید شرایط اجرایی را در نظر گرفت. این موضوع به خصوص در محل اتصال تیر - ستون که از تراکم میلگرد بیشتری برخوردار است، و می‌تواند مشکلات اجرایی بیشتری ایجادکند، بسیار حائز اهمیت است. برای پیش‌بینی و رفع مشکلات فوق، می‌توان جزئیات اتصال را در مقیاس بزرگ ترسیم کرده و در آن کلیه تیرها و ستونها و آرماتورهای اتصال نشان داد.



الف- ستون داخلی، آرماتورهای بال در محدودهٔ ℓ_1 باید در نظر گرفته شوند. ابعاد تیر عرضی درحدود ابعاد تیر اصلی است.

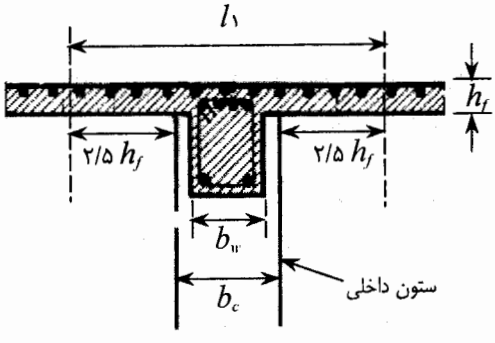
$$\ell_1 = b_c + 2(4h_f)$$



ب- ستون خارجی، تیر عرضی تقریبا هم بعد تیر اصلی و آرماتورهای بال در محدودهٔ ℓ_2 باید درنظر گرفته شوند.

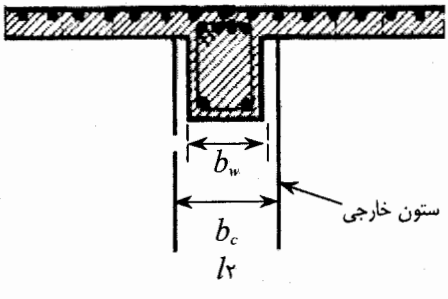
$$\ell_2 = b_c + 2(2h_f)$$

در این حالت باید میلگردهای طولی عضوخمشی مهار شوند.



ج- ستون داخلی، تیر عرضی وجود ندارد آرماتورهای محدودهٔ ℓ_1 (در بال) باید ملحوظ شوند.

$$\ell_1 = b_c + 2(2/5h_f)$$



د- ستون خارجی، تیر عرضی وجود ندارد آرماتورهای محدودهٔ ℓ_2 (در بال) باید ملحوظ شود.

$$\ell_2 = b_c$$

شکل ۳-۲۱- توزیع میلگردهای خمشی در تیرهای T و L شکل بر مبنای آبا [۲۳]

۳-۱۱-٤- وصله میلگردها

استفاده از وصله‌های پوششی در میلگردهای طولی خمشی فقط در شرایطی مجاز است که در تمام طول وصله آرماتور عرضی از نوع تنگ یا مارپیچ موجود باشد. فواصل آرماتورهای عرضی که وصله‌ها را در بر می‌گیرند نباید بیشتر از $\frac{۱}{۴}$ ارتفاع مؤثر مقطع یا ۱۰۰ میلیمتر، هر کدام که کمتر است، اختیار شود.

در محلهای زیر استفاده از وصله پوششی مجاز نیست:

۱- در محل اتصالات تیرها به ستونها

۲- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه

۳- در محل‌هایی که امکان تشکیل لولای خمیری در اثر تغییرمکان جانبی غیرارتجاعی قاب، وجود دارد.

بکار بردن وصله‌های جوشی در مقاطع بحرانی یا طول بحرانی ℓ_o مجاز نیست. البته اطلاعات جامع و کاملی هم در رابطه با میزان شکل‌پذیر بودن چنین وصله‌هایی تحت بار لرزه‌ای در اختیار نیست. در هر صورت بکار بردن وصله‌های جوشی فقط در شرایط زیر مجاز است:

الف- وصلهٔ جوشی در هر سفره آرماتور یا فولاد به صورت یک در میان بکار رود و فاصله وصله‌ها در میلگردهای مجاور، در امتداد طول عضو، کمتر از ۶۰۰ میلیمتر نباشد.

ب- اگر وصله در کشش خواهد افتاد باید مقاومت آن حداقل برابر $۱/۲۵\ A_b \cdot f_y$ باشد، که در آن A_b سطح مقطع آرماتور وصله است.

ج- اگر مقدار آرماتور موجود در مقطعی که لازم است از وصله جوشی استفاده شود، از دو برابر مقدار موردنیاز کمتر باشد، باید مقاومت وصله برابر با مقدار فوق باشد (در بند ب) ولی اگر مقدار آرماتور کمتر از دو برابر موردنیاز نبود، می‌توان مقاومت وصله را کمتر از مقدار فوق (مندرج در بند ب) اختیار کرد بشرط آنکه موارد زیر محقق شود

۱- مقاومت وصله در هر میلگرد چنان باشد که نیروی مقاومت کل میلگردهای موجود در ان مقطع حداقل دو برابر نیروی لازم در آن مقطع باشد. این نیرو برای کل میلگردها نباید کمتر از A_b ۱۴۰ باشد. در این حالت فاصلهٔ وصله‌ها در مقاطع مختلف متوالی از یکدیگر نباید کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر باشد.

۲- نیروی کششی مقاوم در میلگردهای وصله شده باید برابر با نیروی مقاوم وصله باشد.

۳- نیروی کششی مقاوم در میلگردهای وصله نشده باید برابر با $A_b f_y$ آنها که به نسبت طول واقعی مهار شده به طول گیرداری لازم آنها کاهش داده شده است، باشد.

۳-۱۱-۵- نیروهای برشی در تیرها

در مقاطع تحت اثر برش، کنترل مقدار برش برای حالت حدی نهایی به کمک رابطه ۳-۳۳ انجام می‌پذیرد. در این رابطه V_r نیروی برشی مقاومتی مقطع است که توسط فولاد بتن تأمین می‌شود و V_u نیروی برشی اعمالی است که در اثر بارهای ضریب‌دار به عضو سازه‌ای وارد می‌شود.

$$V_r = V_s + V_c \geq V_u \qquad (۳۳-۳)$$

مقدار نیروی برشی سهم بتن که در طرح لرزه‌ای باید بصورت خاصی مورد توجه باشد، از رابطهٔ ۳-۳۴ بدست می‌آید.

$$V_c = v_s \cdot b_w \cdot d \qquad (۳۴-۳)$$

در این رابطه v_c تنش برشی بتن، b_w و d به ترتیب عرض جان و عمق مؤثر مقطع تیر است. مقدار v_c بر طبق آئین‌نامه بتن ایران **(آبا)** برابر است با:

$$v_c = ۰/۱۲\sqrt{f_c} \qquad (۳۵-۳)$$

برای تعیین سهم بتن در مقاومت برشی دو نوع مقطع را باید در نظر گرفت، یکی مقاطعی که در آنها لولای خمیری تشکیل نشده و یکی مقاطعی که در آنها لولای خمیری تشکیل شده است. بنابراین در طرح تیرها برای برش این دو مقطع را مورد توجه قرار می‌دهیم.

الف- در تمام مقاطع که در آنها لولای خمیری تشکیل نمی‌شود.

اگر تیر تحت اثر برش و خمش قرار گرفته باشد رابطه کلی در محاسبه مقاومت برشی بتن رابطه ۳-۳۴ است. اما چنانچه مقاومت برشی بتن با جزئیات بیشتر و دقیقتر موردنظر باشد، بویژه اگر نیروی محوری ولو اندک به آن اعمال شده باشد، می‌توان از رابطه ۳-۳۶ سهم بتن را در برش بدست آورد.

$$V_c = ۰/۱۲\sqrt{f_c}\left(۱+\frac{P_u}{۱۲A_g}\right)\cdot b_w \cdot d \qquad (۳۶-۳)$$

رابطه دیگری که می‌توان از آن برای بدست آوردن v_c استفاده کرد عبارتست از:

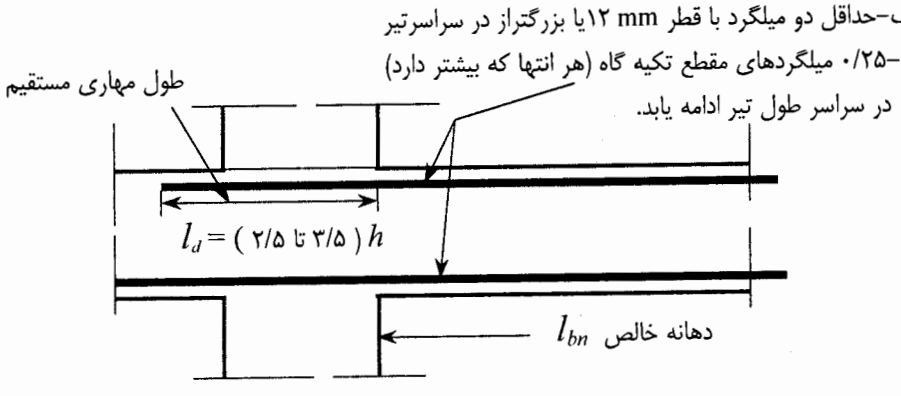
$$V_c=(۰/۱۱۴\sqrt{f_c}+۱۲\rho_w\frac{V_u\cdot d}{M_u})\cdot b_w\cdot d \qquad (۳۷-۳)$$

در این رابطه نسبت $V_u d / M_u$ در واقع نسبت لنگر ناشی از نیروی برشی اعمالی در عمق مقطع تیر به لنگر خمشی نهایی M_u که همزمان با V_u بر مقطع اثر می‌کند، بوده و مقدار این نسبت نباید از واحد بزرگتر باشد.

$$\frac{V_u\cdot d}{M_u}\le ۱ \qquad (۳۸-۳)$$

و اما در هر صورت و در همهٔ حالات باید شرط زیر محقق باشد.

$$V_c\le ۰/۲۱\sqrt{f_c}\cdot b_w\cdot d \qquad (۳۹-۳)$$



شکل ۳–۲۲– ضوابط آبا در مورد فولادهای اعضای خمشی(تیرها)

ب– در مقطع موردنظر لولای خمیری تشکیل شده است.

از آنجا که رفتار مناسب قابها در مقابل نیروی ناشی از زلزله بر این نظریه استوار است که تیرها توانایی پذیرش لولای‌خمیری را با ظرفیت دورانی کافی دارا هستند، لازم است تا پیش از رسیدن آنها به ظرفیت کامل خمشی خود، هیچ‌گونه گیسختگی برشی در آنها رخ ندهد. نیروهای برشی که برای طراحی به کار می‌روند، برای وضعیتی که در ابتدا و انتهای تیر تحت اثر تغییر مکانهای جانبی

و بارهای ثقلی ضریب دار، لولای خمیری تشکیل می‌شود، محاسبه خواهند شد. برای این منظور به شکل ۳-۲۳ مراجعه نمایید . چنانچه ملاحظه می‌شود، مقاومت خمشی مقطعی که در آن لولای خمیری تشکیل شده، یعنی M_{pr}، با استفاده از ضریب کاهش مقاومت $\phi = ۱$ و فرض تنش $f_{sy} = ۱/۲۵\, f_y$ در فولادهای خمشی محاسبه می‌گردد. این لنگر بنام لنگر خمشی مقاوم محتمل تعریف شده است [۲۳].

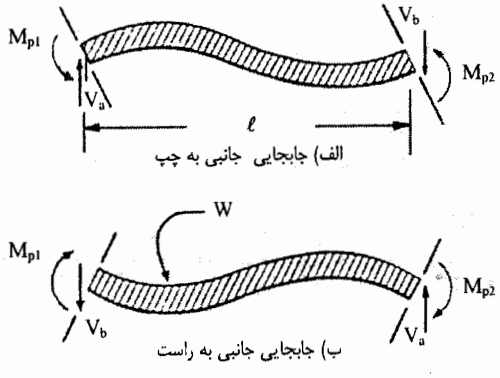
$$V_a = \left(\frac{M_{pr۱} + M_{pr۲}}{\ell}\right) + ۰/۷۵\left(\frac{W \cdot \ell}{۲}\right) \qquad (۳-۴۰)$$

$$V_b = \left(\frac{M_{pr۱} + M_{pr۲}}{\ell}\right) - ۰/۷۵\left(\frac{W \cdot \ell}{۲}\right) \qquad (۳-۴۱)$$

محاسبهٔ M_{pr} بر مبنای:

$\phi = ۱$ و $f_{sy} = ۱/۲۵\, f_y$

$W = ۱/۴D + ۱/۷L$



شکل ۳-۲۳- نحوهٔ محاسبهٔ میلگردهای برشی برای حالت‌های مختلف بارگذاری

۳-۱۱-۶- سهم فولادهای برشی

همانطور که می‌دانیم تعبیه فولادهای برشی در یک مقطع برای مقاومت در مقابل نیروی برشی است که پس از سهم بتن در مقطع باقی خواهد ماند. معمولا این فولادها را بصورت خاموت و

عمود بر جهت اصلی عضو تعبیه می‌کنند. بنابراین تفاوت V_r و V_c نیروی برشی است که سهم فولادهای برشی می‌باشد. مقدار فولادهای برشی با فواصلی که بین آنها در نظر گرفته می‌شود چنین محاسبه می‌گردد:

$$V_s = ۰/۸۵\, A_{sv} f_{yv} \frac{d}{s} \qquad (۳-۴۲)$$

در این رابطه s فاصلهٔ بین خاموتها و f_{yv} مقاومت جاری شدن آنها است. A_{sv} سطح مقطع یک بسته خاموت یعنی دو ساق خاموت است. اگر از خاموتهای مایل به عنوان میلگرد برشی استفاده شود و ترکهای برشی زاویهٔ ۴۵ درجه با محور طولی تیر بسازند، مقدار V_s چنین می‌شود:

$$V_s = ۰/۸۵\, A_{sv} f_{yv} (Sin\alpha + Cos\alpha) \frac{d}{a} \qquad (۳-۴۳)$$

در این رابطه α زاویه میلگرد برشی با محور طولی تیر است که اگر مقدار آن ۹۰ درجه شود همان رابطه ۳-۴۲ بدست می‌آید.

در این جا ذکر این نکته لازم است که چون نیروی زلزله موجب تغییر جهت نیروی برشی در مقطع تیر می‌شود، تعبیه خاموتها به غیر از زاویهٔ ۹۰ درجه با محور اصلی تیر، اولا در عمل کاری مشکل بوده و ثانیا قابل قبول نخواهد بود. زیرا فرض اینکه در محل لولای خمیری، صفحهٔ شکست برشی زاویهٔ ۴۵ درجه با محور اصلی تیر بسازد مودر تشکیک و اختلاف‌نظر است. مشاهده شده است که در محل لولای خمیری، زاویهٔ بین صفحهٔ شکست و محور اصلی تیری که تحت اثر بارهای تناوبی لرزه‌ای قرار گرفته، بیش از ۴۵ درجه بوده است، و میلگردهای برشی شدیدا به حد جاری شدن رسیده بودند، و این در حالی است که بر مبنای توصیه‌های متداول میلگردهای برشی با این فرض که زاویه بین صفحهٔ شکست و محور اصلی تیر ۴۵ درجه باشد، تعبیه شده بودند [۵۸]

بنابراین در طرح لرزه‌ای ساختمانهای بتن مسلح بهتر است از فولادهای برشی مورب استفاده نگردد. ضمنا بر مبنای **آبا** ، نیروی برشی مقاوم نهایی که سهم میلگردهای برشی است، نباید در هیچ حالتی بیشتر از $۴V_c$ در نظر گرفته شود. به عبارت دیگر:

$$V_{r_{max}} = ۵V_c \qquad (۳-۴۴)$$

۳-۱۱-۷- میلگردهای عرضی یا برشی

تعبیه آرماتورهای عرضی چه به صورت حلقه‌های بسته و چه به صورت تنگ‌ها باشند باید شرایط مربوط به محصور کردن بتن و کنترل برش را برآورده سازند. میلگردهای دورگیری موجب می‌شوند که شرایط ایجاد لولای خمیری با ظرفیت دورانی لازم فراهم آید. جزئیات مربوط به این میلگردها درشکلهای ۳-۲۴ و ۳-۲۵ نشان داده شده است.

میلگردهای محدود کننده به صورت خاموتهای بسته در مناطق زیر مورد نیاز است:

الف- در طول فاصله‌ای به اندازهٔ دو برابر ارتفاع تیر ($۲h$) از وجود تکیه‌گاه

ب- در طول فاصله‌ای به اندازهٔ دو برابر ارتفاع مقطع تیر ($۲h$) در هر دو طرف مقاطعی‌که احتمال تشکیل لولای خمیری در اثر تغییرمکان جانبی و غیرارتجاعی سازه که خود ناشی از نیروی زلزله است، در آنها وجود دارد.

ج- در طولی‌که در آن طول برای‌تأمین ظرفیت خمشی مقطع، نیاز به میلگردهای فشاری داشته باشد.

فاصلهٔ این تنگ‌ها یا حلقه‌ها باید شرایط زیر را برآورده سازد:

الف- اولین تنگ می‌بایست در فاصله‌ای حداکثر برابر $۵۰mm$ از بر تکیه‌گاه قرار داده شود.

ب- حداکثر فاصله بین تنگ‌ها باید کمتر یا مساوی مقادیر زیر باشد:

$$\frac{d}{۴} \geq$$

≤ هشت برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی؛

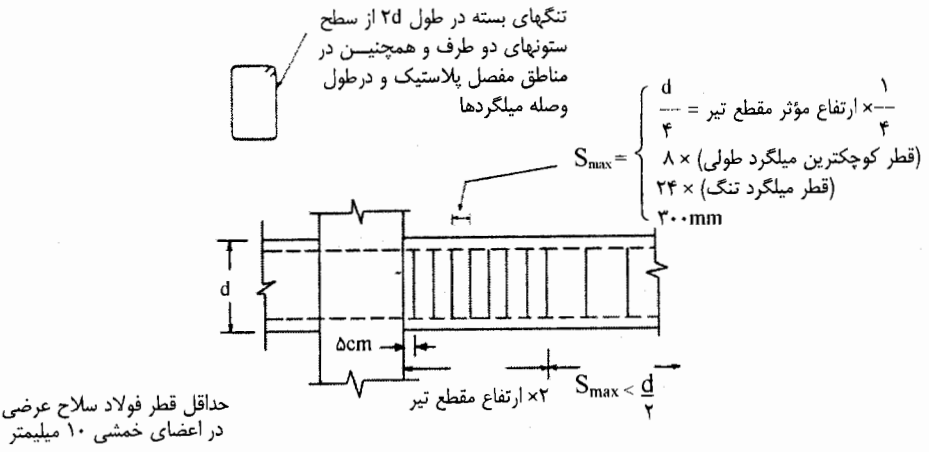
≤ ۲۵ برابر قطر میلگرد خاموت

≤ ۳۰۰ میلیمتر

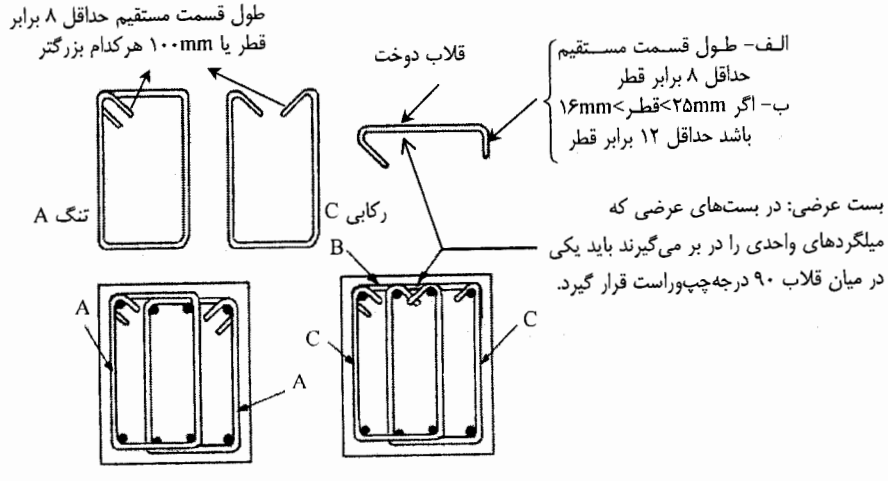
در مکانهایی که تنگ‌ها مورد نیاز نیستند، حداکثر فاصله آنها بایدکوچکتر یا مساوی $\frac{d}{۲}$ باشد.

حداقل قطر میلگرد خاموتها باید ۸ میلیمتر باشد.

در تعیین آرماتور برشی مورد نیاز، در مواقعی که نیروی برشی ناشی از زلزله بزرگتر از نصف نیروی برشی محاسباتی کلی باشد، می‌بایست از نیروی برشی بتن یعنی V_c صرف نظر کرد. در غیر اینصورت فولاد برشی مورد نیاز براساس مقررات مربوط به مناطق غیر زلزله خیز محاسبه می‌گردد.



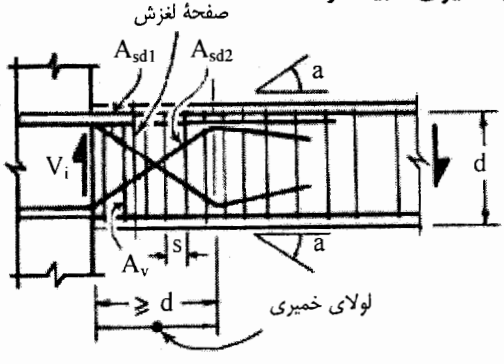
شکل ۳-۲۴- ضوابط مربوط به آرماتورهای عرضی تیرها



شکل ۳-۲۵- حلقه‌های تکی و دوتایی

۳-۱۱-۸- کنترل برش لغزشی در تیرها

پدیدهٔ برش لغزشی از نکات بسیار قابل توجه در سازه‌های تحت اثر نیروی زلزله می‌باشد. این پدیده غالبا در مواردی مانند محل درزهای اجرایی، محل ترکهای خمشی‌که هنگام اعمال بارهای متناوب به عضو ایجاد می‌شوند، بویژه در مقاطعی که لولای خمیری تشکیل می‌شود، رخ می‌دهد. بر طبق بررسیهای بعمل آمده مشاهده شده است [۳۵] که جابجایی یا تغییر مکان لغزشی در مسیر ترکهای قطری و خمشی مربوط به مقاطع دارای لولای خمیری بطور قابل توجهی موجب کاهش جذب انرژی تیرها شده است. نتیجهٔ بارهای تناوبی موجب بروز برش لغزشی و یا شکست لغزشی در مقاطع شده است. برای جلوگیری از بروز چنین شکستی در مقطع و نیز به منظور افزایش رفتار لرزه پذیری تیرها، از تعبیه فولادهای قطری مطابق شکل ۳-۲۶ استفاده می‌شود تا درمحل تشکیل لولاهای خمیری تعبیه گردند.



شکل ۳-۲۶-کنترل برش لغزشی در تیرها و جزئیات مفصل پلاستیکی دورتر از لبهٔ ستون [۷]

مقدار این برش برابر است با:

$$V_r \geq (0/25(2+r)\sqrt{f_c}) \cdot b_w \cdot d \qquad (۳-۴۵)$$

در این رابطه "r" عبارت است از نسبت نیروی برشی طراحی که همراه با لنگر دو طرفه (مخالف یکدیگر) می‌باشد و در محل بحرانی لولای خمیری اعمال می‌گردد. مقدار r برابر است با:

$$r = \frac{V_{un}}{V_{um}} \leq 0 \qquad (۳-۴۶)$$

مقدار r همواره کمتر از صفر است یعنی منفی است زیرا اگر یک لنگر مثبت باشد دیگری حتما منفی است. در رابطه ۳-۴۶ عبارت V_{un} و V_{um} به ترتیب نیروی برشی کمتر و بیشتر را که درجهت مخالف یکدیگر هستند، مشخص می کند.

کاربرد رابطهٔ ۳-۴۵ زمانی صحیح است که فولادهای قطری تعبیه شده قادر باشند نیروی برشی را که کمتر از مقدار زیر نباشد، تحمل کنند.

$$V_d \geq ۰/۷\left(\frac{v_r}{\sqrt{f_c}}+۰/۴\right)(-r)V_r \qquad \text{(Mpa)} \qquad (۴۷-۳)$$

یعنی اگر فولادهای قطری تعبیه شده نتوانند این نیروی برشی را (V_d) تحمل کنند باید برای این نیرو طراحی شوند. به عبارت دیگر نیروی برشی متناظر با این فولادها را می‌توان با چنین نیروی برشی کنترل و سنجید. مقدار v_r عبارتست از نسبت $V_r/b_w \cdot d$ که برای مقاطعی که لولای خمیری تشکیل می‌شود برابر با $۰/۱۶ f_c \leq ۶\ Mpa$ در نظر می‌گیرند.

در این رابطه نسبت نیروهای برشی یعنی r در نامساوی زیر صادق است.

$$-۱ < r < -۰/۲ \qquad (۴۸-۳)$$

اگر چنانچه مقدار $r < -۰/۲$ باشد یعنی اینکه برش لغزشی در مقطع وجود ندارد و در اینصورت نیازی به تعبیه فولادهای قطری نیست.

برای مثال اگر فرض کنیم $r = -۱$ و $f_c = ۳۰\text{Mpa}$ باشد با استفاده از رابطه ۳-۴۵ داریم.

با فرض $v_r = ۰/۱۶ f_c$ داریم:

$$V_d \geq ۰/۷\left(\frac{۰/۱۶ f_c}{\sqrt{f_c}}+۰/۴\right)(-r)V_r$$

$$V_d \geq ۰/۸۹ V_r$$

یعنی اینکه در حدود ۸۹ درصد از از کل نیروی برشی باید توسط فولادهای قطری مقاومت شود. اما از آنجا که معمولا نیروی برشی ناشی از بارهای ثقلی در مقطع وجود خواهد داشت بندرت اتفاق می‌افتد که مقدار $r = -۱$ باشد بهمین دلیل اگر بخواهیم مثالی نسبتا منطبق با واقعیت داشته باشیم کافی است قدری عملی تر مقدار $r = -۰/۶$ را در نظر بگیریم و مقدار $v_r = ۰/۴\sqrt{f_c}$ که در این صورت خواهیم داشت:

$$V_d \geq ۰/۷\left(\frac{۰/۴\sqrt{f_c}}{\sqrt{f_c}}+۰/۴\right)(-r)V_r$$

$$V_d \geq ۰/۳۴ V_r$$

در این وضعیت ۳۴ درصد کل نیروی برشی باید توسط فولادهای قطری تحمل شود. همانطور که از شکل ۳-۲۶ بر می‌آید، فولادهای قطری ممکن است بطور همزمان هم برای کشش و هم فشار تعبیه گردد. بنابراین سطح مقطع موردنیاز برای فولادهای قطری که بمنظور کنترل برش لغزشی خواهد بود، چنین محاسبه می‌شود.

$$V_d \leq (A_{sd1} + A_{sd2}) \, Sin\alpha \, f_{yv} \qquad (۳-۴۹)$$

برای تأمین چنین شرطی باید محل لولای خمیری در فاصله‌ای برابر یا بیشتر از (d) عمق مؤثر مقطع از وجه ستون قرار داشته باشد و یا اینکه از مقطع مشابهی که در ان مقطع حداکثر جاری شدن بر اثر نیروی زلزله رفت و برگشتی قابل پیش بینی باشد.

اگر جزئیاتی مانند شکل ۳-۲۶ استفاده شود فولادی که در کشش می افتد مانند (A_{sd1}) می تواند در تحمل برش ناشی از شکست قطری کششی سهمی در مقاومت داشته باشد که در این حالت ممکن است قدری از فولادهای برشی عادی یا خاموتها در لولای خمیری کاسته شود. بر طبق همین شکل داریم:

$$V_r = A_{sd1} \cdot f_{yv} \cdot Sin\alpha + \frac{d}{s} A_{sv} f_{yv} \qquad (۳-۵۰)$$

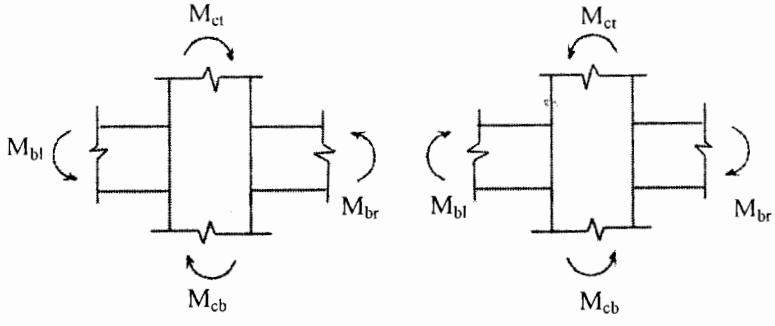
۳-۱۲- طرح ستونها

۳-۱۲-۱- مقاومت خمشی ستونها

در طرح لرزه‌ای ساختمانهای شکل‌پذیر هدف اصلی حفظ پایداری سیستم سازه‌ای است که با وجود پذیرش تغییرمکانهای جانبی زیاد یعنی ضمن دارا بودن شکل‌پذیری زیاد فرو نریزد. این فرآیند القاء می‌کند که باید بیشترین لولاهای خمیری در تیرها تشکیل شوند و ستونها کمترین تغییرشکلهای غیرارتجاعی را داشته باشند (به شکل ۳-۱۵ رجوع شود). مفهوم اصلی این رفتار این است که گفته شود این طراحی بر مبنای ستون قوی ـ تیر ضعیف استوار است. اگر در بالا و پائین ستونی لولای خمیری تشکیل شود موجب تغییرمکان بیش از حد سازه شده و شکست ساختمان را در پی خواهد داشت. بنابراین فلسفهٔ طراحی، در تمامی اتصالات تیرها به ستونها به جز ستونهای قابهای یک و دو طبقه و ستونهای طبقهٔ آخر قابهای چند طبقه و نیز $\frac{۳}{۴}$ تعداد

ستونهای یک طبقه بشرط آنکه این تعداد بیشتر از چهار باشد، باید رابطه ۳-۴۹ در مورد آنها صادق باشد. در شکل ۳-۲۷ وضعیت این لنگرها نشان داده شده است.

$$\Sigma M_c \geq ۱/۲ \Sigma M_b \qquad (۵۱-۳)$$



شکل ۳-۲۷- توزیع لنگر و شرط تیر ضعیف و ستون قوی

که در آن ΣM_c مجموع لنگرهای مقاوم خمشی در بالا و پائین اتصال است که در مرکز اتصال محاسبه شده باشند. لنگرهای خمشی مقاوم ستون باید برای نیروی محوری ضریب‌دار که سازگار با جهت نیروی جانبی مورد بررسی است و کمترین مقاومت خمشی را نتیجه می‌دهد، محاسبه شود. ΣM_b مجموع لنگرهای مقاوم خمشی طراحی تیرها در دو سمت اتصال است که در صفحه گذرنده از ستونها واقع است و در هستهٔ اتصال محاسبه می‌شوند.

۳-۱۲-۲- کنترل ابعاد مقطع

در مقطع ستونها باید شرایط و محدودیت‌های هندسی زیر برقرار باشد:

الف- عرض مقطع ستون نباید کمتر از چهاردهم طول مقطع آن باشد. $(b_c \geq ۰/۴ h_c)$

ب- در هر حال عرض مقطع ستون نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر باشد.

ج- برای ستونهایی که در دو انتها در دو جهت خم می‌شوند، نسبت طول آزاد ستون به عرض مقطع آن نباید بیشتر از ۱۶ باشد.

د- برای ستونهای طره‌ای (که در یک انتها تحت اثر لنگر واقع می‌شوند) نسبت طول آزاد ستون به عرض مقطع آن نباید بیشتر از ۱۰ باشد.

۳-۱۲-۳- میلگردهای طولی

میلگردهای طولی براساس ممان محاسبه شده از بحرانی‌ترین حالت برای ترکیب بارهای جانبی و ثقلی همراه با نیروهای محوری ضریب‌دار مربوطه، طرح می‌گردد این طراحی را می‌توان به راحتی با استفاده از نمودارهای اثر اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی انجام داد.

درصد آرماتورهای طولی باید حدود زیر را برآورده سازد:

$$۰/۰۱ \geq \rho_g = \frac{A_s}{A_y} \geq ۰/۰۶ \qquad (۵۲-۳)$$

در شرایطی که میلگردهای طولی دارای حد جاری شدن Mpa ۴۰ باشند، درصد میلگردها در خارج از محدودهٔ وصله‌ها به حداکثر ۴/۵ درصد محدود می‌شود. حداکثر فاصلهٔ محور تا محور میلگردهای طولی ۲۰۰ میلیمتر است.

۳-۱۲-٤- وصله‌ها

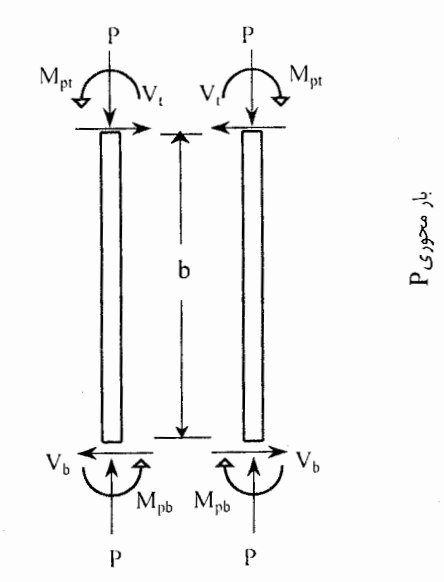
استفاده از وصله‌های پوششی در مجاورت اتصال ستون به تیر مجاز نیست مگر اینکه طول پوشش وصله‌ها مساوی ۱/۳ برابر طول وصله‌های کششی باشد. ولی اگر طول وصله پوششی مساوی طول وصله‌های کششی باشد می‌توان از آن برای نیمه میانی ستون استفاده کرد. چنانچه به دلایل اجرایی محل وصله‌ها در خارج از نیمهٔ میانی ستون تعیین شود باید از خاموتهای ویژه که ذیلا مشخص می‌شوند استفاده کرد.

چنانچه وصله میلگردهای طولی یک در میان تعبیه شوند، لازم نیست طول وصله‌ها از طول وصله‌های کششی بیشتر باشد. همچنین اگر وصله‌ها یک در میان باشند و فاصلهٔ آنها در میلگردهای طولی مجاور و در امتداد طول ستون بیشتر از ۶۰۰ میلیمتر باشد، می‌توان از وصله‌های جوشی یا مکانیکی استفاده کرد. در اینصورت مقاومت کششی این وصله‌ها باید برابر با $۱/۲۵\ A_b f_y$ باشد، که A_b سطح مقطع یک میلگرد است.

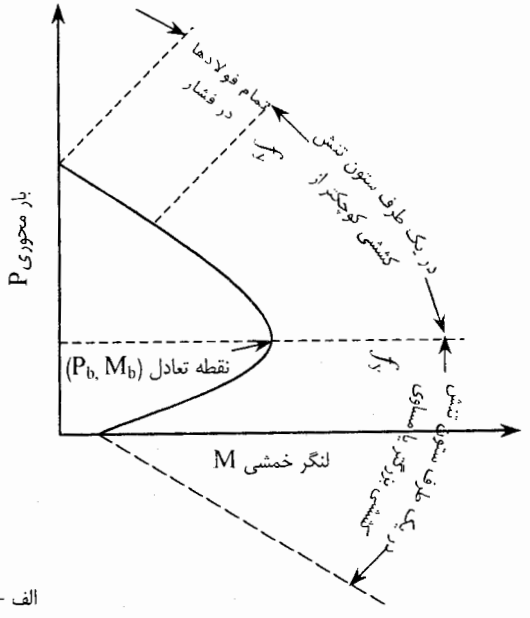
۳-۱۲-۵- مقاومت برشی ستون

باید دانست که فرضیه قویتر بودن ستون نسبت به تیر که مبتنی بر مقاومت خمشی نسبی تیر و ستون است، بیشتر برای تأمین تغییرشکلهای خمیری در تیرهای یک قاب مطرح است، ولی با رعایت چنین رفتاری کماکان احتمال تشکیل شدن لولای خمیری در ستونها وجود دارد. بنابراین، طرح فولاد برشی در ستونها براساس شرایطی است که در ابتدا و انتهای ستون، لنگر مقاوم محتمل

M_{pr}، که مانند تیرها با در نظر گرفتن $\phi=1$ ، f_y $f_{sy}=1/25$ محاسبه می‌گردد. مقدار این لنگر مقاوم محتمل، برابر مقدار بیشترین لنگر سازگار با نیروهای محوری فشاری ضریب‌دار در داخل ستون است. در شکل ۳-۲۸ حالتهای مختلفی از بارگذاری و شرایط تغییرمکان جانبی ستونی از یک قاب بتن مسلح نشان داده شده است که با توجه به منحنی عمومی اندرکنش لنگر خمشی و نیروی محوری موقعیت گسیختگی و تنش‌های کششی در میلگرد طولی ستون را ارائه می‌دهد.



الف –جابجایی جانبی به چپ ب –جابجایی جانبی به راست



شکل ۳-۲۸- حالات مختلف بارگذاری برای طراحی آرماتورهای برشی ستونها

مقدار نیروی برشی سهم بتن در ستونها برای مقاطعی که در آنها لولای خمیری تشکیل نمی‌شود و برای حالات مختلف از نیروی محوری بقرار زیر تعیین می‌شود،

الف- اگر نیروی محوری فشاری باشد $(P_u>0)$:

$$V_c=0/12\sqrt{f_c}(1+\frac{P_u}{12A_g})\cdot b_c\cdot d \qquad (۵۳-۳)$$

ب- اگر نیروی محوری کششی باشد $(P_u<0)$:

$$V_c=0/12\sqrt{f_c}(1+\frac{P_u}{3A_g})\cdot b_c\cdot d \qquad (۵۴-۳)$$

که در این مورد P_u منفی منظور می‌شود.

برای محاسبه دقیقتر V_c در حالتی کـه نـیروی محـوری فشـاری اسـت می‌تـوان از رابطـه ۳-۵۵ استفاده کرد:

$$V_c=(۰/۱۱۴\sqrt{f_c}+۱۲\rho_w\frac{V_u\cdot d}{M_m})\cdot b_c\cdot d \qquad (۵۵-۳)$$

مقدار M_m لنگر اصلاح شده در مقطع ستون است که اثر نیروی محوری را بـر روی لنـگر خمشـی نهایی ملحوظ می‌دارد و مقدار این لنگر برابر است با:

$$M_m=M_u-(\frac{۴h-d}{۸})P_u \qquad (۵۶-۳)$$

بر طبق **آبا** چنانچه مقدار M_m منفی شود، برای محاسبهٔ V_c باید از رابطه ۳-۵۷ استفاده گردد. امـا در هر حال باید دانست که مقدار V_c نباید از مقدار مندرج در رابطه ۳-۵۷ بدسـت می‌آیـد بـزرگتـر باشد.

$$V_c=۰/۲۱\sqrt{f_c(۱+\frac{P_u}{A_g})}\cdot b_c\cdot d \qquad (۵۷-۳)$$

اما برای مقاطعی که در آنها لولای خمیری تشکیل می‌شود، یعنـی در نزدیکـی اتصـال تیرهـا بـه ستونها یا در پای ستونها (روی شالوده‌ها) که نواحی بحرانی در آنجا قرار دارند مقدار $V_c=۰$ درنظر گرفته می‌شود و باید ضوابط زیر را در این نواحی رعایت نمود.

الف- اگر مقطع ستون دایره‌ای باشد.

نسبت حجمی میلگردهای مارپیچ یا تنگ‌های حلقوی (ρ_s) نباید از کوچکترین دو مقدار زیر کمـتر باشد.

$$\rho_{sv}\geq ۰/۱۲\frac{f_c}{f_{yh}} \qquad (۵۸-۳)$$

$$\rho_{sv}\geq ۰/۴۵\,[\frac{A_g}{A_{ch}}-۱]\frac{f_c}{f_{yh}} \qquad (۵۹-۳)$$

که در آن:

f_{yh} مقاومت مشخص شده جاری شدن آرماتور عرضی.

A_{ch} مساحت هسته مقطع ستون که براساس پشت تا پشت آرماتور عرضی تعیین می‌شود.

A_g سطح کل مقطع ستون است.

ب- اگر مقطع ستون مستطیلی باشد.

در صورت استفاده از مقطع مستطیلی، کل سطح مقطع میلگرد عرضی یا تنگ‌های ویژه در فاصله s و عمود بر بعد h_c باید حدود زیر را برآورده سازد:

$$A_{sh} \geq ۰/۱۲ S h_C \frac{f_c}{f_{yh}} \qquad (۶۰-۳)$$

$$A_{sh} \geq ۰/۳ S h_c [\frac{A_g}{A_{ch}} - ۱] \frac{f_c}{f_{yh}} \qquad (۶۱-۳)$$

که در آن:

h_c بعد سطح مقطع هسته ستون که از مرکز تا مرکز میلگرد عرضی اندازه گرفته می‌شود.

S فاصله بین میلگردهای عرضی در امتداد محور طولی عضو (به میلیمتر).

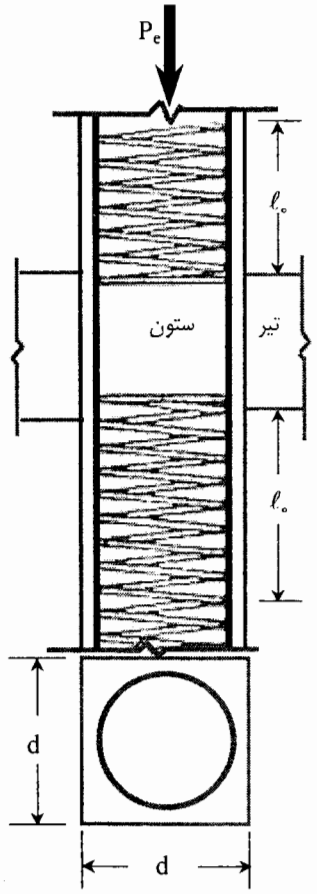
S_{max} یک چهارم کوچکترین بعد مقطع عرضی عضو و یا ۱۲۵ میلیمتر، هر کدام که کوچکتر باشند.

