جمهوری اسلامی ایران
سازمان برنامه و بودجه

مجموعه مقالات

۱- پی و شالوده در تحلیل ساختمانها در برابر زلزله

(ارائه شده در دومین سمینار بین المللی مکانیک خاک و مهندسی پی ایران)

۲- افتادگی، ارتعاش و انتقال جانبی در ساختمانها

۳- بنائی مسلح با بلوک مجوف بتنی

معاونت امور
دفتر امور فنی و تدوین
نشریه شماره ۱۳۵

بسم الله الرحمن الرحيم

جمهوری اسلامی ایران
سازمان برنامه و بودجه

مجموعه مقالات

۱- پی و شالوده در تحلیل ساختمانها در برابر زلزله
(ارائه شده در دومین سمینار بین‌المللی مکانیک خاک و مهندسی پی ایران)

۲- افتادگی، ارتعاش و انتقال جانبی در ساختمانها

۳- بنائی مسلح با بلوک مجوف بتنی

نشریه شماره ۱۳۵

از: آرک مگردیچیان

معاونت امور فنی
دفتر امور فنی و تدوین معیارها

ویرایش دوم
۱۳۷۷

انتشارات سازمان برنامه و بودجه ۷۷/۰۰/٤

فهرستبرگه

مگردیچیان، آرک

مجموعه مقالات: پی وشالوده در تحلیل ساختمانها در برابر زلزله (ارائه شده در دومین سمینار بین‌المللی مکانیک خاک و مهندسی پی ایران) / افتادگی، ارتعاش و انتقال جانبی در ساختمانها / بنائی سطح با بلوک مجوف بتنی / از آرک مگردیچیان؛ تهیه کننده معاونت امور فنی، دفتر امور فنی و تدوین معیارها.- ویرایش ۲.- تهران: سازمان برنامه و بودجه، مرکز مدارک اقتصادی - اجتماعی و انتشارات، ۱۳۷۷.

۱ج. (شماره گذاری گوناگون).: مصور.- (سازمان برنامه و بودجه. دفتر امور فنی و تدوین معیارها؛ نشریه شماره ۱۳۵)(انتشارات سازمان برنامه و بودجه؛ ٤/۰۰/۷۷)

ISBN 964-425-058-3

کتابنامه بصورت زیرنویس

۱. سازه - طرح و محاسبه. ۲. سازه - دینامیک. ۳. بنایی مسلح. ٤. ساختمانها - اثر زلزله. الف. سازمان برنامه و بودجه. دفتر امور فنی و تدوین معیارها. ب. سازمان برنامه و بودجه. مرکز مدارک اقتصادی - اجتماعی و انتشارات. ج. عنوان. د. عنوان: پی و شالوده در تحلیل ساختمانها در برابر زلزله. هـ عنوان: افتادگی، ارتعاش و انتقال جانبی در ساختمانها. و. بنائی مسلح با بلوک مجوف بتنی. ز. فروست.

۱۳۷۷ ش.۱۳۵ ۲س/۳٦۸ TA

شابک ۳-۰۵۸-۴۲۵-۹۶۴ ISBN 964-425-058-3

مجموعه مقالات: پی وشالوده در تحلیل ساختمانها در برابر زلزله (ارائه شده در دومین سمینار بین‌المللی مکانیک خاک و مهندسی پی ایران / افتادگی، ارتعاش و انتقال جانبی در ساختمانها / بنائی سطح با بلوک مجوف بتنی

تهیه کننده: معاونت امور فنی، دفتر امور فنی و تدوین معیارها

ناشر: سازمان برنامه و بودجه. مرکز مدارک اقتصادی - اجتماعی و انتشارات

ویرایش دوم: ۱۰۰۰ نسخه، ۱۳۷۷

قیمت: ۵۰۰۰ ریال

چاپ و صحافی: مؤسسه زحل چاپ

همه حقوق برای ناشر محفوظ است.

"بنـــــــام خدا"

پیشگفتـــــــار

مسایل مربوط به محاسبات ایستایی و سازه ساختمان‌ها که بطور مستقیم بر ایمنی و عمر مفید آنها تاثیر دارد، از اهمیتی ویژه برخوردار است.

دقت و صحت طرح و محاسبه ساختمان‌ها ضمن آنکه نیازمند دانش فنی لازم است باید مبتنی بر تجربیات اجرایی نیز باشد.