بر طبق شکل ۳-۳۰ که فاصلهٔ ساقهای خاموتها را و همچنین قلابهای دوخت که درصفحه مقطع‌عرضی واقع می‌شوند نباید از $۳۵۰mm$ بیشتر شود. میلگردهای عرضی (دورگیر) می‌بایست درطول بحرانی ℓ_o از هر وجه اتصال و نیز در هر دو طرف مقاطعی که امکان جاری شدن‌خمشی بر اثر تغییر مکانهای جانبی غیرارتجاعی قاب وجود دارد، قرار داده شوند. طول ℓ_o می‌بایست شرایط زیر را ارضاء کند:

$\ell_o \geq$ ارتفاع c ستون در مقطع مورد نظر

$\ell_o \geq \frac{۱}{۶} \times$ (ارتفاع آزاد ستون)

$\ell_o \geq ۴۵۰\ mm$



الف- آرماتورهای دورپیچ محصورکننده

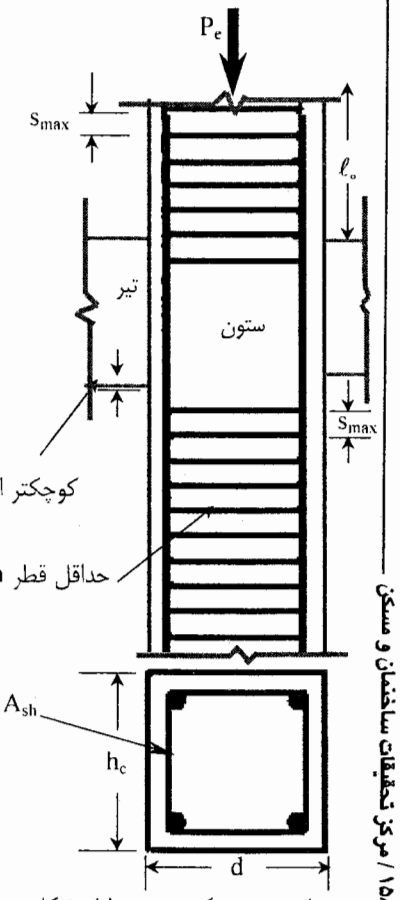
بیشترین مقدار:

$$\ell_o \geq \begin{cases} \frac{1}{6} \text{ ارتفاع آزاد ستون – الف} \\ \text{بزرگترین بعد مقطع d یا h – ب} \\ \text{ج - ۴۵۰ mm} \end{cases}$$

$$S_{max} \begin{cases} \frac{1}{6} \text{ ضلع کوچکتر مقطع – الف} \\ \text{۸ برابر کوچکترین قطر آرماتور طولی – ب} \\ \text{ج - ۱۲۵ mm} \end{cases}$$

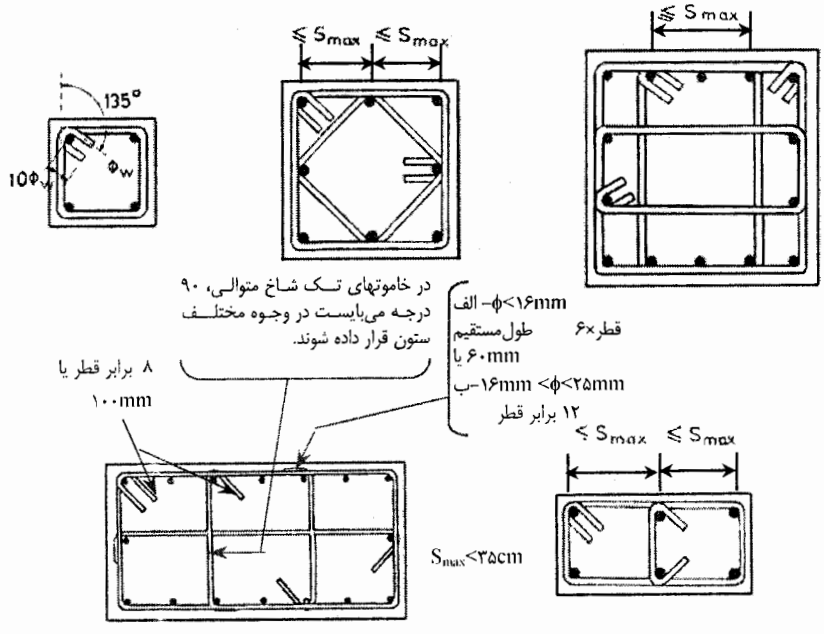
$$\rho_s \geq \begin{cases} ۰/۱۲ \dfrac{f_c}{f_{yh}} \\ ۰/۴۵ \left(\dfrac{A_g}{A_c} - ۱\right) \dfrac{f_c}{f_{yh}} \end{cases} \qquad A_{sh} \geq \begin{cases} ۰/۰۹\ s.h_c \dfrac{f_c}{f_{yh}} \\ ۰/۳ s\ h_c \left(\dfrac{A_g}{A_{ch}} - ۱\right) \dfrac{f_c}{f_{yh}} \end{cases}$$

ρ_s : نسبت حجمی آرماتورهای محصورکننده دورپیچ



ب- حلقه محصورکننده مستطیل شکل

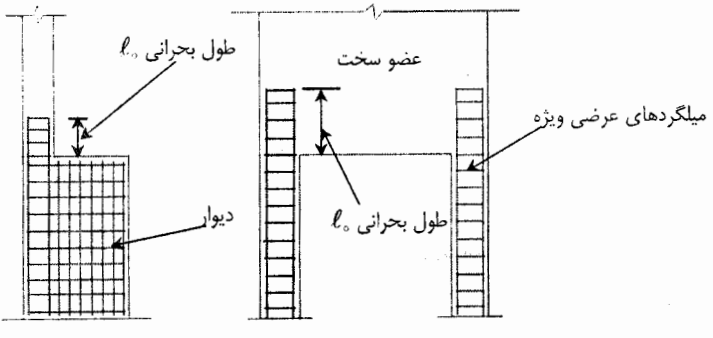
شکل ۳-۲۹- جزئیات مربوط به میلگردهای نواحی بحرانی (انتهای ستون) بر طبق آبا



شکل ۳-۳۰- جزئیات میلگردهای عرضی در ستونها

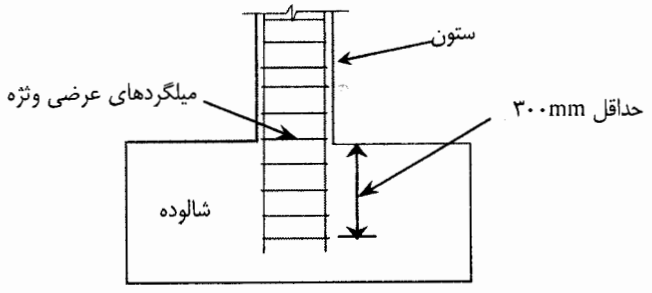
ستونهایی که اعضای سخت را نگهداری می‌کنند و بارهای آنها را تحمل می‌کنند مانند ستونی که دیوار برشی را تحمل می‌کند، میلگردهای عرضی که در طول بحرانی (ℓ_o) تعبیه می‌شوند، باید در تمام ارتفاع این ستونها تعبیه گردد. ضمنا همین خاموت‌گذاری باید به اندازهٔ طول گیرداری یا طول بحرانی در داخل عضو یا عضوهای سختی که آنها را تحمل می‌کند ادامه یابد.

همین ضابطه یعنی ادامه نحوهٔ خاموت‌گذاری را نیز باید برای ستونهایی که بر روی دیوار قرار دارند رعایت کرد.



شکل ۳-۳۱- جزئیات میلگردهای لازم برای مناطق بحرانی

ضابطهٔ خاموت‌گذاری مربوط به طول بحرانی (ℓ_o) را باید به اندازه ۳۰۰ میلی‌متر در داخل شالوده‌ای که ستون بر روی آن قرار دارد ادامه داد.



شکل ۳-۳۲- نحوه ادامهٔ میلگردهای طولی و خاموتهای ویژه به داخل شالوده‌ها

۳-۱۳- طرح اتصالات تیر - ستون

رفتار کلی یک سیستم سازه‌ای به رفتار اجزای آن بستگی دارد ولی در میان اجزای سازه‌ای اتصالات مهمترین قسمتی هستند که سایر اجزا را بیکدیگر متصل کرده و انتقال تمام نیروها از طریق آنها عملی می‌شود. بنابراین رفتار مناسب و صحیح اتصالها و عوامل مؤثر بر مقاومت آنها باید بخوبی شناخته شوند. تنشهای برشی و چسبندگی تأثیر خیلی زیادی بر روی اتصالات قابهای خمشی بتن مسلح دارد.

مشاهدات انجام شده بر روی سازه‌هایی که در معرض زلزله‌های شدید قرار گرفته‌اند، بیانگر این واقعیت است که قسمت اصلی آ سیب‌پذیر در قاب‌های خمشی اتصالات آنها است. بنابراین برای اجتناب از این‌گونه آسیبها، باید اتصالات را به نحو مناسبی طرح و فولادگذاری نمود. تراکم میلگردها در محل اتصالات موجب می‌شود تا جزئیات فولادگذاری اتصال در هنگام طرح تیرها و ستونها از دقت لازم برخوردار باشد. چنانچه فولادهای طولی تیرها و ستونها به قدر لازم و حداقل ممکن طراحی شود باعث می‌گردد که فواصل کافی بین میلگردها پیش‌بینی شده و بتن در بین آنها جای گیرد.

همانطور که اشاره شد در زلزله‌های زیادی گزارش شده است که اتصالهای تیر ـ ستون در اثر برش و کمبود مهار لازم برای آرماتورها دچار شکست شده‌اند. بنابراین می‌توان گفت که پاسخ هر

اتصال بستگی به مقاومت برشی و چسبندگی آرماتورها دارد. نتیجه بررسی این گزارشات را می‌توان با ارزیابی صحیح تبدیل به معیارهایی نمود که طراحی اتصالها بر مبنای آنها باشد.

مهمترین معیارهای قابل قبول برای اتصال تیر- ستون در یک قاب شکل‌پذیر که بتواند در برابر زلزله مقاوم باشد بقرار زیر است:

۱- مقاومت اتصال در هیچ شرایطی نباید از مقاومت لولای خمیری که در قاب تشکیل می‌شود و قاب را تبدیل به مکانیزم می‌کند، کمتر باشد. در صورت رخداد زلزله و وارد آمدن خسارت به ساختمان به نحوی که قابل تعمیر و مرمت باشد، این معیار اتصالها را از تعمیر که معمولا دسترسی به آنها خیلی مشکل است، بی‌نیاز می‌کند. همچنین اگر قرار باشد که اتصال در استهلاک انرژی سهیم باشد، بطور جدی دچار کاهش سختی می‌شود.

۲- رفتار اتصال باید به گونه‌ای باشد که ظرفیت کلی ستون بهیچوجه به خطر نیفتد. به عبارت دیگر اتصال را باید بخشی از ستون بحساب آورد.

۳- اگر زلزله متوسطی به سازه اعمال شد، اتصالها باید رفتارشان در محدودهٔ ارتجاعی باشد و وارد محدودهٔ غیرارتجاعی نشوند.

۴- تغییرشکل اتصال نباید موجب افزایش چشمگیر تغییرمکان نسبی سازه گردد.

۵- برای تأمین پایداری سازه و مقاومت موردنیاز و نیز شکل‌پذیری مطلوب نباید جزئیات آرماتورگذاری در محل اتصال موجب شود تا از نظر اجرایی مشکلات عدیده‌ای با تودهٔ انبوهی از میلگردها بوجود آید.

با طرح صحیح و تعبیه میلگردهای مناسب باید اطمینان حاصل کرد که اتصال در سازه‌های بتن مسلح به نحو خوبی رفتار لرزه‌پذیر داشته باشند. البته پیشرفتهایی که در نحوه فولادگذاری شده است تا حد قابل توجهی به این امر کمک می‌کند.

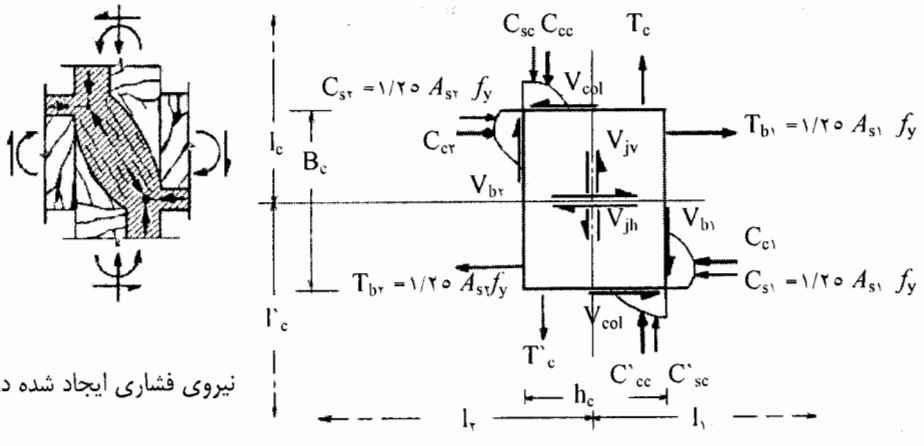
همواره پاسخ اتصالها با برش و چسبندگی کنترل می‌شود که این هر دو، از عاملهای ضعف حلقه هیسترزیس هستند. اتصال را باید در زمرهٔ نامناسب‌ترین قسمت سازه‌ها برای استهلاک انرژی دانست. بنابراین شایسته است پاسخ اتصال را همواره در محدوده یا قلمرو ارتجاعی نگه داشت. اگر چنانچه شکل‌پذیری قابل توجهی برای سازه موردنظر باشد یا هنگامی که پیش‌بینی می‌شود اعضای سازه‌ای به احتمال زیاد دچار خسارت می‌شوند، در اینصورت می‌توان اجازه داد که رفتار اتصال وارد محدودهٔ غیرارتجاعی شود.

باید مطمئن شد که مکانیزم برش و چسبندگی در محل اتصال تأثیر چندانی بر تغییرمکان نسبی

سازه *(Drift)* نداشته باشد. چنانچه قطر فولادهای تعبیه شده در محل اتصال زیاد باشد، شکست چسبندگی نابهنگام در اتصال می‌تواند تا حدود ۱ درصد بر مقدار تغییرمکان نسبی اثر افزایشی داشته باشد. حتی اگر فولادهای تیر مجاور اتصال به حد جاری شدن نرسیده باشند. [پاوولی]

۳-۱۳-۱- نحوهٔ شکست اتصال

هنگام اعمال نیروی ناشی از زلزله بر سازه، چه لولای خمیری در ستون یا در محل دیگری در داخل تیر ایجاد شده باشد، نیروی برشی زیادی در محل اتصال تیر به ستون تولید می‌شود. این نیروهای برشی‌دراتصال‌موجب شکست هستهٔ اتصال بر اثر برش یا چسبندگی‌ویاهردوآنها، می‌گردد. یک اتصال را باید بخشی از ستون به حساب آورد و عملکرد آن بدین عنوان مورد ارزیابی قرار گیرد. ستونی را در نظر می‌گیریم که اتصال میانی یک قاب خمشی را در بردارد. اگر فرض کنیم که نقاط عطف در بالا و پائین ستون قرار داشته باشند دیاگرام نیروهای اعمالی و داخلی مطابق شکل ۳-۳۳ خواهد بود. واکنش درونی تیرهای طرفین در محل اتصال بترتیب عبارتند از نیروی کششی، فشار و برشی که در شکل نشان داده شده‌اند.



نیروی فشاری ایجاد شده در بتن

۳-۳۳- نیروهای هستهٔ یک اتصال میانی

توزیع این نیروها که موجب سه نوع شکست در هستهٔ اتصال می‌گردد، مربوط به حالتی است که نیروهای اعمالی استاتیکی باشند، در حالیکه تحت شرایط بارهای دینامیکی یا زلزله وضعیت هستهٔ اتصال شرایط نامساعدتری را خواهد داشت. در هر حال سه نوع شکست مورد اشاره عبارتند از:

الف- شکست برشی هستهٔ اتصال

ب – شکست مهاری میلگردهای تیر در هستهٔ اتصال
ج – شکست چسبندگی میلگردهای تیر یا ستون که از هستهٔ اتصال عبور می‌کنند.

طراحی هستهٔ اتصال معمولا بر مبنای عدم شکست آن انجام می‌شود، یعنی هستهٔ اتصال باید بقدری مقاوم باشد که جاری شدن تیرهای طرفین را شاهد باشد ولی خود همچنان پابرجا بماند. این همان نکته‌ای است که قبلا شرح داده شد که لولاهای خمیری باید در تیرها تشکیل شوند، پس محل تشکیل آنها باید از هستهٔ اتصال دورتر باشد.

۳-۱۳-۲- نیروی برشی اتصال

نیروهای برشی نهایی مؤثر بر اتصال باید بر مبنای بیشترین نیروی کششی که در میلگردهای اصلی تیرهای دو طرف اتصال و برش موجود در ستونهای بالا و پائین اتصال بوجود می‌آیند، محاسبه گردد. بیشترین نیروی کششی در میلگردهای اصلی تیرهای طرفین وقتی ایجاد می‌شود که در تیرها لولای خمیری تشکیل شده باشد. بنابراین نیروی برشی موجود در اتصال برای شرایطی که تیرهای دو طرف اتصال تشکیل لولای خمیری داده‌اند، محاسبه می‌گردد. لنگر خمشی مثبت یا منفی مربوط به لولای خمیری تیرهای دو طرف اتصال برابر با لنگر خمشی مقاوم محتمل (M_{pr}) در نظر گرفته می‌شود. برای منظور نمودن امکان افزایش مقاومت مصالح و سخت‌شدگی کرنشی میلگرد در محاسبات، تنش فولاد f_s را مساوی ۱/۲۵f_y در نظر می‌گیریم. همانطور که شکل ۳-۳۳ نشان می‌دهد، نیروی برشی افقی موجود در یک اتصال داخلی مساوی مقدار زیر خواهد بود:

$$V_j = A_{s1}(1/25\, f_y) + A_{s2}(1/25\, f_y) - V_{col} = 1/25\,(A_{s1} + A_{s2}) f_y - V_{col} \qquad (۶۲\text{-}۳)$$

و نیروی برشی افقی موجود در یک اتصال خارجی عبارت است از:

$$V_j = 1/25\, A_s f_y - V_{col} \qquad (۶۳\text{-}۳)$$

۳-۱۳-۳- مقاومت برشی

برای اینکه اتصال تحت اثر کششهای قطری تخریب نشود لازم است فولادهای افقی و قائم برشی تعبیه شود. این فولادها موجب می‌شود تا تعادل منطقی در هستهٔ اتصال برای نیروهای فشاری و کششی که متناوبا جایشان به دلیل بار زلزله عوض می‌شود، برقرار گردد. هنگامی که

فولادهای برشی اتصال کافی نباشد، حلقه خاموتها به حد جاری شدن می رسند، که در این وضعیت این فولادها بدون توجه به جهت ترکهای قطری ناگزیر می‌شوند که نیروهای کششی را تحمل نمایند که در نتیجه کرنشهای غیرارتجاعی غیرمتناوب در آنها ایجاد شود. این پدیده موجب می‌شود تا سختی اتصال در سطح پائینی از نیروی برشی بشدت کاهش یابد. نتیجه چنین رفتاری عدم توانایی کل سیستم برای استهلاک و جذب انرژی زلزله می‌باشد. هنگامی که بقدر کافی فولاد برشی در محل اتصال تعبیه شود تا جاری شدن آنها محدود باشد و لولای خمیری در مجاورت اتصال و در تیر تشکیل شود، در اینصورت خرد شدن بتن محل اتصال را باید مورد ارزیابی و توجه قرار داد تا شکست اتصال با شکست بتن آغاز نشود.

چنین حالتی زمانی پیش می‌آید که میانگین تنشهای برشی و فشاری محوری که قرار است تحمل شوند زیاد باشد. این مود تخریب را با در نظر گرفتن حد بالا یا کرانه فوقانی فشار قطری می‌توان جلوگیری کرد.

بر طبق **آبا** حداکثر مقاومت اتصالها برای حالات سه‌گانه زیر در نظر گرفته می‌شود:

الف- حداکثر مقاومت برشی اتصالاتی که در هر چهاروجه محصور شده‌اند، برابر است با:

$$V_j = ۱/۴۴ \sqrt{f_c} A_j \qquad (۶۴-۳)$$

ب- حداکثرمقاومت برشی‌اتصالاتی که در سه وجه یا دو وجه روبرو محصور شده‌اند، برابر است با:

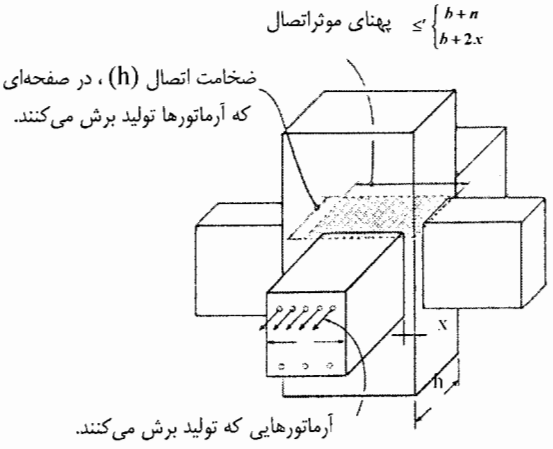
$$V_j = ۱/۰۸ \sqrt{f_c} A_j \qquad (۶۵-۳)$$

ج- حداکثر مقاومت برشی سایر اتصالات برابر است با:

$$V_j = ۰/۹ \sqrt{f_c} A_j \qquad (۶۶-۳)$$

اگر نیروی برشی موجود در اتصال از مقاومت برشی اتصال بیشتر شود، باید با افزایش ارتفاع تیرها نیروها را کاهش داد و یا با افزایش سطح مؤثر، مقاومت اتصال را بیشتر کرد.

لازم به یادآوری است ضرایب سه‌گانه فوق بر طبق آئین‌نامه ACI [۱۱] به ترتیب ۱/۴۴۵ ، ۱/۰۶۳ و ۰/۸۵ توصیه شده است که بسیار نزدیک به ضرایب **آبا** [۲۳] می‌باشد.

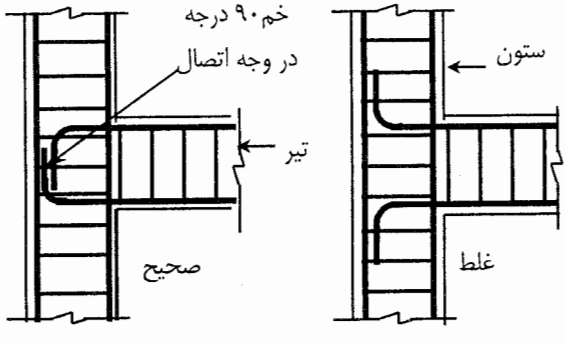


شکل ۳-۳۴- سطح مؤثر اتصال

۳-۱۳-٤- میلگردهای عرضی

در اتصالات تیر ـ ستون، باید حداقل میلگرد ویژه مطابق بخش ۳-۱۲-۵ (مشابه مناطق مستعد تشکیل لولای خمیری در داخل ستون) تعبیه گردد. برای اتصالاتی که در چهار وجه‌شان به وسیله تیرها محصور شده‌اند، می‌توان معادل ۵۰ درصد در میلگردهای ویژه کاهش داد. در چنین شرایطی فاصلهٔ میلگردهای عرضی تا ۱۵۰ میلیمتر قابل افزایش است.

برای مهار میلگردهای طولی در هستهٔ اتصال تیر به ستون کناری، دو نوع جزئیات که یکی صحیح و دیگری غلط است در شکل ۳-۳۵ ارائه شده است.



شکل ۳-۳۵- مهار میلگردهای طولی تیر در هستهٔ اتصال

۳-۱۳-۵- میلگردهای طولی

میلگردهای طولی تیرها که به ستون ختم می‌شوند (هستهٔ اتصال) باید تا انتهای دیگر هستهٔ محصور شده ستون ادامه یابند. اگر این میلگردها کششی باشند باید طول گیرداری قلابدار (ℓ_{ab}) که خم آنها ۹۰ درجه است از رابطه ۳-۶۴ محاسبه می‌شود:

$$\ell_{ab}=\frac{d_b f_y}{۴ f_b} \qquad (۶۷-۳)$$

که در این رابطه d_b قطر میلگرد و f_b مقاومت چسبندگی بین بتن و میلگرد است که به عوامل زیر بستگی دارد:

الف- قطر میلگرد

ب – پوشش بتن

ج – فاصلهٔ آزاد میلگردها

مقدار f_b در جدول ۳-۲ برای حالات مختلف از قطر میلگرد، پوشش بتن و فاصلهٔ آزاد میلگردها آورده شده است.

جدول ۳-۲- مقدار تنش چسبندگی بین بتن و میلگرد

شرایط عمومی میلگردها	قطر میلگردها	
	$d_b \le ۲۰ mm$	$d_b > ۲۰ mm$
$S \ge d_b$ و $C \ge d_b$ و حداقل فولاد برشی	$۰/۵۵\sqrt{f_c}$	$۰/۴۴\sqrt{f_c}$
سایر موارد	$۰/۳۹\sqrt{f_c}$	$۰/۳۱\sqrt{f_c}$

در این جدول S فاصله آزاد بین میلگردها و C پوشش بتن تا روی میلگردها می‌باشد.

۳-۱۴- مقاومت چسبندگی

معمولا طول مهاری توصیه شده توسط آئین‌نامه‌ها بیش از عمق ستونهای مجاور است و اگر در چسبندگی ۱۵ درصد کاهش ایجاد شود حدود ۳۰ درصد انرژی کل سیستم اتصال مستهلک می‌گردد. در اتصالهای بیرونی (کناری) نباید شکست قلاب مهاری با چسبندگی آرماتور تیرها رخ دهد، زیرا چنین شکستی مقاومت تیر را شدیدا کاهش خواهد داد.

فصل ٤ – رفتار و طراحی دیوارهای برشی

٤-١- دیوارهای برشی

کلیات: احداث دیوارهای برشی چه در ساختمانهای بلنـد و چـه متوسـط و حتـی در سـاختمانهای کوتاه موجب می شود که مقاومت ساختمان بطور قابل توجـهی افزایـش یـابد و نشـان داده شـده است که در مقایسه با ساختن قابهای خمشی اقتصادی تر خواهد بود. کنترل خیزجـانبی سـاختمان به کمک دیوار برشی بهترین شیوه در مقایسه با استفاده از عناصری مانند بادبندها می باشد. یقینـاً قابهای خمشی خیلی انعطاف پذیرتر از قابهایی هستند که در کنار دیوار برشی تعبیه شده باشد.

سالها تصور می شد که دیوارهای برشی رفتار تردی دارنـد و بـهمین جـهت رفتـار آنـها در قلمـرو ارتجاعی و برای مقاومت در برابر زلزله های متوسط کارساز انگاشته می‌شد. دلیل اصلی این تصـور در آن بود که برای تأمین رفتار نرم دیوارها جزئیات آرماتورگذاری آنچنانکه لازم است رعایت نمـی شد و از این جهت شکست آنها از نوع برشی بود. از اینرو برخی آئین نامه ها شـکل پذیـری آن را درمقایسه با قابهای خمشی کمتر در نظر می گرفتند. اما محققین با بررسـیهایی کـه انجـام دادنـد ابراز کردند که می توان انرژی زلزله را در دیوارها کاملاً همانند قابها مستهلک کرد [۳۶ و ۳۷].

البته شرط اساسی در تحقق چنین رفتاری فولادگذاری مناسب با جزئیات خاص در دیوار می باشـد. برای اینکه رفتار دیوارها وارد مرحلهٔ غیرارتجاعی شود لازم است شالوده دیوار آنقدر قوی باشد کـه در انتقال نیروها به زمین مشکلی برای دیوار ایجاد نکند. همچنین لازم است رفتار دیافراگم ها یـا کف ها همواره در محدودهٔ ارتجاعی باقی بمانند تا از طریق آنها و اتصال صلـب آنـها بـه دیوارهـا کلیه نیروها به دیوار منتقل گردد.

امروزه بخوبی می توان از دیوارهای برشی در کنار قابهای خمشی به نحوی استفاده کردکه رفتـار مجمـوعه سـازه نرم، مقـاوم و شـکل پذیر باشـد. در هر حال پاسخ این قبیل سازه ها در برابر

زلزله های شدید نیز پاسخی خمشی و نرم است. در غالب موارد دیوارهای برشی قادرند بیشترین سهم را در تحمل نیروی برشی پایه داشته باشند و این در حالی است که قابها پس از ظهور ترکهای قابل توجه و جدی در دیوارها یا ورود رفتار دیوارها به محدودهٔ غیرارتجاعی، بعنوان سیستم ثانویه مقاوم در برابر زلزله طراحی می شوند. لازم به ذکر است در مناطقی که زلزله های شدید رخ می دهد و احداث قابهای خمشی با شکل پذیری زیاد ممکن نیست، بهترین راه حل برای احداث ساختمان مقاوم در برابر زلزله استفاده از دیوارهای برشی است. بویژه اگر ساختمان دارای ارتفاع متوسط یا بلند باشد. البته استفاده از دیوارهای برشی تا ارتفاع ۲۰ طبقه الزامی نیست ولی برای ساختمانهای بیش از ۳۰ طبقه استفاده از دیوارهای برشی بطور جدی توصیه می‌شود [۷].

تعبیه بازشوها در دیوارهای برشی چه بصورت بازشوهای هم راستا و یا بازشوهای غیرهم راستا موجب شده است تا رفتار آنها قدری پیچیده و مشکل شود. اما با توجه به پیشرفتهای زیادی که در مطالعهٔ نظری وعملی بر روی این قبیل دیوارها شده است این مشکل نیز تا حدی برطرف شده و با تعبیه جزئیات خاصی می توان تا حدود بسیار قابل توجهی از رفتار نرم، شکل پذیر و در عین حال مقاوم دیوارهای برشی دارای بازشو نیز مطمئن بود.

باید دانست که دیوارهای برشی در مقابل خمش مانند ستونها عمل می کنند اما دیوارهای برشی کوتاه در مقابل خمش مقاومت بیشتری دارند ولی در مقابل برش از مقاومت کافی برخوردار نیستند فلذا رفتار برشی در دیوارهای کوتاه حاکم است. بطور کلی دیوارهای برشی علاوه بر تحمل خمش و برش ناشی از بارهای جانبی، بارهای قائم را هم تحمل می‌کنند بدین دلیل ضوابط مربوط به ستونها برای این دیوارها نیز صادق است و بایست از دیاگرام اندرکنش لنگر و نیروی محوری در طراحی استفاده نمود. آنچه که باید برای دیوارهای برشی موردنظر باشد عبارتند از: مقاومت، شکل پذیری، ظرفیت جذب انرژی و حداقل کاهش در سختی.

برخی از آئین نامه های طراحی [۲۸] توصیه می‌کنند که اگر قابهای بتن مسلح دارای خصوصیات دینامیکی مشابهی با دیوارهای برشی باشند، بایستی دیوارهای برشی را برای مقاومت بیشتری نسبت به قابها طراحی کرد. دلیل این امر را در ضعف عمومی و کلی دیوارهای برشی در مقابل نیروهای برشی می دانند.

از نکات بسیار با اهمیت در دیوارهای برشی لاغری یا کم بودن ضخامت آنها درمقایسه با ابعاد دیگر آن می باشد که احتمال کمانش حاصل از نیروهای فشاری را ممکن می سازد. این پدیده را

باید بطور ویژه برای احتمال عدم پایداری انتهای تحت فشار مورد توجه قرار داد. با فرض اینکه دالهای کف در تمامی طبقات بصورت دیافراگم صلب هستند، می توانند نقش تکیه گاه جانبی برای دیوارهای برشی را داشته باشند. بنابراین، طول بحرانی در رابطه با کمانش، ممکن است برابر با ارتفاع طبقه در نظر گرفته شود.

٤-٢- مزیت های دیوارهای برشی

استفاده از دیوارهای بتن مسلح سازه ا ی (دیوارهای برشی) ، دارای مزیت هایی است که ذیلاً به آنها اشاره می شود.

الف ـ افزایش چشمگیر سختی ساختمان به نحوی که بر کاهش اثرات ثانویه نقش مؤثری دارد. این مزیت خود بخود موجب افزایش درجه ایمنی در مقابل شکست یا ریزش ساختمان می شود.

ب ـ کاهش قابل ملاحظه خسارت به عناصر غیرسازه‌ای که در اکثر موارد هزینهٔ آنها کمتر از هزینهٔ اعضای سازه ا ی نیست.

ج ـ اثر قابل توجه در ایجاد آرامش خیال و تأمین امنیت روانی ساکنین ساختمانهای بلند مرتبه در هنگام وقوع زلزله.

د ـ دیوارهای برشی قادرند حتی پس از پذیرش ترکهای زیاد، بارهای ثقلی که برای آنها هم طراحی شده اند، تحمل کنند که این پدیده را به طور کامل نمی‌توان از ستونها انتظار داشت.

هـ ـ رفتار لرزه ا ی سازه هایی که دارای دیوار برشی هستند بیشتر از قابهای خمشی، اطمینان بخش می باشد.

دلیل این رفتار در دو نکته نهفته است. یکی اینکه در قابهای خمشی لولای خمیری معمولاً در انتهای تیرها تشکیل می شود ولی در مورد سازه هایی که دیوار برشی دارند، محل تشکیل لولای خمیری در پای دیوار می باشد. نکته دوم در این است که وجود میانقابها موجب افزایش ابهام در رفتار لرزه ا ی قابها می شود زیرا نظم و توزیع مناسب سختی را در سازه دچار اخلال می کند. البته ناگفته نماند که اگر توزیع میانقابها در یک سازه قاب خمشی کاملاً منظم باشد رفتار قاب خمشی تا حدود بسیار زیادی بهبود یافته و حتی در برخی موارد که نظم کاملی در توزیع سختی ایجاد شده باشد، بهتر از سازه هایی که دارای فقط چند دیوار برشی هستند، عمل خواهند کرد.

همچنانکه اشاره شد، علیرغم همهٔ این مزیت ها، برخی آئین نامه ها ضریب رفتار را برای سازه‌هایی که دیوار برشی دارند،کمتر از سازه هایی که دارای قاب خمشی هستند توصیه می‌کنند.

بطور مثال CEB-1985 [۳۲] ضریب پایه برای محاسبهٔ ضریب رفتار را برای قابها بین ۲ تا ۵ و برای سازه هایی که دارای دیوار برشی مزدوج یا دارای بازشو هستند بین ۲ تا ۴ و برای خود دیوارها بین ۱/۴ تا ۲/۸ در نظر می گیرد. در آمریکا آئین نامه UBC-1994 [۲۷] برای ساختمانهایی که دارای دیوار برشی هستند ضریب رفتار را در حدود ۵۰٪ کمتر از ساختمانهای با قاب خمشی توصیه می کند. در آئین نامهٔ طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ایران) ویرایش ـ۲ برای مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد و براساس طراحی به روش تنشهای مجاز ضریب رفتار را برای قابهای خمشی با شکل پذیری اندک (LDL) برابر با ۵ و برای قابهای خمشی با شکل‌پذیری متوسط (MDL) برابر با ۸ و برا ی قابهایی که شکل پذیری زیاد دارند (HDL) برابر با ۱۰ در نظر می گیرد. از طرف دیگر ارتفاع، این سه نوع قاب را از تراز پایه به ترتیب تا ۱۵، ۵۰ و ۱۸۰ متر محدود می کند و این در حالی است که دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی تا ارتفاع ۵۰ متر را در کنار قابهای ساده قرار داده و برای این دو سیستم ضریب رفتار را برابر با ۷ توصیه می کند. همین آئین نامه ضریب رفتار ۵ را برای دیوارهای باربر تا ارتفاع ۷۰ متر در نظر می‌گیرد. اما برای سیستم های دوگانه یعنی سیستمی که مرکب از قاب خمشی و دیوار برشی است ولی در زمرهٔ سیستم MDL واقع می شوند و ارتفاع آنها تا ۷۰ متر محدود است، ضریب رفتار را برابر با ۹ توصیه می کند و اگر این سیستم دوگانه در زمرهٔ HDL واقع شده و تا ارتفاع ۲۰۰ متر محدود شوند، ضریب رفتار ۱۱ را برای آنها اعمال می کند. در هر صورت همهٔ نکات فوق حاکی از آن است که اگر شرایط خاصی برای تسلیح دیوار برشی در نظر گرفته نشود خطر اینکه رفتار آن ترد شود وجود دارد.

٤-۳- انواع دیوارهای برشی

دیوارهای برشی را از چند جهت می توان تقسیم بندی کرد. یکی از نظر تغییر در ارتفاع و دیگری از نظر تغییر در شکل مقطع و دیگری از نظر اینکه دارای بازشو باشند یا نباشند.

٤-۳-۱- دیوارهای برشی کوتاه

اگر دیوار برشی دارای ارتفاع کم باشد یعنی نسبت ارتفاع به طول آن کمتر از ۲ یا ۳ باشد به آن دیوار برشی کوتاه می گویند و برای مقاوم ساختن ساختمانهای کوتاه در برابر زلزله می توان از آن استفاده کرد. در برخی موارد برای ساختمانهای بلند نیز از دیوارهای کوتاه استفاده می کنند و آن

هنگامی است که برای مقاوم ساختن ساختمان در برابر بارهای جانبی در تعدادی از دهانه های طبقهٔ همکف یا برفراز شالوده از دیوارهای برشی کوتاه بصورت پیوسته بین دهانه ها استفاده می کنند. رفتار دیوارهای برشی کوتاه با دیوارهای بلند تفاوت زیادی دارد. بیشترین تحقیقات درخصوص رفتار این دیوارها توسط پارک و پاوولی در نیوزلند انجام شده است. آنها توصیه دارند که فولادگذاری در این قبیل دیوارها تا حد امکان یکنواخت باشد و به سمت لبهٔ قائم تمرکز بیشتری داشته باشد.

حداقل فولادگذاری در این دیوارها نیز به مقدار ۰/۰۰۲۵ بسنده می شود اگر چه ممکن است شکل پذیری کافی را برای دیوار مهیا نسازد ولی از نظر مقاومت و شرایط لازم طراحی کافی بنظر می رسد. برای اینکه شکل پذیری نسبتا قابل قبولی بدست آید لازم است حداقل مقاومت برشی آن برابر با $۰/۵\sqrt{f_c}Mpa$ باشد. توصیه شده است که چون شکست خمشی دیوارهای برشی کوتاه همواره بهمراه ترکهای بزرگ قطری است بنابراین باید از مقاومت برشی بتن صرفنظر شود.

٤-۳-۲- دیوارهای برشی طره ا ی (بلند)

این دیوارها دارای نسبت ارتفاع به طول زیاد می باشند به نحوی که رفتار غالب آنها برخلاف نامشان رفتار خمشی است. همانطور که بیان شد این قبیل دیوارها در تحمل بارهای ناشی از زلزله و استهلاک انرژی آن نقش بسیار مؤثری در ساختمانهای متوسط و بلند دارند. شکل هندسی آنها در مقطع بر رفتار خمشی اثر بسیار زیادی دارد که در جای خود بحث خواهد شد. ولی تغییر طول یا ضخامت آنها در ارتفاع نیز برای رعایت مسائل مختلف سازه‌ای و یا معماری بر رفتارشان اثر می گذارد.

٤-٤- اثر شکل مقطع بر رفتار دیوار

مشخص شده است که شکل مقطع دیوار بر رفتار آن اثر چشمگیری دارد. چنانچه دیوار در دو انتهای مقطع خود دارای بال باشد هم از پایداری و هم از شکل پذیری بیشتری در مقایسه با دیوار بدون بال برخوردار است.

در شکل ۴ـ۱ مقایسهٔ بین دیوارهای بدون بال و دیوارهایی که بال دارند نشان داده شده است. در این شکل بر روی محور y تغییرات نیروی محوری نسبت به مقطع دیوار آورده شده و بر روی محور x شکل پذیری مقطع مشخص شده است. چنانکه ملاحظه می‌شود منحنی "الف" متعلق به یک دیوار با مقطع مستطیل و درصد فولاد ۰/۰۲= ρ است، در حالیکه منحنی "ب" متعلق به دیوار

I شکل است که دارای دو بال مساوی است ودرصد فولاد در محل بالها ۰/۰۳= ρ اســت، بـا هـم قابل مقایسه اند زیرا نیــروی محوری این دو دیوار با یکدیگر مساوی در نظر گرفتـه شـده اسـت. این مقایسه مشخص می کند که با افزایش درصد فولاد مؤثر در مقاومت خمشی و شکل مقطع تـا حد قابل توجهی شکل پذیری افزایش می یـابد و ایـن مطلـب بـرای طراحـی لـرزه ا ی اهمیـت بسزائی دارد. اما منحنی "ج" متعلق به دیواری است بـا مقطـع مسـتطیلی بـا درصـد فـولاد کمـتر (ρ=۰/۰۱) در مقایسه با منحنی الف مسلح شده است. این دیوار با دیوار I شکل که بـا منحنـی "د" مشخص شده است و درصد فولاد ρ=۰/۰۱ قابل مقایسـه اسـت. اثـر تغییـر شـکل در مقطـع بخوبی در اختلاف سطح شکل پذیری مشهود است. البته ظرفیت تحمـل لنـگر در دو دیـوار "ج" و "د" با یکدیگر مساوی فرض شده است. در این مقایسه نیز ظرفیت بهبود یافته شکل پذیری دیــوار "د" بخوبی آشکار است. اما منحنی "هـ" مربوط به دیواری است که به شــکل I است و فولادهـای بال ρ_f=۰/۰۳ و فولادهای جان ρ_w=۰/۰۱ آن به نحو بسیار خوبی محصور شـده انـد. مشـاهده می کنیم که ظرفیت مقاومتی و شکل پذیری دیوار بقدر قابل توجهی افزایش چشمگیر دارد.

الف ـ ρ =۰/۰۲ ٪

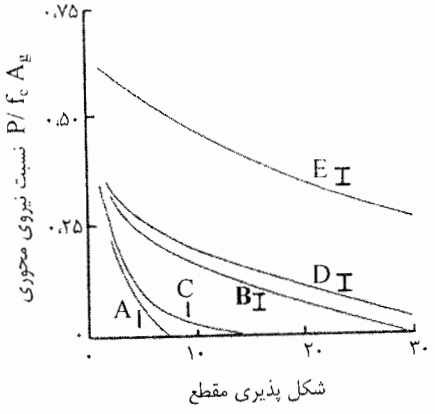
ب ـ ρ =۰/۰۳ ٪

ج ـ ρ =۰/۰۱ ٪

د ـ ρ =۰/۰۱ ٪

هـ ـ ρ_f=۰/۰۳ ٪

و ـ ρ_w=۰/۰۲ ٪



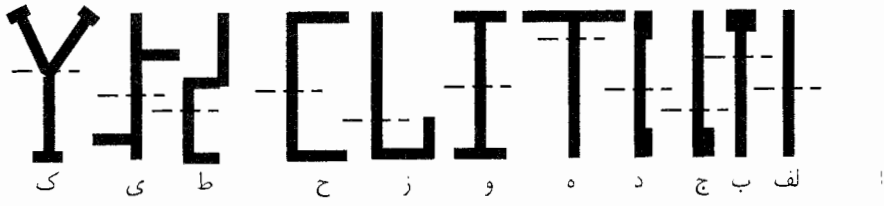
شکل ۴ـ۱ـ اثر شکل مقطع و درصد فولاد بر رفتار دیوارهای برشی

٤-٥- مقاطع بالدار

بدلیل وجود بالها در دو انتهای این قبیل دیوارها رفتار خمشی و شکل پذیری آنها بسیار مناسب تـر است و بطور جدی توصیه می شود که از این قبیل مقاطع اسـتفاده شـــود مـگر در شـرایطی کـه

چاره‌ای به جز استفاده از مقاطع مستطیلی نباشد. متداولترین شکلی کـه بـرای مقطـع دیـوار بکـار می‌برند از نوع ⊏⊐ است.

در شکل ۴ـ۲ حدود یازده نوع مقطع برای دیوارهـای برشـی آورده شـده اسـت کـه یکـی از آنـها مستطیل و بدون بال است و ده مورد دیگر به شیوه های مختلفی دارای بال هستند.



شکل۴ـ۲ـ مقاطع متداول در دیوارهای برشی طره ا ی

بال مربوط به سه مورد ب، ج، د بیشتر برای درگیری با تیرهای جـانبی در سـازه بکـار مـی رونـد. حتی اگر گیردار شدن تیرهای جانبی مدنظر نباشد وجود این بالها موجب می شود پایداری افزایـش یافته کمانش جان تا حد قابل توجهی کاهش داشـته باشـد. ضمنـا چـون محـل تشـکیل لـولای خمیری در دو انتهای پای دیوار است وجـود این بالها کمک بسیار زیادی در بهبود رفتـار خمشـی آنها می نماید.

در شکل ۴ـ۲ مقاطع **ح ، ی** که بال نسـبتا طولانـی دارنـد و بصـورت دیوارهـای عرضـی تلقـی می‌شوند رفتار سخت تری نسبت به سایر مقاطع دارند اما نکته بسیار مهم دربارهٔ آنـها مؤثـر بـودن طول محدودی از بال در رفتار خمشی دیوار نقش مثبت دارد. بدیـن منظـور طـراح بـاید بـا روش خاصی طول مؤثر از بال را محاسبه کرده و آنرا در رفتار خمشی دیوار ملحوظ دارد.

٤-٦- اندازهٔ بال و پایداری جانبی دیوارهای برشی

هنگامی دو یا چند دیوار برشی در پلان یک سازه با یکدیگر تلاقی دارنـد، دیوارهـای جدیـدی بـه شکل L یا T و یا ⌶ را تشکیل می دهند. این قبیل دیوارها معمولا برای مقاومت در برابـر زلزلـه در دو جهت بکار می روند و معمولا از مقاومت بالا و خوبی برخوردار هستند. نشان داده شده اسـت که اگر بال این قبیل دیوارها در فشار قرار گیرند، مقاومت لرزه ا ی خوب و شکل پذیری بـالایی از خود نشان می دهند ولی اگر بال آنها در کشش واقع شـود، ظرفیـت شـکل پذیـری آنـها کـاهش خواهد داشت.

در برخی موارد مقدار طول بال دیوارهایی که مانند نمونه **ح** و **ی** از شکل ۴ـ۲ هستند بسیار زیاد است و باید مهندس محاسب به نحوی طول مؤثر در رفتار مطلوب آنها را بدست آورد.

آئین نامه ACI برای طول مؤثر بال دیوارهای L و T شکل چنین توصیه می کند که اگر تیر معادلی که طول دهانه اش ۲ برابر ارتفاع دیوار باشد، در نظر بگیریم، همان دستورالعملی که برای عرض مؤثر بالهای فشاری در تیرهای Tو L بکار می رود، در مورد دیوارها هم صادق خواهد بود. همچنانکه در مورد سازه های چند طبقه و شکل پذیر مطرح است، برای دیوارهای برشی و شکل پذیر نیز باید مقطع بحرانی برای مقاومت افزون مشخص شود. در دیوارهایی که بال دارند مقدار مقاومت افزون بستگی به جزئیات و مقدار فولادهای کششی آن دارد که در رفتار غیرارتجاعی و برای کنترل خیز یا جابجایی لرزه‌ای نقش تعیین کننده‌ای را ایفا می‌کند. بنابراین یک قضاوت مهندسی لازم است تاعرض مؤثر بال را در دیوارها که تحت اثر کشش قرار می‌گیرند بدست آورد. البته عرض مؤثر در فشار چندان تأثیری بر مقاومت افزون‌دیوار ندارد در حالیکه درمورد بالی‌که درکشش‌قرارمی‌گیرد، عرض‌مؤثر آن‌بسیار در مقاومت افزون تأثیرگذار است.

در شکل ۴ـ۳ عرض مؤثر در بال این قبیل دیوارها چه در فشار و چه در کشش مشخص شده است. در این تخمین تقریبی چنین فرض شده که نیروهای ثقلی یا قائم در اثر نیروی برشی ایجاد شده در جان دیوار، به بالهای آن وارد می شود [۷]. این وضعیت موجب می شود که از یکطرف به یک بال فشار وارد شود و در بال دیگر کشش ایجاد گردد. در قسمت کششی توزیع نیروهای قائم با زاویهٔ ۲۶/۶ درجه است که با شیب ۱:۲ در نظر می گیرند. بنابراین با رجوع به شکل۴-۳ مقدار عرض مؤثر کششی برابر است با:

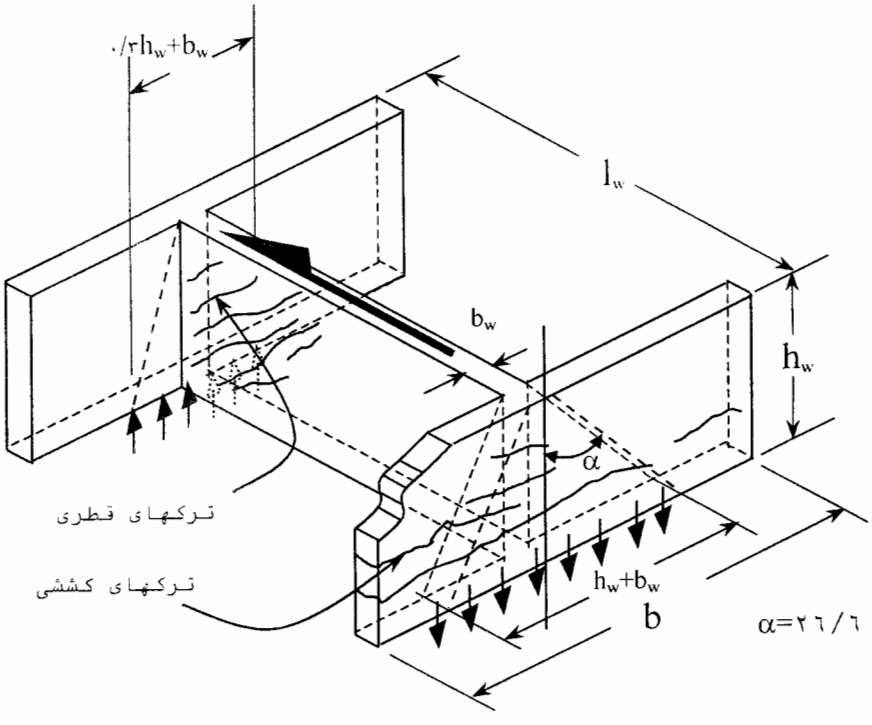
$$b_{et}=(h_w+t_w)\leq b \qquad (۱-۴)$$

لازم است یادآور شویم که برای محاسبهٔمقاومت افزون خمشی دیوارها این فرض هنوز جواب‌های محافظه کارانه بدست نمی دهد وشایسته است با تحقیقات بیشتری این مسئله روشن تر شود. درخصوص دیوارهای آجری این زاویه به ۴۵ درجه می رسد.

برای عرض مؤثر فشاری در بال دیوارها از رابطه تقریبی زیر استفاده می شود.

$$b_{ec}=(۰/۳h_w+t_w)\leq b \qquad (۲-۴)$$

البته بایدتوجه داشت که مقاومت خمشی دیوار در برابر بالی که تحت اثـر فشـار قـرار دارد چنـدان حساس نیست و توجه به این نکته که پس از ایجاد تنش های کششی در بال دیـوار، طـول مؤثـر فشـاری در اثر تعویض مکرر محل فشاری وکششی (در اثـر بارهـای لـرزه‌ای و تنـاوبی)، کـاهش می‌یابد به نحوی که فولادهای دو انتهای عرض فشاری دارای کرنشهای کششی خواهند بود.



شکل۴ـ۳ـ تخمین عرض مؤثر بال در دیوارهای برشی

معمولا جان دیوارهای برشی در مقایسه با سایر ابعاد آن از ضخامت کمی برخوردار است. بنـابراین دیوارها عنصر سازه‌ای لاغر هستند که متناوبا تحت اثر بارهای لرزه ا ی مثل زلزله قرار می‌گیرنـد. از اینرو احتمال کمانش جان در دیوارها خیلی زیاد است. لذا طراح باید نسـبت بـه وقـوع کمـانش موضعی و صفحه ا ی در جان و در برخی موارد در بالهای نازک توجـه ویـژه داشـته باشـد. بـرای کنترل چنین مسئله‌ای لازم است توصیه های زیر رعایت شود.

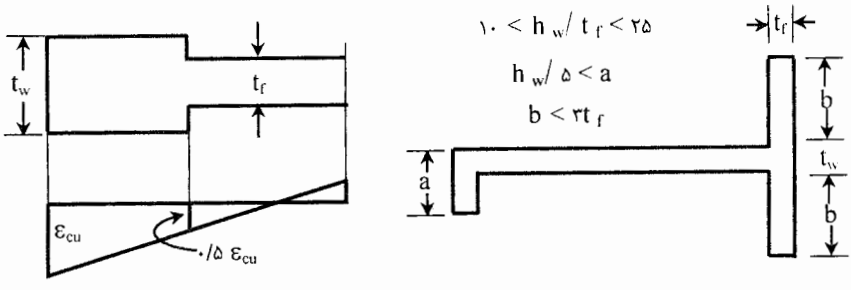
اگر h_w را ارتفاع آزاد دیوار بین طبقات یا هر تکیه گاه جانبی دیگری در نظر بگیریم و t_f ،t_w به ترتیب ضخامت بال و جان دیوار باشد باید برای کنترل کمانش نسبت های زیر برقرار باشند:

الف ـ برای جان دیوار اگر مقدار کرنش کمتر یا مساوی ε_{cu} ۰/۵ باشد:

$$۱۰ \le \frac{h_w}{t_w} \le ۲۵$$

ب ـ برای بال دیوارها چنانچه مقدار کرنش بیش از ε_{cu} ۰/۵ باشد:

$$۱۰ \le \frac{h_w}{t_f} \le ۲۵$$



شکل ۴ـ۴ـ توصیه های اولیه برای جلوگیری از کمانش جانبی دیوارها

در سال ۱۹۹۲ پاولی و پریستلی پیشنهاد کرده اند [۳۷] که ضخامت بحرانی مقطع دیوار در انتهایی که شدیدا تحت فشار قرار می‌گیرد و در آن قسمت لولای خمیر تشکیل می‌شود باید بر طبق رابطه ۴ـ۳ محاسبه شود تا اینکه کمانش برون صفحه ا ی برای دیوار رخ ندهد.

$$t_c = ۰/۰۱۷۱ \; l_w \sqrt{\mu_\phi} \qquad (۳-۴)$$

μ_ϕ ضریب شکل پذیری انحنایی دیوار است که به توزیع کرنش در مقطع دیوار بستگی دارد.

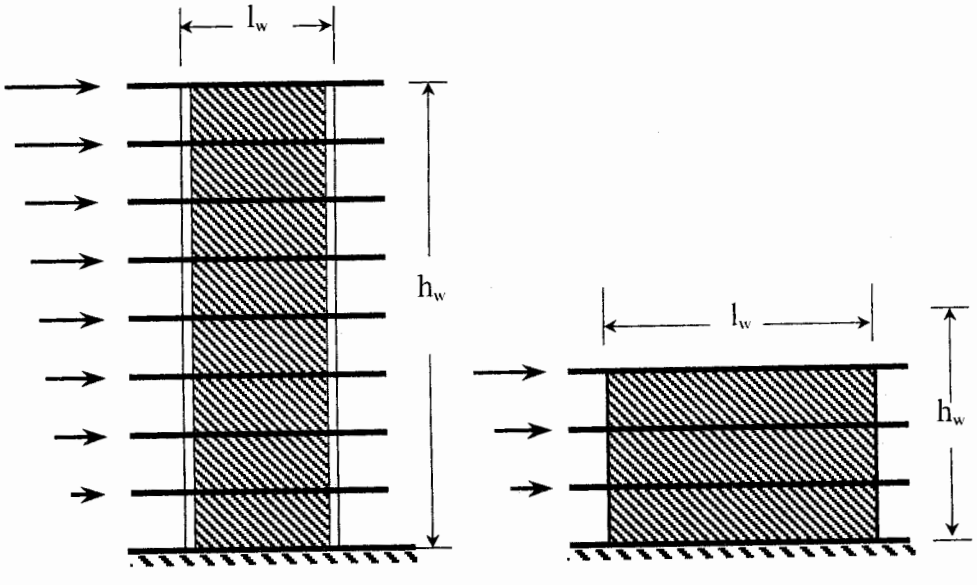
٤-۷- تقسیم بندی دیوارهای برشی از نظر تغییر در ارتفاع

در ساختمانهای با ارتفاع متوسط شکل مقطع دیوارها از شالوده تا بالاترین تراز تقریبا ثابت می‌ماند. این عدم تغییر در مقطع دیوار بیشتر برای دیوارهای یکنواخت بکار می رود. از طرفی نیاز

مقاومتی دیوار در اثر بارهای جانبی کاهش فولادگذاری در مقطع را از پائین به بالا دیکته می‌کند که مهمترین تغییر در ضخامت آن خواهد بود. معمولا و نه بطور گسترده دیوارها دارای بازشو هستند که این بازشوها یا در جان و یا در بال دیوارها تعبیه می شوند و نیز لازم است با یک قضاوت مهندسی عرض و ارتفاع این بازشوها به نحوی تعیین شوند که نه آنقدر کوچک باشند که در طراحی از وجود آنها صرفنظر شود و نه آنقدر بزرگ باشند که بر روی مقاومت برشی و خمشی اثر نامطلوب بگذارد. واضح است که در حالت اخیر باید محاسبهٔ مقاومت و نیز جزئیات فولادگذاری بطور دقیق مشخص شود. بهمین دلیل باید وضع دیوارهای برشی را در دو حالت دارای بازشو و بدون بازشو مورد بررسی دقیق قرار داد.

٤-۷-۱- دیوارهای طره بدون بازشو

بیشتر دیوارهای برشی طره ا ی بدون بازشو را می توان مطابق شکل ۴-۵- الف به صورت تیر و ستون مدل کرد. بارهای جانبی را می توان به صورت بارهای متمرکزی در تراز کف ها به دیوار اعمال کرد و در این حالت کف ها نقش دیافراگم خواهند داشت. این دیافراگم ها موجب پایداری دیوارها شده و در نتیجه ضخامت کمتری برای دیوار طلب می‌کند. در این قبیل دیوارها به سهولت می توان محل تلاقی دیوار با شالوده را بهترین محل برای تشکیل لولای خمیری در نظر گرفت و بقدر کافی ظرفیت دورانی خوبی برای دیوار ایجاد کرد.



شکل۴ـ۵ـ دیوارهای برشی طره ا ی بدون بازشو

در ساختمانهای کوتاه از دیوارهای برشی کوتاه، مانند آنچه که در شکل۴-۵- ب آمده است، استفاده می‌شود و از مشخصه های این دیوارها نسبت پائین (h_w/l_w) در آنها است. در این دیوارها مقاومت خمشی بالا بوده و حتی در حالتی که بر طبق توصیه‌های آئین نامه‌ای حداقل فولادهای قائم ضروری است، این مقاومت خمشی بالا خواهد بود ولی از آنجا که ارتفاع کوتاه است باید تحمل آنها در برابر برش بسیار زیاد باشد تا اینکه لولای خمیری در پای دیوار تشکیل شود. بنابراین در این قبیل دیوارها باید کنترل مقاومت برشی همواره مورد توجه قرار گیرد. در هر صورت رفتار غیرارتجاعی دیوارهای برشی بدون بازشو بلند و کوتاه به ترتیب با خمش و برش تبیین می شود. لازم است توجه داشته باشیم که دیوارهای کوتاه بر اثر نیروهای برشی دچار شکست نشوند، زیرا مقدار جذب انرژی آنها بسیار اندک خواهد بود. بنابراین توصیه می شود که دیوارهای برشی کوتاه را برای نیروی جانبی بزرگتری طراحی کرد تا نیاز شکل پذیری آن کاهش یابد. آئین‌نامه نیوزلند توصیه می‌کند برای اینکه اثر کوتاهی دیوار خیلی تعیین کننده نباشد مقدار بار جانبی دیوارهای معمولی را با ضریب Z_1 افزایش داد که از رابطهٔزیر محاسبه می شود.

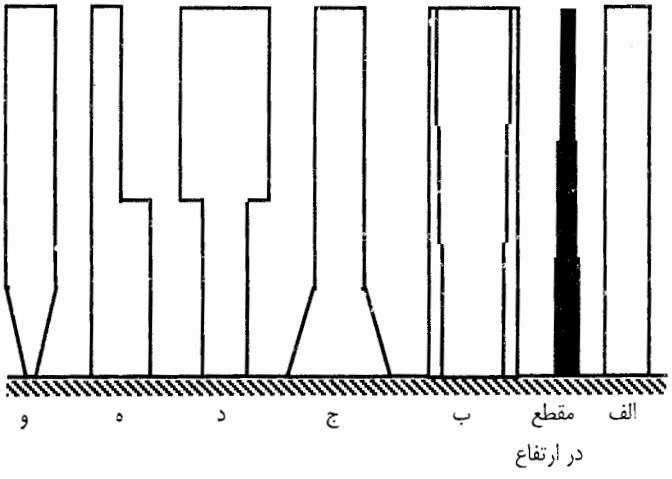
$$۱/۰<(Z_۱=(۲/۵-۰/۵\frac{h_w}{l_w}))<۲/۰ \qquad (۴-۴)$$

از رابطه ۴ـ۴ مشخص می‌شود که اگر بنا باشد Z_1 در این محدوده بگنجد باید نسبت h_w/l_w همواره از ۳ کمتر باشد. در اکثر موارد مشاهده شده است که این شرط نمی تواند مبین خسارت باشد زیرا مقاومت خمشی ذاتی این دیوارها چنین ایجاب می کند. چنانچه طول دیوار وعرض بال آن در تمام ارتفاع ثابت باشد، ضخامت آن چه در جان دیوار و چه در بال آن می تواند در ارتفاع متغیر باشد. تعیین این تغییرات بستگی به اندرکنش آنها در طبقات دارد. در شکل ۴-۶ این مسئله نشان داده شده است. البته تغییر در ضخامت می تواند پله کانی و یا تدریجی باشد. تغییر ناگهانی در ضخامت موجب تغییر ناگهانی در سختی دیوار و در طبقات می شود که در شکل ۶-۴- **ب** تا **و** چنین است. در این وضعیت تغییر در ضخامت چه بصورت تدریجی و چه بصورت پله ا ی و در یک مقطع باشد بسیار خطرناک است. در شکل ۶-۴- **د** رفتار دیوار از نقطه نظر سازه‌ای خیلی خوب و مؤثر است.

در هر حال باید دقت کرد که محل تشکیل لولای خمیری در دیوارها کجا باشد، زیرا قدرت جذب انرژی بیشتر و رفتار لرزه ا ی مناسب دیوار بستگی زیادی به محل تشکیل لولای خمیری دارد.

دیوارهای برشی که در ارتفاع باریک می شوند ممکن است برای معماران بسیار مطلوب باشد ولی باید دانست که شرط تشکیل لولای خمیری در پای دیوار این است که ارتفاع آن محدود شود.

از طرفی برای مقدار معینی از نیاز شکل پذیری جابجایی، شکل پذیری انحنایی زیادی ایجاد می‌شود که استفاده از این قبیل دیوارها باید بهمراه قابهای خمشی و شکل پذیر باشد. از این جهت نیز باید لولای خمیری در پای دیوار تشکیل شود.



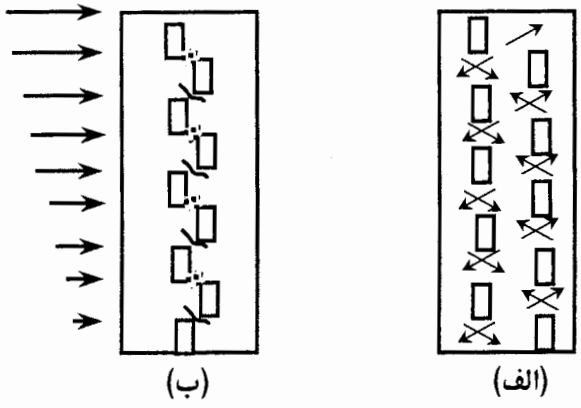
شکل۴ـ۶ ـ دیوارهای غیریکنواخت در ارتفاع

٤-۷-۲- دیوارهای برشی دارای بازشو

دراغلب موارد تعبیه بازشوهای منظم برای پنجره یا دربها در دیوارهای برشی اجتناب ناپذیر است. تعیین محل بازشوهاباید به نحوی باشد که رفتار سازه ای دیوار برای تحمل بارهای وارده مطلوب باشد. لازم است طراح مطمئن باشد که رفتار کلی و خمشی دیوار با کاهش قابل توجه در سطح مقطع آن دچار مشکل نمی شود. همچنین با تعبیه بازشوها نباید بهیچ وجه از مقاومت برشی و موردنیاز دیوار کاسته شود زیرا در اینصورت رفتار دیوار ترد شده و قبل از اینکه به حداکثر ظرفیت خمشی خود برسد تحت اثر شکست برشی فرو می ریزد.

در برخی از حالات که باید تعبیه بازشوها مطابق شکل ۴ـ۷ـ الف باشد، آرایش آنها مرادف با وضع پله ها بوده و در یک ردیف نخواهند بود. در چنین وضعیتی بسیار مشکل است که از رفتار خمشی و ظرفیت کافی شکل پذیری دیوار مطمئن بود و بهتر است تا حد امکان از بکارگیری چنین دیوارهایی اجتناب شود یا اینکه بازشوها در یک ردیف تعبیه شوند. از آنجا که فاصله یا فضای بین بازشوهای غیر هم راستا بیشتر است، این امر موجب می‌شود که پس از تشکیل ترکهای قطری،به ترتیب فشار و کشش قطری مؤثری مطابق شکل ۴ـ۷ـ ب ایجاد گردد. چنانچه این گونه دیوارها

بخوبی فولادگذاری شوند، یعنی آرایش صحیحی داشته باشد در ایـن صـورت مقـاومت برشـی آن تأمین شده و رفتار خمشی آن مطلوب می شود، یعنی اینکه لنـگر حداکـثر در پـای دیـوار تشـکیل می‌شود. البته شاید بهترین آرایش فولادگذاری برای تأمین مقاومت برشی، بصورت قطری باشد.

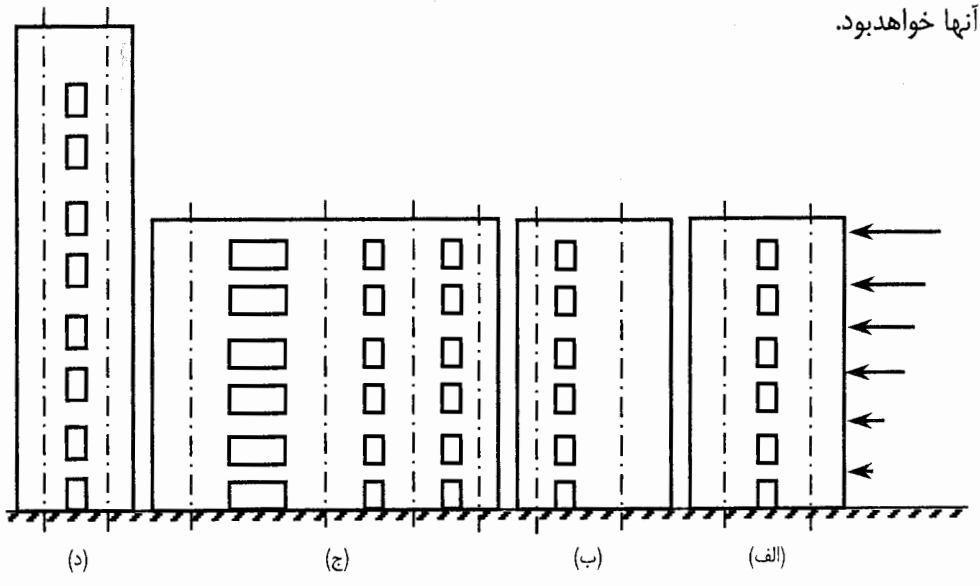


شکل۴ـ۷ـ اثر بازشوها بر روی مقاومت برشی دیوارها

در شکل۴ـ۸ انواع مختلف دیوارهای برشی دارای بازشوهای منظم کـه دارای رفتـار شـکل پذیـر خوبی هستند نشان داده شده است. این قبیـل دیـوار خـاصیت اسـتهلاک انـرژی بـالایی دارنـد و توصیه می شود تا حد امکان از این قبیل دیوارها در ساختمانها استفاده شود. در این دیوارها کـه در واقع مرکب از دو یا چند دیوار که توسط تیرهای رابط بیکدیگر متصل شـده انـد، مـهمترین نقطهٔ ضعف همان تیر رابط است. این تیرهـای رابـط دارای طولـی کوتـاه و عمقـی زیـاد هسـتند و اگر ضخامت آنها کم باشد تبدیل به تیر عمیق شده که رفتار مناسب و مطلوبی ندارنـد. تیرهـای رابـط معمولا از دیوارها ضعیف تـر هسـتند. بـر اثـر حرکـت جـانبی ـ خمشـی دیوارهـا چرخـش قـابل ملاحظه‌ای در محل اتصال دیوارها به تیرهای رابط بر تیرها اعمـال مـی گردد و همیـن چرخـش موجب تولید لنگر قابل توجه و نهایتا جاری شدن مقاطع تیرها می شود. بنابراین برای اینکـه ایـن تیرهای رابط بتوانند مقدار قابل توجهی از انرژی زلزله را مستهلک کنند لازم اسـت دارای آرایـش مناسبی از فولادگذاری باشند.

در شکل ۴ـ۸ـ الف و ۴ـ۸ـ ب دو دیوار برشی توسط تیرهای رابط منفرد و در شکل ۴ـ۸ـ ج چـهار دیوار با تیرهای رابط سه گانه بیکدیگر متصل شده اند. اما در شـکل ۴ـ۸ـ د تـیر رابـط فوقـانی از

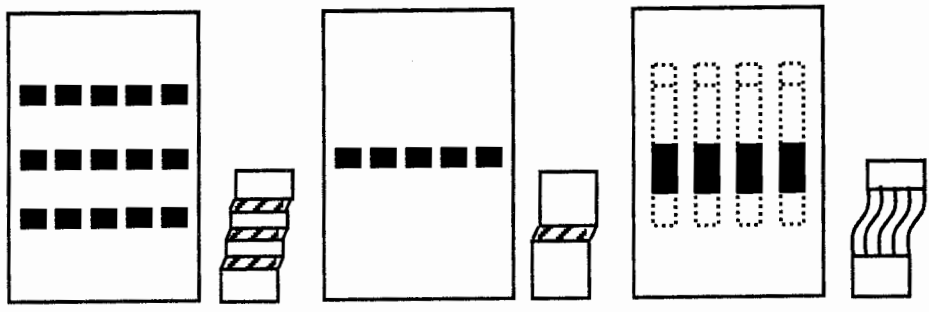
عمق بیشتری برخوردار است که در واقع سختی خیلی زیادی دارد. بی تردید بـرای جـذب انـرژی زلزله توسط دیوارهای‌برشی مزدوح یا دارای بازشو، مسئولیت بسیار زیادی به‌عـهدهٔ تیرهـای رابـط آنها خواهدبود.



شکل ۴ـ۸ـ انواع دیوارهای برشی دارای بازشو

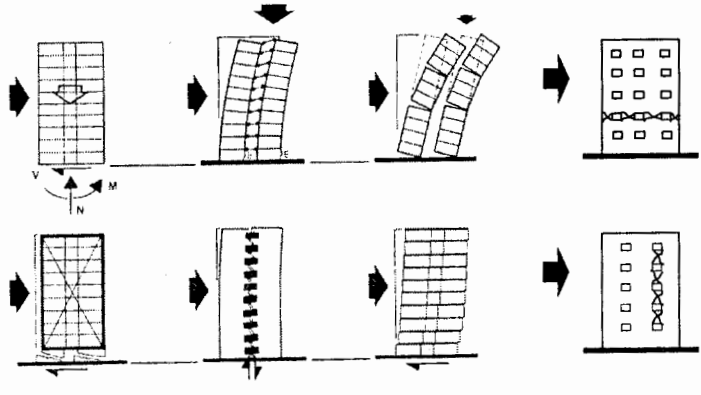
بهمین دلیل تحلیل و طراحی این تیرها از اهمیت بسزایی برخـوردار بـوده ولازم اسـت دقـت لازم برای دستیابی به جزئیات فولادگذاری مناسب بکـار بـرده شـود. از طـرف دیـگر ممکـن اسـت در شرایطی تیرهای رابط مانند آنچه که در شکل ۴ـ۹ آمده است قوی تـر و سـخت تـر از دیوارهـای مزدوج از یک مجموعه دیوار برشی باشند، در اینصورت رفتار هر یک از دیوارها یا قسمت هـایی از آنها ممکن است وارد محدوده غیرارتجاعی شده در حالیکـه تیرهـای رابـط در محـدودهٔ ارتجـاعی باقی بمانند. نتیجه چنین وضعی تخریب دیوارها است که شدیدا ظرفیت جذب و استهلاک انـرژی آن پائین خواهد بود.

مشاهدات پس از وقوع زلزله و همچنین تحلیل دیوارهای برشـی دارای بازشـو رفتـار و مشـکلات فوق را نشان داده اند. باید توجه داشت که در طرح تیرهای رابط، نیاز شـکل پذیـری بـالای آنـها همواره مورد توجه باشد چه اگر آنها خیلی سخت و صلب طراحی شوند، (همچنانکه قبلا بیان شـد) شکست قطری دو تیر رابط یا دیوار رخ خواهد داد. نتیجه اینکه در طراحی دیوارهـای برشـی بـاید مقاطع خمیری در رفتار خمشی به نحوی پیش بینی گردد که هیچگونه شکست یا تخریب قطـری چه در تیرهای رابط و چه در دیوارها اتفاق نیفتد.



شکل ۴ـ۹ـ دیوار برشی نامطلوب و دارای بازشو

در شکل۴ـ۱۰ سطوح بحرانی در یک دیوار برشی دارای بازشو نشان داده شده است. این سطوح جزرهای بین بازشوها است که موجب شکست برشی دیوار می‌شوند.



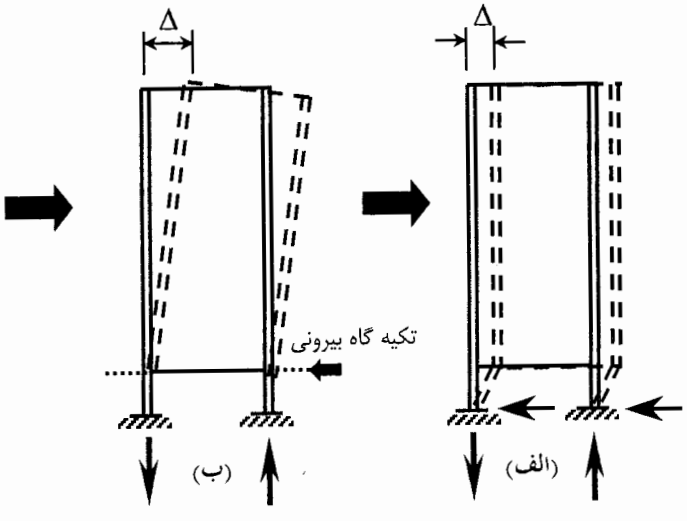
شکل ۴ـ۱۰ـ سطوح بحرانی در دیوار برشی دارای بازشو

٤-۷-۳- دیوارهای برشی بر روی ستون

گاهی بدلایل نوع ساختمان و شیوه های موردنظر در بهره برداری از آن موجب می‌شود که پیوستگی دیوار برشی نقض گردد. مانند دیوارهای برشی شکل ۴ـ۱۱ که بر روی دو ستون در دو انتها تکیه دارند. در این قبیل موارد نقاط بحرانی دارای ضعف شدیدی خواهند بود. زیرا نیروی برشی بسیار بزرگی باید از طریق محل تکیه گاه دیوار به ستونها وارد شود در حالیکه طبقه زیرین

یاهمکف که بدلیل عدم تداوم دیوار به یک طبقه نرم تبدیل شده است، موجب می گردد تا نیاز شکل پذیری ستونها شدیدا افزایش یابد. در این مواقع لنگر واژگونی نیروی محوری شدیدی را بر یک ستون تحمیل خواهد کرد. بنابراین بهتر است از این روش چشم پوشی گردد و بطور جدی مورد استفاده قرار نگیرد.

البته در برخی مواقع می توان به کمک کف های صلب جانبی یا عناصر صلب مشابه در ترازی که ضعف مقاومتی وجود دارد، یک تکیه گاه جانبی بیرونی برای دیوار پیش بینی کرد، که در اینصورت از جابجایی جانبی ستونها در این تراز تا حد قابل قبولی جلوگیری می شود. این روش در شکل ۴ـ۱۱ـ ب نشان داده شده است.



شکل ۴ـ۱۱ـ دیوارهای برشی بر روی ستون ها

٤-٨- نحوهٔ انتخاب محل دیوار برشی در پلان

هر دیوار برشی ممکن است در اثر نیروهای محوری، دچار جابجایی یا تغییرشکل انتقالی و چرخشی شود. اینکه یک دیوار برشی تا چه میزان و چگونه تحت تأثیر لنگر واژگونی، نیروهای برشی یاپیچش قرار گیرد بستگی به شکل هندسی، جهت آن در برابر نیروی زلزله و محل استقرار آن در پلان ساختمان دارد. البته محل استقرار دیوارهای برشی در پلان تابعی از طرح معماری و نحوهٔ بهره برداری از ساختمان است و این مسئله ممکن است از نقطه نظر سازه‌ای مطلوب باشد یا نباشد. به یقین اگر خواست های کارفرما یا اصرار معمار در طرح معماری موجب شود تا موقعیت

دیوارهای برشی تطبیق خوبی با شرایط لازم برای طراحی مناسب لرزه ا ی فراهم نسازد، کار طرح سازه‌ای پیچیده و مشکل خواهد شد.

از نکات دیگر ولی مهم اینکه رفتار دیوارهای برشی تحت اثر نیروهای جانبی ناشی از باد معمولا در قلمرو ارتجاعی باقی خواهد ماند. در حالیکه اگر ساختمان تحت اثر زلزله واقع شود و بویژه شدت زلزله زیاد باشد، رفتار دیوار وارد محدودهٔ غیرارتجاعی خواهد شد.

در میان نکات بسیار مهمی که از نظر سازه ا ی رعایت آنها الزامی است، باید به موارد ذیل اشاره کرد:

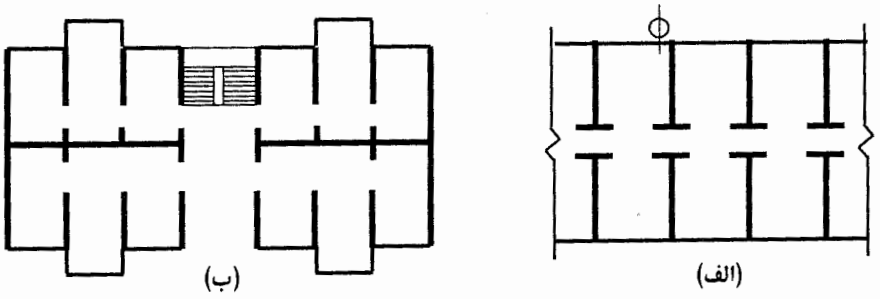
الف ـ برای دیوارهای منفرد، تأمین تقارن در سختی، پایداری پیچشی و ظرفیت مناسب و خوب شالوده اهمیت زیاد دارد.

ب ـ توزیع یکنواخت تغییر شکلهای غیرارتجاعی در تمان سطح پلان ساختمان در نظر گرفته شود.

ج ـ از تمرکز تغییرشکل غیرارتجاعی در نقاط یا محلهای خاصی از پلان ساختمان که موجب تمرکز تغییرشکل غیرارتجاعی برای برخی از دیوارها می شود، باید احتراز کرد. زیرا درغیر اینصورت ممکن است برخی از دیوارها در محدودهٔ ارتجاعی بمانند در حالیکه نیاز شکل پذیری برخی دیگر خیلی زیاد می شود.

اگر مانند برخی از ساختمانها مثل ساختمانهای اداری، هتل ها و آپارتمانها پلان آنها در تمام طبقات یکسان باشد یا بسیار نزدیک بیکدیگر باشند می توان از تعداد قابل توجهی دیوار برشی برای تحمل بارهای جانبی ناشی از زلزله و حتی بارهای ثقلی استفاده کرد. در شکل ۴ـ۱۲ پلان دو نمونه از این قبیل ساختمانها مشاهده می شود که تعداد دیوارها در جهت y بسیار زیادبوده و این مسئله موجب می شود تا سهم هر دیوار در تحمل بارهای جانبی اندک باشد. مقاومت لرزه‌ای ساختمان در جهت x برای شکل ۴-۱۲ـالف بدلیل وجود تعداد زیادی بازشو کم است اما در شکل ۴ـ۱۲ـ ب در جهت y دیوارهای میانی به تعداد زیاد ولی منقطع بوده در حالیکه دو دیوار انتهایی دارای طول نسبتا زیاد بوده که بیشترین مقاومت و سختی رابخود اختصاص داده اند و همین مسئله موجب می شود که توزیع سختی در پلان یکنواخت باشد.

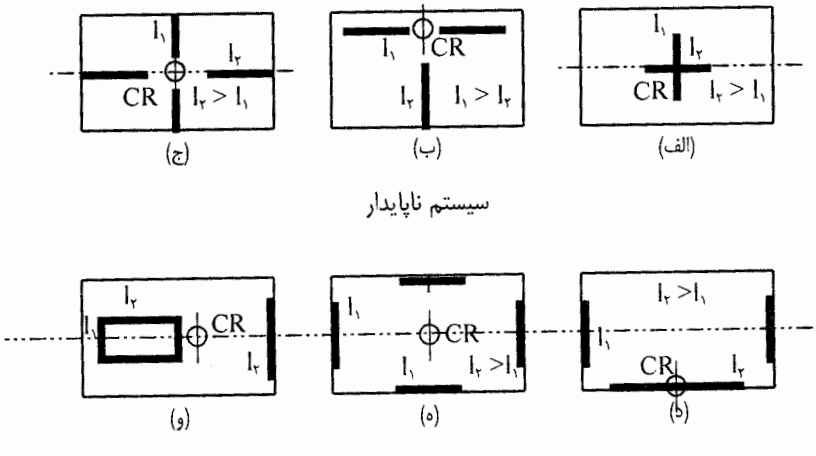
اگردر یک پلان خواص مهندسی دیوارها تقریبا مشابه باشند، میزان‌تأثیر زلزله را بردیوارها می‌توان با نسبت مجموع مقاطع دیوارها دریک جهت به کل سطح داخلی پلان ساختمان تعریف کرد.



شکل ۴ـ۱۲ـ استقرار دیوارهای برشی در دو نوع ساختمان

٤-۹- پایداری پیچشی

پایداری پیچشی در دیوارهای برشی نیز بستگی به نحوهٔ استقرار آنها در پلان دارد. اگر حالتهای مختلف استقرار دیوارهای برشی در شکل ۴ـ۱۳ را مورد ارزیابی قرار دهیم متوجه می شویم که چنانچه مقاومت جانبی هریک ازدیوارهای سیستم الف، ب، ج درجهت محورضعیفشان کافی باشد، هر یک از سیستم های فوق از پایداری پیچشی خوبی برخوردار خواهند بود اما از آنجا که چنین وضعی وجود ندارد پایداری پیچشی این سه سیستم مناسب نیست.



شکل ۴ـ۱۳ـ مثالهایی از سیستم پیچشی پایدار و ناپایدار [۷]

ممکن است نتیجه محاسبات نشان دهد که در دو سیستم الـف و ج خـروج از مرکزیـت نیروهـای اینرسی وجود نداشته باشد ولی بر اثر عواملی مانند حرکت پیچشـی زمیـن، عـدم تطبیـق سـختی پیچشی دیوارها بامقادیر محاسبه شده و کاهش سختی در زمان وقوع زلزله هنگامی که رفتار آنـها وارد مرحلهٔ غیرارتجـاعی می‌شـوند، لازم باشـد سـاختمان را بـرای پیچـش مقـاوم کـرد. از ایـنرو آئین‌نامه‌های مختلف مقـدار خـروج از مرکزیـت تصـادفی بـرای ایـن قبیـل سـاختمانها در نظـر می‌گیرند. اما سه سیستم د، هـ ، و شکل ۴ـ۱۳، به دلیل آرایش مناسب هندسی دیوارها از مقـاومت نسبتا خوبی در مقابل پیچش برخوردار هستند. در سیستم هـ خروج از مرکزیت قابل توجهی وجـود دارد. لیکن به دلیل وجود هستهٔ جعبه‌ای شکل مقاومت پیچشی خوبی را از خود نشان می دهد.

در مجموع برای دو سیستم د، و شکل ۴ـ۱۳ به دلیل خروج از مرکزیت لازم است از حضور قابـها در مقاومت پیچشی و لرزه‌ای ساختمان استفاده کرد تابتوان گفـت کـه مجموعـه عنـاصر سـازه‌ای می‌توانند ساختمان شکل پذیری را در مقابل زلزله بسازند. علاوه بر مباحث فوق لازم اسـت مـوارد زیر نیز به منظور انتخاب بهترین محل برای دیوارها مورد توجه و رعایت قرار گیرد.

۱- بمنظور تأمین مقاومت پیچشی خوب برای ساختمان، تا آنجا که ممکن است دیوارهای برشـی در محیط پلان تعبیه شوند. این دیوارها می توانند به صورت منفرد یا مزدوج باشند.

۲- نیروهای ثقلی بیشتری را می توان از طریق دیوار به شالوده منتقل ساخت، درچنیـن وضعیتـی نیاز به فولادگذاری خمشی زیاد، کاهش می یابد و هم چنین شالوده قـادر خواهـد بـود لنـگر واژگونی ناشی از دیوار را بخوبی تحمل کند.

۳- چنانچه در مناطق با خطر نسبی بالا یا زلزله خیزی شدید، در ساختمانهای بلند از یـک یـا دو دیوار برشی استفاده شود، نیروهای زلزله در این دیوارها متمرکز شـده کـه موجـب مـی شـود نیروی بسیار زیادی به شالوده ساختمان منتقل گردد که دراین صورت باید شالوده ا ی وسـیع و ویژه برای مقاومت در برابر زلزله پیش بینی گردد.

٤-۱۰- نحوه شکست دیوارهای برشی

در پی مشاهدات انجام شده از تخریب ساختمانهای دارای دیوارهای برشی، در زلزلـه‌های گذشـته مشخص شده است که دیوارهای برشی غالبا تحت اثر چهار نوع ضعف دچار تخریب شده‌اند. بنـابر مشاهدات و مبتنی بر توصیه‌های اکید بسیاری از آئین‌نامه‌ها و توصیه اکثر طراحان بـاید حالتـهای

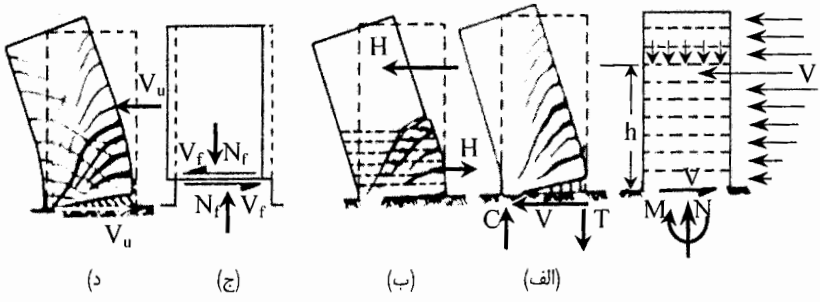
شکست را شناسایی کرده و برای جلوگیری از آن در فرآیند طراحی و ساخت و ساز، تمهیدات لازم اندیشیده شود. بطور کلی حالت‌های تخریب برای اینگونه دیوارها را می توان چنین برشمرد:

الف ـ تخریب خمشی

ب ـ تخریب برشی

ج ـ تخریب لغزندگی

د ـ تخریب، چرخش پایه یا شالوده



الف ـ تخریب خمشی ب ـ تخریب برشی ج ـ تخریب لغزندگی د ـ تخریب، چرخش پایه یا شالوده

شکل ۴ـ۱۴ـ انواع تخریب‌های متداول در دیوارهای برشی

در تخریب خمشی، مفصل یا لولای خمیری در پای دیوار تشکیل می شود، که این مقاطع محل حداکثر نیروی برشی نیز می باشد. با مطالعات عدیده مشخص شده است که منطقه اصلی مفصل خمیری در ارتفاعی می باشد که به آن طول لولای خمیری می‌گویند و در روابط ۴-۱۶ و ۴-۱۷ مقدار آن داده شده است. برای کنترل برش طول این ناحیه را معمولا بین یک تا یک و نیم برابر طول دیوار در نظر می‌گیرند. این منطقه از دیوار بایستی بخوبی فولادگذاری شود و بقدر کافی فولادهای برشی نیز در آن تعبیه گردد.

٤-۱۰-۱- تخریب ناشی از برش

تخریب ناشی از برش در دیوارهای برشی در منطقهٔ مفصل خمیری اتفاق می افتد. در این منطقه ترکهای ناشی از خمش رشد کافی یافته، هم در ضخامت و هم در طول بزرگتر شده و سپس با ترکهای ناشی از کشش قطری یعنی تنشهای کششی اصلی حاصل از برش ترکیب شده و پس از چند تناوب، بتن قادر به تحمل برش نبوده و تنها فولادهایی که بصورت افقی تعبیه شده باشند

می توانند در مقابل برش مقاومت نمایند. از اینرو باید دانست که دیوار برشی که برای تحمل لنگر خمشی طراحی شده است در حالت شدید و بحرانی دچار تنشهای حاکم برشی شده و رفتار آن در منطقهٔ لولای خمیری تابع نیروی برشی خواهد شد. البته لازم به یادآوری است که اگر فولادهای افقی بقدر کافی در مقطع تعبیه شده باشند، تخریب قطری فشاری در مقطع اتفاق خواهد افتاد و در صورت عکس این مطلب تخریب بصورت قطری کششی خواهد بود. مقاومت برشی در واقع ترکیبی از مقاومت برش بتن و فولادهای افقی است که بر اثر تناوب در اعمال بارهای جانبی بتدریج از مقاومت برشی بتن کاسته می شود تا جائیکه تنها فولادهای افقی وظیفه تحمل تنشهای برشی را خواهند داشت. همانطور که مشخص است بایستی از تخریب برشی دیوارها و کلیه مقاطع جلوگیری بعمل آورد ولی از طرفی در حالت نهائی، حداکثر ظرفیت خمشی دیوار در مقطع پای دیوار است و در همین مقطع نیروی برشی حداکثر نیز اثر می کند که این نیروی برشی تابعی است از ارتفاع نقطهٔ اثر برآیند نیروهای جانبی. در آئین نامه ها تغییرات شتاب طبقات را بصورت خطی در نظر می‌گیرند که البته شتاب طبقات برحسب ارتفاع آنها تا پای دیوار (ساختمان) در نظرگرفته می شود و بهمین دلیل توزیع نیروهای جانبی را معمولا بصورت خطی و مثلثی می‌گیرند. بدیهی است که برای روشهای استاتیکی معادل همین نوع تغییرات شتاب را که شکل توزیع نیروهای جانبی‌در مود اصلی ارتعاش‌است توصیه می‌کنند و محل اثر برآیندها در۳ /۲ ارتفاع است. از طرفی دیگر تحلیل دینامیکی در منطقهٔ خمیری نشان می دهد که در اثر ترکیب مودهای مختلف محل اثر برآیند نیروهای جانبی در ارتفاعی بمراتب کمتر از ۳ /۲ ارتفاع خواهد بود. بنابراین اگر ظرفیت کامل خمشی در مقطع پای دیوار در حالت نهائی مدنظر باشد، مقدار نیروی برشی نظیر آن بدلیل کاهش در بازوی لنگر خیلی بیشتر از مقادیر محاسبه شده می شود.