در مجموعه مقالات حاضر که توسط استاد گرانقدر آقای مهندس آرک مگردچیان برشته تحریر در آمده، آخرین دستاوردهای مهندسی ساختمان در طرح و محاسبات ایستایی همراه با تجربیات ایشان که حاصل بیش از چهل سال تدریس، طرح، محاسبه و اجراست در هم آمیخته که امید است مورد توجه دانش‌پژوهان بویژه مهندسان جوان کشور واقع شود. علت پراکندگی موضوعی مقالات آنست که مطالب در مقاطع زمانی مختلف نوشته شده و بنا نبوده که در یک مجلد به چاپ برسد، لیکن خوشبختانه پیشنهاد دفتر تحقیقات و معیارهای فنی سازمان برنامه و بودجه برای چاپ و انتشار آنها بشکل حاضر مورد موافقت آقای مهندس مگردچیان قرار گرفته، که در اینجا لازم می‌داند از این بابت از ایشان تشکر و قدردانی نماید.

در پایان ضمن تقدیر از زحمات آقای مهندس مگردچیان آرزو دارد همکاری ایشان مانند گذشته با این دفتر ادامه داشته باشد.

دفتر تحقیقات و معیارهای فنی

زمستان ۱۳۷۳

پی و شالوده در تحلیل ساختمان‌ها در برابر زلزله

پی و شالوده در تحلیل ساختمان‌ها در برابر زلزله

آشنایی

اگر بخواهیم مسایلی را که در طراحی سازه‌ها مطرح است از ساده‌ترین تا پیچیده‌ترین آنها درجه‌بندی کنیم خواهیم دید که در یک سر این طیف درجه‌بندی، مسایل ایستائی (استاتیک) قرار دارد و در سر دیگر مسایل دینامیکی است که واکنش دینامیک در آنها به ترتیبی با اثر زمین و خاک ارتباط می‌یابد.

مهندسین سازه در طراحی استاتیک معمولاً با گروهی از بارهای ثابت سروکار دارند که به شکل معینی بر سازه وارد می‌شود و تلاش‌های حاصل از آنها را در سازه، می‌توان با بکار گرفتن یکی از روش‌های تحلیل استاتیکی - که کلاسیک و شناخته شده است محاسبه کرد و ابعاد لازم برای قطعات باربر را در مقابل این تلاش‌ها انتخاب نمود.

در اینجا در متغیرهای مسئله، بی اطمینانی و تردید به مقدار کمی است و اغلب با کمیات استعبادی و مسلم یعنی (Deterministic) سروکار هست و تردید چندانی به نتایج حاصل و رفتار سازه وجود ندارد.

در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله، مسئله به سادگی مسایل استاتیک در مهندسی سازه نیست در اینجا نیروهای موثر بر حسب زمان متغیراند و در نتیجه هر کدام از تلاش‌های تولید شده، قانون تغییراتی بر حسب زمان را طی می‌کند و به عبارت دیگر دارای یک تاریخچه زمانی (Time history) می‌باشد.

در طرح و محاسبه عملی و تعیین ابعاد لازم برای سازه، معمولاً حداکثرهای واکنش‌های دینامیک در تاریخچه زمانی نقاط مختلف، مورد نظر مهندس طراح است.

در این حالت تقریباً همه کمیات محاسبه دارای ماهیت آماری و احتمالی (Probabilistic) هستند مثلاً زمان و نوع تکان القایی به سازه- رفتار سازه و واکنش دینامیک (Dynamic response) آن، مکانیزم خرابی از نظر خواص و رفتار مصالح، شکل‌پذیری (Ductility) و میرائی (Damping) همه کمیات کم شناخته شده و قابل تردید و دارای ماهیت احتمالی هستند.

خوشبختانه در قسمت تحلیل دینامیکی سازه بالای زمین (Superstructure) پیشرفت‌های بزرگی در دانش دینامیک سازه‌ها و تکنیک‌های تحلیل و محاسبه بوجود آمده و مهندسی سازه از نظر معلومات و امکانات در وضعی شبیه تحلیل مسایل استاتیک قرار دارد و این امکان بوجود آمده است که واکنش سازه فوقانی را در مقابل یک قانون تکان مفروض برای

زمین، در محدوده الاستیک بطور کامل و در محدوده غیر الاستیک بطور نسبی تحلیل کرده و نتایج قابل قبولی بدست آورد.