٤-۱۰-۲- تخریب برشی در لغزش

در اینگونه تخریب دیوار در جهت طول خود یعنی در جهت افقی دچار حرکت می شود. برای جلوگیری از این حرکت لازم است با تعبیه فولادهای قائم در دیوار و فونداسیون چاره اندیشی کرد. البته علاوه بر این فولادها بایستی از فولادهای قطری نیز بهره جست. این قبیل تخریب در محل درزهای اجرائی نیز اتفاق می افتد.

در بررسیهایی که از ساختمانهای تخریب شده در اثر زلزله بعمل آمده است، این قبیل تخریب ها

شناسائی شده است. همانگونه که اشاره شد این نوع تخریب ها در محل درزهای اجرائی نیز اتفاق می‌افتد که می‌تواند ناشی از اشکالات عمدهٔ اجرائی، از قبیل عدم رعایت سطح مضرس بتن روز قبل برای حصول چسبندگی بیشتر با بتن روز بعد، عدم وجود آرماتورهای دوخت، عدم تجانس بتن دو مرحلهٔ قبل و بعد و این قبیل مشکلات، باشد. بهرحال بیشترین حالتی که ممکن است دیوار برشی دچار چنبن تخریبی شود، کم بودن نیروهای ثقلی منتقل شده به دیوار است که پایداری آنرا افزایش نداده باشد. مطالعه در برش لغزشی و در مراحل ارتجاعی ـ غیرارتجاعی و غیرارتجاعی نشان داده است که در اثر بارهای تناوبی، مقاومت و سختی دیوار بشدت کاهش یافته و از قدرت جذب انرژی دیوار بطرز فاحشی کاسته می شود [۷، ۳۶، ۲۶ و ۳۰].

٤-۱۰-۳- تخریب ناشی از چرخش شالوده

در شکل ۴-۱۵ منحنی هیسترزیس مربوط به رابطهٔ بار- خیز دیوار برشی از یک ساختمان بلند چندطبقه آمده است که در آن بلند شدن فونداسیون نشان داده شده است. در این منحنی رفتار مربوط به بارگذاری و حذف بار تقریبا مشابه هستند و بهمین دلیل قدرت استهلاک انرژی بسیار کم می باشد. در چنین حالتی باید در طرح اولیه تجدیدنظر شود و ابعاد دیوار و یا کل سازه و توزیع دیوارهای برشی در آن، مورد بررسی مجدد واقع گردد. زیرا اینگونه تخریب خود می تواند، خرابیهای دیگری را موجب شود.

مقدار نشست ناهمگون پی که خود موجب دوران می شود در تحلیل دیوار اثر قابل توجهی دارد. از طرفی این پدیده رابطهٔ مستقیمی با درجه گیرداری دیوار به شالوده دارد. چنانچه لنگر اعمالی در پای دیوار (و در قابها در پای ستونها) برابر با لنگر مقاومتی ناشی از پی و پای دیوار باشد می گویند که اتصال دیوار به شالوده گیردار یا صلب است. به عبارت ساده تر نسبت لنگر اعمالی به لنگر مقاومتی را درجه گیرداری دیوار به شالوده تعریف می کنند. چنانچه پی به هر دلیلی دوران یابد مقدار لنگر مقاومتی بهمان میزان کاهش خواهد یافت. یعنی اینکه لنگر دورانی در پی ضریبی از لنگر اعمالی است.

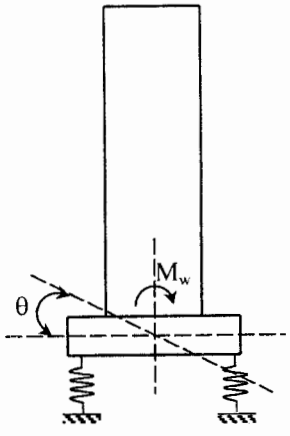
با رجوع به شکل ۴-۱۵- الف دوران پی را با تعبیه دو فنر خطی در دو انتهای زیرشالوده مدلسازی می کنند. چنانچه لنگر اعمالی در تکیه گاه برابر با M و لنگر مقاومتی در پای دیوار (یا پای ستون) برابر با M_w باشد مقدار لنگر نظیر دوران θ برابر با تفاصل این دو لنگر خواهد بود. یعنی خواهیم داشت:

$$M = M_w + M_B \qquad (۵-۴)$$

که M_B همان لنگر نظیر دوران پی است و برابر است با:

$$M_B = K_b . \theta \qquad (۴-۶)$$

در این رابطه θ مقدار دوران پی و K_b سختی پیچشی در تکیه گاه یا شالوده تعریف می شود.



شکل ۴-۱۵- رابطه بار- تغییرمکان برای دیواری که شالوده آن دوران یافته

٤-۱۱- مقاومت خمشی دیوارهای سازه‌ای

چنانچه نسبت ارتفاع دیوار به طول افقی آن بیش از ۲ باشد، رفتار خمشی بر دیوار حاکم می شود. البته باید از مقاومت برشی دیوار تا حد لزوم اطمینان داشت. بنابراین می توان قواعد مربوط به محاسبهٔ مقاومت خمشی تیرهای بتن مسلح را برای دیوارها نیز بکار گرفت. برای اینکار معمولا فولادهای اصلی خمشی را دردو انتهای طول دیوار تعبیه می کنند. از آنجا که مقاومت دیوار تحت تأثیرشکل مقطع واقع می شود این مطلب را برای مقاطع مستطیلی و غیر آن بطور جداگانه مطرح می‌کنیم.

الف ـ مقطع مستطیلی

در سال ۱۹۷۳ هاگنستاد، کاردنس، هانسن و کوربی رابطه‌ای برای مقاومت خمشی ـ نهایی دیوار برشی با مقطع مستطیلی به صورت رابطه ۴-۷ ارائه کرده‌اند [۲۶ و ۷].

$$M_u = \frac{۱}{۲} A_s f_y \ell_w \left(۱ + \frac{N_u}{A_s f_y} \right) \left(۱ - \frac{x}{\ell_w} \right) \qquad (۴-۷)$$

این رابطه برای کلیه دیمانسیون های هماهنگ صدق می کند و مقدار $\frac{x}{\ell_w}$ بصورت زیر تعریف شده است:

$$\frac{x}{\ell_w}=\frac{\alpha+\beta}{۲\beta+۰/۸۵\beta_۱} \qquad (۸-۴)$$

در حالیکه مقدار α و β از روابط زیر محاسبه می شوند:

$$\alpha=\frac{۱/۲A_sf_y}{t_w\ell_{w}f_{cu}}=\frac{A_sf_y}{t_w\ell_{w}f_c} \qquad (۹-۴)$$

$$\beta=\frac{۱/۲N_u}{t_w\ell_{w}f_{cu}}=\frac{N_u}{t_w\ell_{w}f_c} \qquad (۱۰-۴)$$

در این روابط f_c و f_{cu} مربوط به مقاومت نمونه استوانه ا ی و مکعبی بتن است و فرض شده است که مقاومت نمونهٔ مکعبی بیست درصد بیشتر از مقاومت نمونهٔ استوانه ا ی است.

$f_{cu}=۱/۲f_c$

و عوامل دیگر عبارتند از:

M_u = لنگر مقاومت نهایی (N-mm)

N_u = نیروی محوری نهایی و نوع فشاری آن مثبت فرض می شود (N)

A_s= مجموع سطوح فولادهای قائم ($mm^۲$)

f_y= مقاومت جاری شدن فولادها (Mpa)

l_w= طول افقی دیوار برشی (mm)

t_w= ضخامت دیوار برشی (mm)

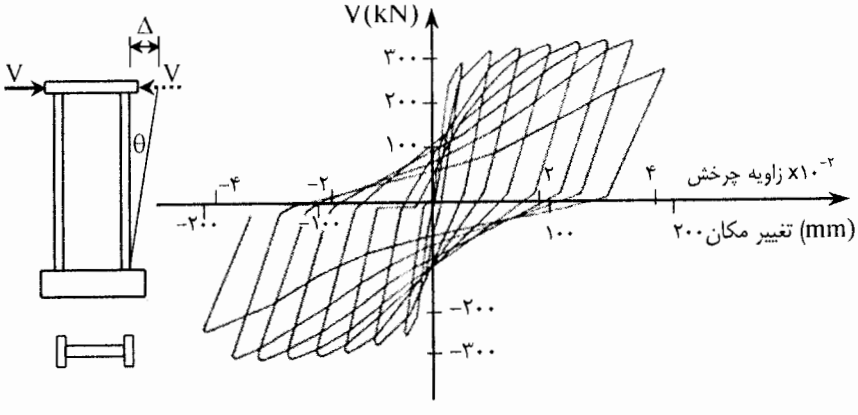
x= فاصلهٔ دورترین تار فشاری تا محور خنثی مقطع یا عمق محور خنثی (mm)

$\beta_۱$= بر مبنای مقادیر ارائه شده در جدول ۳-۱ محاسبه شود.

ب ـ مقطع غیرمستطیل (مقطع بالدار)

اثر بالها شبیه آنچه که در مورد تیرها است، موجب افزایش سطح تحت فشار و پایداری دیوار می‌شود. اگر مقدار بار محوری خیلی زیاد باشد تمام بال و بخشی از جان ممکن است تحت فشار قرار گیرند که در این صورت طراحی قسمت تحت فشار مثل طراحی ستونها خواهد بود.

بطور معمول مقدار نیروی محوری در اثر بارهای قائم کمتر ازمقدار مربوط به حد تخریب در تعادل می باشد. علاوه اینکه، دیوارها بصورت متناوب دارای فولادهای فشاری قابل توجهی مـی باشـند، بنابراین فولادهایی که در کشش قرار می گیرند، در مرحلهٔ نهائی به حد جاری شدن خواهند رسـید که نتیجه این امر دیوار دارای نرمی زیاد بوده و افزایش ظرفیت در جـذب انـرژی خواهـد داشـت. بطوریکه در شکل۴-۱۶ مشاهده می شود رابطهٔ بار- تغییرمکان (خیز) دیـواری کـه دارای نخریـب خمشی است، نشان داده شده است. همچنانکه از شکل ۴-۱۶ بر می آید رفتار نرم دیـوار و قـدرت جذب انرژی آن مشخص است. در هر حال با افزایش نیروی محوری بنحوی که مقـدار آن قـابل توجه شود، محور خنثی بسمت تارهای کششی حرکت خواهد کـرد. ایـن مسـئله موجـب افزایـش کرنش فشاری و در نتیجه کاهش نرمی در مقطـع دیـوار خواهـد شـد. حـال اگر بتـن در قسـمت فشاری نگهداشته شود یا محصور شود نرمی در حد قابل قبولی تأمین خواهدشد، البته این مسـائل برای مقاطعی که دارای جان و بال هستند کمتر صدق مـی کنـد و در آن حـالت بـه نرمـی قـابل قبولی خواهیم رسید. به عبارت دیگر سهم نیروی محوری در تحمل لنگر واژگونـی M_{ot}، ۳۳٪ تـا ۶۶٪ خواهد بود. این سهم به مقـدار a بسـتگی دارد و a بـه تناسـب سـختی دو دیـوار (۱) و (۲) بستگی دارد. بنابراین در تعبیه بازشوها باید به این نکته توجه داشت که رفتار خمشی مجموعـه‌ای یک دیوار برشی دارای بازشو شبیه دیوار برشی بدون بازشو است.

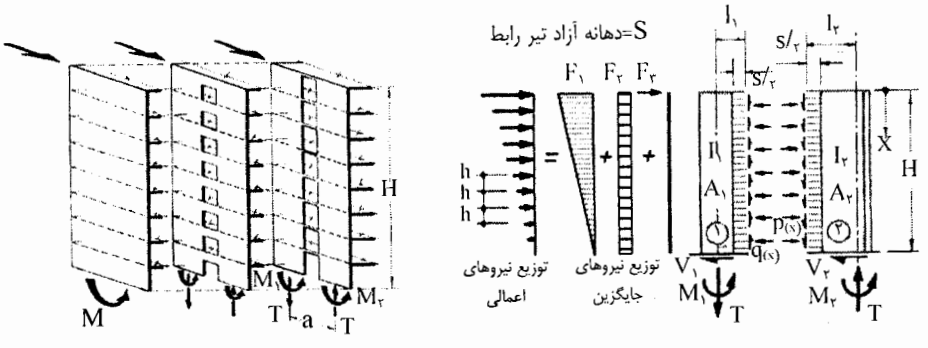


شکل ۴-۱۶- رفتار خمشی یک دیوار برشی بالدار

ج ـ دیوار دارای بازشو

آنچـه که در شـکل ۴-۱۷ آمـده است اثـر بار جـانبی متمـرکز در بالای دیـوار را بـه همـراه عکس العمل های آن نشان می دهد. در مورد دیواری که بازشو دارد، این نـیروی جـانبی موجـب می‌شود تا لنگر واژگونی M_{ot} توسط دو دیوار (۱) و (۲) مقاومت گردد. فرض می کنیم کـه قسـمت بازشو نقشی در تحمل این لنگر ندارد و دو دیوار (۱) و (۲) باید در مقابل این لنگر ایستادگی کـامل داشته باشند. بنابراین مقدار لنگر واژگونی برابر است با:

$$M_{ot}=M_1+M_2+T.a \qquad (۱۱-۴)$$



شکل ۴-۱۷- ساز و کار مقاومت خمشی دیوارهای برشی

نیروی T در این دو دیوار یکی به صورت فشاری و دیگری بصورت کششی ایجاد مـی شـود و بـه تناسب سختی و ابعاد این دو دیوار که به فاصلهٔ a از یکدیگر قرار دارند، بستگی دارد. در هر ترازی مقدار نیروی محوری برابر است با مجموع برش تیرهای رابط بالاتر از آن تـراز کـه بـه سـختی و مقاومت تیرهای رابط بستگی دارد. از طرفی دیـگر سـهم نـیروی محـوری T در مقابلـه بـا لنـگر خمشی یا لنگر واژگونی M_{ot} را با نسبت $T.a$ به M_{ot} بیان می کنند که آنرا با η_w نشان می دهیم. بنابراین سهم نیروی محوری در تحمل لنگر واژگونی برابر است با:

$$\eta_w=\left(\frac{T.a}{M_{ot}}\right) \qquad (۱۲-۴)$$

آئین نامه نیوزلند [۳۳] مقدار η_w را در رفتار دیوار مؤثر می داند و ضریب رفتار یـا ضریـب کـاهش نیرو را برای دیوارهای برشی از رابطهٔ ۴-۱۳ بدست می دهد.

$$R_w=۳\eta_w+۴ \qquad (۱۳-۴)$$

از طرفی مقدار R_w را برای دیوار طره ا ی قائم و لاغر (بلند)، از رابطهٔ ۴-۱۴ ارائه می کند:

$$۵ \geq R_w \geq ۶ \qquad (۱۴-۴)$$

از مقایسهٔ دو رابطه ۴-۱۳ و ۴-۱۴ در می یابیم که:

$$\frac{۲}{۳} \geq \eta_w \geq \frac{۱}{۳} \qquad (۱۵-۴)$$

٤-۱۲-طول لولای خمیری

برای محاسبهٔ شکل پذیری دیوارهای برشی لازم است طول بحرانی یا طول لولای خمیری که در پای دیوار تشکیل می شود معلوم باشد. باید دانست که تعیین طول لولای خمیری در دیوارها مانند تیرها یا ستونها چندان ساده نیست زیرا در همان طولی که جاری شدن فولادهای خمشی رخ می دهد نیروهای برشی و نیروهای محوری حضور دارند. اما برای ساده کردن این محاسبه پاوولی و پریسلی در سال ۱۹۹۲ رابطه ا ی پیشنهاد کرده اند [۷] که طول لولای خمیری را بدست می دهد.

$$۰/۳\ell_w < \ell_p = ۰/۲\ell_w + ۰/۰۴۴\ h_w < ۰/۸\ell_w \qquad (۱۶-۴)$$

در این رابطه ℓ_w طول دیوار و h_w ارتفاع آزاد دیوار و ℓ_p طول لولای خمیری در پای دیوار است که از پایه به سمت بالا اندازه گرفته می شود.

چنانچه طول دیوار از ارتفاع نخستین طبقه (h_1) به اندازه $\ell_w > h_1/۶$ باشد. در رابطهٔ ۱۵ به جای ℓ_w باید مقدار $h_1/۶$ را جایگزین کرد. یعنی خواهیم داشت:

$$۰/۴۸\ h_1 < \ell_p = ۰/۳۲\ h_1 + ۰/۰۴۴\ h_w < ۱/۲۸\ h_1 \qquad (۱۷-۴)$$

همانگونه که اشاره شد حضور نیروی برشی بسیار زیاد در پای دیوار مشکلاتی در محل تشکیل لولای خمیری بوجود می آورد که برای مقابله با آن باید بقدر کافی دیوار را در این محدوده برای تحمل برش مقاوم کرد. در بحث مقاومت برشی دیوارها این تمهیدات اشاره شده است.

٤-۱۳- مقاومت برشی دیوارهای سازه‌ای

مقاومت برشی دیوارهای سازه‌ای باید بقدری باشد که مانع از تحقق رفتار شکل پذیر دیوار و مقاومت خمشی آن در حدی که موردنیاز است نشود. بنابراین لازم است مقاومت برشی بقدری

تأمین گردد که اگر شدیدترین زلزله به سازه وارد شد، پاسخ لرزه‌ای دیوار تضمین کنندهٔ استهلاک انرژی و جاری شدن خمشی آن باشد.

در یک مقایسه ساده بین تیرها و دیوارهای برشی، می توان نتیجه گرفت که با توجه به تأثیر خواص مهندسی مصالح ، دیوارها پدیده‌های رفتاری نامشخص دارند. بویژه رفتار لرزه‌ای در مودهای دوم و به بالا موجب بهم ریختگی در توزیع نیروی ناشی از زلزله بر دیوار می‌شود که فرضیات متداول و مندرج در آئین نامه را تحت الشعاع قرار می‌دهد.

گفته می‌شود که بر اثر تحریک دینامیکی دیوارها مقدار نیروی برشی یا برش پایه افزایش خواهد یافت. مقدار این افزایش در اثر مقاومت افزون دیوار و تحریک دینامیکی آن بصورت اعمال ضریب افزایش در نظر گرفته می‌شود. این پدیده موجب می‌شود که توزیع نیروی جانبی شبیه شکل مودی دیوار باشد. از آنجا که غالبا مود دوم و سوم متناظر با رفتار غیرارتجاعی دیوار است نتیجه می‌گیریم که لولای خمیری در مودهای دوم به بعد نیز در پای دیوار تشکیل می شود، زیرا مقاومت دیوار در مودهای دوم به بعد یعنی هنگامی که رفتارش وارد قلمرو غیرارتجاعی شده است، کمتر از مقاومت مربوط به پاسخ ارتجاعی آن است.

ضریب افزایش نیروی برش پایه را ضریب بزرگنمائی برش دینامیکی نیز می‌گویند [۷] و مقدار آن برابر است با:

الف ـ برای ساختمانهای تا ۶ طبقه $w=0/9+\frac{n}{10}$

ب ـ برای ساختمانهای بیش از ۶ طبقه $w=1/3+\frac{n}{30}$

n = تعداد طبقات ساختمان است.

محققین نشان داده اند که ضریب بزرگنمایی برش دینامیکی می تواد تابعی از شتاب زمین باشد [۷ و ۳۸] ، این موضوع نیاز به بررسی و پژوهش بیشتری دارد، لیکن روشن می‌سازد که برای دستیابی به رفتار خمشی و مطلوب دیوارها لازم است مقاومت برشی آنها بخوبی و بقدر کافی تأمین شود.

در هر صورت باید مقاومت برشی دیوارهای سازه‌ای بیش از نیروی برشی نهایی باشد که از تحلیل بدست می‌آید. آئین‌نامه بتن ایران (**آبا**) به جای ضریب بزرگنمایی از ضریبی بنام ضریب اصلاح سخن می‌گوید، یعنی اینکه باید نیروی برشی که از تحلیل بدست می‌آید مساوی یا کمتر از ۰/۷ مقاومت برشی باشد، به عبارت دیگر لازم است مقاومت برشی بزرگتر یا مساوی ۱/۴۳ برابر نیروی برشی باشد که از تحلیل بدست می‌آید.

اگر V_u نیروی برشی بدست آمده از تحلیل باشد و V_r مقاومت برشی دیوار باشد بر طبق **آبا** باید داشته باشیم:

$$V_u \leq ۰/۷V_r \qquad (۱۸-۴)$$

و یا اینکه

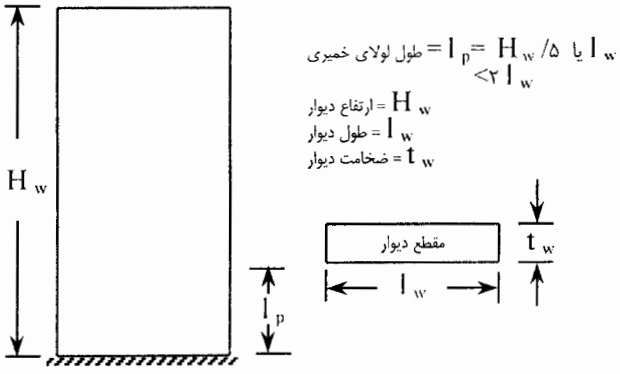
$$۱/۴۳V_u \leq V_r \qquad (۱۹-۴)$$

لازم به ذکر است که مقاومت برشی دیوارهای سازه‌ای نتیجه مقاومت بتن و آرماتورها است. اما مقاومت برشی بتن همیشه در مقاومت برشی دیوار مشارکت ندارد بلکه تحت شرایطی که ذیلاً آورده می‌شود سهم هر یک از دو عنصر بتن و میلگردها معلوم می‌گردد. قبل از اینکه این سهم‌بندی مشخص شود لازم است به مطلب مهمی در طرح لرزه‌ای دیوارهای سازه‌ای توجه کنیم و آن اینکه دو نکته مهم موجب می شود که طراحی مقاومت برشی دیوارها به دو قسم منفک شود نکته اول اینکه لولای خمیری چه ظرفیت برشی دارد و دوم اینکه در مقاطعی که لولای‌خمیری تشکیل نشده است آیا ضابط ویژه‌ای باید حاکم شود؟ برای پاسخ به این سؤالها دو منطقه بشرح زیر برای طراحی برش در نظر می گیریم.

الف- در محل لولای خمیری که معمولاً در پای دیوار تشکیل می شود و باید دارای رفتار شکل‌پذیر باشد.

ب- در مقاطعی که لولای خمیری وجود ندارد.

قبلا در مورد طول لولای خمیری و محل آن بحث کردیم و مشخص شد که در دیوارهای سازه‌ای منطقه تشکیل لولای خمیری در رفتار لرزه‌ای آن نقش تعیین‌کننده‌ای دارد. از این جهت لازم است وضعیت مقاومت برشی در این ناحیه مورد ارزیابی قرار گیرد. از آنجا که فولادهای قائم در محل لولای خمیری به حد جاری شدن می‌رسند و ممکن است محل جاری شدن فولادها در یک مقطع یا محل مشخص نباشد باید برای لولای خمیری محدودهٔ مناسبی بنام منطقه لولای‌خمیری در نظر گرفت. معمولا محدودهٔ این منطقه برابر با طول دیوار ℓ_w یا یک پنجم ارتفاع دیوار $(\frac{h_w}{۵})$ است. ولی در هر صورت نباید از دو برابر طول دیوار $(۲\ell_w)$ بیشتر باشد [۷].



شکل ۴-۱۸- محدودهٔ لولای خمیری در دیوارهای سازه‌ای

در هر صورت مقدار مقاومت برشی دیوار در محل لولای خمیری یا در منطقه لولای خمیری تحت اثر جاری شدن فولادهای قائم که در بارهای متناوب رخ می دهد قرار دارد. مقاومت‌برشی توسط بتن و فولادهای افقی تأمین می‌شود. اگر بخواهیم سهم بتن و فولادهای افقی را در مقاومت برشی دیوار تعیین کنیم باید به نکاتی به شرح زیر توجه شود. بر طبق نظر ۹۸-۳۱۸ ACI [۱۱] سهم بتن چنین است:

۱- چنانچه تنش فشاری محوری در مقطع موردنظر که در آن لولای خمیری تشکیل شده است کمتر از $0/2f_c$ باشد از سهم بتن در مقاومت برشی باید صرفنظر کرد. اما باید دانست که در چنین وضعیتی ممکن است ترکیب ناخوشایند شتاب افقی و قائم زلزله اثر نامطلوبی بر رفتار دیوار بگذارد.

۲- اما اگر مقدار تنش فشاری محوری در مقطع بیشتر از $0/2f_c$ باشد می توان سهم بتن را در تحمل برش در نظر گرفت. در اینصورت حضور نیروی محوری فشاری که همزمان با نیروی برشی اثر می کند، باید ملحوظ شود.

آئین‌نامه بتن ایران تنها زمانی که مقطع تحت اثر برش، خمش و کشش محوری قابل ملاحظه قرار گرفته باشد سهم بتن را نادیده می‌گیرد و حتی موضوع را بصورت کمی روشن نکرده است. اما در جائیکه می‌خواهد سهم بتن را تعیین کند از طریق رابطهٔ محاسباتی اثر نیروی کشش‌محوری را منفی می‌گیرد که بعداً راجع به آن صحبت خواهیم کرد.

در هر حال با توجه به شرایط خاص بارگذاری سهم هر یک از دو عنصر بتن و آرماتورها معلوم خواهد شد. این آئین‌نامه برای ساختمانهای با شکل‌پذیری کم توصیه‌های خاصی در طرح لرزه‌ای ندارد بلکه آنچه که در مورد ساختمانهای عادی بحث کرده برای آنها مجاز می‌شمارد و الزامات خود را در مورد سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد شبیه یکدیگر مقرر می‌دارد و در مواردی استثنایی برای ساختمانهای با شکل‌پذیری متوسط نکاتی را ملحوظ می‌دارد که ما بدانها اشاره خواهیم کرد.

عجالتا برای چنین مناطقی آئین‌نامه‌های مختلف توصیه‌هایی تقریبا نزدیک بهم دارند بطور مثال مقررات **آبا**، ACI و آئین‌نامه نیوزلند را مقایسه می‌کنیم.

- آئین‌نامهٔ نیوزلند برای دیواری که تحت اثر نیروی محوری فشاری قرار دارد، مقدار مقاومت برشی بتن را از رابطهٔ ۴-۲۰ ارائه می کند.

$$V_c = ۰/۶ b_w d \sqrt{\frac{N_u}{A_g}} \qquad (۲۰-۴)$$

یعنی اگر نیروی محوری وجود نداشته باشد سهم بتن برابر با صفر می‌شود. در این رابطه A_g سطح مقطع کل دیوار است و N_u نیروی محوری طراحی است که بصورت فشاری خواهد بود و b_w ضخامت دیوار سازه‌ای است و d عبارت است از عمق مؤثر که در جهت طول دیوار (ℓ_w) محاسبه می شود. همین آئین نامه برای دو نوع دیوار با شکل پذیری بالا و شکل پذیری محدود، حد بالایی از مقاومت برشی بنام مقاومت برشی ایده آل در نظر می گیرد که عبارتند از:

برای دیوار با شکل پذیری محدود

$$V_c = ۰/۹ b_w . d \sqrt{f_c} \qquad (۲۱-۴)$$

برای دیوار با شکل پذیری زیاد و در مقایسه با شکل‌پذیری محدود سهم کمتری برای بتن قائل شده است:

$$V_c = ۰/۵ b_w . d \sqrt{f_c} \qquad (۲۲-۴)$$

بر طبق این آئین‌نامه سهم میلگردهای افقی درمقاومت برشی برابر است با:

$$V_s = f_{yh} A_h d / S_h \qquad (۲۳-۴)$$

A_h سطح مقطع میلگردهای افقی و S_h فاصله آنها است.

در همین محدودهٔ لولای خمیری، اگر قرار باشد فولادهای قائم زودتر از تشکیل ترکهای قطری برشی جاری شوند که بهتر است چنین شود،حداقل فولاد افقی لازم را می توان از رابطهٔ ۴-۲۴ بدست آورد.

$$\rho_{min}=\frac{۴}{۳}\left[\frac{d_s V_u}{M_u}.\frac{f_{yv}}{f_{yh}}\rho_v-\frac{V_c}{b_w.d.f_{yh}}\right] \qquad (۲۴-۴)$$

که در این رابطه f_{yv}، f_{yh} به ترتیب مقاومت جاری شدن فولادهای افقی و قائم بوده و ρ_v درصد کل فولادهای قائم و d_s عمق مؤثر برای فولادهای افقی است.

- آئین‌نامه بتن ایران (**آبا**) سهم بتن را وابسته به نسبت ارتفاع دیوار به طول دیوار می‌داند و با تغییر این نسبت این سهم را معین می‌کند.

$$V_c=\alpha_c A_{cv} v_c \qquad (۲۵-۴)$$

اگر نسبت $\frac{h_w}{\ell_w}\geq ۲$ باشد مقدار: $\alpha_c=۱$

اگر نسبت $\frac{h_w}{\ell_w}\geq ۱/۵$ باشد مقدار: $\alpha_c=۱/۵$

اگر نسبت $۱/۵ < \frac{h_w}{\ell_w} < ۲$ باشد برای مقدار α_c باید بصورت خطی بین دو مقدار ۱ و ۱/۵ درون‌یابی (یا میانیابی) انجام داد.

و سهم فولاد در مقاومت برشی برابر است با:

$$V_s=\phi_s \rho_H f_y A_{cv} \qquad (۲۶-۴)$$

که در این روابط ρ_h درصد میلگردهای افقی دیوار و h_w و ℓ_w به ترتیب طول دیوار در جهت نیروی برشی و ارتفاع دیوار می‌باشد. بنابراین مقاومت برشی بر طبق **آبا** برابر است با:

$$V_r=V_c+V_s=A_{cv}(\alpha_c v_c+\phi_s \rho_h f_y) \qquad (۲۷-۴)$$

بر طبق **آبا**

$$v_c=۰/۲\phi_c\sqrt{f_c}=۰/۱۲\sqrt{f_c}$$

$$\phi_s=۰/۸۵$$

$$A_{cv}=b_w d$$

b_w ضخامت جان دیوار و d فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز میلگردهای کششی و در جهت طول (ℓ_w) دیوار است. بنابراین مقاومت برشی برابر است با:

$$V_r=b_w d\,(۰/۱۲\,\alpha_c\sqrt{f_c}+۰/۸۵\,\rho_h f_y) \qquad (۲۸-۴)$$

- آئین‌نامهٔ ACI ۳۱۸-۹۸ بیش از آنکه بین دو منطقهٔ دارای لولای خمیری و بدون لولای‌خمیری تفکیک قائل شود، توصیه‌های خود را بر روی تفکیک دیوارهای بلند و کوتاه متمرکز ساخته است. در واقع آنچه که **آبا** نیز قائل است همین است. زیرا در منطقه تشکیل مفصل پلاستیک یا لولای خمیری، به دلیل شکل‌پذیر شدن دیوار در آن منطقه ترجیحاً از مقاومت برشی بتن صرفنظر شده است و فقط در صورتی که نیروی محوری فشاری قابل ملاحظه‌ای اعمال شود، بتن می‌تواند نقش خود را در مقاومت برشی دیوار ظاهر سازد. از اینرو در این آئین‌نامه اولاً مقاومت برشی بتن تحت اثر حضور نیروی محوری است و ثانیاً مقاومت برشی دیوار به رفتار آن در دو حالت دیوار کوتاه و بلند بستگی دارد. بنابراین چون در جوار منطقهٔ لولای خمیری مقاومت بتن در سیکلهای بار لرزه‌ای رو به زوال می‌گذارد بهتر است از مقاومت بتن صرفنظر شود و آنرا برای حالات دوگانه نیروی محوری بشرح زیر در نظر گرفت. البته باید یادآور شد که هر قدر دیوار بلند باشد رفتار خمشی بر آن حاکمیت دارد و هر قدر کوتاه باشد رفتار برشی اولویت دارد. به عبارت دیگر در دیوار کوتاه مقاومت برشی بیشتر است.

الف- دیوار تحت اثر نیروی محوری فشاری قرار دارد:

$$V_c=\left[۰/۱۵۸\sqrt{f_c}+۱۷/۲\rho_w\frac{V_u d}{M_u-N_u\left(\frac{۴\ell_w-d}{۸}\right)}\right]b_w d \qquad (۲۹-۴)$$

در این رابطه ρ_w درصد فولاد در جان دیوار، N_u نیروی محوری که ضرایب بار نهایی را در بر دارد، M_u مقاومت خمشی نهایی، V_u نیروی برشی نهایی در مقطع، b_w ضخامت جان، d عمق مؤثر و ℓ_w طول جان دیوار می‌باشد.

حد V_c را نیز بر طبق رابطه ۴-۳۰ مشخص می‌کند:

$$V_c=۳/۵\sqrt{f_c}b_w d\sqrt{۱+\frac{N_u}{۳/۴۵\,A_g}} \qquad (۳۰-۴)$$

ب - چنانچه نیروی محوری بصورت کششی باشد مقدار مقاومت برشی بتن برابر است با:

$$V_c=\frac{۱}{۶}\sqrt{f_c}b_w d\,(۱+\frac{N_u}{۳/۴۵\,A_g}) \qquad (۳۱-۴)$$

در این رابطه برای اینکه N_u کششی باشد آنرا منفی در نظر می‌گیریم.

بنابراین در حالت کلی:

$$V_r=V_c+V_s=(b_w d v_c+A_{sh} f_{yh}\frac{d}{S_h}) \qquad (۳۲-۴)$$

دیوار بلند: اگر نسبت ارتفاع دیوار به طول آن (h_w/ℓ_w) بیش از ۲ باشد مقاومت برشی دیوار نباید بیشتر از مقدار زیر باشد:

$$V_r=\left(\frac{۱}{۶}\sqrt{f_c}+\rho_h f_{yh}\right)A_g \qquad (۳۳-۴)$$

دیوار کوتاه: چنانچه نسبت h_w/ℓ_w کمتر از ۲ باشد مقدار مقاومت برشی نسبت به حالت قبل اندکی متفاوت خواهد بود و این تفاوت در بکارگیری ضریب α_c است.

$$V_r=\left(\alpha\sqrt{f_c}+\rho_h f_{yh}\right)A_g \qquad (۳۴-۴)$$

اگر h_w/ℓ_w=۱/۵ باشد مقدار α_c=۳ است و اگر h_w/ℓ_w=۲ باشد مقدار α_c= ۱/۶ خواهد بود و در حد فاصل این دو نسبت بصورت خطی متغیر می‌باشد.

برای قسمت‌هایی از دیوار برشی که دور از محل تشکیل لولای خمیری هستند توصیه‌های عمومی برای مقاومت برشی کافی بنظر می‌رسد. زیرا غالباً این قسمت‌ها، وارد محدودهٔ غیرارتجاعی نشده‌اند. بر طبق **آبا** کمترین مقدار از دو رابطهٔ زیر برای مقاومت‌بتن‌بکار گرفته شود.

$$V_c=۰/۱۹۸\sqrt{f_c}\,b_w d+\frac{N_u d}{۵\ell_w} \qquad (۳۵-۴)$$

و یا

$$V_c=\left[۰/۰۳۶\sqrt{f_c}+\frac{\ell_w(۰/۰۷۲\sqrt{f_c}+۰/۱۵\frac{N_u}{\ell_w b_w})}{(\frac{M_u}{V_u}-\frac{\ell_w}{۲})}\right]b_w d \qquad (۳۶-۴)$$

در این رابطه اگر نیروی محوری نهایی N_u فشاری باشد مثبت و اگر کششی باشد منفی در نظر گرفته می‌شود. M_u مقاومت خمشی نهایی دیوار است. اگر چنانچه مقدار عبارت $(\frac{M_u}{V_u}-\frac{\ell_w}{۲})$ منفی شود نباید از رابطه ۴-۳۶ استفاده کرد. باید توجه داشت که اگر نیروی برشی مقطع بیش از ظرفیت مقاومت برشی بتن باشد باید از میلگردهای برشی استفاده کرد که مقدار آن چنین است:

$$V_{sh}=\phi_s A_{sh} f_{yh}\frac{d}{S_h} \qquad (۳۷-۴)$$

در این رابطه $\phi_s = ۰/۸۵$ ضریب جزئی ایمنی میلگردها، A_{sh} سطح مقطع میلگردهای افقی، f_{yh} حد جاری شدن و S_h فاصله میلگردهای افقی است. d هم قبلاً تعریف شده است.

برای تأمین V_s علاوه بر آرماتورهای افقی باید از آرماتورهای برشی قائم نیز استفاده کرد. **آبا** مقدار آنرا از رابطه زیر بدست می‌دهد:

$$\rho_v = ۰/۰۰۲۵ + \frac{۱}{۲}(۲/۵ - \frac{h_w}{\ell_w})(\rho_h - ۰/۰۰۲۵) \qquad (۳۸-۴)$$

ضرورت ندارد که مقدار ρ_v بیشتر از ρ_h باشد.

بطور کلی و در هر شرایطی مقاومت برشی دیوار (V_r) نباید از مقدار ($۵V_c b_w d$) بیشتر باشد که اگر چنین شود بدان مفهوم است که تسلیح برشی زیاد بوده و شکست دیوار با خرد شدن بتن رخ می دهد و این رفتار برای طرح لرزه‌ای مطلوب نیست.

٤-١٤- تیر رابط یا تیر همبند

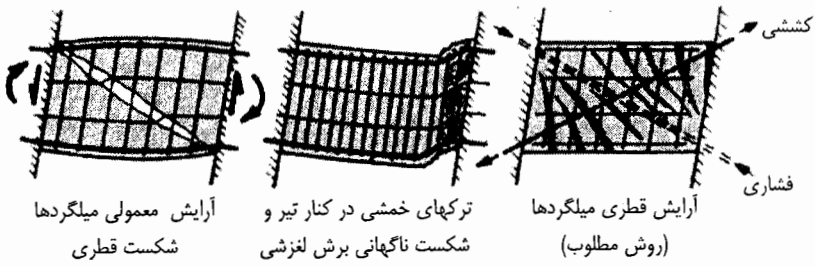
در دیوارهای سازه‌ای که دارای بازشو هستند، بخشی از دیوار که بین بازشوی بالایی و پائینی واقع می‌شود بنام تیر رابط یا تیر همبند معروف شده است. این تیر نقش بسیار مهمی در رفتار لرزه‌ای دیوارهای سازه‌ای دارد. تاکنون تحقیقات بسیار زیادی بر روی این تیر انجام شده است تا شرایط و چگونگی تخریب آنها مشخص شود و از این رهگذر ضوابط و قواعد مربوط به طراحی آن بخوبی بدست آید. بطور خلاصه و کلی سه نوع تخریب برای این تیرها متصور است، به عبارت دیگر غلبه این نوع تخریب بر سایر تخریب‌های احتمالی بیشتر است و آنها عبارتند از:

۱- تخریب خمشی

۲- شکست کششی قطری

۳- شکست قطری فشاری و کششی

هر یک از این سه نوع در شکل ۴-۱۹ نشان داده شده‌اند. در این تیرها آرایش فولادگذاری مانند تیرهای متداول یا معمولی بوده است. البته در نوع تخریب خمشی، در کنار تیر پس از ایجاد ترکهای خمشی قابل ملاحظه، سرانجام بر اثر لغزش آرماتورها، شکست ناگهانی رخ می‌دهد. در حالت سوم که بنوعی می‌تواند برآیند دو رفتار اول و دوم تصور شود، ترکهای قطری و کششی در مسیر یک قطر و خردشدگی بتن در مسیر قطر دیگر اتفاق می‌افتد.



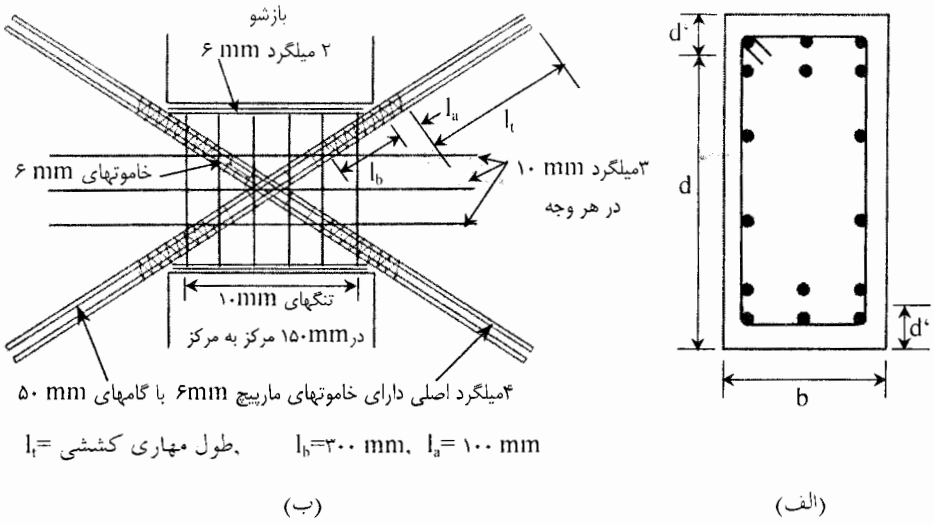
شکل ۴-۱۹- انواع تخریب در تیرهای رابط [۷]

در هر صورت برای دیوارهای سازه‌ای دارای بازشو، نشان داده شده است که محل تیرهای همبند بسیار بحرانی است و غالباً شکست دیوارها در این نواحی رخ داده است. نتایج کلیه بررسیها دیکته می‌کند که رفتار ارتجاعی و غیرارتجاعی تیرهای رابط باید بطور مشخص مورد بررسی قرار گیرد. هنگام وقوع زلزله، تیرهای همبند تحت اثر نیاز شکل‌پذیری زیاد قرار می‌گیرند و اگر آنها را خیلی سخت طراحی کنیم ممکن است دچار شکست کششی قطری شوند. بنابراین ضمن اینکه باید دارای مقاومت خوب و بالا باشند، باید از شکل‌پذیری زیادی نیز برخوردار باشند. البته تحلیل و طراحی دیوارها باید به نحوی باشد که ما را از تشکیل لولای خمیری (جاری شدن فولادها) مطمئن سازد به نحوی که شکست قطری کششی نه در دیوار و نه در تیرهای رابط رخ ندهد. به عبارت دیگر باید لولای خمیری ابتدا در تیرهای همبند و سرانجام در پای دیوار تشکیل شود.

پارک و پاوولی برای اینکه تیرهای همبند در کشش قطری تخریب نشوند تحقیقات زیادی انجام داده و برای حد بالای مقاومت میلگردهای اصلی تیر همبند رابطه ۴-۳۹ را ارائه کرده‌اند [۷].

$$\frac{A_s}{bd} > \frac{۴/۷\ell_b\sqrt{f_c}}{(d-d')f_y} \qquad (۳۹-۴)$$

در شکل ۴-۲۰-الف علائم بکار رفته در رابطه ۴-۳۹ نشان داده شده‌اند.



شکل ۴-۲۰- آرایش میلگردها در تیرهای همبند

گفته شده است که اگر عمق تیر رابط بزرگتر از $\ell_b/۲$ باشد تأمین شکل‌پذیری برای تیر رابط بسیار مشکل خواهد بود، بویژه اگر قرار باشد از فولادگذاری عادی استفاده کنیم. از اینرو روش فولادگذاری شکل ۴-۲۰-ب توصیه گردیده است.

مقدار آرماتور قطری در هر قطر از رابطه ۴-۴۰ بدست می‌آید:

$$A_s=\frac{V_u}{۲f_y Sin\alpha}=\frac{۲M_u}{۲\ell_b f_y Sin\alpha} \qquad (۴۰-۴)$$

میلگردهای اصلی قطری توسط خاموتهای مارپیچ به قطر ۶ میلیمتر و با گام ۵۰ میلیمتر دورپیچ شده و از محل رأس قطر حداقل به اندازهٔ ۳۰ سانتیمتر بداخل و ۱۰ سانتیمتر به بیرون تعبیه شوند. البته طول مهاری میلگردهای اصلی که به داخل دو قسمت دیوار سازه‌ای وارد می‌شود باید برای تحمل تمام تنش چسبندگی مهاری تأمین شود.

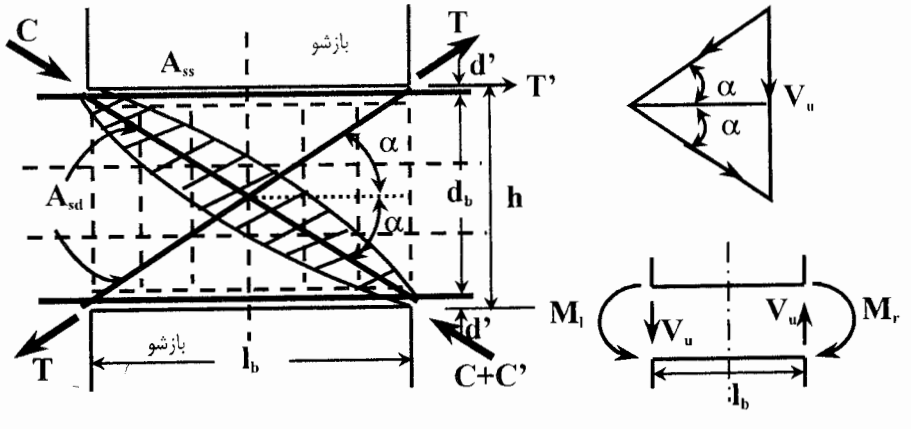
آئین‌نامه **آبا** این طول را ۱/۵ برابر طول گیرداری مهاری توصیه می‌کند و قطر مارپیچ‌ها را حداقل ۸ میلیمتر با گامی که به اندازهٔ کوچکترین مقادیر سه‌گانه زیر باشد تعیین کرده است:

- ۸ برابر کوچکترین قطر میلگردهای اصلی قطری
- ۲۴ برابر قطر مارپیچ
- ۱۲۵ میلیمتر

مقدار آرماتور قطری اصلی موردنیاز **آبا** همان مقدار مندرج در رابطه ۴-۴۰ می‌باشد.

آئین‌نامه بتن ایران "**آبا**" برای اندازه‌های تیر همبند محدودیت‌هایی اعمال می‌کند. اولاً ضخامت این تیرها نباید از ۲۰ سانتیمتر کمتر باشد و اگر نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع تیر بزرگتر یا مساوی ۳ باشد $\ell_b/h_b \geq ۳$ می‌توان با رعایت ضوابط مربوط به قطعات خمشی تیر همبند را آرماتورگذاری کرد ولی اگر این نسبت کوچکتر از ۳ باشد $\ell_b/h_b < ۳$ حتماً باید از آرماتورهای قطری بر طبق جزئیات شکل ۴-۲۰ استفاده کرد.

یکی دیگر از نکات بسیار مهم در مورد تیرهای همبند که باید مورد توجه قرار گیرد این است که اگر سقف یا کف با بخشی از تیر همبند اجرا شود به نحوی که سقف با تیر همبند بصورت یکپارچه رفتار نماید، در اینصورت میلگردهای سقف در مقاومت تیر رابط مشارکت خواهند داشت. برای این منظور به شکل ۴-۲۱ مراجعه نمایید، در این شکل سقف به قسمت فوقانی تیر همبند متصل است و با توجه به توزیع نیروها مشخص می‌شود که مقدار لنگر در دو طرف تیر نمی‌تواند مساوی باشد. اگر لنگر سمت چپ را با M_ℓ و لنگر سمت راست را با M_r نشان دهیم مقدار لنگر سمت راست اندکی بیشتر از لنگر سمت چپ خواهد بود.



شکل ۴-۲۱- مشارکت سقف در مقاومت تیر همبند

لنگر اضافی در سمت راست ناشی از وجود نیروی T' در میلگردهای سقف (A_{ss}) است که در بازوی d_b عمل می‌کند، بنابراین داریم:

$$M_r = M_\ell + T'.d_b = (A_{sd}\cos\alpha + A_{ss}) f_y d_b \qquad (۴۱-۴)$$

و مقدار متوسط برش در تیر همبند برابر است با:

$$V_u = \frac{M_\ell + M_r}{\ell_b} = (۲A_{sd}\cos\alpha + A_{ss}) f_y \frac{d_b}{\ell_b} \qquad (۴۲-۴)$$

در این وضعیت سهم بتن در تحمل نیروی فشاری قطری در تیر رابط برابر است با:

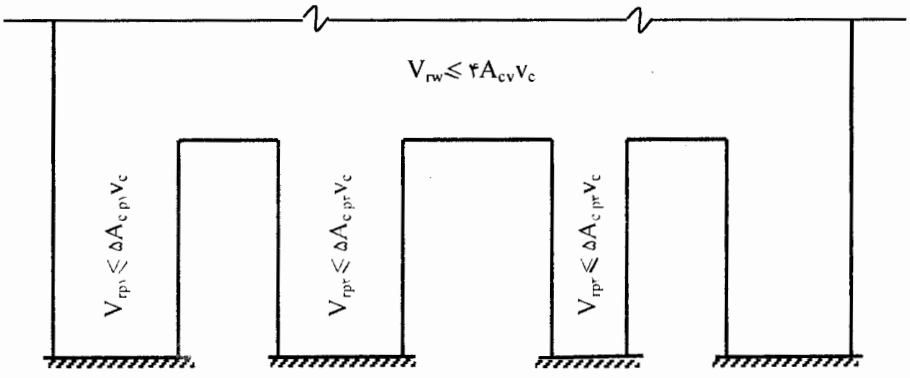
$$C' = \frac{T'}{\cos\alpha} \qquad (۴۳-۴)$$

با اندکی دقت مشخص می‌شود که موقعیت دال سقف در توزیع نیروی T' یا لنگر اضافی $T'd_b$ بین دو طرف تیر رابط نقش اساسی دارد به عبارت دیگر اگر d_b در وسط ارتفاع تیر رابط باشد، لنگر سمت راست و سمت چپ با هم مساوی خواهند شد و سهم هر یک از لنگر اضافی برابر با $T'd_b/۲$ خواهد بود. از این جهت با توجه به نقشهٔ معماری و الزامات دیگر ساختمان این مطلب باید مورد توجه قرار گیرد.

٤-۱۵- سایر الزامات طراحی

الف- پایه‌های دیواری

اگر دیوار برشی در پائین‌ترین قسمت خود دارای یک یا چند بازشو باشد هر یک از اجزای دیوار را در طرفین بازشوها، پایه‌های دیواری می‌گویند. اینها نه ستون هستند و نه دیوار، زیرا نه آنقدر از نظر ابعاد (در مقطع) کوچک هستند که بتوان آنها را در زمرهٔ ستون‌ها قرار داد و نه آنقدر بزرگ که دیوار تلقی شوند، و از این جهت از یکطرف مانند پایه هستند و از طرف دیگر شبیه دیوار و بهمین دلیل به آنها پایه‌های دیواری می‌گویند. این پایه‌های دیواری بطور مشترک نیروی جانبی را تحمل می‌کنند. بر طبق **آبا** مقاومت برشی این قبیل دیوارها نباید بیش از ۴ برابر حاصلضرب تنش برشی مجاز (v_c) بتن در مجموع سطح مقطع پایه‌های دیواری (A_{cv}) باشد، و مقاومت برشی برای هر یک از پایه‌های دیواری نیز نباید از ۵ برابر حاصلضرب تنش برشی مجاز بتن (v_c) در سطح مقطع (A_{cp}) همان پایه بیشتر باشد. در شکل ۴-۲۲ این مطلب نشان داده شده است.



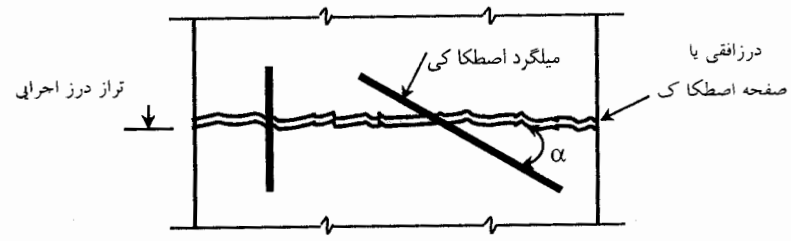
شکل ۴-۲۲- محدودیت مقاومت برشی پایه‌های دیواری

این محدودیت توسط ۹۸-۳۱۸ ACI با نظر **آبا** متفاوت است. یعنی اینکه حد مقاومت برشی توسط **آبا** در حدود ۴۰ درصد برای دیوار و حدود ۳۸ درصد برای پایه‌های دیواری کمتر از ACI است. به عبارت دیگر توصیه آبا محافظه‌کارانه‌تر از ACI است.

ب- درزهای اجرایی

هنگام اجرای دیوارهای سازه‌ای ممکن است به علت بلند بودن دیوار و عدم امکان بتن‌ریزی آن در یک مرحله (که غالباً چنین است)، در ترازهایی بتن‌ریزی قطع شده و مدتی بعد (ولو مدت‌کوتاه) بتن‌ریزی مراحل بعدی شروع می‌شود. بدین ترتیب درزهای افقی در حین اجرا بوجود می‌آیند که به آنها درزهای اجرایی می‌گویند. در زلزله‌هایی مشخص شده است که دیوارهای برشی در این محل دچار شکست برشی شده‌اند که از نوع برش لغزشی است. برای مقابله با این پدیدهٔ خطرناک که در اثر نیروهای رفت و برگشتی رخ می‌دهد باید از دو عامل استفاده کرد، یکی مضرس یا زبر بودن سطح بتن قدیم که با ایجاد ناهمواری به عمق تقریبی حداقل پنج میلیمتر صورت می‌گیرد، و دیگری استفاده از آرماتورهای مورب یا قائم اضافی. برای محاسبهٔ مقدار برش از روش برش اصطکاکی بهره می‌گیریم.

با رجوع به شکل ۴-۲۳ تعبیه میلگردهای اضافی به وجود نیروی محوری فشاری یا کششی بستگی دارد.



شکل ۴-۲۳- درز اجرایی در دیوارهای سازه‌ای

اگر در محل درز اجرایی علاوه بر نیروی برشی، نیروی کششی هم اثر کند، حتماً باید از آرماتورهای اضافی برای تحمل کشش در امتداد نیروی کششی اعمال شده استفاده کرد. و اگر در این محل علاوه بر نیروی برشی، نیروی فشار دائمی وجود داشته باشد، مقدار این نیروی فشاری را باید به آن بخش از نیروی اصطکاکی که متعلق به آرماتور برش اصطکاکی است، اضافه کرد.
اگر آرماتور برش اصطکاکی نسبت به صفحهٔ برش زاویه α داشته باشد مقدار نیروی برشی اگر در نیم سیکل بارگذاری در آن ایجاد کشش کند، در نیم سیکل بعدی ایجاد فشار خواهد کرد، از اینرو در چنین شرایطی و با توجه به رفت و برگشتی بودن برش ایجاد شده، باید از آرماتورهای مورب ضربدری استفاده شود. در غیر اینصورت بهتر است از آرماتورهای قائم استفاده کرد. در هر حال محاسبهٔ نیروی برش اصطکاکی بر مبنای ایجاد کشش در آرماتورها انجام می‌شود. چنانچه حالت کلی را در نظر بگیریم، آرماتور با زاویه α مورب باشد خواهیم داشت:

$$V_r = \phi_s A_{sf} f_y (\mu\, Sin\alpha + Cos\alpha) \qquad (۴۴-۴)$$

که در آن μ ضریب اصطکاک بین بتن قدیم و بتن جدید است که مقدار آن بر طبق آبا برای حالات زیر متفاوت اختیار می‌شود:

- اگر بتن بصورت یکپارچه ریخته شده باشد: $\mu = ۱/۲۵$
- اگر بتن جدید بر روی بتن قدیم ریخته شود به صورتی که بتن قدیم تمیز و عاری از دوغاب خشک‌شده و مضرس باشد: $\mu = ۰/۹$
- اگر سطح بتن قدیم خیلی مضرس نباشد: $\mu = ۰/۵$

اگر میلگردهای برش اصطکاکی زاویهٔ ۹۰ درجه با سطح برش داشته باشند، یا اینکه عمودی باشند:

$$V_r = \mu \phi_s A_{sf} f_y \qquad (۴۵-۴)$$

حد نهایی مقاومت مقطع در چنین شرایطی کوچکترین دو مقدار زیر می‌باشد که در آنها A_{cv} مساحت مقطع بتنی است که در مقابل برش مقاومت می‌کند:

$$۰/۶۵ \phi_c A_{cv} \quad \text{و یا} \quad ۰/۲۵ \phi_c A_{cv}$$

$$(۰/۳۹ A_{cv}) \qquad ۰/۱۵ f_c A_{cv}$$

لازم به ذکر است که باید میلگردهای برش اصطکاکی را به نحو مناسبی در تمام سطح صفحه برش توزیع کرد و برای اینکه بتوانند به تنش جاری شدن برسند لازم است بطور کامل در دو سمت بالا و پائین درز اجرایی بخوبی مهار شوند. باید توجه داشت که اگر مؤلفه قائم زلزله شدید باشد، موجب کاهش اثر نیروی محوری فشاری موجود در دیوار خواهد شد که این اثر باید در محاسبات منظور گردد.

٤-١٦- حداقل میلگردهای لازم

علاوه بر محاسبات و کنترل‌های دقیقی که در خمش و برش انجام می‌شود، باید نتایج بدست آمده از طراحی در تعبیه آرماتورها با حداقل موردنیاز که در همه آئین‌نامه‌ها پیش‌بینی شده است، کنترل شود. به عبارت ساده‌تر در هیچ شرایطی نباید مقدار آرماتورهای محاسبه شده از حدقال موردنظر آئین‌نامه کمتر باشد. از اینرو مقدار حداقل آرماتور لازم در برش و خمش آورده می‌شود.

الف- آرماتورهای قائم (ρ_v)

بر طبق آئین‌نامه بتن ایران "آبا" در هیچ شرایطی نباید نسبت آرماتور قائم به مساحت کل مقطع کمتر از ۰/۰۰۲۵ و بیشتر از ۰/۰۴ باشد. مگر در شرایطی که نیروی برشی نهایی موجود در مقطع از مقدار $0/5 A_{cv} \nu_c$ کمتر باشد که در اینصورت باید شرایط زیر رعایت شود.

۱- اگر از میلگردهای آجدار با قطر ۱۶ میلیمتر و کمتر با مقاومت مشخصه ۴۰۰ مگاپاسکال و بیشتر استفاده شود این نسبت ۰/۰۰۱۲ توصیه می‌شود.

۲- برای سایر میلگردهای آجدار نسبت ۰/۰۰۱۵ اختیار شود.

۳- برای شبکه‌های جوش شده، صاف یا آجدار که قطر میله‌های آنها ۱۶ میلیمتر یا کمتر باشد، این نسبت ۰/۰۰۱۲ اختیار شود.

ب- آرماتورهای افقی (ρ_h)

حداقل نسبت آرماتورهای افقی به مساحت کل مقطع نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ و بیشتر از ۰/۰۴ اختیار شود و برای میلگردهای مختلف بشرح زیر تعیین می‌شود.

۱- اگر میلگردها از نوع آجدار با مقاومت مشخصه ۴۰۰ مگاپاسکال یا بیشتر باشند و قطر آنها ۱۶ میلیمتر و یا کمتر باشد، ۰/۰۰۲۰ تعیین می‌شود.

۲- برای سایر میلگردهای آجدار نسبت فوق ۰/۰۰۲۵ اختیار شود.

۳- برای استفاده از شبکه‌های جوش شده، صاف یا آجدار که قطر آنها ۱۶ میلیمتر یا کمتر است نسبت فوق ۰/۰۰۲۰ تعیین می‌شود.

ج- فاصلهٔ آرماتورها

فاصلهٔ فولادهای افقی و قائم از یکدیگر نباید از کمترین دو مقدار ۳۵۰ میلیمتر و سه برابر ضخامت دیوار ($3b_w$) بیشتر باشد. اگر چنانچه مقدار کل آرماتور قائم از یکصدم مساحت کل مقطع ($0.01 A_g$) کمتر باشد و یا در مواردی که برای تحمل نیروی فشاری نیازی به آرماتورهای قائم نباشد، می‌توان از بستن آنها با تنگ‌ها صرفنظر کرد. برای مقادیر بیشتر میلگردهای قائم، آرماتوربندی دیوارها باید مشابه ستونها باشد.

د- نسبت سطح مقطع آرماتورهای برشی افقی (ρ_{vh}) که در امتداد صفحهٔ برش قرار می‌گیرند، به سطح مقطع کل بتن که عمود بر امتداد آرماتورهای برشی است، نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ باشد. فاصلهٔ این آرماتورها نباید از کمتر از سه مقدار $3b_w$ ، $1/5\ell_w$ و ۳۵۰ میلیمتر در نظر گرفته شود. و اگر آرماتورهای برشی قائم (ρ_{vv}) در امتداد عمود بر صفحهٔ برش بودند، این نسبت نیز نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ و یا مقدار ارائه شده توسط رابطه ۴-۴۶ ، هر کدام کمتر است، باشد.

$$\rho_{vv} = 0/00025 + \frac{1}{2}(2/5 - \frac{h_w}{\ell_w})(\rho_{vh} - 0/00025) \qquad (۴-۴۶)$$

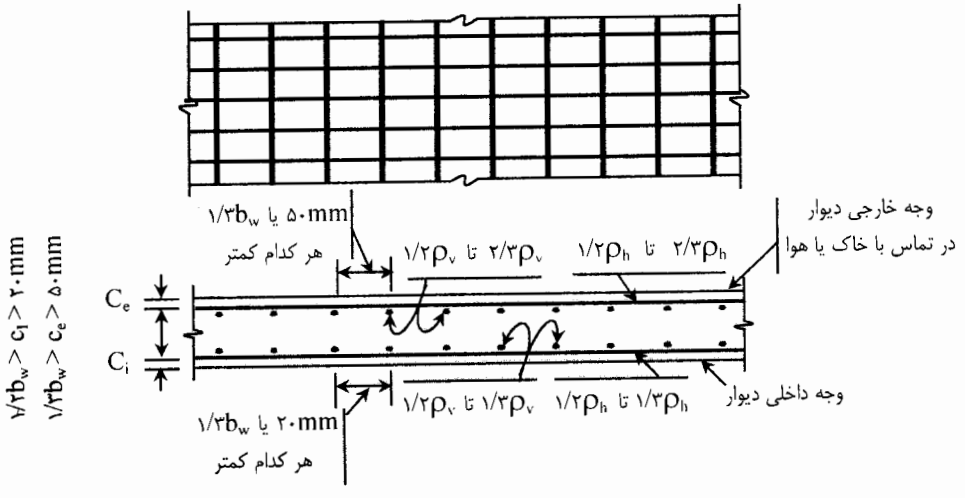
البته لازم نیست که مقدار آرماتور برشی قائم (ρ_{vv}) بیشتر از آرماتور برشی افقی (ρ_{vh}) در نظر گرفته شود. فاصلهٔ این میلگردها از یکدیگر نباید کمتر از سه مقدار $3b_w$ ، $1/3\ell_w$ و ۳۵۰ میلیمتر در نظر گرفته شود.

٤-۱۷- تعبیه آرماتورها

نحوهٔ تعبیه آرماتورها در دیوارهای سازه‌ای با توجه به اجزاء مختلف آن دارای شرایطی است که ذیلا هر یک از آنها بیان می‌شود.

بطور کلی اگر ضخامت دیوار سازه‌ای بیشتر از ۲۵۰ میلیمتر باشد باید آرماتورهای قائم و افقی را در دو وجه دیوار تعبیه کرد. البته دیوارهای زیرزمین و دیوارهای حایل از این توصیه مستثنی هستند. در هر حال نحوهٔ تعبیه آرماتورها باید مطابق شرایط زیر باشد.

در شکل ۴-۲۴ نشان داده شده است که اگر وجه خارجی دیوار در تماس با هوای آزاد یا خاک زمین باشد، باید حداقل نصف و حداکثر دو سوم آرماتورهای افقی و قائم در فاصله‌ای که بیش از ۵۰ میلیمتر و کمتر از یک سوم ضخامت دیوار است تعبیه شود.



شکل ۴-۲۴- نحوهٔ تعبیه آرماتورها در دیوار سازه‌ای

برای وجه داخلی دیوار تعبیه آرماتورهای باقی‌مانده یعنی حداقل نصف یا یک سوم آرماتورهای افقی و قائم (به تفکیک) و در فاصله‌ای که کمتر از ۲۰ میلیمتر یا یک سوم ضخامت دیوار (هر کدام کمتر) تعبیه می‌شوند.

پوشش بتن در وجه خارجی باید بیش از ۵۰ میلیمتر و کمتر از یک سوم ضخامت دیوار باشد و پوشش بتن در وجه داخلی باید بیش از ۲۰ میلیمتر و کمتر از یک سوم ضخامت دیوار باشد. ولی اگر شرایط وجه خارجی و داخلی دیوار یکسان بود می‌توان نصف هر یک از آرماتورهای افقی و

قائم را در دو طرف تعبیه کرد. در این حالت فاصلهٔ بین آرماتورها باید از کمترین دو مقدار $3b_w$ یا ۳۵۰ میلیمتر کمتر باشد و اگر دیوار دارای لبه‌های کناری یا بالهای انتهایی باشد فاصله آرماتورها نباید از ۲۰۰ میلیمتر بیشتر باشد. پوشش این قبیل آرماتورها در دو وجه مساوی بوده و باید از ۲۰ میلیمتر بیشتر و از یک سوم ضخامت دیوار ($b_w/3$) کمتر باشد.

چنانچه مقدار تنش فشاری در بتن که تحت اثر بارهای نهائی شامل بار زلزله قرار دارد به بیش از $0/2f_c$ تجاوز کند، بایستی از ستونهای حاشیه‌ای برای دیوار بهره گرفت. این ستونهای حاشیه‌ای بایستی قادر باشند بارهای زیر را تحمل کنند:

الف- تمام بارهای ثقلی نهایی روی دیوار (شامل وزن دیوار و بارهای ثقلی سهم دیوار)

ب – نیروهای حاصل از لنگر واژگونهی (نظیر بارهای ضریب‌دار زلزله)

استفاده کردن از خاموتها یا تنگ‌های نزدیک بهم در محل این ستونها ضروری است بطوری که ضوابط مربوط به ستونهای قابهای بتن مسلح در این موارد باید رعایت شود و بویژه لازم است که آرماتورهای افقی در دیوار بخوبی در قسمت هستهٔ دارای تنگها در ستونهای حاشیه، مهار شوند تا بدین ترتیب باعث افزایش مقاومت کششی گردد.

٤-۱۸- آرماتورهای عرضی ویژه

اگر دیوار سازه‌ای دارای بازشو باشد یا در انتها دارای بال یا لبه‌هایی باشد چنانچه مقدار تنش‌فشاری بتن در دورترین تار فشاری ناشی از بارهای نهایی و اثر زلزله، بیش از $0/2f_c$ باشد، در اجزای لبه، سطح مقطع کل تنگ‌های ویژه (A_{sh}) ، در هر امتداد (قائم و افقی) نباید کمتر از یکی از دو مقدار زیر باشد:

$$A_{sh}=0/3\,(S\,h_c\frac{f_c}{f_{yh}})(\frac{A_g}{A_{ch}}-1) \qquad (۴۷-۴)$$

$$A_{sh}=0/09\,(S\,h_c\frac{f_c}{f_{yh}}) \qquad (۴۸-۴)$$

در این دو رابطه S فاصلهٔ آرماتورها برحسب میلیمتر و h_c مرکز تا مرکز میلگردهای محصورکننده و برحسب میلیمتر می‌باشد. A_{ch} مساحت آن قسمت از مقطع که توسط میلگردهای عرضی محصور شده است و بر مبنای پشت تا پشت میلگردها محاسبه می‌شود. A_{sh} عبارتست از سطح

مقطع کل آرماتور عرضی، با احتساب رکابی‌های تک‌شاخه‌ای در فاصلهٔ S و در امتداد عمود بر لبه h_c که هر دو برحسب میلیمتر مربع هستند. قطر میلگردهای عرضی در ناحیه بحرانی (محل تشکیل لولای خمیری) نباید کمتر از ۸ میلیمتر باشد و فاصلهٔ آنها نباید بیشتر از مقادیر زیر باشد.:

الف- یک چهارم ضلع کوچکتر مقطع

ب – هشت برابر کوچکترین قطر و میلگرد طولی

ج- ۱۲۵ میلیمتر

فصل ۵ - شالوده ها

۵-۱- مقدمه:

معمولاً برای طراحی شالوده ساختمانها حرکت‌های توده‌ای و دائمی خاک را که بسیار کند و آرام هستند در نظر نمی‌گیرند، اما نشست، جابجایی یا آبگونگی خاک که در اثر زلزله و در زمان کوتاه رخ می‌دهد، باید برای طراحی ساختمانها در نظر گرفته شوند. طراحی شالوده‌های مقاوم در برابر زلزله چندان متفاوت از طراحی آنها در برابر بارهای استاتیکی نیست مگر برای در نظر گرفتن مسائلی از قبیل؛ اندرکنش ساختمان با رفتار دینامیکی زمین، نیروهای برکنده و بالاخره جابجایی و بهم ریختگی دینامیکی خاک.

نیروهای برشی افقی که در اثر حرکت لرزه‌ای بین زمین و شالوده ایجاد می‌شود باید مدنظر طراح قرار گیرد. معمولا احتمال گسیختگی یا شکست برشی بین پی ساختمان و زمین به جز در مورد ساختمانهای کوچک و صلب، چندان عمومیت ندارد، از این نظر کنترل اثر این نیروی برشی برای ساختمانهای کوچک و صلب ضروری است.

معمولاً پی‌ها را نباید شکل پذیر طراحی کرد، بلکه لازم است آنها را برای محدودهٔ ارتجاعی طراحی کرد. زیرا اگر بخواهیم پی ساختمان وارد قلمرو غیرارتجاعی شود و شکل‌پذیر باشد تا بتواند بخشی از انرژی زلزله را مستهلک و جذب نماید، باید از مرحلهٔ ترک خوردگی عبور و وارد مرحلهٔ تسلیم شود. در چنین شرایطی وجود ترک موجب نفوذ مواد خورندهٔ آرماتورها شده و این خوردگی آرماتورها مسائل پیچیدهٔ دیگری به دنبال دارد که بهیچ وجه قابل قبول نیست. بنابراین طراحی لرزه‌ای شالوده‌ها در محدودهٔ ارتجاعی آنها مطرح است. نکته دیگر که موجب می‌شود تا

طرح شالوده‌ها برای حالت شکل‌پذیر عملی نباشد این است که تعمیر و مرمت آنها پس از تجربه یک زلزله، کار چندان ساده‌ای نیست، از اینرو بهتر است تا هنگامی که سازه لازم است انرژی زلزله را جذب کند، رفتار شالوده در مرحله ارتجاعی باقی بماند و در شرایط بسیار حاد که سازه قادر نیست انرژی بیشتری را متسهلک کند و ممکن است دچار شکست شود، شالوده وارد قلمرو غیرارتجاعی گردد. اما بطور کلی طراحی ارتجاعی شالوده‌ها توصیه می‌شود و باید رفتار حاکم بر آنها از نوع خمشی باشد.

۵-۲- انواع شالوده‌ها

شالوده‌ها را از چند جهت می‌توان دسته‌بندی کرد ولی یکی از متداولترین تقسیم‌بندی آنها مربوط به محل استقرار و نحوهٔ انتقال نیروها از شالوده به زمین است که عبارتست از:

۱- شالوده کم عمق یا سطحی

۲- شالوده عمیق

هر یک از دو تقسیم‌بندی فوق به انواع دیگر تفکیک می‌شوند که هر یک از آنها به قرار زیر می‌باشد:

شالوده‌های کم عمق: منفرد
مرکب
گسترده (رادیه)
نواری
باسکولی
حفره‌ای (سلولی)

شالوده‌های عمیق: شمع‌ها
صندوقه‌ها

در شکل ۵-۱ انواع شالوده‌ها و کاربرد هر یک از آنها نشان داده شده است.

۵-۲-۱- شالوده‌های منفرد

از ساده‌ترین شالوده‌ها نوع منفرد آن است که معمولا در زیر ستونها تعبیه می‌شوند. این شالوده‌ها می‌توانند بار یک ستون یا دو ستون مجاور درز انبساط را تحمل نمایند و به زمین منتقل کنند.

پلان این قبیل شالوده‌ها می‌تواند، مربع، مستطیل، چند ضلعی منظم یا دایره‌ای باشد و مقطع آن نیز بصورت مستطیل، ذوزنقه یا پلکانی باشد.

عوامل تعیین‌کنندهٔ عمق این قبیل شالوده‌ها عبارتست از:

- عمق یخبندان
- انقباض و انبساط
- فرسایش خاک
- نیاز به زیرزمین در طرح ساختمان

۵-۲-۲- شالوده‌های مرکب

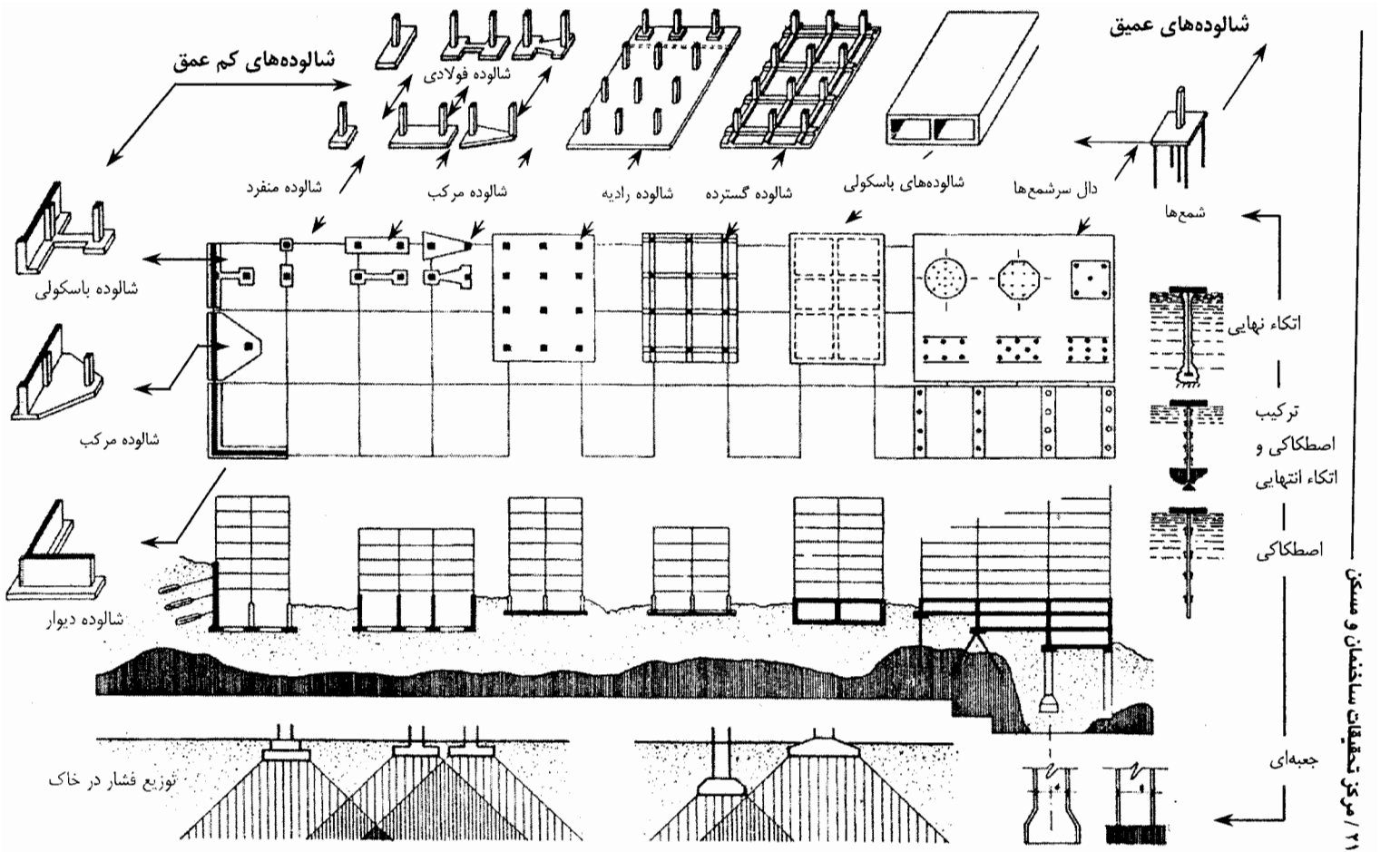
یکی دیگر از انواع شالوده‌های سطحی، نوع مرکب آن است که در واقع از ترکیب دو شالودهٔ منفرد حاصل می‌شود، یعنی این قبیل شالوده‌ها حداقل بار دو ستون را به زمین منتقل می‌نمایند. یکی از راههای خوب و مؤثر برای جلوگیری از نشست ناهمگون و حرکت جانبی آنها، متصل کردن پی‌های منفرد بیکدیگر است.

۵-۲-۳- شالوده‌های نواری

شالوده‌هایی که یکسره بوده و بار چند ستون یا یک دیوار را به زمین منتقل می‌کنند، در مواقعی که فاصلهٔ ستونهای یک محور خیلی زیاد نیست احتمالا شالوده‌هایشان بیش از اندازه بهم نزدیک می‌گردند و حتی در مواردی با یکدیگر تداخل پیدا می‌کنند، در چنین شرایطی باید از این شالوده‌ها استفاده شود. در اغلب موارد نوارهای شالوده‌ها در دو جهت عمود بر هم قرار می‌گیرند و یک شالودهٔ شبکه‌ای مانند را بوجود می‌آورند.

۵-۲-٤- شالوده‌های گسترده (تخت)

اگر شالوده‌ای بار چند ستون یا دیوار را به زمین منتقل کند به آن شالودهٔ گسترده یا تخت می‌گویند. این قبیل شالوده‌ها از یک دال تخت بتن مسلح که معمولاً سطح اشغال آن بیشتر از سطح اشغال ساختمان است، تشکیل می‌شوند. این شالوده‌ها باید سخت‌تر از شالوده‌های منفرد باشند. استفاده از این شالوده‌ها برای مواقعی است که طراح بخواهد از نشست ناهمگون زمین در اثر اختلاف نیروهای محوری ستونها، جلوگیری کند یا ایجاد یکپارچگی در مجموعه سازه و شالوده موردنظر او باشد.



شکل ۵-۱- انواع شالوده‌ها

۵-۲-۵- شالوده باسکولی

این قبیل شالوده‌ها برای ایجاد تعادل بین دو شالودهٔ منفرد بکار می‌رود. به عبارت دیگر دو شالودهٔ منفرد بوسیله یک تیر صلب به یکدیگر متصل شده تا بخشی از بار یک شالوده به دیگری منتقل شود به نحوی که تیر صلب بر روی خاک تکیه نداشته باشد. بنابراین در مواردی که بار یک شالودهٔ منفرد نسبت به شالودهٔ منفرد مجاور خیلی زیاد باشد از این شالوده‌ها استفاده می‌کنند.

۵-۲-٦- شالوده‌های حفره‌ای (سلولی)

این قبیل شالوده‌ها نوعی خاص از شالوده‌های گسترده هستند که در شکل ۵-۱ یک مورد از بکارگیری آن برای یک ساختمان نشان داده شده است.

۵-۲-۷- شمع‌ها

در مواقعی که لایه‌های فوقانی خاک زیر ساختمان شست باشد از این نوع شالوده‌ها استفاده می‌شود. به عبارت دیگر این قبیل شالوده‌ها بارهای ساختمان را از لایه‌های فوقانی و ضعیف خاک به لایه‌های زیرین که شرایط لازم تکیه‌گاهی را دارند، منتقل می‌نمایند. استفاده از شمع‌ها برای مواقعی که احتمال شست شدن زمین یا فرسایش خاک، ناشی از جریان آب وجود دارد، ضروری است. شمع‌ها بسته به اینکه بارها را چگونه به زمین انتقال دهند تقسیم‌بندی می‌شوند، یکی اینکه در انتهای شمع، بارها به خاکهای لایه زیرین منتقل شود، یعنی بارها بصورت نیروی محوری تا انتهای شمع منتقل شده و در آنجا با سطح بیشتری که دارد به زمین منتقل می‌شود. نوع دیگر آن است که بارهای ساختمان را از طریق اصطکاک جدارهٔ خود با لایه‌های خاک به زمین انتقال می‌دهد و بالاخره نوع سوم آنکه از ترکیب این دو برای انتقال بارهای ساختمان به زمین استفاده شود.

شمع را به دو صورت بکار می‌برند یکی اینکه آنها را بصورت پیش‌ساخته آماده کرده و در لایه‌های نرم زمین می‌کوبند و دیگری اینکه محل شمع قبلا حفاری می‌شود و شمع چه بصورت درجا یا بصورت پیش‌ساخته در داخل چاه حفر شده نصب می‌گردد.

شمع‌ها می‌توانند منفرد یاگروهی باشند. شمع منفرد مستقیما بار یک ستون را به زمین منتقل می‌کند و گروه شمع‌ها بار یک یا چند ستون را از طریق سرشمع مشترک بر روی آنها دریافت و هر یک سهمی از آن را به زمین منتقل می‌کند.

۵-۳- شالوده برای مناطق زلزله‌خیز

با توجه به اینکه استاندارد ۲۸۰۰ ایران چهار منطقه برای خطر نسبی در نظر می‌گیرد باید برای مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد نکات خاصی برای طرح لرزه‌ای ساختمانها در ارتباط با شالودهٔ آن در نظر گرفت. هنگام رخداد زلزله رفتار دینامیکی خاک بر سازه اثر می‌گذارد و متقابلا رفتار دینامیکی سازه بر خاک که این پدیده را اصطلاحا اندرکنش دینامیکی خاک ـ سازه می‌گویند و باید برای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها در نظر گرفته شود. در هر حال تغییرمکانهای زمین که ذیلا اهم آنها بصورت فشرده بیان می‌شوند باید در طراحی شالوده‌ها ملحوظ گردد و اثر آنها بر سازه مورد توجه قرار گیرد. این تغییرمکانها می‌توانند در اثر نیروهای اعمالی، نشست تحکیم خاک و آبگونگی اتفاق افتد.

۵-۳-۱- تقسیم‌بندی زمین برای طرح لرزه‌ای

اساسا برای طرح لرزه‌ای، زمین را بر مبنای عدد مشخصهٔ آن تقسیم‌بندی می‌کنند. در جدول ۵-۱ تقسیم‌بندی زمین‌ها برای طرح لرزه‌ای و بر مبنای عدد مشخصهٔ زمین ارائه شده است. عدد مشخصه زمین از رابطه ۵-۱ محاسبه می‌شود [۳۹] :

$$T_\circ = ۴\sum_{i=۱}^{n}\frac{H_i}{V_{si}} \qquad (۱-۵)$$

که در این رابطه $T_\circ$ ، عدد مشخصه زمین برحسب ثانیه، H_i ضخامت لایه i ام زمین برحسب متر و V_{si} سرعت موج برشی زلزله در لایه i ام زمین که برحسب متر بر ثانیه است.

جدول ۵-۱- تقسیم‌بندی زمین برای طرح لرزه‌ای (استاندارد ۲۸۰۰ ایران)

نوع زمین	$T_\circ$ ، عدد مشخصه زمین برحسب (Sec)
زمین نوع I	$T_\circ < ۰/۲$
زمین نوع II	$۰/۲ \le T_\circ \le ۰/۶$
زمین نوع III	$T_\circ = ۰/۷$
زمین نوع IV	$T_\circ = ۰/۱$

۵-۳-۲- تغییرمکان سازه

تغییرمکان سازه یا ساختمان تحت اثر دو عامل قرار دارد، یکی در اثر بارهای اعمالی بر آن و دیگری در اثر تغییرشکلهای زمین که مستقیماً بر شالوده و از شالوده بر ساختمان اثر می‌گذارد.
البته در این قسمت منظور از تغییرمکانهای ارتجاعی سازه است و نه تغییرمکانهای غیرارتجاعی که مثلاً اعضای بتنی پیش‌تنیده دچار آن می‌شوند مثل خزش.
از اینرو تغییرمکان سازه ناشی از حرکت زمین در این قسمت مورد توجه قرار دارد.

۵-۳-۲-۱- تغییرمکان ارتجاعی زمین

برای محاسبهٔ تغییرمکان ارتجاعی زمین از دو روش استفاده می‌شود، یکی روش عددی اجزاء محدود (FEM) که با در اختیار داشتن نرم‌افزارهایی که شرایط مرزی را در نظر می‌گیرند و نیز با استفاده از کامپیوترهای پیشرفته، می‌توان مقدار آنرا محاسبه کرد. البته دقت نتایج این روش به عددهای ثابت مربوط به خواص خاک (زمین) موردنظر بشدت وابسته است.
روش دیگر که بسیار ساده و مبتنی بر مدل‌سازی خطی زمین است. در این روش اثر خاک را با یک فنر خطی به عنوان جانشین ضریب عکس‌العمل زمین (K) در نظر می‌گیرند. دقت نتایج این روش نیز به ضرایب ثابت زمین وابسته است ولی بطور کلی نتایج آن قابل اعتماد بوده و می‌توان از آنها در طراحی استفاده کرد. روش اخیر که ضمن ساده بودن از سرعت خوبی برخوردار است شرح داده می‌شود.

۵-۳-۲-۲- روش ساده محاسبه تغییرمکان ارتجاعی زمین

تغییرمکان ارتجاعی زمین که مقدار آن برای طراحی شالوده باید در اختیار باشد، به روش زیر محاسبه می‌شود. در این روش سختی قائم یا ضریب عکس‌العمل زمین یا به اصطلاح سختی زمین در نظر گرفته می‌شود و برای سهولت شالوده‌های سطحی در نظر گرفته می‌شوند.
الف- تغییرمکان قائم از رابطه ۵-۲ محاسبه می‌شود:

$$\Delta_v = \frac{1}{K_v}\frac{P}{A_b} \qquad (۵-۲)$$

در این رابطه؛

P : نیروی اعمالی ثقلی یا قائم (برحسب Kgf)

Δ_v : تغییرمکان در تراز زیرشالوده و در مرکز آن (برحسب Cm)

K_v: سختی قائم یا ضریب عکس‌العمل در جهت قائم (Kgf/Cm^3)

ب- تغییرمکان افقی در اثر تغییرشکل برشی زمین از رابطه ۵-۳ بدست می‌آید:

$$\Delta_h = \frac{1}{K_B} \cdot \frac{H}{X \cdot L} \qquad (۳-۵)$$

که در آن؛

Δ_h : تغییرمکان افقی در تراز زیر شالوده (Cm)

H : نیروی افقی اعمالی در تراز زیر شالوده (Kgf)

X : طول افقی عکس‌العمل زیرین (Cm)

L : طول شالوده در زیر آن (Cm)

K_B : سختی برشی یا ضریب برشی زمین در جهت افقی و در تراز زیر شالوده (Kgf/Cm^3) که مقدار آن حدودا ۱/۳ تا ۱/۴ برابر K_v است.