استاد "پاز" (Prof. Mario Paz) یکی از استادان این رشته در مورد تحلیل دینامیک (Dynamic Analysis) و به نتیجه رساندن آن برای بهره‌گیری در طراحی مهندسی، تشبیه جالبی را مطرح می‌کند. می‌گوید: حل مسئله دینامیک شبیه است به عملیات باز کردن یک گاو صندوق، همان طور که آگاهی به ترکیب شماره رمز و جهت چرخش قفل و بالاخره استفاده از دسته صندوق با هم لازم است تا منجر به گشودن صندوق شود، برای بهره‌گیری از تحلیل دینامیکی در طراحی مهندسی، آگاهی و تسلط بر ریاضیات - تئوری سازه‌ها (Theory of Structures) و بالاخره تهیه برنامه و نرم افزار کامپیوتر با هم ضروری است.

باید قبول کرد که تحلیل دینامیکی خود سازه چند درجه آزادی، بالای زمین، با فرض پای کاملا" صلب (Rigid base) (یعنی حالتی که سازه با زمین در محل پی، کاملا" یکپارچه است و در ارتعاش زمین، عینا" حرکت زمین را بخود می‌گیرد) به اندازه کافی پیچیده و پرکار و محتاج به تلاش محاسباتی طولانی است، بنابراین هنگامی که پارامتر زمین و خاک هم در آن وارد شود یا به اصطلاح مسئله رفتار متقابل زمین- سازه (Soil-structure interaction) هم مزید بر علت شود، مسئله یک بعد پیچیده‌تر و تردید آمیز بخود می‌گیرد.

مسائلی که در راه نمایاندن صحیح رفتار زمین در آنالیز تئوریک بوجود می‌آید متعدد است و باید به مقدار زیادی در فرضیات طرح مسئله تعدیل قائل شد و فرضیات ساده شده‌ای را در نظر گرفت تا بتوان یکی از متدهای تحلیل را بکار گرفت.

البته حالت صحیح و ایده‌آل آن خواهد بود که در تحلیل دینامیک، سلسله مراتب : زمین زیر (Subsoil) - سازه زیرزمین (Substructure) - سازه بالای زمین (Superstructure) و بالاخره قسمت‌های غیرسازه‌ای (Non-Structure) بصورت یک پیکر سازه‌ای مداوم و یکسره تحت اثر تکان القائی از بستر سنگی زیرین (Bodrock) قرار گیرند.

ولی در طراحی، این حالت کمتر عملی می‌گردد و هر کدام از این قسمت‌ها بطور تفکیکی در نظر گرفته می‌شوند و بعد به هم مرتبط می‌گردند.

مهندس طراح باید حدود امکانات و درجه تاکید و اطمینان بر این گونه تحلیل‌ها را بخوبی بشناسد چه اطلاعات و امکانات موجود در این مورد فعلا" در حدی است که دقت‌های خیلی زیاد در تحلیل را اجازه نمی‌دهد و دقت در محاسبه به مقداری را موجه می‌نماید که نتایج حاصل فقط بعنوان وسیله‌ای برای جلوگیری از پرت شدن از مرحله صحیح در طراحی عملی بکار رود. و بطور خلاصه می‌توان گفت نتایج بیشتر بعنوان چونی و کیفی (Qualitative) قابل استناد است تا چندی و کمی (Quantitative).

بنابراین خوبست در این گونه تحلیل‌ها تا حد امکان جنبه سادگی رعایت شود و با مقدار زیادی قضاوت مهندسی توام گردد زیرا دست زدن به تحلیل‌های بسیار پیچیده و طولانی برای تصمیمات کوچک هنوز از نظر علمی موجه نمی‌باشد. بگفته استاد امبرزیس (Prof. N.N. Ambraseys) این قسمتی است که ما به روش‌های امپریک ساده و قابل اطمینان احتیاج فراوان داریم. برگردیم به مسئله دینامیک - پی و شالوده

مسئله پی و شالوده در ۴ موضوع نیاز به بررسی دارد :

۱- پارامترهای دینامیک زمین محل

۲- واکنش بستر محل ساختمان در زلزله (Site response)

۳- واکنش سیستم مشترک زمین سازه (اندرکنش) (Soil-structure interaction)

۴- طراحی و محاسبه سازه‌ای پی و شالوده (Structural design of foundation)

موضوع ردیف سوم یعنی اندرکنش زمین- سازه در زلزله گرچه در سال‌های اخیر موضوع پژوهش‌ها و مقالات علمی زیادی بوده است ولی طبق معمول از دیدگاه مهندس طراح هنوز گره کار گشوده نشده است.