ج- زاویه دوران در تراز زیر شالوده از رابطه ۵-۴ محاسبه می‌شود:

$$\theta = \frac{M_b}{K_v \cdot I} \qquad (۴-۵)$$

در این رابطه؛

θ : زاویه دوران زیر شالوده (رادیان)

M_b : لنگر اعمالی در تراز زیر شالوده $(Kgf\text{-}Cm)$

I : ممان اینرسی مقطع شالوده در تراز زیر آن (Cm^4)

مقدار K_v که ضریب عکس‌العمل زمین در جهت قائم است از حساسیت خاصی برخوردار است. زیرا روشهای مختلفی برای بدست آوردن آن بکار برده می‌شود و دقت مقدار آن به انجام آزمایشهای بسیار زیاد بر روی خاک منطقه موردنظر بستگی دارد. از اینرو در بکارگیری آن لازم است خواص خاک و اجزای شالوده به درستی مشخص شده باشند. در هر حال مقدار K_v از رابطه ۵-۵ بدست می‌آید:

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{30}\right)^{-\frac{3}{4}} \qquad (۵-۵)$$

چنانچه لایه‌های شنی زیرشالوده با افزایش عمق دارای تراکم خوب و جرم حجمی بالا باشد می‌توان K_v را از رابطه ۵-۶ بدست آورد.

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v + 30}{2B_v}\right)^2 \qquad (۶-۵)$$

در این رابطه:

K_v : ضریب عکس‌العمل قائم زمین برحسب Kgf/cm^3

K_{v_0} : ضریب ویژه عکس‌العمل قائم زمین که از نظر مقدار برابر است با نتیجه بدست آمده از آزمایش بارگذاری بر روی یک صفحهٔ صلب دایره‌ای به قطر ۳۰ سانتیمتر. مقدار آن از رابطه ۵-۷ بدست می‌آید:

$$K_{v_0} = \frac{1}{30}\alpha E_0 \qquad (۵-۷)$$

B_v : عرض معادل شالوده برحسب سانتیمتر که از رابطه ۵-۸ بدست خواهد آمد. اگر شالوده دایره‌ای باشد به جای B_v می‌توان قطر شالوده را جایگزین کرد.

$$B_v = \sqrt{A_v} \qquad (۵-۸)$$

E_0 : ضریب تغییرشکل لایه خاک که برحسب Kgf/cm^2 است و مقدار آن برای آزمایشهای مختلف در جدول ۵-۲ ارائه شده است.

α : ضریب ثابتی است که بر طبق آئین‌نامه ژاپن [۴۰] برای محاسبه ضریب عکس‌العمل زمین بکار می رود و مقدار آن در شرایط آزمایشهای مختلف در جدول ۵-۲ ارائه گردیده است.

A_v : سطح بارگذاری برحسب سانتیمتر مربع و در جهت قائم

جدول ۵-۲- مقادیر α و E_0 برای رابطه ۵-۶ [۴۰]

ضریب تغییرشکل (E_0) برحسب Kgf/cm^2 برای روشهای مختلف آزمایش بدست می‌آید.	مقدار ضریب α	
	شرایط عادی	هنگام زلزله
نصف ضریب تغییرشکل بدست آمده از آزمایش بارگذاری بر روی صفحهٔ صلب دایره‌ای به قطر ۳۰ سانتیمتر	۱	۲
برابر با مدول تغییرشکل اندازه‌گیری شده از آزمایش گمانه تحت بار جانبی	۴	۸
برابر با مدول تغییرشکل اندازه‌گیری شده از آزمایش فشار سه محوری	۴	۸
برابر با مدول تغییرشکل بدست آمده از $E_0 = 28N$ با توجه به اینکه N از آزمایشهای نفوذ بدست می‌آید.	۱	۲

۵-۳-۳- نشست خاک

گفته می‌شود که اگر ماسه‌های خشک تحت ارتعاش و لرزه قرار گیرند، ممکن است از درجه تخلخل آنها کاسته شده و تحکیم یابند. بر این اساس معمولا فرض می‌شود که این پدیده هنگ

رخداد زلزله بر وضعیت این قبیل خاکها اثر گذاشته و موجب نشست آنها شود. بنابراین برای طراحی شالوده‌ها لازم است تا مقدار این نشست محاسبه شود. بر پایه چنین فرضی از رابطه ۵-۸ می‌توان مقدار نشست خاک را که به میزان تخلخل خاک بستگی دارد بدست آورد.

این رابطه حداکثر مقدار تقریبی نشست (S) را با این فرض که خاک خشک بوده و تحت فشار کم تراکم خاک محصورکننده است، بدست می‌دهد.

$$S=\frac{(e-e_f)H}{(1-e)} \qquad (۹-۵)$$

در این رابطه H عمق خاک برحسب سانتیمتر و e_f عبارتست از نسبت تخلخل پایدار که پس از آن تحت هیچ شرایطی تخلخل خاک کاسته نخواهد شد. e نسبت تخلخل اولیه در عمق موردنظر. مقدار e_f وابسته به حداکثر (e_{max}) و حداقل (e_{min}) تخلخل خاک می‌باشد [۲۶ و ۴۱] که مقدار آن از رابطه ۵-۹ محاسبه می‌شود:

$$e_f=e_{min}+(e_{max}-e_{min})\ exp\ (۰/۰۷۶\ x_g) \qquad (۱۰-۵)$$

در این رابطه x_g حداکثر جابجایی زمین به متر می‌باشد. چنانچه نسبت تخلخل اولیه بیش از e_f نباشد، تحکیمی صورت نمی گیرد.

۵-۳-٤- آبگونگی

اگر خاک محل احداث ساختمان از نوع اشباع و غیرچسبنده باشد و تحت اثر لرزه گیرد، فشار آبهای موجود بین ذرات خاک افزایش می یابد. هنگامی که مقدار فشار آبهای درون خاک به حد فشار تراکم خاک برسد بطور ناگهانی مقاومت خاک به صفر رسیده و رفتار آن شبیه مایعات خواهد شد. بنابراین هنگام وقوع زلزله احتمال بروز چنین پدیده‌ای که بنام آبگونگی نامیده می‌شود بسیار زیاد خواهد بود. در زلزله های مختلفی چنین پدیده ا ی رخ داده است که از آن جمله می توان به زلزله شهر نیگاتا در ژاپن اشاره کرد که در سال ۱۹۶۴ میلادی اتفاق افتاد. در این زلزله پدیدهٔ آبگونگی موجب شد تا دیوارهای حایل ساختمانهای چند طبقه بطور کامل دچار شکست شده و آنها بطور کامل واژگون شدند. همچنین در زلزلهٔ آلاسکا خانه های زیادی (۱۹۶۴ میلادی) بر اثر این پدیده فرو ریختند. برای بدست‌آوردن ظرفیت آبگونگی‌یک خاک ممکن‌است از آزمایش استاندارد نفوذ *(SPT)* استفاده کرد. این روش برای هر منطقه‌ای که خاکش بدون چسبندگی

باشد به صورت یک آزمایش صحرایی قابل انجام است. مشاهده شده است که آبگونگی در سطح زمین اتفاق نمی‌افتد. مثلا در شهر نیگاتا آبگونگی در عمق ۴/۵ و ۵/۸ متری رخ داده بود [۳۹].
برای کاهش احتمال وقوع آبگونگی درخاک می‌توان از عوامل زیر که اهمیت قابل توجهی دارند، استفاده کرد:

۱ـ افزایش چگالی نسبی ماسه از طریق متراکم تر کردن آن
۲ـ کاهش مدت لرزه یا ارتعاش
۳ـ افزایش فشار تراکم در خاک
۴ـ افزایش پایداری سازه
۵ ـ افزایش زمانی که خاک تحت فشار ممتد قرار دارد.
۶ ـ افزایش در نسبت فوق تحکیم
۷ـ جایگزینی خاک محل با خاک تحکیم شده ا ی که احتمال آبگونگی در آن اندک است.
۸ ـ بکار بردن سیستم زهکشی در داخل زمین
۹ـ شمع کوبی در لایه ا ی که کمتر در معرض آبگونگی قرار دارد.

روش دیگری برای کنترل آبگونگی مطرح است که مبتنی بر نسبت تنش برشی تناوبی به تنش مؤثر قائم، می‌باشد. شرح مبسوط این روش درکتب دینامیک خاک آورده شده است.

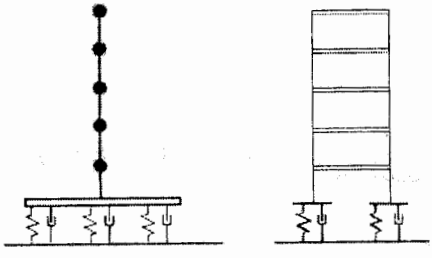
۵-۳-۵- اندرکنش خاک و سازه

یکی از مباحث بسیار مهم که باید در طراحی لرزه‌ای ساختمانها مورد توجه قرار گیرد مسئله اندرکنش خاک و سازه است. در این بحث دو حالت مهم بشرح زیر در نظر گرفته می‌شود.
حالت اول ـ ساختمان در مقایسه با تودهٔ خاک زیر شالوده، سبک و انعطاف پذیر است.
حالت دوم ـ ساختمان در مقایسه با تودهٔ خاک زیر شالوده، سنگین و صلب است.

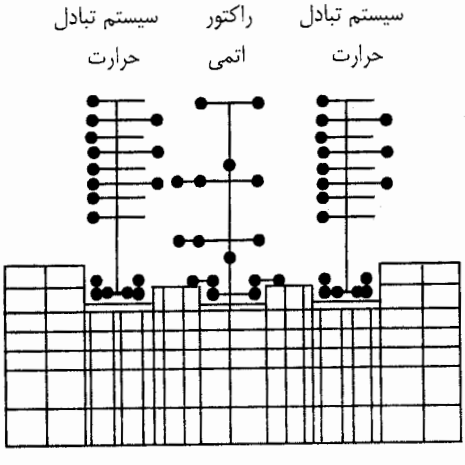
حالت اول: در این حالت ساختمانها بطور معمول در مقایسه با تودهٔ خاک زیر پی خود سبک بوده و انعطاف پذیر می باشند به نحوی که اگر بر این ساختمان قسمت‌های دیگری اضافه شود بر حرکت سطحی زمین چندان تأثیری ندارد. اما باید دانست که انعطاف موضعی خاک زیر پی ساختمان بر روی رفتار و پاسخ آن اثر می‌گذارد. این پدیده بر روی مود ارتعاشی سازه نیز اثر گذاشته و فرکانس طبیعی آنرا کاهش می دهد که نتیجه آن افزایش میرایی در خاک مجاور سازه (در فرآیند استهلاک انرژی) می باشد. اگر چه این مسئله موجب افزایش پاسخ سازه می شود لیکن برش پایه را کاهش می دهد.

حالت دوم: نوع دوم اندرکنش خاک و سازه هنگامی مورد توجه است که وزن ساختمان در مقایسه با تودهٔ خاک زیر شالوده بسیار زیاد است و سازه در مجموع صلب می باشد. در این وضعیت سازه می تواند بر روی ارتعاش و حرکت خاک زیرشالوده و مجاورت آن اثر بگذارد.

در مدل سازی سازه لازم است لایه های خاک زیر شالوده را تا عمقی که به صخره برسد در نظر گرفت. این قبیل مدل سازی برای حالت های بسیار ویژه و ساختمانهای خاص مانند نیروگاههای اتمی به کار می‌رود. در شکل ۵-۲ دو نوع مدل سازی متناسب با دو حالت فوق آورده شده است.



الف ـ مدلهای سازه‌ای که برای اندرکنش خاک و سازه‌که بصورت فنر در نظر گرفته شده است.



ب ـ مدل اندرکنش خاک و سازه برای یک راکتور اتمی (در این مدل راکتور اتمی و مبدل حرارتی بصورت ساده فرض شده اند)

شکل ۵-۲- مدلهای اندرکنش خاک و سازه

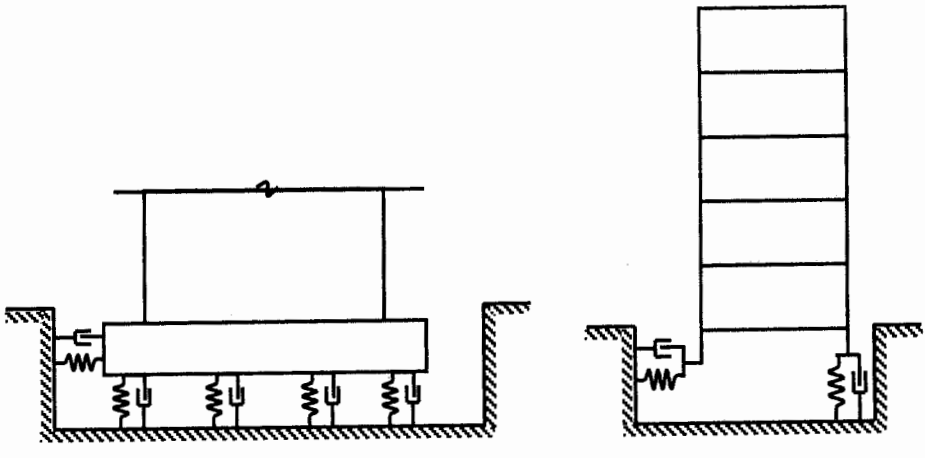
اگر خاک زیرشالوده ارتجاعی و انعطاف پذیری آن بقدری باشد که بر رفتار سازه اثر بگذارد، موجب می شود تا برش پایه کاهش یابد که این امر موجب کاهش نیروها در اعضای سازه می‌شود. در چنین شرایطی رفتار شالوده در مود گهواره‌ای بوده و ممکن است تغییرمکانها افزایش یابند که این پدیده دو نتیجه اساسی در بردارد. نخست اینکه ممکن است بر اثر P-Δ تنشهای ثانویه در ستونها چشمگیر شوند، دوم اینکه افزایش تغییرمکان و شتاب باعث می‌شود که بر اجزاء غیرسازه‌ای و عناصر معماری اثر نامطلوب بگذارد.

مدل کردن خاک نرم و انعطاف‌پذیر زیرشالوده برای دو نوع شالوده منفرد و پیوسته در شکل ۵-۳ نشان داده شده است.

در محل تلاقی خاک با شالوده، اثر دو عامل زیر موجب افزایش میرایی می‌شود:

۱ـ خواص غیرخطی خاک

۲ـ جابجایی یا انتقال انرژی که ناشی از امواج تشعشعی زلزله پدید می آید.



الف ـ شالوده منفرد ب ـ شالوده پیوسته

شکل ۵-۳- نحوهٔ مدل کردن سختی و میرایی زیر شالوده

مقادیر معادل با سختی فنرهای خطی و ضریب میرایی درجدولهای ۵-۳ و ۵-۴ به ترتیب برای شالوده‌های مدور و مستطیلی آورده شده است.

جدول ۵-۳- اندرکنش شالوده، مقادیر فنر و میراننده برای شالوده های مدور [۲۶]

حرکت	عدد ثابت فنر (سختی معادل)	ضریب میرایی معادل
افقی	$k_x=\frac{۳۲(۱-\nu)GR}{۷-۸\nu}$	$C_x=۰/۵۷۶\,k_xR(\rho/G)^{\frac{۱}{۲}}$
گهواره‌ای	$k_\psi=\frac{۸GR^۳}{۳(۱-\nu)}$	$C_\psi=\frac{۰/۳}{۱+B_\psi}k_\psi R(\rho/G)^{\frac{۱}{۲}}$
قائم	$k_z=\frac{۴GR}{۱-\nu}$	$C_z=۰/۸۵k_zR(\rho/G)^{\frac{۱}{۲}}$
پیچشی	$k_t=۱۶GR^۳/۳$	$C_t=\frac{(k_tI_t)^{\frac{۱}{۲}}}{۱+۲I_t/\rho R^۵}$

در این جدول عوامل به صورت زیر تعریف شده اند:

ν = ضریب پواسیون برای شالوده

G= مدول برشی شالوده

R= شعاع شالوده مدور

ρ= چگالی نسبی شالوده

$I_۰$= ممان اینرسی کلی سازه و شالوده حول محور حرکت گهواره‌ای

I_t= ممان اینرسی قطبی سازه و شالوده

و مقدار B_ψ چنین است:

$$B_\psi=\frac{۳(۱-\nu)I_۰}{۸\rho R^۵}$$

جدول ۵-۴- اندرکنش شالوده مقادیر سختی فنر و میرایی برای شالوده های مستطیلی [۲۶]

حرکت	عدد ثابت فنر (سختی معادل)	عدد ضریب میرایی معادل
افقی	$k_x=۲(۱+\nu)G\beta_x(BL)^{\frac{۱}{۲}}$	همان روابط شالوده مدور بکار رود ولی شعاع معادل از روابط زیر استفاده شود.
گهواره‌ای	$k_\psi=\frac{G}{۱-\nu}\beta_\psi BL^۲$	برای حرکت انتقالی $R=\left(\frac{BL}{\pi}\right)^{\frac{۱}{۲}}$
قائم	$k_z=\frac{G}{۱-\nu}\beta_z(BL)^{\frac{۱}{۲}}$	برای حرکت گهواره‌ای $R=\left(\frac{BL^۳}{۳\pi}\right)^{\frac{۱}{۴}}$
پیچشی	$k_t=۱۶GR^۳/۳$	برای $R=[BL(B^۲+L^۲)/۶\pi]^{\frac{۱}{۴}}$

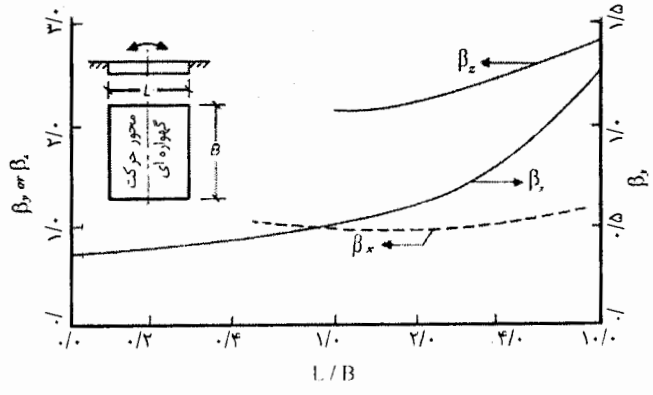
در این جدول نیز عوامل مختلف چنین تعریف شده اند:

ν و G به ترتیب ضریب پواسیون و مدول برشی خاک

B= عرض شالوده عمود بر جهت افقی لرزه

L= طول شالوده درجهت افقی لرزه

β_z , β_ψ, β_x از روی شکل ۵-۴ بدست می آیند که ثابت بوده و بستگی به نسبت L/B دارند.



شکل ۵-۴- مقدار ثابت های β_z , β_ψ, β_x برای شالوده های مستطیلی [۲۶ و ۴۲]

۵-٤- طراحی شالوده‌ها

۵-٤-۱- بارگذاری

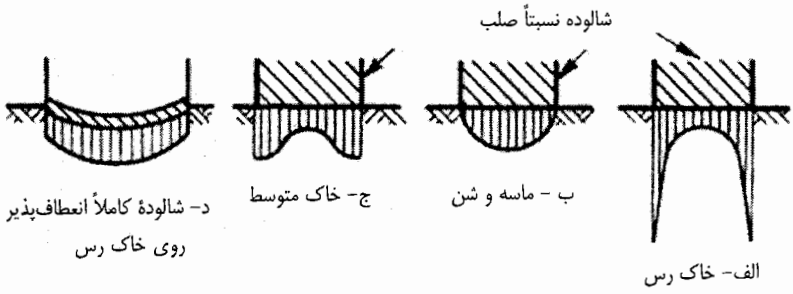
برای طراحی شالوده‌ها باید بارهای بدون ضریب را با ترکیب زیر به بارهای نهایی تبدیل کرده و برای تحلیل بکار برده شوند.

$$\begin{matrix} ۱/۲۵D+۱/۵L \\ ۰/۷۵\ (D+۱/۲L+۱/۲E) \\ ۰/۸۵D+۱/۲E \end{matrix} \qquad (۱۱-۵)$$

ترکیب‌های فوق برای تعیین حداکثر برش و لنگر در مقاطع بحرانی شالوده بکار برده می‌شوند. برای حصول از اطمینان در ایمنی شالوده‌ها لازم است ضرایب کاهش مقاومت (ϕ) برای لنگر ۰/۹ ، برای برش ۰/۸۵ و برای فشار روی بتن ۰/۷ در نظر گرفته شود. به عبارت دیگر لازم است مقاومت طراحی کوچکتر یا مساوی از حاصلضرب ضریب کاهش در مقاومت اسمی باشد.

۵-٤-۲-توزیع فشار در زیر شالوده‌ها

چنانچه شالوده صلب بر روی خاک غیرچسبنده (دانه‌ای) استوار باشد، فشار زیرشالوده مطابق شکل ۵-۵-الف می‌باشد که مقدار ان در مرکز شالوده حداکثر و به سمت لبه‌ها کاهش می‌یابد. علت این امر در آن است که بر اثر فشار اعمالی دانه‌های خاک که غیرچسبنده هستند به سمت لبهٔ شالوده رانده می‌شوند و در این رانش بر روی یکدیگر می‌لغزند.



شکل ۵-۵- توزیع فشار در زیر شالودهٔ صلب

و اگر شالودهٔ صلب بر روی خاک چسبنده مانند خاک رسی استوار باشد، توزیع تنش مانند حالت شکل ۵-۵-ب بوده که در وسط شالوده فشار کمترین مقدار و در کنار لبه‌ها بیشترین مقدار را دارد. علت این پدیده خاصیت چسبندگی خاک است که رانش ذرات خاک براحتی ممکن نیست و مقاومت برشی خاک در محدودهٔ لبه‌های پی خیلی زیاد است. بنابراین تنشهای خیلی زیادی در این قسمت‌ها ایجاد می‌شود.

شالوده‌های ارتجاعی که بر بستر رسی واقع شوند، توزیع فشار در زیر شالوده مطابق شکل ۵-۵-د خواهد بود. در حالتی که نیروی ثقلی کاملا در محور قائم باشد و شالوده در حد بسیار زیاد صلب باشد توزیع فشار بصورت یکنواخت خواهد بود که در شکل ۵-۵-ج نشان داده شده است.

چنانچه مسیر بار محوری اعمالی نسبت به مرکز شالوده خروج از محوریت داشته باشد، یا اینکه علاوه بر بار محوری، لنگر خمشی نیز در پای ستون به شالوده اعمال شود، توزیع فشار زیر شالوده یکنواخت نخواهد بود.

اگر خاک زیرشالوده تحکیم‌پذیر باشد، توزیع غیریکنواخت فشار می‌تواند موجب دوران پی گردد اما

اگر خاک زیرشالوده از نوع صخره‌ای یا غیرتحکیم‌پذیر باشد، می‌توان از شالوده‌هایی که تحت بارهای محوری با خروج از مرکزیت هستند، نیز استفاده کرد.

شالوده‌ها را به صورت تیرطره، ساده، گیردار طراحی می‌کنند. اگر نتوان شالوده را به صورت یک سازه صلب در نظر گرفت، باید آنرا بعنوان یک سازه ارتجاعی تحلیل کرد.

علی‌القاعده، شالوده‌ها باید دارای ضخامت کافی باشند چه بعنوان یک عضو از کل سازه یا یک سازه صلب. ضخامت شالوده‌ها برای دو حالت زیر در نظر گرفته می‌شود.

الف- ضخامت لازم بعنوان یک عضو

در این وضعیت باید ضخامت شالوده بتواند در مقابل لنگر، برش و برش حاصل از اثر منگنه مقاومت داشته باشد.

ب- ضخامت لازم بعنوان یک جزء صلب

هنگامی که شالوده برای اتصال چند شمع (بعنوان دال سرشمع) یا اتصال ستون و دیوار بکار می‌رود باید دارای ضخامت تأمین‌کنندهٔ این منظور باشد. به عبارت ساده‌تر باید ضخامت شالوده آنقدر باشد تا آنرا نسبت به سایر اعضای سازه‌ای بعنوان یک جزء کاملا سخت و صلب مطرح نماید. یعنی باید سختی از آن از سایر اعضاء سازه‌ای بیشتر باشد.

توزیع فشار زیرشالوده را بصورت خطی در نظر می‌گیرند و مقدار حداکثر آن نباید از تنش مجاز خاک بیشتر باشد و در هر حال مقدار حداکثر و حداقل آن برابر است با:

$$q_{\substack{max\\min}}=\frac{P}{BL}\pm\frac{M\cdot y}{I} \qquad (۱۲-۵)$$

ولی اگر نیروی محوری منطبق بر محور ستون و از مرکز شالوده عبور کند خواهیم داشت:

$$q_{\substack{max\\min}}=\frac{P}{BL}\pm\frac{۶M}{B^{۲}L} \qquad (۱۳-۵)$$

در این روابط:

P : نیروی محوری اعمالی

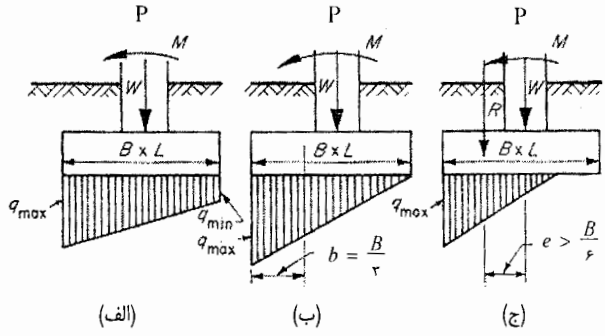
M : لنگر خمشی

B : عرض شالوده

L : طول شالوده

y : فاصله مرکز ثقل شالوده تا لبهٔ آزاد آن

I : ممان اینرسی پلان شالوده



شکل ۵-۶- شالوده تحت بارهای غیرمتمرکز

اگر نیروی محوری P و لنگر خمشی M خارج از محدودهٔ یک سوم سطح میانی اعمال شود. رابطه ۵-۱۳ بصورت زیر در می‌آید.

$$q_{max}=\frac{۴P}{۳L(B-۲e)} \qquad (۱۴-۵)$$

که در آن e فاصلهٔ محور بار P تا محور شالوده یا محور برآیند نیروها R است.

۵-٤-۳- تعیین ابعاد شالوده

برای تعیین ابعاد اولیه شالوده باید تنش حاصل از بارهای اعمالی بر شالوده مساوی یا کمتر از تنش مجاز خاک باشد. مقدار تنش مجاز خاک را بر طبق اصول مکانیک خاک، آزمایشهای بارگذاری یا سایر روشهای تجربی بدست می‌آورند.

اگر تنش مجاز خاک را برای بارهای بهره‌برداری q_a و برای بارهای نهایی q_u و همچنین مساحت شالوده A_b و W, D, L و E به ترتیب بارهای زنده، مرده، باد و زلزله باشند مقدار A_b تحت بارهای بدون ضریب برابر است با:

$$A_b=\frac{D+L+E}{۱/۳۳\,q_a} \quad \text{یا} \quad A_b=\frac{D+L+W}{۱/۳۳\,q_a} \qquad (۱۵-۵)$$

رابطه ۵-۱۵ نشان می‌دهد که با حضور نیروی ناشی از باد یا زلزله حدود ۳۳ درصد تنش مجاز خاک افزایش داده شده است. اما اگر نیروی ناشی از باد یا زلزله حضور نداشته باشد در مخرج کسر هم (طرف راست رابطه ۵-۱۵) فقط q_a خواهد بود.

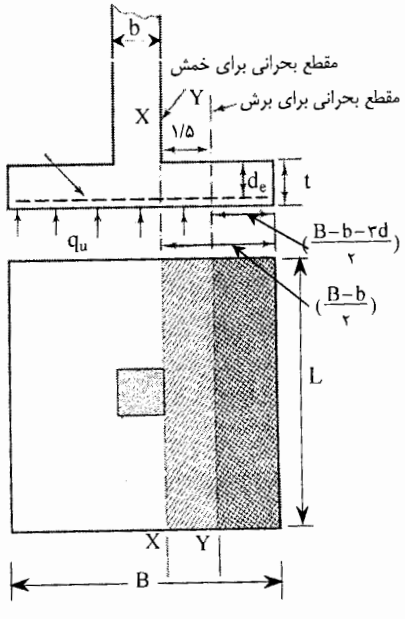
چنانکه ملاحظه شد برای بدست آوردن A_b بارهای اعمالی از نوع بدون ضریب هستند. در حالیکه باید بخاطر داشت که برای تعیین ضخامت شالوده و طراحی آن بارهای اعمالی باید ضریب‌دار باشند. از آنجا که اصول طراحی شالوده‌ها بسیار شبیه دالها است، کلیه قواعد و ضوابط آئین‌نامه طراحی ساختمانهای بتنی (آبا) در مورد آنها نیز صادق است و نیازی به شرح مبسوط در این مورد نیست. بنابراین تعیین ضخامت دال و طراحی آن برای بتن و فولاد موردنیاز براساس بارهای ضریب‌دار خواهد بود.

۵-٤-٤- مقاومت خمشی و برشی

برای محاسبهٔ مقاومت خمشی شالوده‌ها از ضوابط مربوط به طراحی دالها در آئین‌نامه استفاده می‌شود اما از نظر تحلیل، قسمت کنارستونی در هر طرف بعنوان کنسول یا طره در نظر گرفته می‌شود که تحت بار گسترده از پائین به بالا قرار گرفته باشد. بنابراین بر طبق شکل ۵-۶ در مقطع xx داریم:

$$M_b = \frac{q_u (B-b)^2}{8} \qquad (۱۶-۵)$$

که در آن M_b لنگر خمشی در واحد طول شالوده است (طول‌شالوده عمود بر عرض B می‌باشد).



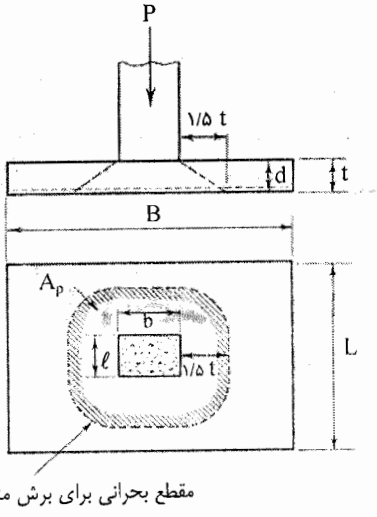
شکل ۵-۷- مقطع بحرانی خمش و برش برای یک شالوده تحت فشار یکنواخت

همچنین مقدار تنش برشی در مقطع yy که در فاصله d ۱/۵ قرار دارد برابر است با:

$$v_b=\frac{q_u(B-b-3d)}{2d} \qquad (۵-۱۷)$$

که در این رابطه d عمق مؤثر شالوده است.

یکی دیگر از کنترل‌هایی که باید برای شالوده انجام داد، کنترل برش منگنه است که مطابق شکل ۵-۸ سطح منگنه و مقطع بحرانی در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۵-۸- برش منگنه برای شالوده یک ستون

مقدار تنش برشی منگنه از رابطه ۵-۱۸ بدست می‌آید.

$$v_P=\frac{P(1-\frac{A_P}{B\cdot L})}{2(b+\ell+1/5\pi t)d} \qquad (۵-۱۸)$$

که در آن A_P سطح منگنه در داخل محدودهٔ مقطع بحرانی برای برش منگنه بوده و بقیه عوامل بر روی شکل ۵-۸ مشخص شده‌اند. اساس روش طراحی در مورد شالوده‌های مرکب (نواری و گسترده) چندان تفاوتی با شالوده‌های منفرد ندارد، تنها نکته مهم این است که نحوهٔ توزیع تنش در خاک زیر شالوده چگونه است. بطور کلی توزیع تنش در زیر شالوده‌های مرکب را به یکی از دو فرض صلب بودن شالوده یا انعطاف‌پذیر بودن آن وابسته می‌دانند. اگر شالوده صلب باشد، توزیع

فشار در زیر آن بصورت خطی خواهد بود که در این حالت از روابطی که برای شالوده‌های منفرد ارائه شد می‌توان برای این قبیل شالوده‌ها نیز استفاده کرد.

برای اینکه شالوده صلب فرض شود، باید به عوامل زیر توجه کرد:

- فاصلهٔ بین ستونها
- سختی شالوده
- سختی سازه متکی بر شالوده

بر طبق توصیه‌های آئین‌نامه‌ای شالوده‌های دو ستون را می‌توان به صورت صلب در نظر گرفت. اما در مورد شالوده‌های نواری و گسترده باید ابتدا نوع رفتار شالوده که صلب یا انعطاف‌پذیر باشد، معلوم گردد. برای طراحی شالوده‌های منفرد مراحل زیر انجام می‌شود.

۱- محاسبهٔ سطح شالوده و تعیین ابعاد آن با استفاده از بارهای بدون ضریب و فشار مجاز خاک q_u هر کدام بیشتر است.

$$A=\frac{D+L}{q_a} \quad \text{یا} \quad \frac{D+L+E}{۱/۳۳\ q_a} \qquad (۱۹-۵)$$

$$B\cdot L=A$$

۲- با استفاده از ابعاد یا سطح شالوده (سطح تماس با خاک) فشار نهای خاک بدست می‌آید.

$$q_u=\frac{P_u}{B\cdot L} \qquad (۲۰-۵)$$

P_u بار ضریب‌دار است.

۳- تعیین ارتفاع مؤثر شالوده (d)

برای تعیین ارتفاع مؤثر شالوده می‌توان براساس برش در یک جهت مقدار آنرا تخمین زد و به کمک روش سعی و خطا عمق مؤثر و مآلا ضخامت شالوده را تعیین کرد. روش دیگر اینکه از تعادل ظرفیت مجاز برشی با برش حاصل از فشار خاک می‌توان ارتفاع مؤثر را بدست آورد. در هر حالت پس از تعیین d باید کفایت مقدار آن توسط برش جهت دیگر و برش منگنه کنترل شود. اگر به کمک برش منگنه مقدار d محاسبه شود لازم است توسط برش هر یک از دو جهت شالوده، کنترل شود.

در هر صورت اگر مطابق شکل ۵-۸ قرار باشد از طریق برش منگنه مقدار d بدست آید خواهیم داشت:

$$q_u[B\cdot L-(b+d)\,(\ell+d)]=۲\,(b+\ell+۲d)\,d\,v_c$$

که پس از ساده‌کردن:

$$(q_u+۴v_c)d^۲+(q_u+۲v_c)(b+\ell)d+q_u(b\ell-BL)=۰ \qquad (۲۱-۵)$$

در این رابطه v_c مقـدار مقـاومت برشـی است که بر طبق آبا برابر است با $۰/۱۲\sqrt{f_c}$ و قبـلا در فصل سوم ارائه شده بود. مقدار d از رابطه ۵-۲۳ محاسبه می‌شود که باید برای برش یـک جـهت کنترل گردد.

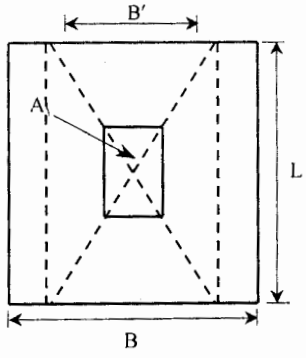
۴- تعیین ظرفیت خمشی شالوده

برای تعیین ظرفیت خمشی (یا میلگردهای خمشی) با توجه به اینکه مقطع بحرانـی در بـر سـتون قرار دارد، بر اثر فشارهای خاک زیر شالوده و خاک روی شـالوده (در صـورت وجـود) مقـدار لنـگر حول مقطع بحرانی محاسبه شده و بر طبق ضوابـط طراحـی خمشـی متـداول مقـدار فولادهـای موردنیاز محاسبه می‌شود (طبق شکل ۵-۷).

۵- کنترل تنش فشاری محصور

تنش فشاری در پای ستون به شالوده منتقل می‌شود ولی این تنـش فشـاری در بتـن شـالوده بـه صورت غیرمستقیم افزایش می‌یابد. علت این افزایش در آن است که بار ستون به بخشی از سـطح شالوده متقل می‌شود و بتن نواحی دیگر (دورتر) برای این بخش نقش تکیه‌گاه یا محصورکننـده را ایفا می‌کند و بهمین دلیل بخشی که متحمل بار ستون شده توسط بتن‌های اطراف خـود محصـور می‌شود از این جهت مقاومت آن افزایش می‌یابد. از اینرو تنش فشاری در شالوده که محصور شـده است، افزایش می‌یابد. بدین سبب تنش بتن برابر است با حاصلضرب ضریب γ_b در مقدار معمـول تنش بتن. این ضریب عبارتست از مجذور نسبت حداکثر مساحت قسمتی از سطح شـالوده کـه بـا سطح بارگذاری (سطح ستون) هم‌مرکز باشد، به مساحت ستون.

در شـکل ۵-۹ این دو سـطح با $A_۲$ و $A_۱$ نشـان داده شده و ضریب افزایـش $۱\geq\gamma_b=\sqrt{\frac{A_۲}{A_۱}}\geq ۲$ است برای این شکل مقدار $\gamma_b=L/\ell$ است.



شکل ۵-۹ - سطوح مربوط به تنش فشاری محصور

اگر سطح شالوده شیبدار یا پله‌ای باشد، مقدار A_2 برابر با مساحت قاعدهٔ تحتانی بزرگترین هرم یا مخروط ناقصی است که بصورت قائم در داخل شالوده جای دارد و قاعدهٔ فوقانی آن A_1 است.

نیروها و لنگرهای پای ستون، دیوار یا ستون پایه باید با عملکرد اتکایی بتن و کشش یا فشار میلگردهای ادامه یافته طولی ستون یا میلگردهای انتظار به شالوده یاستون پایه منتقل شوند. تنش اتکایی بتن در سطح تماس شالوده و ستون نباید از مقاومت اتکایی نهایی بتن در هر یک از سطوح تماس نباید از مقدار $0/5 f_c A_1$ بیشتر باشد.

میلگردهای طولی ستون یا میلگردهای انتظار که در محل ستون و شالوده هستند باید حداقل ۰/۰۰۵ سطح مقطع ستون باشند. این میلگردها باید بتوانند نیروی فشاری مازاد بر مقاومت اتکایی بتن بین ستون و شالوده را و همچنین هرگونه نیروی کششی که در سطح تماس ستون و شالوده محاسبه شده است، تحمل کنند. تردیدی نیست که این میلگردها باید ضوابط چسبندگی بتن و فولاد را تأمین نمایند تا انتقال لنگرهای خمشی به شالوده میسر باشد. چنانچه از مهره‌های مهاری یا اتصال‌دهنده‌های مکانیکی برای اتصال میلگردهای طولی ستون به شالوده استفاده شود، این وسایل باید چنان طراحی شوند که قبل از گسیختگی پیچ یا مهره مهاری و یا گسیختگی‌ی بتن اطراف آن، به مقاومت تسلیم خود برسند.

نکته مهم در طراحی شالوده‌ها، کنترل پایداری آنها است. برای این منظور باید نسبت لنگر مقاوم به لنگر واژگونی که از بدترین حالت ترکیبات بارگذاری بدست می‌آید، را محاسبه کرد و برطبق ضوابط موجود این نسبت نباید کمتر از ۱/۵ باشد. بنابریان اگر SF ضریب ایمنی در مقابل واژگونی باشد خواهیم داشت:

$$SF = \text{لنگر مقاوم} / \text{لنگر واژگونی} = \frac{M_R}{M_u} \geq ۱/۵ \qquad (۲۲-۵)$$

در طرح شالوده‌های مرکب فرض می‌شود که توزیع تنش در زیر شالوده بصورت خطی است و اگر برآیند نیروهای اعمالی از مرکز ثقل شالوده عبور کند، توزیع فشار خاک را یکنواخت در نظر می‌گیرند. بنابراین فرض توزیع خطی فشار ایجاب می‌کند که شالوده بصورت یک جسم صلب و سخت بر بستر هموژن عمل کند. البته با این فرضیات نه شالوده بطور کامل و واقعی صلب خواهد بود و نه اینکه فشار زیر آن یکنواخت است، بلکه نشان داده شده است که این راه حل بقدر کافی از دقت لازم برخوردار است و مشکل خاصی وجود ندارد زیرا نتیجه طراحی دست بالا خواهد شد.

در هر حال برای طراحی این قبیل شالوده‌ها مراحل زیر انجام می‌شود:

۱- تعیین محل اثر برآیند نیروهای اعمالی ستونها

۲- تخمین ابعاد شالوده به نحوی که مرکز ثقل آن منطبق با برآیند نیروهای ستونها باشد.

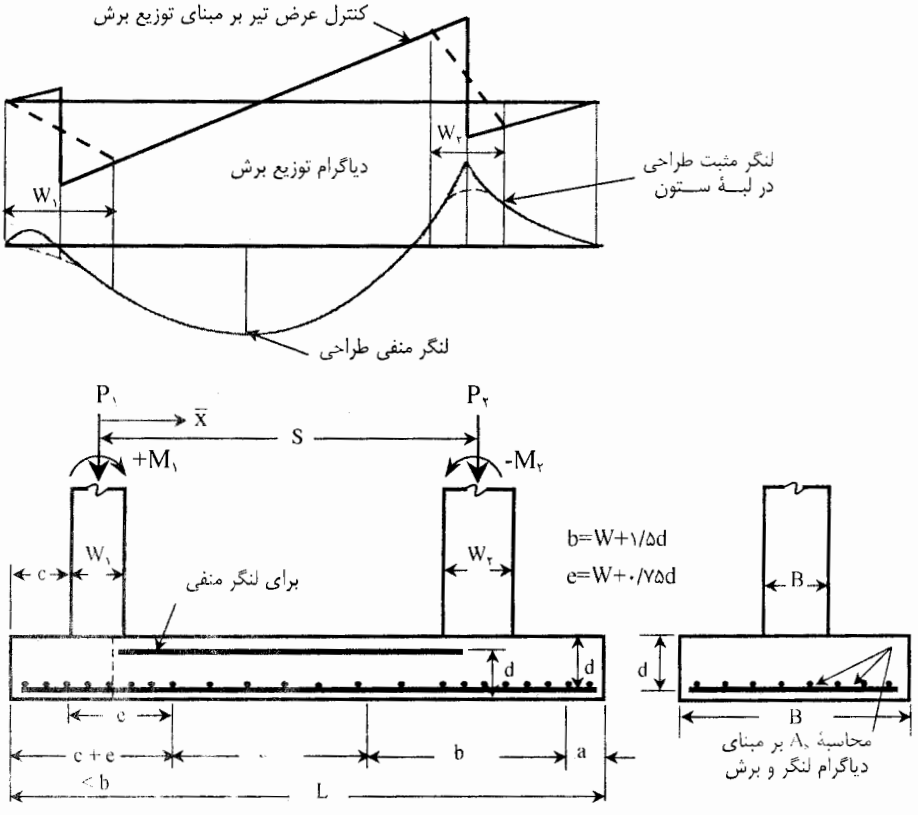
۳- توزیع لنگر و برش تعیین شود.

۴- ضخامت شالوده برای کنترل برش تعیین گردد.

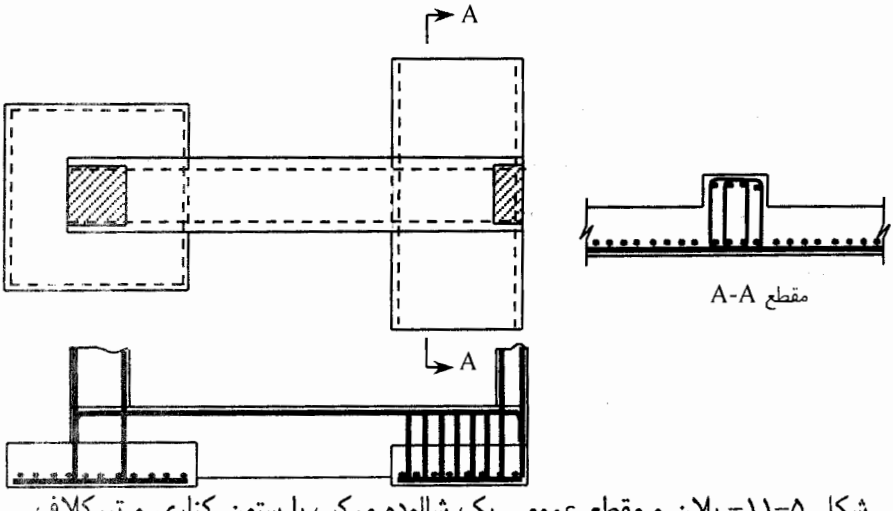
۵- طراحی میلگردهای لازم برای لنگرهای منفی و مثبت محاسبه شوند.

در شکل ۵-۱۰ دیاگرام برش و لنگر برای یک شالوده مرکب از نوع دو ستونی و همچنین نحوهٔ میلگردگذاری در حالت کلی نشان داده شده است.