ما در این بحث کوشش می‌نمائیم خلاصه‌ای از آنچه که بعنوان امکانات طرح و محاسبه تقریبی در این قسمت موجود است بطور خلاصه، ارائه دهیم، بنابراین از موضوعات دیگر به اختصار خواهیم گذشت.

۱- پارامترهای دینامیک زمین

در شروع باید ویژگی‌های زمین محل طی یک برنامه بررسی ژئوتکنیکی بخوبی مشخص شود. برای شناختن رفتار به پارامترهای دینامیکی زمین محل نیاز است که مهمترین آنها عبارتند از :

الف- رفتار تنش- تغییر شکل خاک به نمایندگی اساس برشی (Shear modulus) یا ضریب ارتجاعی در برش.

ب- سرعت موج برشی (Shear wave velocity) در زمین محل.

ج- خواص میرائی (Damping) خاک. در اینجا مختصری درباره این خاصیت صحبت خواهیم کرد. میرائی از طرف خاک‌ها به دو صورت اتفاق می‌افتد که این دو بطور بنیادی با هم فرق دارند:

۱- میرائی در مصالح (Material damping) یا میرائی داخلی و آن در موقع عبور موج ارتعاش از داخل مصالح خاک، بوجود می‌آید و می‌توان آنرا نوعی مصرف انرژی ارتعاش

حاصل از پدیده پس ماند (Hysteresis) در خاک دانست.

۲- میرائی با تشعشع (Radiation damping) عملاً یک پدیده هندسی است، هنگامی که ساختمان به ارتعاش در می‌آید امواج الاستیک از شالوده در زمین زیر ساختمان منتشر می‌شود و مقداری از انرژی القائی به ساختمان از طریق انتشار امواج در زمین، مصرف می‌شود این نوع استهلاک را دمپینگ با تشعشع می‌نامند که تابعی است از ضریب ارتجاعی (E)، جرم واحد حجم (ρ)، ضریب پواسون (ν) مربوط به زمین و همچنین جرم ساختمان بر واحد سطح ($\frac{M}{A}$) و بالاخره نسبت ضرایب فنریت به جرم ($\frac{k}{M}$) در سازه.

هر چه سختی ساختمان بزرگتر، انعطاف‌پذیری زمین زیر زیادتر و عمق ساختمان در زمین بیشتر باشد، این نوع میرائی بزرگتر است و در نتیجه سهم واکنش ارتعاشی سازه کوچکتر خواهد بود.

این دمپینگ‌ها را می‌شود یک کاسه کرد و با یک دمپینگ از نوع غلظتی (Viscous damping) فرضی معادل، بر حسب درصد میرائی بحرانی وارد محاسبه نمود.

این دو نوع میرائی را مشکل است در محل اندازه گرفت ولی قراین نشان می‌دهد که بین میرائی در مصالح و تغییر شکل‌های نسبی در برش (Shear strains) رابطه‌ای برقرار است. نشان داده می‌شود که در تغییر شکل‌های نسبی 10^{-3} تا 10^{-1} که در هنگام زلزله محتمل است، میرائی‌های معادل نظیر به حدود ۱۰ تا ۱۶ درصد دمپینگ بحرانی در مصالح رسی و ماسه‌ای می‌رسد.

همچنین در مورد میرائی تشعشعی، مقدار میرائی در حرکات انتقالی افقی یا قائم در شالوده ممکن است نسبتاً بزرگ باشد و مثلاً به بیش از ۱۰ درصد مقدار بحرانی برسد در حالی که میرائی تشعشعی در حرکات نوسانی دورانی (یا حرکت Rocking) و نوسان پیچشی در شالوده، نسبتاً کوچک و در حدود ۲ و ۳ درصد است.

۲- واکنش بستر محل ساختمان در زلزله (Site Response)

با وجود انواع و اقسام زمین‌ها و بسترهای رسوبی با مشخصات زمین شناسی و خواص خاک مختلف، واکنش‌های گوناگونی در زلزله ممکن است مشاهده شود.

عواملی که این واکنش‌ها را بیان می‌کنند عبارتند از :

الف- تغییر ارتعاش بستر سنگی عمق

در موقع عبور امواج از بستر روئی که ممکن است حالت بزرگ زائی (Amplification) و یا حالت تخفیف (Attenuation) را در تکان بوجود آورد.