در این قبیل شالوده‌ها، گاهی اتفاق می‌افتد که یکی از ستونها در انتهای زمین محل احداث ساختمان واقع می‌شود (شالوده باسکولی). در این حالت شالودهٔ ستون کنار زمین به صورت یک شالوده منفرد تلقی شده و طراحی می‌شود. اما از آنجا که همین شالوده منفرد به صورت خارج از مرکز بارگذاری شده است، تیر کلاف که بین دو شالوده قرار می‌گیرد به صورت یک اهرم متعادل‌کننده عمل خواهد کرد. از اینرو این تیر باید آنقدر صلب و سخت باشدکه بتواند برش حاصل از عدم تعادل بین دو شالودهٔ ستونها را تحمل کند. هنگام وقوع زلزله که نقش دو ستون در رفتار سازه با یکدیگر متفاوت خواهد بود، بر روی رفتار شالوده اثر می‌گذارد و اگر چنانچه خاک زیرشالوده نرم باشد، تیر کلاف تمایل به بلند شدن خواهد داشت. بنابراین در چنین مواقعی نباید از این روش برای طراحی این قبیل شالوده‌ها استفاده شود.



شکل ۵-۱۰- دیاگرام برش، لنگر و نحوهٔ تعبیه میلگردهای یک شالوده مرکب



شکل ۵-۱۱- پلان و مقطع عمومی یک شالوده مرکب با ستون کناری و تیرکلاف

۵-۵- طراحی پی های شمعی

رفتار دینامیکی شمع ها به گونه ا ی است که چندان اثری بر سختی جانبی زمین ندارند. اما اثر دینامیکی آنها بر مود گهواره ا ی ساختمان خیلی زیاد است و موجب افزایش سختی در این مود می شود. مقاومت و پاسخ شمع ها بسیار تحت تأثیر آبگونگی قرار می گیرد. چنانچه تکیه گاههای جانبی موقت برای شمع ها پیش بینی نشده باشد یا اینکه لنگر خمشی زیادی در آنها ایجاد شود جابجایی زیادی برای آنها بوجود می آید.

پی های شمعی بهمراه حرکت های جانبی زمین دچار انحناء گردیده و انحنای آنها در محل تغییر در لایه های خاک تند شده که باید در طراحی به این موضوع دقت شود.

از آنجا که حرکت زمین موجب انحناء شمع و در نتیجه ایجاد لنگر در آن می شود، این لنگرها با مدول ارتجاعی شمع E و ضخامت آن متناسب است. بهمین دلیل تا آنجا که ممکن است باید ضخامت شمع کم و سختی مصالح بکار رفته در آن کوچک باشد. معمولا شمع ها در قسمت های زیرین دچار شکست نمی شوند.

دستورالعملهای مربوط به طراحی لرزه ا ی شمع ها هرگز اجازه نمی دهد که شمع ها بدون آرماتور طراحی شوند، بلکه باید در قسمتهای فوقانی خود بقدر کافی شکل پذیر باشند زیرا در این قسمت ها ممکن است بر اثر زلزله های شدید مقطع شمع تسلیم شود.

ظرفیت باربری خاک باید بزرگتر از نیروی محوری شمع که حاصل از بار قائم و لنگر واژگونی سازه اصلی است، باشد.

[اثر لنگر واژگونی سازه + بار قائم = نیروی محوری شمع] < ظرفیت باربری خاک

برای تحلیل و طراحی شمع‌ها، آنها را به دو دسته بلند و کوتاه تقسیم می‌کنند، سپس برای هر دسته توزیع تنش و مقاومت افقی نهایی با فرض یک مود گسیختگی مناسب به روش استاتیکی معادل محاسبه می‌نمایند. این روش نسبتا ساده بوده و نتایج آن با نتایج تجربی همخوانی خوبی دارد. اگر عوامل زیر را برای شکل ۵-۱۲ تعریف کنیم، بر طبق این روش می‌توان توزیع لنگر خمشی را برای حالات مختلف این شکل بدست آورد.

P : بار جانبی

e : ارتفاع آزاد شمع (بیرون از زمین)

D : قطر شمع

L : ارتفاع مدفون شمع

C_u : مقاومت برشی بدون زهکش

K_p : ضریب فشار جانبی رانکین

γ : چگالی خاک

بر مبنای روش فوق لنگرهای خمشی در شمع‌ها محاسبه می‌شوند که در شکل ۵-۱۳ ، ۵-۱۴ و ۵-۱۵ برای وضعیت‌های گوناگون نشان داده شده‌اند.

همینکه در شمع لولای خمیری تشکیل شود، توزیع فشار خاک در حد زیادی و قابل توجهی تغییر خواهد کرد. البته و غالباً لولاهای خمیری در شمع‌های بلند تشکیل می‌شوند و کمتر در شمع‌های کوتاه که سختی بیشتری دارندن چنین مقاطع خمیری تشکیل می‌شود. معمولاً فرض می‌کنند که در عمق ۱/۵ برابر قطر شمع، فشار جانبی قابل توجهی از طرف خاک ایجاد نمی‌شود.

در شکل ۵-۱۳ توزیع لنگر و عکس‌العمل خاک برای شمع‌های کوتاه و بلند بدون قید، در خاک چسبنده برای دو حالت دارای مقطع خمیری (جاری شدن) و بدون مقطع خمیری نشان داده شده است. که در آن شکل H_u بار نهایی جانبی، f عمق متناظر با حداکثر لنگر خمشی می‌باشند که رابطه ۵-۲۳ تعادل نیروها را ارائه می‌کند.

$$H_u = ۹ f\, C_u\, d \qquad (۲۳-۵)$$

و یا

$$f = \frac{H_u}{۹ C_u\, d}$$

در شکل ۵-۱۴ توزیع لنگر و فشار خاک برای شمع‌های کوتاه، متوسط و بلند که در سرشمع دارای قید هستند نشان داده شده است. در مورد شمع‌های کوتاه مقدار لنگر حداکثر از رابطه ۳-۲۴ محاسبه می‌شود:

$$M_{max} = H_u\left(۰/۵ L + ۰/۷۵ d\right) \qquad (۲۴-۵)$$

در این شمع‌ها ابتدا در سرشمع جاری شدن اتفاق می‌افتد. برای بدست آوردن f، g و M_{max} می‌توان از تعادل استاتیکی نیروهای افقی و تجزیه لنگر حول سرشمع استفاده کرد.

اگر مقدار M_{max} در سرشمع آنقدر اضافه شود تا به حد M_u برسد، در اینصورت با وضعیت شمع متوسط تطبیق خواهد داشت و اگر چنانچه در طول شمع و در جهت دیگر نیز مقدار لنگر به M_u برسد با وضعیت شمع بلند مطابقت خواهد داشت.

باید توجه داشت که در هر یک از این سه وضعیت خاک دارای چسبندگی قابل توجه است. اما اگر خاک بدون چسبندگی باشد، نیروی نهایی افقی حدوداً سه برابر فشار غیرفعال رانکین خواهد شد که مقدار آن از رابطه ۵-۲۵ بدست می‌آید.

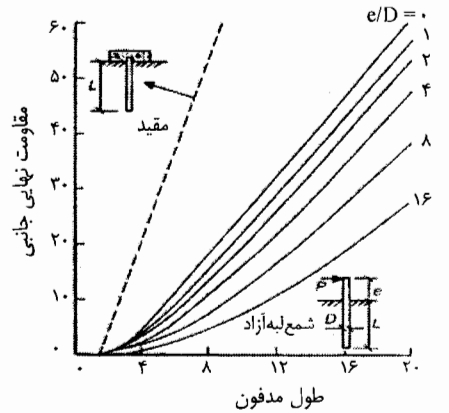
$$P_u = ۳\sigma'_v K_p \qquad (۲۵-۵)$$

σ'_v: فشار قائم خاک سربار

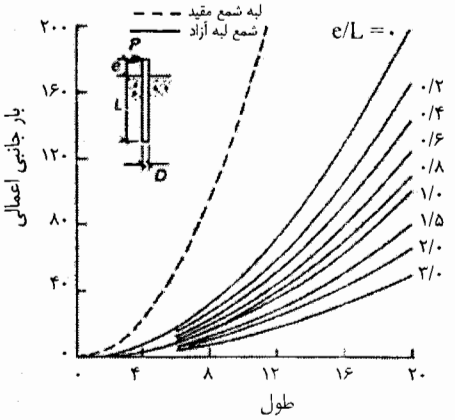
K_p : ضریب فشار غیرفعال و برابر است با: $K_p = \frac{۱+Sin\phi}{۱-Sin\phi}$

ϕ : زاویه اصطکاک داخلی ذرات خاک

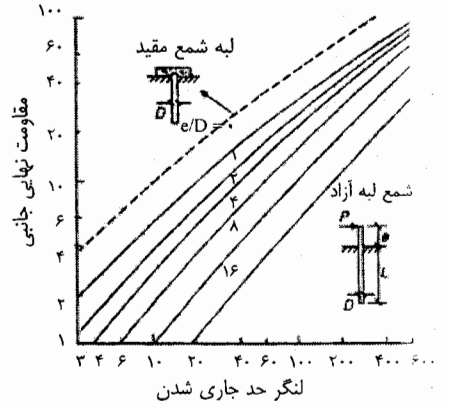
در شکل ۵-۱۵ توزیع فشار و لنگر برای شمع‌های کوتاه و بلند بدون قید که در خاک غیرچسبنده قرار داشته باشند آورده شده است. چنانچه ملاحظه می‌شود برای شمع کوتاه لنگر حداکثر (M_{max}) و برای شمع بلند لنگر جاری شدن M_{yield} در عمق f ایجاد می‌شود.



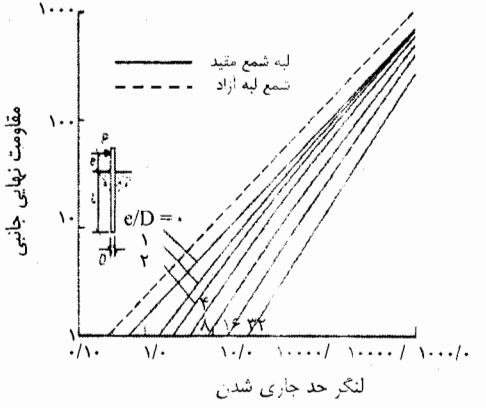
الف ـ مقاومت جانبی و نهایی شمع برای خاک دارای چسبندگی



ب- مقاومت جانبی و نهایی شمع برای خاک بدون چسبندگی

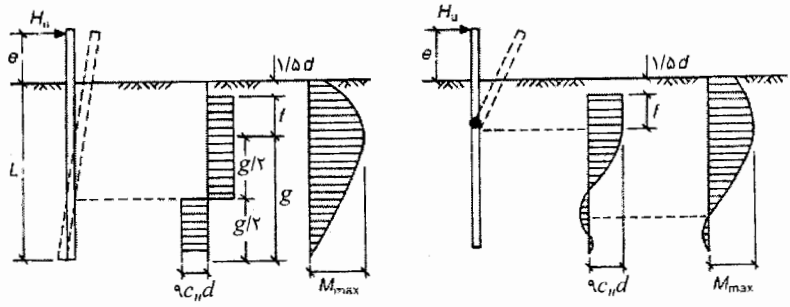


ج- مقاومت جانبی و نهایی شـــمع برای خاک دارای چسبندگی برحسب لنگرتسلیم



د ـ مقاومت نهایی جانبی شمع برای خاک بدون چسبندگی بر حسب لنگر تسلیم

شکل ۵-۱۲- مقدار بار نهایی برای حالات مختلف خاک در شمع‌ها [۲۶ و ۴۶]



الف ـ شمع کوتاه　　ب ـ شمع بلند

شکل ۵-۱۳- بارجانبی استاتیکی بر شمع لبه آزاد در خاک چسبنده [۲۶ و ۴۶]

۵-۶- خواص مهندسی خاک

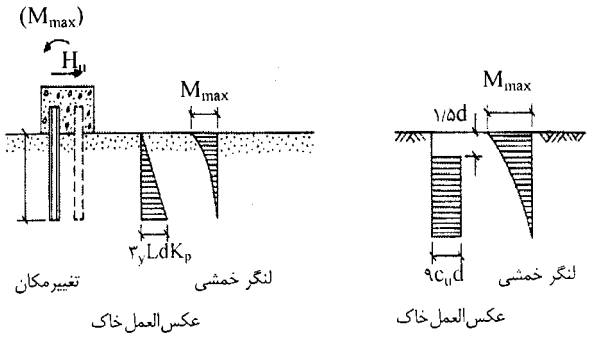
می دانیم که رفتار خاک غیرخطی است و برای در نظر گرفتن خواص ارتجاعی آن لازم است متناسب با مقدار معینی از کرنش این رفتار را خطی در نظر بگیریم. معمولاً آزمایشهای صحرایی نتایجی را ارائه می دهد که متناظر با سطح پائینی از کرنش خاک می باشد، در حالیکه هنگام وقوع زلزله و حرکت های شدید زمین کرنشهای بزرگی در خاک ایجاد می شود. از طرفی آزمایش‌های آزمایشگاهی نسبتاً در حد کرنشهای بزرگ انجام می‌گیرد و در برخی موارد ممکن است تا حد کرنشهای ناشی از زلزله نیز انجام شود. در آزمایشهای صحرایی معمولاً می توان سرعت امواج برشی V_s و سرعت امواج فشاری V_p را در کرنشهای کوچک به حساب آورد. در آزمایشگاه می توان به طور مستقیم مدول ارتجاعی E و مدول برشی G خاک را در کرنشهای زیاد بدست آورد. حداکثر مقدار مدول ارتجاعی E و مدول برشی G خاک را می توان از روی سرعت موج برشی و سرعت موج فشاری از طریق روابط ۵-۲۶ و ۵-۲۷ بدست آورد.

$$E_{max}=\rho V_p^2 \qquad (۲۶-۵)$$

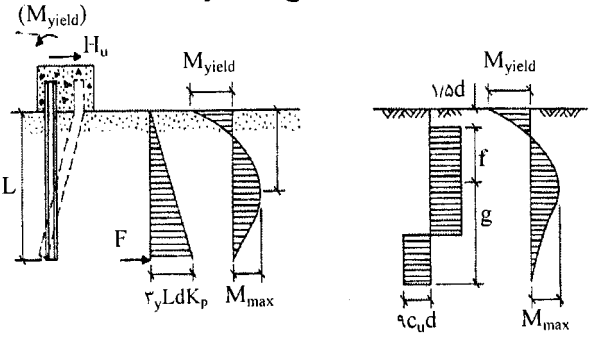
$$G_{max}=\rho V_s^2 \qquad (۲۷-۵)$$

در این روابط ρ جرم متراکم یا جرم مخصوص خاک است و واحدها برحسب دستگاه بین المللی است. رابطه بین E_{max} , G_{max} را می توان از ضریب پواسیون نیز در اختیار داشت:

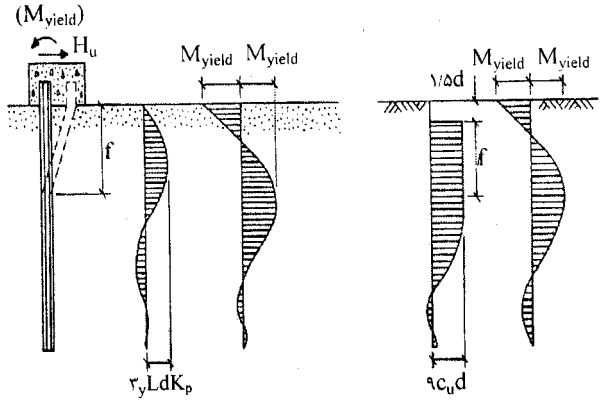
$$E_{max}=2(1+\nu)\,G_{max} \qquad (۲۸-۵)$$



الف ـ شمع‌های کوتاه



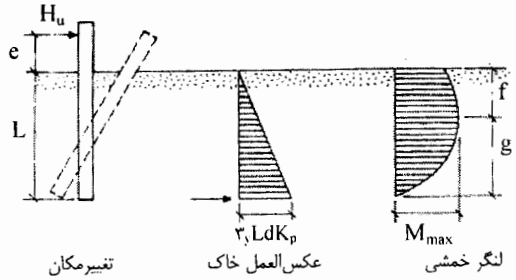
ب ـ شمع‌های متوسط



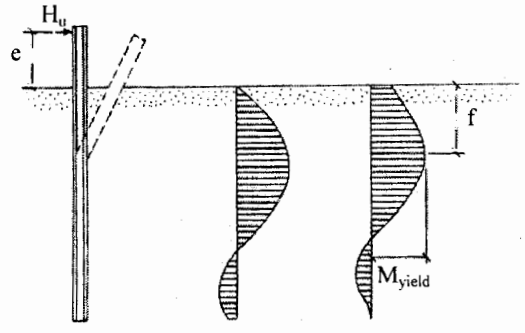
ج ـ شمع‌های بلند

شکل ۵-۱۴- بار جانبی استاتیکی بر شمع های گیردار [۲۶ و ۴۶]

الف ـ شمع کوتاه



ب ـ شمع بلند



شکل ۵-۱۵- بار جانبی استاتیکی بر شمع لبه آزاد در خاک بدون چسبندگی [۲۶ و ۴۶]

۵-۶-۱- ضریب پواسیون

ضریب پواسیون را نیز می توان به کمک سرعت موج برشی و سرعت موج فشاری بر طبق رابطهٔ ۵-۲۹ بدست آورد. در جدول ۵-۵ ضرایب پواسیون برای انواع خاکها آورده شده است.

$$\nu = \frac{(V_p/V_s)^۲ - ۲}{۲(V_p/V_s)^۲ - ۲} \qquad (۵-۲۹)$$

جدول ۵-۵- مقادیر متداول ضرایب پواسیون [۲۶ و ۴۳]

خاک رس اشباع	۰/۴-۰/۵
خاک رس غیراشباع	۰/۱-۰/۳
خاک رس همراه با ماسه	۰/۲-۰/۳
سیلت	۰/۳-۰/۳۵
ماسه متراکم	۰/۲-۰/۴
ماسه غیرمتراکم	۰/۱۵
ماسه نرم	۰/۲۵

۵-۶-۲- مدول ارتجاعی E

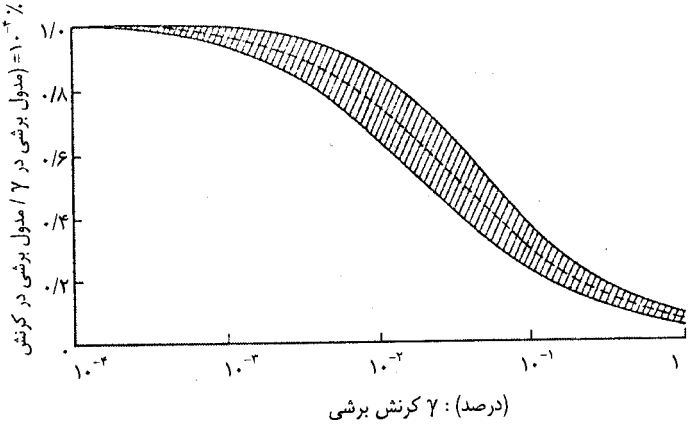
مدول ارتجاعی را باید از طریق آزمایش بدست آورد لیکن جدول ۵-۶ اعداد برخی از خاکها را بدست می‌دهد.

جدول ۵-۶- مقدار مدول ارتجاعی برخی از خاکها [۲۶]

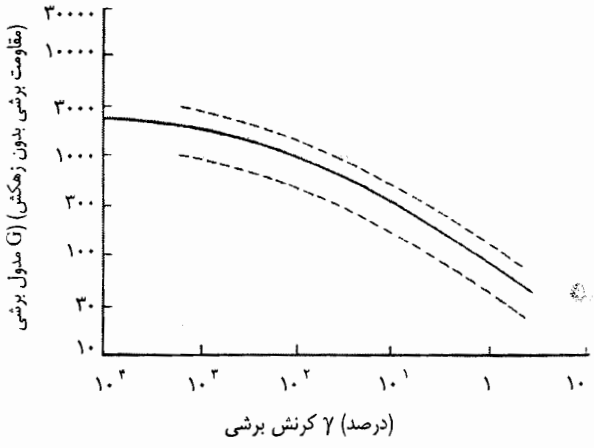
نوع خاک	$E\ (N/mm^2)$
خاک رس نرم	تا ۱۵
خاک رس متوسط تا محکم	۱۰ تا ۱۵
خاک رس خیلی سخت	۲۵ تا ۲۰۰
ماسه سیلتی	۷ تا ۷۰
ماسه نامتراکم	۱۵ تا ۵۰
ماسه متراکم	۵۰ تا ۱۲۰
ماسه متراکم بهمراه شن	۹۰ تا ۲۰۰

۵-۶-۳- مدول برشی (G)

با استفاده از شکل ۵-۱۶ می توان تغییرات مدول برشی را برمبنای تغییرات کرنش برشی بدست آورد. معمولاً برای بدست آوردن G برای خاکهای چسبنده از روی نمونه های آزمایشگاهی اقدام می‌شود. اما به هر صورت برای تخمین اولیه و هنگامی که مقاومت برشی در دست باشد یا بتوان آنرا بدست آورد، می توان از روی شکل ۵-۱۷ استفاده کرد.



شکل ۵-۱۶- تغییرات مدول برشی و کرنش برشی برای ماسه‌ها [۲۶]



شکل ۵-۱۷- مدول برشی نرمال شده برای خاک رس اشباع [۲۶]

۵-٦-٤- میرایی

میرایی خاک در حالت لرزه‌ای یا میرایی لرزه‌ای به تراکم یا جرم مخصوص خاک بستگی ندارد و مقدار آنرا برای خاکهای چسبنده و غیرچسبنده می‌توان از حداکثر مقدار میرایی در کرنشهای زیاد و در رابطه‌ای که هاردین و درینویچ [۲۶ و ۴] ارائه کرده اند بدست آورد.

$$\xi = \frac{\xi_{max}\gamma}{\gamma_r + \gamma} \qquad (۵-۳۰)$$

در این رابطه ξ نسبت میرایی غلظتی و γ کرنش برشی و γ_r نسبت حداکثر کرنش برشی به G_{max} است که به آن کرنش مرجع می‌گویند.

$$\gamma_r = \frac{\gamma_{max}}{G_{max}}$$

مقدار ξ_{max} برای ماسه از رابطه ۵-۳۱ بدست می آید:

$$\xi_{max} = \frac{D - ۱/۵ LogN}{۱۰۰} \qquad (۵-۳۱)$$

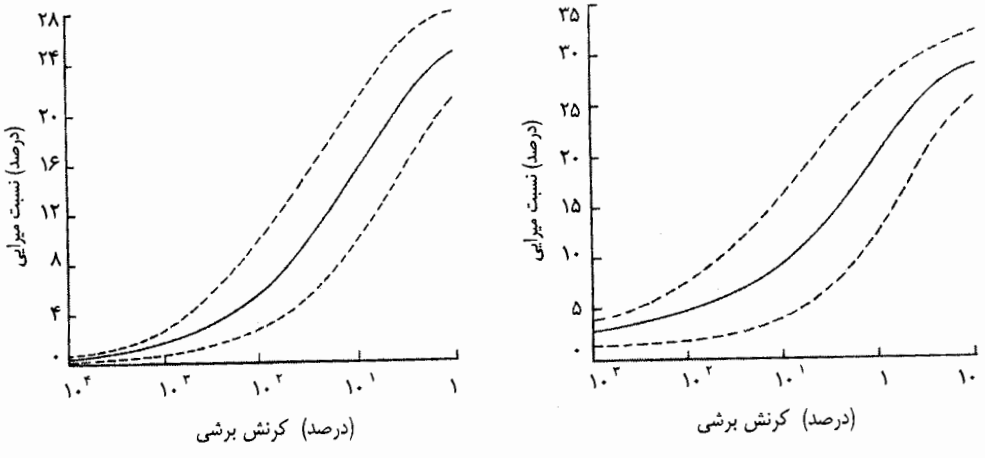
که در این رابطه N تعداد سیکلهای ارتعاش است.

مقدار D برای خاکهای ماسه تمیز و خشک برابر با ۳۳٪ و برای خاک ماسه ا ی تمیز و اشباع برابر با ۲۸٪ است. نشان داده شده است که تغییرات اندک در مقدار میرایی بستگی به تعداد

سیکلهای مؤثر ارتعاش دارد [۲۶ و ۴۴]. مقدار ξ_{max} برای خاکهای چسبنده از رابطهٔ ۵-۳۲ بدست می آید.

$$\xi_{max} = ۳۱ - (۳ + ۰/۳f)\bar{\sigma}_m^{\frac{۱}{۲}} + ۱/۵f^{\frac{۱}{۲}} - ۱/۵\log N \qquad (۳۲-۵)$$

که در این رابطه f فرکانس بار ارتعاشی اعمال شده برحسب هرتز است و $\bar{\sigma}_m$ میانگین تنش مؤثر و اصلی برحسب $kg/cm^۲$ است. در شکل۵-۱۸ مقدار میرایی برای ماسه و رس اشباع نشان داده شده است.



شکل ۵-۱۸- نسبت میرایی برای ماسه و خاک‌های رس اشباع

با توجه به اینکه در اکثر زلزله ها مقدار کرنش برشی خاک بین $۱۰^{-۳}$ تا $۱۰^{-۱}$ تغییر می کند، مقدار میرایی برای ماسه های خشک بین ۲ و ۱۶ درصد است و برای رس اشباع بین ۳ و ۱۰ درصد خواهد بود.

مراجع:

۱. ن . ن . امبرسز و چ . پ . ملویل، "تاریخ زمینلرزه‌های ایران" ، ترجمه ابوالحسن‌رده، انتشارات آگاه، ۱۳۷۱

۲. پرویز مظفری و همکاران، "زمینلرزه‌های ایران از سال ۱۹۰۰ تا ۱۹۹۲ میلادی"، گزارش علمی، بخش زلزله‌شناسی مؤسسه ژئوفیزیک دانشگاه تهران، مهرماه ۱۳۷۲

3. Earthquake facts and statistics, United States Geological Survey National Earthquake Information Center (USGS NEIC), 2001.

۴. مانوئل بربریان، "نخستین کاتالوگ زلزله و پدیده‌های طبیعی ایران زمین"، جلد نخست؛ خطرهای طبیعی پیش از سدهٔ بیستم، مؤسسه زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، انتشارات احیاء کتاب، ۱۳۷۴

۵. برگی، خسرو، "اصول مهندسی زلزله"، انتشارات جهاد دانشگاهی (ماجد)، تابستان ۱۳۷۳.

6. Wakabayashi, M., "Design of earthquake resistant buildings", Mc Graw-Hill Book Compony, 1986.

7. Paulay,T., and Priestley, M.I.N "Seismic design of reinforced concrete and masonary buildings", J. Wiley & Suns, New Yourk, 1992.

8. George G., Denelis and Kappos A.J. "Earthquake resistant concrete structures" , E&FN Spon, London, 1997.

9. Tasnimi, A.A., "Prediction of forces within prestressed sections", Ph.D, Thesis, Bradford University, 1988.

10. Aoyama, H. and Noguchi, H. "Mechanical properties of concrete under load cycles idealizing seismic actions, Bull. d Inf. CEB, 131, (1979), pp 29-63.

11. ACI 318M, "Building code requirements for reinforced concrete", American Concrete Institute, 1989.

12. BS8110, Structural use of concrete British Standards Institution 1985.

13. CEN Techn. Comm. 250 SG2 Eurocode2: Desing of concrete structures-PartI: General rules and rules for buildigns, CEN, Berlin, 1991.

14. Karsan, I.D. and Jirsa, J.D., "Behaviour of concrete under compressive loadings. Journal of the struct. Div. ASCE, 95, pp-2543-63, 1969.

۱۵.استاندارد شماره ۳۹۱ – چاپ پنجم ۱۳۷۳، ۳۹۲ – چاپ هشتم ۱۳۷۴ و ۳۹۴ – چاپ سوم ۱۳۶۶، "سیمان پرتلند"، مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران

۱۶.استاندارد شماره ۳۰۰ – چاپ چهارم ۱۳۶۴، "مصالح سنگی ریزدانه برای بتن و بتن مسلح"، مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران

۱۷.استاندارد شماره ۳۰۲ – چاپ اول ۱۳۴۵، "شن برای بتن و بتن مسلح"، مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران

۱۸. استاندارد شماره ۳۱۳۲ – چاپ ۲، تجدیدنظر اول ۱۳۷۴، "ویژگیها و روش آزمون میلگردهای گرم نوردیده مصرفی در بتن"، مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران

۱۹. استاندارد ۵۱۹ – چاپ هفدهم ۱۳۷۴، "حداقل بار وارد بر ساختمانها"، مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران

۲۰. استاندارد ۲۸۰۰ ایران، "آئین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله"، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، نشریه شماره ض-۲۵۳، ویرایش دوم، آذر ۱۳۷۸

21. Schueller Wolfgong, "The vertical building strucuturs", Pub. VanNostrand Reinhold, 1990.

22. SANZ (1984) Code of practice for general structural design and design loading for buildings (NZS 4203:1984), Wellington.

۲۲. آئین‌نامه بتن ایران (آبا)، تجدیدنظر اول، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی، نشریه شماره ۱۲۰ سال ۱۳۷۹.

۲۴. عادلی، حجتا... ،"مهندسی زلزله"، دانشگاه تهران، جلد اول، ۱۳۵۹

25.Hakuno Motoniko, "Earthquake damage; the mother of earthquake engineering, learning from the observation of earthquake damage, Kajima Institute publishing, 1992.

26.Key David, "Earthquake design practice for buildings", 1988, Pub. Thomas Telford Ltd. London

27.UBC-1997, "Uniform Building Code", Structural Engineering Design Provisions, USA.

28.Structural Engineers Association of California. recommended-lateral force requirements. sacramento: SEAOC, 1996

29.ATC-40, Seismic evaluation and refrofit of concrete buildings, Vol.I, by Applied Technolgoy Council. Report No. SSC 96-01, 1996

30. Naeim F, "The Seismic design handbook", Van Nostrand Reinhold, New York, 1989.

31. Park, R. and Panlay, T., "Reinforced concrete structures", J. Wiley & Sons, New yourk, 1975.

32.CEB (1985), Model code for Seismic design of concrete structures, Bull. d'Inf. CEB, 165, paris.

33.SANZ (Standards Association of New Zealand)(1982)(a) Code of practice for the design of concrete structures (NZS 3101-Part 1:1982); Wellington.

34.CEN Techn. Comm.250/SC8(1995) Eurocode 8: Earthquake resistant design of structures – Part I: General rules (ENV 998-1-1/2/3), CEN, Berlin.

35.Bertero, V.V., and Popov, E.P., "Seismic behaviour of ductile moment-resisting concrete frames", ACI publication SP-53, American Concrete Institute, Detroit, 1977.

36.Paulay, T., "Earthquake resisting shear walls: New Zealand Design Trends, "Journal ACI, Vol-77, No.3, May-June 1980.
37.Paulay, T., "The Desing of ductile reinforced concrete structural walls for earthquake resistance" , Earthquake spectra, Vol.2, No.4, Oct. 1986
38.Markevicius, V.P., and Gosh, S.K., "Required shear strength of earthquake resistant shear walls, research report 87-1, Department of civil engineering and engineering Mechanics, University of Illinois at Chicago, 1987.
39.Fukui, J.& Hirotani, A., "Foundation engineering", International Institute of Siesmology and Earthquake Engineering. Buildign Research Institute, Mininstry of construction, Japan, 2000.
40. AIJ Strucutural Design Guidelines for Reinforced Concrete Buildings, 1994.
41.Newmark, N.M. & Rosenblueth, E., "Fundamentals of earthquake engineering. Englewood Cliffs: Prentice –hall. 1971.
42.Whitman, R.V. and Richart, F.E., "Design procedures for dynamically loaded foundations. J.Soil Mech. Fdns. Div. Am. Soc. Civ. Engrs, 93, 1967.
43.Joseph E. Bowles, "Foundation analysis and design", New york, Pub. Mc Graw-Hill, 1996.
44.Hardin, B.O. & Drnevich, V.P., "Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects", J. Soil Mech. Fdns Div. Am. Soc. Civ. Engrs. 98, July No.7, 1972.
45.Seed, H.B. & Idriss, I.M., "Solid moduli and damping factors for dynamic response analysis", Report EERC 70-10. Univ. of California at Berkeley: Earthquake Engineering Research Center. 1970
46.Broms, B.B., "Design of laterally loaded piles", J. Soil mech. Fdns.Div.Am. Soc. Civ. Engrs 91, No.3, May 1965.
۴۷. طاهری بهبهانی، علی‌اصغر، "نگرشی فلسفی به ضوابط محاسباتی ساختمانها در برابر زلزله"، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، شماره ۲۳۹، ۱۳۷۶.
48. Chen, W.F. "Plasticity in reinforced concrete" , Mc Graw-Hill, New yourk, 1982.
49.Darwin, D. and Pechnold, D.A., "Analysis of RC shear panels under cyclic loading", Journal of the struct. Divn. ASCE, 102, pp.355-369, 1976.
50.Sheikh, S.A. and Uzumevi, S.M., "Analytical model for concrete confinement in tied columns", The Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, ST12, Dec, 1982. PP 2703-2722.
51.Mander, J.B., Priestly, M.I.N., and Park, R. "Observed stress-strain behaviour of confined concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No.8, August 1988, pp.1827-1849.
52.Carreira, D.J. and Chu, K.H., "Stress-strain relationships for plain concrete in compression, Journal of M. ACI, pp, 797-804, 1985.
53.Soroushian,P. and Sim, J. "Axial behaviour of reinforced concrete columns under dynaic loads. Journal of the ACI, 83,pp-1018-25, 1986.

54.Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R., "Theoretical stress-strain model for confined concrete, Journal of struct. Eng. ASCE, 114, pp. 1804-1826, 1988.
55.Norman B. Green, M.S., "Earthquake resistant building design and construction", pub.Van-Nostrand Reinhold Company, Newyork, 1978.
56.CEB (1993) , CEB-FID Model Code 1990, Bull d Inf. CEB, Lausanne. Pp, 213-214, 1993.
57.Dowrick D, "Earthquake resistant design for engineers and architects", 2nd Edition, J Wiley, 1987.
58. Fenwick, R.C., "Strength degradation of concrete beams under cyclic loading", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.16, No.1, March 1983, pp.25-38

واژه نامه فارسی به انگلیسی

آبگونگی	Liquifaction
آزمایش ریزلرزه	Micrometer test
آزمایش سه بعدی تناوبی	Cyclic triaxial test
آزمایشهای مقاومت نفوذ	Penetration resistance tests
اتصال	Joint
اثر تجمیعی	Cummulative
از جا بلندشدگی - برکندگی	Uplift
الک استاندارد BS	BS sieve
امواج Q (امواج لاو)	Q-waves (Love waves)
امواج R (امواج رالی)	R-waves (Rayleigh waves)
امواج برشی	Shear waves
امواج ثانویه	Secondary waves
امواج درونی (حجمی)	Body waves
امواج طولی P	Longitudinal P-waves
امواج عرضی S	Transvers S-waves
امواج فشار- کشش	Push-Pull waves
امواج فشاری	Compressional waves
امواج نخستین	Primary waves
انحناء	Curvature
اندرکنش دینامیکی خاک ـ سازه	Dynamic soil structure interaction
انرژی کرنشی	Strain energy
بار افزایشی یکنوا	Monotonic loading
بار پیش تحکیم	Preconsolidated load
بار توزیع	Redistribution
بار نهایی جانبی	Ultimate lateral load
بار-تغییرمکان	Force – displacement
بازتاب	Response
بدون زهکشی	Undrained

Frictional shear	برش اصطکاکی
Punching shear	برش منگنه
Torsional stability	پایداری پیچشی
Tsunami	پدیده ایجاد امواج سهمگین در اثر زلزله در اقیانوس‌ها و دریاها (سونامی)
Concrete cover	پوشش بتن
Pile foundations	پی‌های شمعی
Frequency domain	تحلیل در قلمرو فرکانس
Shear failure	تخریب برشی
Flexural failure	تخریب خمشی
Diagonal failure	تخریب قطری
Campaction	تراکم
Cracking	ترک‌خوردگی
Resonanse	تشدید
Lateral displacement	تغییرمکان جانبی
Interstory deflection (story drift)	تغییرمکان نسبی افقی طبقات
Iteration	تکرر – تکراری
Cyclic	تناوبی
Shear stress	تنش برشی
Residual stress	تنش پسماند
Flexural stress	تنش خمشی
Allowable bearing capacity of soil	تنش مجاز خاک
Granular distribution	توزیع دانه‌بندی
Coupling beam	تیر رابط یا تیر همبند
Generalized mass	جرم تعمیم یافته
Cohession	چسبندگی
Density	چگالی نسبی
Plastic limit	حد خمیری
Liquid limit	حد مایع

Sensitivities	حساسیتها
Cohessive soils	خاکهای چسبنده
Creep	خزش
Fully plastic	خمیری کامل
Coupling walls	دیوارهای مزدوج
Ortogonality relationship	رابطه تعامد
Exact analysis method	روش تحلیل دقیق
Computer method of analysis	روش تحلیل کامپیوتری
Approximate buckling analysis	روش تحلیل کمانش تقریبی
Complete quadrafic combination (CQC)	روش ترکیب مربعی کامل (CQC)
Approximate buckling analysis	روش تقریبی تحلیل کمانش
Iterative method	روش تکرر یا روش اصلاح تغییرمکان
Iterative method	روش تکرر یا روش اصلاح تغییرمکان
Square root of sum of squares (SRSS)	روش جذر مجموع مربعات (SRSS)
Load and rssistance factor design (LRFD)	روش ضریب بار و مقاومت
Direct method	روش مستقیم
Direct method	روش مستقیم
Negative – bracing –member method	روش مهار منفی
Negative-Bracing-Member method	روش مهار منفی
Epicenter	رومرکز زلزله
Internal friction angle	زاویه اصطکاک داخلی
Kwanto earthquake	زلزله کانتو
Fundamental period	زمان تناوب اصلی
Natural period	زمان تناوب طبیعی
Strength decay	زوال مقاومت
Generalized stiffness	سختی تعمیم یافته
Equivalent stiffness	سختی معادل
Pilecap	سرشمع – لبهٔ آزاد
Velosity	سرعت
Shear wave velocity	سرعت موج برشی

Serviceability limit state	سطح حد بهره‌برداری
Ultimate limit state	سطح حد نهایی
High ductility level (HDL)	سطح شکل‌پذیری زیاد
Low ductility level (LDL)	سطح شکل‌پذیری کم
Medium ductility level (MDL)	سطح شکل‌پذیری متوسط
Contribution of the concrete to shear strength	سهم بتن در مقاومت برشی
Compression index	شاخص فشردگی
Asiesmic foundations	شالوده‌ها یا پی‌های ضد زلزله
Simulated ground acceleration	شبه شتاب زمین
Pick ground acceleration, (PGA)	شتاب اوج زمین
Bonding failure	شکست چسبندگی
Anchorage failure	شکست مهاری
Mode shape	شکل مودی
Mode-shape	شکل مودی
Strain ductility	شکل‌پذیری کرنشی
Pile	شمع
Applied Technological Council (ATC)	شورای فن‌اوری کاربردی در آمریکا
Coefficient of friction	ضریب اصطکاک
Strength enhancement factor	ضریب بزرگنمایی مقاومت
Poison's ratio	ضریب پواسیون
Behaviour coefficient	ضریب رفتار
Earthquake coefficient	ضریب زلزله
Ground reaction coefficient	ضریب عکس‌العمل زمین
Hysteretic damping ratio	ضریب میرایی چرخه‌ای
Allowable stress design	طراحی به روش تنش مجاز
Strength design	طراحی به روش مقاومت
Capacity design	طرح ظرفیت
Critical length	طول بحرانی
Spectrum	طیف

Response spectrum	طیف بازتاب
Design spectrum	طیف طرح
Energy dissipating capacity	ظرفیت استهلاک انرژی
Crack width	عرض ترک
Compression member	عضو فشاری
Non-linear	غیرخطی
Epicenter distance	فاصله رومرکز زلزله
Confining pressure	فشار تحکیم
Diagonal compression	فشار قطری
MRF, Moment resisting frames	قاب‌های خمشی
Ascending portion	قسمت افزایشی
Descending portion	قسمت کاهشی
Hypocenter	کانون زلزله
Stiffness degradation	کاهش سختی
Residual strain	کرنش پسماند
Reference strain	کرنش مرجع
Diagonal tension	کشش قطری
Borehole	گمانه
Sliding	لغزش
Overturning moment	لنگر واژگونی
Plastic Hinge	لولای خمیری
Hollow-tube	لوله توخالی
Vector	ماتریس ستونی
Normal coordinates vector	ماتریس ستونی مختصات نرمال
Frequency content	محتوای فرکانسی
Shear modules	مدول برشی
Eigenvalue equation	معادلهٔ مقادیر مشخصه
Plastic hing	مفصل خمیری
Overe strength	مقاومت افزون
Shear strength	مقاومت برشی

Undrained shear strength	مقاومت برشی بدون زهکش
Compressive strength	مقاومت فشاری
Strength demand	مقاومت نیاز
Shear wave	موج برشی
Vibrating mode	مود ارتعاشی
Racking mode	مود گهواره‌ای
Damping	میرایی
Generalized damping	میرایی تعمیم یافته
Hysteretic damping	میرایی چرخه‌ای
Doubly	میلگردهای دوگانه
Strain softening	نرم‌شدگی کرنشی
Void ratio	نسبت تخلخل
Equal energy principle	نظریه تساوی انرژی رفتار ارتجاعی با رفتار غیرارتجاعی
Equal displacement principle	نظریه تساوی تغییرمکان رفتارارتجاعی با رفتار غیرارتجاعی
Equal acceleration principle	نظریه تساوی شتاب در رفتار ارتجاعی با رفتار غیرارتجاعی
Plate tectonics	نظریه لایه زمین‌ساخت
Tensile strain penetration	نفوذ کرنش کششی
Core-peneterometer	نفوذسنجهای مغزه‌ای
Ultimate	نهایی
Uplift forces	نیروهای بالابرنده
Compressive force	نیروی فشاری
Axial force	نیروی محوری
Overlap	هم‌پوشانی
Shrinkage	وارفتگی
Transpose	وارونه
Middle third of the base	یک سوم سطح میانی پایه
Monotonic	یکطرفه – یکنوا

واژه نامه انگلیسی به فارسی

Allowable bearing capacity of soil	تنش مجاز خاک
Allowable stress design	طراحی به روش تنش مجاز
Anchorage failure	شکست مهاری
Applied Technological Council (ATC)	شورای فن‌آوری کاربردی در آمریکا
Approximate buckling analysis	روش تحلیل کمانش تقریبی
Approximate buckling analysis	روش تقریبی تحلیل کمانش
Ascending portion	قسمت افزایشی
Asiesmic foundations	شالوده‌ها یا پی‌های ضد زلزله
Axial force	نیروی محوری
Behaviour coefficient	ضریب رفتار
Body waves	امواج درونی (حجمی)
Bonding failure	شکست چسبندگی
Borehole	گمانه
BS sieve	الک استاندارد BS
Campaction	تراکم
Capacity design	طرح ظرفیت
Coefficient of friction	ضریب اصطکاک
Cohession	چسبندگی
Cohessive soils	خاکهای چسبنده
Complete quadrafic combination (CQC)	روش ترکیب مربعی کامل (CQC)
Compression index	شاخص فشردگی
Compression member	عضو فشاری
Compressional waves	امواج فشاری
Compressive force	نیروی فشاری
Compressive strength	مقاومت فشاری
Computer method of analysis	روش تحلیل کامپیوتری
Concrete cover	پوشش بتن
Confining pressure	فشار تحکیم

Contribution of the concrete to shear strength	سهم بتن در مقاومت برشی
Core-peneterometer	نفوذسنجهای مغزه‌ای
Coupling beam	تیر رابط یا تیر همبند
Coupling walls	دیوارهای مزدوج
Crack width	عرض ترک
Cracking	ترک‌خوردگی
Creep	خزش
Critical length	طول بحرانی
Cummulative	اثر تجمیعی
Curvature	انحناء
Cyclic	تناوبی
Cyclic triaxial test	آزمایش سه بعدی تناوبی
Damping	میرایی
Density	چگالی نسبی
Descending portion	قسمت کاهشی
Design spectrum	طیف طرح
Diagonal compression	فشار قطری
Diagonal failure	تخریب قطری
Diagonal tension	کشش قطری
Direct method	روش مستقیم
Direct method	روش مستقیم
Doubly	میلگردهای دوگانه
Dynamic soil structure interaction	اندرکنش دینامیکی خاک ـ سازه
Earthquake coefficient	ضریب زلزله
Eigenvalue equation	معادلهٔ مقادیر مشخصه
Energy dissipating capacity	ظرفیت استهلاک انرژی
Epicenter	رومرکز زلزله
Epicenter distance	فاصله رومرکز زلزله
Equal acceleration principle	نظریه تساوی شتاب در رفتار ارتجاعی با رفتار غیرارتجاعی

Equal displacement principle	نظریه تساوی تغییرمکان رفتارارتجاعی با رفتار غیرارتجاعی
Equal energy principle	نظریه تساوی انرژی رفتار ارتجاعی با رفتار غیرارتجاعی
Equivalent stiffness	سختی معادل
Exact analysis method	روش تحلیل دقیق
Flexural failure	تخریب خمشی
Flexural stress	تنش خمشی
Force – displacement	بار–تغییرمکان
Frequency content	محتوای فرکانسی
Frequency domain	تحلیل در قلمرو فرکانس
Frictional shear	برش اصطکاکی
Fully plastic	خمیری کامل
Fundamental period	زمان تناوب اصلی
Generalized damping	میرایی تعمیم یافته
Generalized mass	جرم تعمیم یافته
Generalized stiffness	سختی تعمیم یافته
Granular distribution	توزیع دانه‌بندی
Ground reaction coefficient	ضریب عکس‌العمل زمین
High ductility level (HDL)	سطح شکل‌پذیری زیاد
Hollow-tube	لوله توخالی
Hypocenter	کانون زلزله
Hysteretic damping	میرایی چرخه‌ای
Hysteretic damping ratio	ضریب میرایی چرخه‌ای
Internal friction angle	زاویه اصطکاک داخلی
Interstory deflection (story drift)	تغییرمکان نسبی افقی طبقات
Iteration	تکرر – تکراری
Iterative method	روش تکرر یا روش اصلاح تغییرمکان
Iterative method	روش تکرر یا روش اصلاح تغییرمکان
Joint	اتصال
Kwanto earthquake	زلزله کانتو
Lateral displacement	تغییرمکان جانبی

Liquid limit	حد مایع
Liquifaction	آبگونگی
Load and rssistance factor design (LRFD)	روش ضریب بار و مقاومت
Longitudinal P-waves	امواج طولی P
Low ductility level (LDL)	سطح شکل‌پذیری کم
Medium ductility level (MDL)	سطح شکل‌پذیری متوسط
Micrometer test	آزمایش ریزلرزه
Middle third of the base	یک سوم سطح میانی پایه
Mode shape	شکل مودی
Mode-shape	شکل مودی
Monotonic	یکطرفه – یکنوا
Monotonic loading	بار افزایشی یکنوا
MRF, Moment resisting frames	قاب‌های خمشی
Natural period	زمان تناوب طبیعی
Negative – bracing –member method	روش مهار منفی
Negative-Bracing-Member method	روش مهار منفی
Non-linear	غیرخطی
Normal coordinates vector	ماتریس ستونی مختصات نرمال
Ortogonality relationship	رابطه تعامد
Overe strength	مقاومت افزون
Overlap	هم‌پوشانی
Overturning moment	لنگر واژگونی
Penetration resistance tests	آزمایشهای مقاومت نفوذ
Pick ground acceleration, (PGA)	شتاب اوج زمین
Pile	شمع
Pile foundations	پی‌های شمعی
Pilecap	سرشمع – لبهٔ آزاد
Plastic hing	مفصل خمیری
Plastic Hinge	لولای خمیری

Plastic limit	حد خمیری
Plate tectonics	نظریه لایه زمین‌ساخت
Poison's ratio	ضریب پواسیون
Preconsolidated load	بار پیش تحکیم
Primary waves	امواج نخستین
Punching shear	برش منگنه
Push-Pull waves	امواج فشار- کشش
Q-waves (Love waves)	امواج Q (امواج لاو)
Racking mode	مود گهواره‌ای
Redistribution	بار توزیع
Reference strain	کرنش مرجع
Residual strain	کرنش پسماند
Residual stress	تنش پسماند
Resonanse	تشدید
Response	بازتاب
Response spectrum	طیف بازتاب
R-waves (Rayleigh waves)	امواج R (امواج رالی)
Secondary waves	امواج ثانویه
Sensitivities	حساسیتها
Serviceability limit state	سطح حد بهره‌برداری
Shear failure	تخریب برشی
Shear modules	مدول برشی
Shear strength	مقاومت برشی
Shear stress	تنش برشی
Shear wave	موج برشی
Shear wave velocity	سرعت موج برشی
Shear waves	امواج برشی
Shrinkage	وارفتگی
Simulated ground acceleration	شبه شتاب زمین
Sliding	لغزش

Spectrum	طیف
Square root of sum of squares (SRSS)	روش جذر مجموع مربعات (SRSS)
Stiffness degradation	کاهش سختی
Strain ductility	شکل‌پذیری کرنشی
Strain energy	انرژی کرنشی
Strain softening	نرم‌شدگی کرنشی
Strength decay	زوال مقاومت
Strength demand	مقاومت نیاز
Strength design	طراحی به روش مقاومت
Strength enhancement factor	ضریب بزرگنمایی مقاومت
Tensile strain penetration	نفوذ کرنش کششی
Torsional stability	پایداری پیچشی
Transpose	وارونه
Transvers S-waves	امواج عرضی S
Tsunami	پدیده ایجاد امواج سهمگین در اثر زلزله در اقیانوس‌ها و دریاها (سونامی)
Ultimate	نهایی
Ultimate lateral load	بار نهایی جانبی
Ultimate limit state	سطح حد نهایی
Undrained	بدون زهکشی
Undrained shear strength	مقاومت برشی بدون زهکش
Uplift	از جا بلندشدگی - برکندگی
Uplift forces	نیروهای بالابرنده
Vector	ماتریس ستونی
Velosity	سرعت
Vibrating mode	مود ارتعاشی
Void ratio	نسبت تخلخل

فهرست اسامی

Omori	اوموری
Bertero, V.V.	برترو
Blume	بلومی
Park, R.	پارک
Paulay,T.	پاولی
Priestley, M.I.N.	پریستلی
Jirsa	جیرسا
Rayleigh	ریلی
Kappose	کاپوس
Cardenas	کاردنس
Kaku, T.	کاکو
Koyji Suyehiro	کوئیجی سوی هیرو
Corbey	کوربی
Corining	کورنینگ
Loma Prieta	لوماپری‌یتا
Morita, S.	موریتا
Mononobe	مونونوبه
Minami	مینامی
Northridge	نرتریج
Newmark	نیومارک
Hanson	هانسن
Wakabayashi, M.	واکابایاشی
Whithny	ویتنی

فهرست موضوعی

آبگونگی، ۴۲، ۲۱۵، ۲۲۰، ۲۲۵، ۲۴۰
اتصـــال، ۴۶، ۱۰۳، ۱۰۸، ۱۴۱، ۱۵۳، ۱۵۴، ۱۵۶، ۱۵۷، ۱۶۰، ۱۶۱، ۱۶۲، ۱۶۳، ۱۶۴، ۱۶۵، ۱۶۶، ۱۶۷، ۱۸۰، ۱۸۹، ۲۳۲، ۲۳۸
اتصال صلب، ۱۶۷
اثر تجمیعی، ۷۵، ۷۹
اثر ثانویه، ۷۶
اســـتاتیکی، ۷، ۸، ۱۰، ۱۴، ۲۴، ۲۵، ۳۱، ۴۷، ۴۸، ۵۰، ۵۲، ۵۳، ۵۴، ۵۵، ۵۷، ۵۸، ۶۲، ۷۴، ۸۱، ۸۲، ۸۳، ۸۴، ۸۵، ۹۸، ۱۰۰، ۱۰۱، ۱۰۲، ۱۶۲، ۱۸۸، ۲۱۵، ۲۴۱، ۲۴۲، ۲۴۵، ۲۴۶، ۲۴۷
استاتیکی معـــادل، ۲۴، ۴۸، ۵۰، ۵۲، ۵۳، ۵۴، ۵۵، ۵۷، ۵۸، ۶۲، ۷۴، ۸۱، ۸۲، ۸۳، ۸۴، ۸۵، ۱۰۰، ۱۰۱، ۱۰۲، ۱۸۸، ۲۴۱
استهلاک انرژی، ۱۲، ۴۶، ۵۴، ۶۲، ۶۳، ۱۰۰، ۱۲۸، ۱۳۵، ۱۳۹، ۱۶۱، ۱۷۱، ۱۸۰، ۱۸۱، ۱۸۹، ۱۹۵، ۲۲۶
اصطکاک، ۴۱، ۴۶، ۱۰۸، ۲۰۸، ۲۱۹، ۲۴۳
الک استاندارد، ۱۸
امواج R (امواج رالی)، ۴۳
امواج ارتعاشی، ۴۲
امواج اولیه، ۴۳
امواج اولیه نخستین، ۴۳
امواج برشی، ۴۳، ۲۴۵
امواج ثانویه، ۴۳
امواج درونی (حجمی)، ۴۳
امواج زلزله، ۴۳، ۴۴، ۴۹، ۸۶
امواج طولی P، ۴۲
امواج عرضی S، ۴۳
امواج فشار ـ کشش، ۴۳
امواج فشاری، ۴۳، ۲۴۵
انحنـــاء، ۱۰۹، ۱۱۰، ۱۱۱، ۱۱۵، ۱۲۲، ۱۲۳، ۱۲۴، ۱۲۵، ۱۲۶، ۱۲۷، ۱۲۸، ۱۲۹، ۱۳۰، ۱۳۱، ۱۳۲، ۱۳۳، ۲۴۱
اندرکنـــش، ۵۳، ۸۳، ۱۰۸، ۱۱۸، ۱۵۴، ۱۵۵، ۱۶۸، ۱۷۸، ۲۱۵، ۲۲۰، ۲۲۶، ۲۲۷، ۲۲۸، ۲۲۹
اندرکنش دینامیکی خاک ـ سازه، ۲۲۰
انرژی ارتجاعی، ۴۱، ۶۳
انرژی کرنشی، ۴۱
بار زنده، ۲۶، ۳۱، ۳۲، ۳۳
بار مرده، ۲۶، ۳۰، ۳۲، ۳۳، ۸۰
بار نهایی جانبی، ۲۴۲
بار یکنوا، ۱۰
بار-تغییرمکان، ۱۰۹
بارهای تناوبی، ۸، ۱۰، ۳۶، ۱۱۱، ۱۴۷، ۱۵۰، ۱۸۹
بارهـای ثقلـی، ۲۱، ۲۵، ۲۸، ۷۴، ۷۵، ۷۶، ۷۷، ۸۰، ۱۳۸، ۱۵۱، ۱۶۹، ۱۸۴، ۲۱۲
بارهـــای زنـــده، ۲۵، ۳۰، ۳۱، ۷۳، ۷۴، ۷۷، ۱۳۸، ۱۳۹، ۲۳۳
بارهای یکنوا، ۸، ۹، ۱۵، ۲۰
باز توزیع، ۳۴، ۱۰۲، ۱۱۰، ۱۴۰
بازتـــاب، ۲۷، ۳۱، ۴۵، ۴۶، ۴۷، ۵۴، ۵۵، ۵۶، ۵۷، ۵۸، ۸۲، ۸۴، ۸۵، ۹۷، ۱۰۰، ۱۰۱، ۱۰۲
بتن پوشش، ۱۱، ۱۲، ۱۱۹، ۱۲۵، ۱۲۶

بتن سبک، ۲۶
بتن غیرمحصور، ۷، ۱۰، ۱۲، ۱۲۲
بتن محصور، ۱۱، ۱۲، ۱۴، ۱۰۸، ۱۱۹، ۱۲۰، ۱۲۲، ۱۲۳، ۱۲۵
بتن مسلح، ۵، ۷، ۱۱، ۱۲، ۱۸، ۱۹، ۲۱، ۲۶، ۳۲، ۳۳، ۳۴، ۳۵، ۴۰، ۴۹، ۵۰، ۵۸، ۶۱، ۶۵، ۶۷، ۷۴، ۸۰، ۸۱، ۱۰۲، ۱۰۳، ۱۰۵، ۱۰۶، ۱۰۷، ۱۰۸، ۱۰۹، ۱۱۰، ۱۱۱، ۱۱۲، ۱۱۵، ۱۱۷، ۱۲۱، ۱۲۵، ۱۲۷، ۱۳۰، ۱۳۴، ۱۳۵، ۱۳۷، ۱۳۸، ۱۴۷، ۱۵۵، ۱۶۰، ۱۶۱، ۱۶۹، ۱۷۰، ۱۹۰، ۲۱۷
برش، ۲۸، ۳۵، ۵۰، ۵۱، ۵۲، ۵۹، ۶۷، ۶۸، ۷۷، ۷۹، ۸۰، ۹۷، ۹۸، ۱۰۰، ۱۰۱، ۱۰۲، ۱۰۶، ۱۰۹، ۱۱۶، ۱۳۵، ۱۳۶، ۱۳۷، ۱۳۸، ۱۴۴، ۱۴۸، ۱۵۰، ۱۵۱، ۱۵۲، ۱۶۰، ۱۶۱، ۱۶۲، ۱۶۳، ۱۶۸، ۱۷۸، ۱۸۷، ۱۸۹، ۱۹۳، ۱۹۴، ۱۹۵، ۱۹۶، ۱۹۷، ۲۰۶، ۲۰۷، ۲۰۸، ۲۰۹، ۲۱۰، ۲۲۶، ۲۲۷، ۲۳۰، ۲۳۲، ۲۳۴، ۲۳۵، ۲۳۶، ۲۳۷، ۲۳۹، ۲۴۰
برش اصطکاکی، ۲۰۷، ۲۰۸، ۲۰۹
برش پایه، ۵۰، ۵۱، ۵۲، ۵۹، ۶۷، ۶۸، ۹۷، ۹۸، ۱۰۰، ۱۰۱، ۱۰۲، ۱۹۵، ۲۲۶، ۲۲۷
برش لغزشی، ۱۵۰، ۱۵۱، ۱۵۲، ۱۸۹، ۲۰۷
برش منگنه، ۲۳۵، ۲۳۶
بسامد، ۳۹
بلوک فشاری، ۱۱۲، ۱۱۳، ۱۱۴
بیشینه شتاب، ۱۰۱
پاسخ دینامیکی، ۵۱، ۸۶، ۸۹
پایداری پیچشی، ۱۸۴، ۱۸۵
پوش منحنی، ۱۰
پوشش بتن، ۱۰۸، ۱۶۶، ۲۱۱
پی های شمعی، ۲۴۰، ۲۴۱
تار فشاری، ۱۲۵، ۱۹۱، ۱۹۹، ۲۱۲
تخریب برشی، ۱۸۷، ۱۸۸
تخریب خمشی، ۱۸۷، ۱۹۲، ۲۰۲
تخریب قطری، ۱۸۱، ۱۸۸
تخلخل، ۲۲۳، ۲۲۴، ۲۲۵
تراکم، ۱۷، ۸۳، ۱۴۱، ۱۶۰، ۲۲۲، ۲۲۴، ۲۲۵، ۲۴۹
ترک خوردگی، ۱۱۰، ۱۱۱، ۲۱۵
ترکهای برشی، ۱۴۷
ترکهای قطری، ۱۳۹، ۱۵۰، ۱۶۴، ۱۷۹، ۱۹۹، ۲۰۲
تشدید، ۴۵، ۴۷، ۴۸
تغییرمکان، ۲۴، ۳۷، ۳۸، ۵۰، ۵۲، ۵۹، ۶۱، ۶۲، ۶۳، ۶۴، ۷۴، ۷۵، ۷۶، ۷۷، ۷۸، ۷۹، ۸۰، ۸۴، ۸۷، ۹۲، ۹۳، ۹۴، ۹۵، ۹۶، ۹۷، ۱۰۱، ۱۰۲، ۱۰۳، ۱۰۹، ۱۲۳، ۱۲۷، ۱۲۸، ۱۳۰، ۱۳۴، ۱۴۳، ۱۴۸، ۱۵۲، ۱۵۵، ۱۶۱، ۱۶۲، ۱۹۰، ۱۹۲، ۲۲۱، ۲۲۲، ۲۲۷
تغییرمکان جانبی، ۲۴، ۳۷، ۷۵، ۷۶، ۷۷، ۷۸، ۸۰، ۸۷، ۹۷، ۱۴۳، ۱۴۸، ۱۵۵
تغییرمکان نسبی، ۵۰، ۷۴، ۷۵، ۷۶، ۷۷، ۹۴، ۱۰۲، ۱۰۳، ۱۲۸، ۱۶۱، ۱۶۲
تغییرمکانهای خمیری، ۳۶
تکرر، ۷۸، ۷۹، ۸۰
تناوبی، ۸، ۱۰، ۱۱، ۲۰، ۳۶، ۳۷، ۴۳، ۱۱۱، ۱۴۷، ۱۵۰، ۱۷۵، ۱۸۹، ۲۲۵
تنش برشی، ۱۴۴، ۲۰۶، ۲۲۵، ۲۳۴، ۲۳۵
تنش خمشی، ۳۵
تنش مجاز، ۹، ۳۲، ۳۳، ۵۹، ۲۳۲، ۲۳۳
تنش مجاز خاک، ۲۳۲، ۲۳۳
تنشهای پسماند، ۳۲
تنشهای مجاز، ۳۲، ۳۳، ۱۷۰
تنگها، ۱۲، ۲۱۲
توابع سینوسی، ۳۷
توزیع سختی، ۲۵، ۵۰، ۶۷، ۱۶۹، ۱۸۴
تیر رابط، ۱۸۰، ۱۸۱، ۲۰۲، ۲۰۴، ۲۰۵، ۲۰۶

تیر همبند، ۲۰۲، ۲۰۳، ۲۰۵، ۲۰۶
تیرهای رابط، ۱۳۵، ۱۸۰، ۱۸۱، ۱۹۳، ۲۰۳
جابجـــایی، ۸، ۳۶، ۳۷، ۳۸، ۴۰، ۴۲، ۴۵، ۴۷، ۵۱، ۵۲، ۶۴، ۶۷، ۶۸، ۷۶، ۷۷، ۱۰۶، ۱۲۲، ۱۲۳، ۱۲۷، ۱۲۸، ۱۲۹، ۱۳۱، ۱۵۰، ۱۷۴، ۱۷۹، ۱۸۳، ۲۱۵، ۲۲۵، ۲۲۷، ۲۴۰
جداگرها، ۵۰
جرم تعمیم یافته، ۹۳
جرم مودی، ۹۳، ۹۷
چســـبندگی، ۷، ۱۰۸، ۱۰۹، ۱۳۱، ۱۶۰، ۱۶۱، ۱۶۲، ۱۶۳، ۱۶۶، ۱۸۹، ۲۰۴، ۲۲۵، ۲۳۰، ۲۳۸، ۲۴۳، ۲۴۷
چگالی نسبی، ۲۲۵، ۲۲۸
حد خمیری، ۳۴
حد نهایی، ۲۰۹
حساسیت، ۸۱، ۲۲۲
حلقهٔ هیسترزیس، ۱۰۶، ۱۱۶، ۱۳۹
خاکهای چسبنده، ۲۴۸، ۲۴۹، ۲۵۰
خـــاموت، ۱۲، ۱۳، ۱۵، ۳۵، ۱۰۸، ۱۴۶، ۱۴۷، ۱۴۸، ۱۵۹، ۱۶۰
خزش، ۳۳، ۲۲۱
خطر نسبی، ۳۴، ۵۶، ۶۵، ۱۷۰، ۱۸۶، ۲۲۰
خمـش، ۲۳، ۲۸، ۳۵، ۱۰۹، ۱۱۳، ۱۴۱، ۱۴۴، ۱۶۸، ۱۷۸، ۱۸۷، ۱۹۷، ۲۰۹، ۲۳۴
خمیری کامل، ۱۲۷
خواص دینامیکی، ۳۱، ۴۷، ۵۳، ۵۴، ۵۶، ۶۱
دانه‌بندی، ۱۸
درجات نامعینی، ۶۱
دورهٔ بازگشت، ۳۹، ۸۳، ۸۶، ۱۰۱
دیافراگم، ۱۶۷، ۱۶۹، ۱۷۷
دینـــامیکی، ۷، ۱۴، ۲۴، ۲۵، ۲۷، ۳۱، ۳۷، ۳۸، ۴۱، ۴۷، ۴۹، ۵۱، ۵۲، ۵۳، ۵۴، ۵۵، ۶۱، ۸۱، ۸۲، ۸۳، ۸۴، ۸۵، ۸۶، ۸۷، ۸۹، ۹۳، ۹۴، ۹۷، ۱۰۰، ۱۰۱، ۱۰۵، ۱۲۱، ۱۶۲، ۱۶۸، ۱۸۸، ۱۹۵، ۲۱۵، ۲۲۰، ۲۴۰
دیـــوار برشـــی، ۷۲، ۱۵۹، ۱۶۷، ۱۶۹، ۱۷۰، ۱۷۳، ۱۸۰، ۱۸۱، ۱۸۲، ۱۸۳، ۱۸۴، ۱۸۶، ۱۸۸، ۱۸۹، ۱۹۰، ۱۹۱، ۱۹۲، ۲۰۱، ۲۰۶
دیوار سازه‌ای، ۱۹۸، ۲۰۴، ۲۱۱، ۲۱۲
دیوارهـای برشـــی، ۲۸، ۶۷، ۷۲، ۱۰۶، ۱۳۵، ۱۶۷، ۱۶۸، ۱۶۹، ۱۷۰، ۱۷۱، ۱۷۲، ۱۷۳، ۱۷۴، ۱۷۵، ۱۷۶، ۱۷۷، ۱۷۸، ۱۷۹، ۱۸۰، ۱۸۱، ۱۸۲، ۱۸۳، ۱۸۴، ۱۸۵، ۱۸۶، ۱۸۷، ۱۸۹، ۱۹۳، ۱۹۴، ۱۹۵، ۲۰۷
دیوارهای مزدوج، ۱۸۱
رابطه تعامد، ۹۱، ۹۲
رفتار ارتجاعی، ۹، ۳۵، ۳۶، ۶۲، ۶۳، ۱۲۳، ۲۰۳
رفتار برشی، ۱۳۴، ۱۳۵، ۱۶۸، ۲۰۰
رفتار دینامیکی، ۴۰، ۵۷، ۱۰۵، ۲۱۵، ۲۲۰، ۲۴۰
رفتـار لـــرزه‌ای، ۷، ۱۱، ۲۵، ۵۰، ۵۹، ۶۰، ۶۸، ۸۱، ۸۶، ۱۰۰، ۱۰۸، ۱۹۵، ۱۹۶، ۲۰۲
رفتـــار نـــرم، ۹، ۶۱، ۱۱۳، ۱۱۵، ۱۱۹، ۱۶۷، ۱۶۸، ۱۹۲
روش تحلیل کمانش، ۷۸
روش ترکیب مربعی کامل (CQC)، ۹۹
روش تکرر یا روش اصلاح تغییرمکان، ۷۸
روش جذر مجموع مربعات (SRSS)، ۹۹
روش ضریب بار، ۳۲
روش ضریب بار و مقاومت، ۳۲
روش مستقیم، ۷۸
روش مهار منفی، ۷۸
رومرکز زلزله، ۴۳

ریشتر، ۱، ۲، ۳، ۴
ریلی، ۵۰، ۵۱
زاویه اصطکاک داخلی، ۲۴۳
زلزله شدید، ۲، ۷۴، ۱۰۲، ۱۰۳، ۲۰۹
زلزله طراحی، ۲، ۴، ۴۹، ۱۶۸
زلزله طرح، ۶۰، ۸۳، ۸۴، ۱۰۲، ۱۰۳
زلزله متوسط، ۲، ۴، ۱۶۱
زمان تناوب اصلی، ۴۹، ۵۸، ۶۸، ۸۲
زمان تناوب طبیعی، ۳۸، ۳۹، ۴۰، ۴۲، ۴۳، ۴۵، ۴۶، ۴۷، ۴۸، ۴۹، ۵۱، ۵۴، ۵۵، ۵۶، ۶۱، ۶۲، ۶۴، ۶۵، ۶۶، ۸۴، ۸۷، ۱۰۰
زوال مقاومت، ۷۳
ساختگاه، ۵۷، ۸۴، ۸۵، ۸۶
ساختمانهای بلند، ۳۹، ۴۵، ۴۶، ۷۶، ۸۷، ۱۶۷، ۱۶۹، ۱۷۰، ۱۸۶
سختی، ۹، ۱۸، ۱۹، ۲۱، ۲۴، ۲۶، ۳۶، ۳۷، ۳۸، ۳۹، ۴۰، ۴۱، ۴۴، ۴۵، ۴۹، ۵۱، ۵۴، ۵۶، ۶۲، ۶۵، ۶۶، ۶۷، ۶۸، ۷۰، ۷۱، ۷۲، ۷۳، ۸۲، ۸۳، ۸۷، ۸۸، ۸۹، ۹۳، ۹۴، ۱۰۶، ۱۰۷، ۱۱۰، ۱۱۱، ۱۱۵، ۱۱۶، ۱۱۷، ۱۲۰، ۱۲۴، ۱۲۸، ۱۳۵، ۱۳۸، ۱۵۹، ۱۶۱، ۱۶۴، ۱۶۸، ۱۶۹، ۱۷۸، ۱۸۱، ۱۸۴، ۱۸۶، ۱۸۹، ۱۹۰، ۱۹۲، ۱۹۳، ۲۲۱، ۲۲۲، ۲۲۸، ۲۲۹، ۲۳۲، ۲۳۶، ۲۴۰، ۲۴۱، ۲۴۲
سختی تعمیم یافته، ۹۴
سختی جانبی، ۶۵، ۶۶، ۲۴۰
سختی معادل، ۷۱، ۲۲۸، ۲۲۹
سرعت، ۳۷، ۳۸، ۴۲، ۴۳، ۵۷، ۸۴، ۸۹، ۹۳، ۲۲۰، ۲۲۱، ۲۴۵، ۲۴۷
سرعت زاویه‌ای، ۳۷
سرعت موج برشی، ۵۷، ۲۲۰، ۲۴۵، ۲۴۷
سطح بهره‌برداری، ۳۴، ۱۰۱، ۱۰۲، ۱۰۳
سطح منگنه، ۲۳۵
سهم بتن در مقاومت برشی، ۱۴۴، ۱۹۷
سیستم ثانویه، ۱۶۸
سیستم سازه‌ای، ۲۶، ۵۴، ۶۵، ۶۶، ۶۷، ۱۰۲، ۱۵۲، ۱۶۰
سیستم یک درجه آزاد، ۳۵، ۳۶، ۳۷، ۴۰، ۴۴، ۵۲، ۶۱، ۸۴، ۱۳۱
سیمان، ۱۱، ۱۶، ۱۷، ۱۸
شاخص پایداری، ۷۷، ۷۹
شالودهٔ صلب، ۵۲، ۲۳۰
شالوده، ۲۵، ۲۸، ۴۳، ۵۹، ۶۷، ۷۳، ۷۴، ۸۳، ۹۵، ۱۲۷، ۱۳۱، ۱۳۳، ۱۵۶، ۱۶۰، ۱۶۷، ۱۷۶، ۱۷۷، ۱۸۴، ۱۸۶، ۱۸۷، ۱۸۹، ۱۹۰، ۲۱۵، ۲۱۶، ۲۱۷، ۲۱۹، ۲۲۰، ۲۲۱، ۲۲۲، ۲۲۳، ۲۲۶، ۲۲۷، ۲۲۸، ۲۲۹، ۲۳۰، ۲۳۱، ۲۳۲، ۲۳۳، ۲۳۴، ۲۳۵، ۲۳۶، ۲۳۷، ۲۳۸، ۲۳۹، ۲۴۰
شبه شتاب زمین، ۴۵
شتاب ثقل، ۲۷، ۴۴، ۵۵، ۵۶، ۸۴
شتاب زلزله، ۲۳، ۴۴
شتاب زمین، ۲۷، ۴۴، ۴۵، ۴۶، ۶۴، ۱۹۵
شتاب مبنای طرح، ۵۵، ۵۶، ۸۵
شتابنگاشت، ۴۵، ۸۴، ۸۶
شدت زلزله، ۵۳، ۵۴، ۱۸۴
شکست برشی، ۱۰۸، ۱۳۴، ۱۳۵، ۱۶۲، ۱۷۹، ۱۸۲، ۲۱۵
شکست چسبندگی، ۱۶۲، ۱۶۳
شکست مهاری، ۱۶۳
شکل پذیری انحنایی، ۱۲۱، ۱۲۲، ۱۲۳، ۱۲۴، ۱۲۵، ۱۲۶، ۱۲۹، ۱۳۱، ۱۳۳، ۱۷۶، ۱۷۹
شکل پذیری تغییر مکانی، ۱۲۱، ۱۲۲، ۱۲۷، ۱۲۸، ۱۲۹، ۱۳۳
شکل پذیری زیاد، ۳۴، ۱۰۲، ۱۰۳، ۱۱۹، ۱۵۲، ۱۶۸، ۱۷۰، ۱۹۸، ۲۰۳

شکل پذیری کرنشی، ۱۲۲، ۱۲۳
شکل پذیری متوسط، ۱۲۳
شکل مودی، ۹۰، ۹۲، ۱۹۵
شکل‌پذیری، ۱۲، ۳۴، ۵۴، ۵۵، ۵۹، ۶۰ و ۶۱ و ۶۲ و ۶۳ و ۶۴ و ۷۴، ۱۰۰، ۱۰۲، ۱۰۳، ۱۲۱، ۱۲۷، ۱۳۱، ۱۳۳، ۱۳۴، ۱۵۲، ۱۶۱، ۱۷۰، ۱۹۸، ۲۰۳، ۲۰۴
شکل‌پذیری کم، ۱۰۲، ۱۹۸
شکل‌پذیری متوسط، ۱۷۰، ۱۹۸
شمع، ۲۱۶، ۲۱۹، ۲۲۵، ۲۳۲، ۲۴۰، ۲۴۱، ۲۴۲، ۲۴۳، ۲۴۵، ۲۴۶، ۲۴۷
شمع منفرد، ۲۱۹
شورای فن آوری کاربردی در آمریکا، ۴۹
صفحهٔ شکست، ۱۴۷
ضریب اصطکاک، ۲۰۸
ضریب بزرگنمایی، ۸۰، ۱۲۰، ۱۹۵
ضریب بزرگنمایی مقاومت، ۱۲۰
ضریب پواسیون، ۱۳، ۲۲۸، ۲۲۹، ۲۴۵، ۲۴۷
ضریب رفتار، ۵۵، ۵۹، ۶۱ و ۶۲ و ۶۴ و ۶۵ و ۶۶ و ۷۵، ۸۰، ۸۵، ۱۰۱، ۱۰۳، ۱۲۳، ۱۶۹، ۱۷۰، ۱۹۳
ضریب زلزله، ۵۳، ۵۴، ۵۵، ۶۱
ضریب عکس‌العمل، ۲۲۱، ۲۲۲، ۲۲۳
ضریب عکس‌العمل زمین، ۲۲۱، ۲۲۲، ۲۲۳
ضریب مقاومت، ۳۲، ۳۴
ضریب میرایی، ۳۸، ۴۵، ۲۲۸، ۲۲۹
طبقهٔ نرم، ۱۲۸
طراحی به روش تنش مجاز، ۳۲، ۶۴
طراحی به روش مقاومت، ۳۲
طراحی لرزه‌ای، ۱، ۵، ۱۲، ۱۳، ۲۱، ۲۴، ۳۱، ۴۱، ۵۴، ۵۸، ۷۴، ۲۱۵، ۲۲۰، ۲۲۶
طرح ارتجاعی، ۳۳، ۳۴، ۶۳ و ۸۵
طرح خمیری، ۳۲، ۳۴
طول بحرانی، ۱۴۳، ۱۵۹، ۱۶۹، ۱۹۴
طول گیرداری، ۱۴۴، ۱۵۹، ۱۶۶، ۲۰۴
طیف، ۴۵، ۴۶، ۵۳، ۵۶، ۶۳ و ۶۴ و ۶۷ و ۸۳ و ۸۴ و ۸۵ و ۸۶ و ۸۷ و ۹۷، ۱۰۱، ۱۰۲
طیف بازتاب، ۴۵، ۴۶، ۸۴، ۹۷، ۱۰۲
طیف طرح، ۶۳ و ۸۳ و ۸۴ و ۸۵ و ۸۶
عضو فشاری، ۱۳۸
غیرخطی، ۹، ۴۵، ۵۳، ۷۹، ۸۰، ۸۱، ۱۰۲، ۱۳۰، ۲۲۷، ۲۴۵
غیرمحصور، ۱۲، ۱۵
فرسایش خاک، ۲۱۷، ۲۱۹
فرکانس زاویه‌ای، ۳۸، ۹۰، ۹۱، ۹۵
فشار قطری، ۱۶۴
فولادهای فرعی، ۱۲
قاب خمشی، ۵۰، ۶۶ و ۶۷ و ۱۰۲، ۱۰۳، ۱۶۲، ۱۶۹، ۱۷۰
قابهای بتن مسلح، ۱۲، ۲۸، ۱۰۵، ۱۲۸، ۱۶۸، ۲۱۲
قابهای خمشی، ۴۹، ۵۰، ۱۰۲، ۱۲۸، ۱۶۰، ۱۶۷، ۱۶۹، ۱۷۰، ۱۷۹
قسمت افزایشی، ۹
قسمت کاهشی، ۹، ۱۴، ۱۲۱
کانون زلزله، ۴۲، ۴۳، ۴۴
کاهش سختی، ۳۷، ۷۳، ۱۰۶، ۱۱۱، ۱۱۷، ۱۳۸، ۱۶۱، ۱۸۶
کاهش سربار، ۳۰
کرنش مرجع، ۲۴۹
کشش قطری، ۱۷۹، ۱۸۷، ۲۰۳
کمانش، ۱۲، ۱۶۸، ۱۶۹، ۱۷۳، ۱۷۵، ۱۷۶
کوانتو، ۵۲
گسل، ۲، ۴۱، ۴۲
گمانه، ۲۲۳

لایه‌های زمین، ۴۲، ۴۴، ۴۸، ۵۷
لغزش، ۴۱، ۴۲، ۱۰۹، ۱۸۸، ۲۰۲
لنگر پیچشی، ۷۰، ۷۱، ۷۲، ۷۳
لنگر واژگونی، ۷۳، ۷۴، ۹۸، ۱۸۳، ۱۸۶، ۱۹۲، ۱۹۳، ۲۳۸، ۲۴۱
لوس آنجلس، ۵۲
لولای خمیری، ۱۲، ۳۴، ۱۰۲، ۱۰۳، ۱۲۳، ۱۲۸، ۱۲۹، ۱۳۰، ۱۳۱، ۱۳۲، ۱۳۹، ۱۴۱، ۱۴۳، ۱۴۴، ۱۴۵، ۱۴۶، ۱۴۷، ۱۴۸، ۱۵۰، ۱۵۱، ۱۵۲، ۱۵۵، ۱۵۶، ۱۶۱، ۱۶۲، ۱۶۳، ۱۶۴، ۱۶۵، ۱۶۹، ۱۷۳، ۱۷۷، ۱۷۸، ۱۷۹، ۱۸۷، ۱۸۸، ۱۹۴، ۱۹۵، ۱۹۶، ۱۹۷، ۱۹۹، ۲۰۰، ۲۰۱، ۲۱۳، ۲۴۲
مؤلفهٔ قائم، ۲۳، ۸۱
ماتریس جرم، ۸۸، ۹۱، ۹۲
ماتریس ستونی، ۸۸، ۸۹، ۹۰، ۹۲، ۹۵
ماتریس سختی، ۵۱، ۸۹، ۹۱، ۹۲
محتوای فرکانسی، ۴۹، ۵۳، ۵۴، ۸۴
محصور، ۷، ۱۱، ۱۲، ۱۳، ۱۴، ۱۵، ۱۶، ۱۰۸، ۱۱۰، ۱۱۹، ۱۲۰، ۱۲۶، ۱۴۸، ۱۶۴، ۱۶۵، ۱۶۶، ۱۷۲، ۱۹۲، ۲۱۲، ۲۳۷، ۲۳۸
محور خنثی، ۱۱۲، ۱۱۴، ۱۱۸، ۱۲۴، ۱۲۵، ۱۲۶، ۱۹۱، ۱۹۲
مختصات نرمال، ۹۲، ۹۳
مدول برشی، ۲۲۸، ۲۲۹، ۲۴۵، ۲۴۸، ۲۴۹
مرکز برش، ۷۰
مرکز جرم، ۷۰، ۷۱، ۷۲، ۷۳، ۱۰۱، ۱۰۷
مرکز سختی، ۷۰، ۷۱، ۷۲، ۷۳، ۱۰۷
مصالح بنایی، ۲۶، ۳۲، ۴۸، ۱۰۵
معادلهٔ مقادیر مشخصه، ۹۰
معماری، ۲۱، ۲۳، ۵۳، ۱۷۱، ۱۸۳، ۲۰۶، ۲۲۷
مفصل خمیری، ۱۸۷
مقاومت، ۲، ۷، ۸، ۹، ۱۰، ۱۱، ۱۲، ۱۳، ۱۴، ۱۷، ۱۹، ۲۶، ۲۷، ۲۸، ۳۰، ۳۲، ۳۳، ۳۴، ۳۵، ۳۷، ۳۸، ۴۴، ۴۹، ۵۲، ۵۴، ۵۹، ۶۰، ۶۱، ۶۲، ۶۳، ۶۴، ۶۷، ۷۱، ۷۳، ۱۰۲، ۱۰۵، ۱۰۷، ۱۰۸، ۱۰۹، ۱۱۰، ۱۱۱، ۱۱۲، ۱۱۳، ۱۱۴، ۱۱۵، ۱۱۶، ۱۱۷، ۱۱۸، ۱۱۹، ۱۲۰، ۱۲۱، ۱۲۵، ۱۲۶، ۱۳۲، ۱۳۴، ۱۳۵، ۱۳۷، ۱۳۸، ۱۳۹، ۱۴۳، ۱۴۴، ۱۴۶، ۱۵۱، ۱۵۲، ۱۵۳، ۱۵۴، ۱۵۶، ۱۶۰، ۱۶۱، ۱۶۳، ۱۶۴، ۱۶۶، ۱۶۷، ۱۶۸، ۱۷۱، ۱۷۲، ۱۷۳، ۱۷۴، ۱۷۵، ۱۷۷، ۱۷۸، ۱۷۹، ۱۸۰، ۱۸۴، ۱۸۵، ۱۸۶، ۱۸۸، ۱۸۹، ۱۹۰، ۱۹۱، ۱۹۳، ۱۹۴، ۱۹۵، ۱۹۶، ۱۹۷، ۱۹۸، ۱۹۹، ۲۰۰، ۲۰۱، ۲۰۲، ۲۰۳، ۲۰۵، ۲۰۶، ۲۰۷، ۲۰۹، ۲۱۰، ۲۱۲، ۲۲۵، ۲۳۰، ۲۳۲، ۲۳۴، ۲۳۷، ۲۳۸، ۲۴۰، ۲۴۱، ۲۴۲، ۲۴۸
مقاومت افزون، ۱۷۴، ۱۹۵
مقاومت برشی، ۱۰۷، ۱۳۵، ۱۳۷، ۱۳۸، ۱۴۴، ۱۵۴، ۱۶۱، ۱۶۳، ۱۶۴، ۱۷۱، ۱۷۷، ۱۷۸، ۱۷۹، ۱۸۰، ۱۸۸، ۱۹۰، ۱۹۴، ۱۹۵، ۱۹۶، ۱۹۷، ۱۹۸، ۱۹۹، ۲۰۰، ۲۰۱، ۲۰۲، ۲۰۶، ۲۰۷، ۲۳۰، ۲۴۲، ۲۴۸
مقاومت چسبندگی، ۱۰۸، ۱۰۹، ۱۶۶
مقاومت فشاری، ۱۳، ۱۱۵، ۱۲۵، ۱۲۶، ۱۳۷
مقاومت لرزه‌ای، ۱۳۹، ۱۸۴
مقاومت مصالح، ۳۲، ۳۴، ۱۶۳
مقاومت نهایی، ۹، ۱۲، ۱۰۲، ۱۱۳، ۱۱۷، ۱۱۸، ۱۳۴، ۱۹۱
مقاومت نیاز، ۶۰، ۶۴
مقطع بحرانی، ۱۳۲، ۱۷۴، ۲۳۴، ۲۳۵، ۲۳۷
مکانیک خاک، ۲۳۳
منحنی هیسترزیس، ۳۶، ۳۷، ۱۰۹، ۱۱۱، ۱۸۹
مهندسی زلزله، ۴۱، ۸۱
موج برشی، ۵۷، ۲۲۰، ۲۴۵، ۲۴۷

مـــود، ۴۰، ۴۴، ۴۶، ۵۱، ۵۴، ۶۷، ۶۸، ۸۶، ۸۷، ۹۰، ۹۱، ۹۳، ۹۵، ۹۶، ۹۷، ۹۸، ۹۹، ۱۶۴، ۱۸۸، ۱۹۵، ۲۲۶، ۲۲۷، ۲۴۰، ۲۴۱
مود ارتعاشی، ۴۶، ۶۸، ۸۶، ۸۷، ۹۳، ۹۸، ۲۲۶
مود گهواره‌ای، ۲۲۷
مود نوسان، ۶۷
مونونوبه، ۵۲
مـــیرایی، ۳۸، ۴۰، ۴۵، ۴۶، ۵۴، ۶۱، ۸۴، ۸۹، ۹۳، ۹۵، ۹۹، ۲۲۶، ۲۲۷، ۲۲۸، ۲۲۹، ۲۴۹، ۲۵۰
میرایی تعمیم یافته، ۹۳
میلگردهای دوگانه، ۱۰۹
نامنظمی، ۲۴
نرخ کرنش، ۸، ۱۴
نرم شدگی کرنشی، ۹، ۱۰
نسبت تخلخل، ۲۲۴، ۲۲۵
نظریه تساوی انرژی، ۶۲، ۶۳
نظریـه تسـاوی انـرژی رفتـار ارتجـاعی بـا رفتـار غیرارتجاعی، ۶۲
نظریه تساوی تغییرمکان رفتـار ارتجـاعی بـا رفتـار غیرارتجاعی، ۶۲
نظریه تساوی شتاب، ۶۲، ۶۴
نظریه تساوی شـتاب در رفتـار ارتجـاعی بـا رفتـار غیرارتجاعی، ۶۲
نفوذ کرنش کششی، ۱۳۲
نیروی اینرسی، ۳۸، ۴۵، ۷۰، ۸۷، ۸۸
نـیروی فشـاری، ۷۳، ۱۱۸، ۱۱۹، ۱۲۴، ۲۰۶، ۲۰۸، ۲۱۰، ۲۳۸
نیروی محـــوری، ۱۳، ۱۱۱، ۱۱۵، ۱۱۶، ۱۱۷، ۱۱۸، ۱۱۹، ۱۲۰، ۱۲۴، ۱۲۵، ۱۲۶، ۱۳۴، ۱۴۰، ۱۴۴، ۱۵۵، ۱۵۶، ۱۶۸، ۱۷۱، ۱۸۳، ۱۹۱، ۱۹۲، ۱۹۳، ۱۹۷، ۱۹۸، ۲۰۰، ۲۰۱، ۲۰۹، ۲۱۹، ۲۳۲، ۲۳۳، ۲۴۱
هارمونیک، ۳۷، ۳۹، ۵۲
هم‌پوشانی، ۱۶
وارفتگی، ۹، ۳۳
وارونه، ۳۵، ۴۴، ۴۵، ۹۱
وصله‌ها، ۱۴۳، ۱۵۴

Building & Housing
Research Center

Seismic Behaviour and Design of Reinforced Concrete Buildings

(Volume I)

Dr. A.A. Tasnimi

BHRC Publication No. B-344

Building and Housing Research Center
Ministry of Housing and Urban Development

Seismic Behaviour and Design of Reinforced Concrete Buildings

(2800 + ABA)

Volume 1

A. A. Tasnimi

BHRC Publication No. B 344 Summer 2001, ISBN 964-7404-30-1