وجود لایه خاک روی بستر سنگی زیرین، ارتعاش را بصورت پیچیده‌ای تغییر می‌دهد و این

تغییر البته بستگی به مشخصات دینامیک خاک بستر و شدت لرزش دارد.
در بسیاری از مکان‌ها، تکان روی بستر ته نشینی، نسبت به بستر سنگی در عمق، تشدید می‌شود و اگر بر حسب درجات مقیاس‌های شدت بسنجیم، بر حسب نوع خاک، ممکن است شدت تکان مثلاً ۲ تا ۳ درجه نظیر مقیاس شدت (مثلاً M M) بالاتر رود. علاوه بر تغییر در تکان، تغییرات بزرگی در محتوی فرکانس (Frequency) لرزش نیز بر حسب نوع خاک بوجود می‌آید. هر چه لایه بالائی نرم‌تر و عمیق‌تر باشد، تغییرات در فرکانس ارتعاش بیشتر است.
می‌دانیم فرکانس‌های طبیعی (یا پریدهای طبیعی) ارتعاشی هر سیستم دینامیکی، یک بیان‌کننده و معیار اصلی در واکنش دینامیک سیستم است. مثلاً با عوض شدن عمق لایه نرم شکل طیف واکنش (Response spectrum) به سرعت عوض می‌شود. مثلاً در محل نرم، نقطه پیک آن در پریدهای بزرگتر است. بنابراین پرید ارتعاش بستر زیرین نقش عمده‌ای در واکنش دینامیکی مشترک زمین و سازه خواهد داشت.
در خرابی‌های عجیب و خارج از انتظار، اغلب باید دنبال حالت همگامی (Resonance) نسبی گشت. هر چند حرکت زلزله کوتاه مدت و مغشوش است ولی گاهی در محدوده بخصوصی از فرکانس‌ها امکان بروز رزنانس نسبی با بعضی از ساختمان‌ها بوجود می‌آید.
همچنین بسترهای آبرفتی بسیار نرم و عمیق، در تکان زلزله کم و بیش با پرید طبیعی خودشان مرتعش می‌شوند و گاهی تقریباً حالت ارتعاش هارمونیک را بخود می‌گیرند.
این هارمونیک گاهی با یکی از پریدهای طبیعی بعضی از سازه‌ها همگام می‌شود و این سازه‌ها همانهایی هستند که در آن زلزله صدمات و خرابی بزرگ می‌بینند.
اهمیت نوع زمین و خاک در واکنش سازه‌های مختلف در زلزله بارها تجربه شده است ولی درک صحیح مطلب در سال‌های اخیر پیگیری و روشن شده است.
از مطالعه این پدیده ثابت شده است که رابطه بین پرید ارتعاش سازه و پرید ارتعاش زمین تکیه‌گاه آن، نقش مهمی در واکنش سازه دارد. مثال‌های تجربی مختلفی در این مورد دیده شده است:
در زلزله ۱۹۷۰، گدیز، ترکیه، قسمتی از ساختمان یک کارخانه در ۱۳۵ کیلومتری مرکز زلزله، ویران شد در حالی که ساختمان‌های دیگر در شهر صدمه ندیدند. مطالعه بعدی نشان داد که پرید اصلی این ساختمان با پرید زمین زیر یکسان بوده است.
همین طور در زلزله ۱۹۶۷ کاراکاس ونزوئلا، که زلزله متوسطی بود، دیده شد که این زلزله چهار ساختمان را بکلی ویران کرده و به تعدادی دیگر صدمه رسانده است. مطالعه روال صدمات وارد بر سازه‌ها نشان داد که ارتباط نزدیکی بین ضخامت قشر نرم زیرین واقع در روی بستر سنگی، و صدمات وارد بر ساختمان‌ها وجود دارد.

مثلاً صدمات ساختمان‌های ۵ تا ۹ طبقه در جاهائی که بستر سنگی در عمق ۱۰۰ متری و صدمات به ساختمان‌های بلندتر (مثلاً ۱۴ طبقه) در جاهائی که بستر سنگی عمق بیش از ۱۵۰ را دارد بوجود آمده است.

ب- اثرتوپوگرافی

در حالتی که توپوگرافی سطح زمین در محل صاف و مسطح نیست و دارای برجستگی‌ها و تپه و دره است نوع خاک و ویژگی‌های دینامیک آن نیز با قسمت‌های مسطح فرق خواهد کرد و به این ترتیب ممکن است این محل‌ها واکنش‌های متفاوتی در زلزله نشان دهند.
به نظر می‌رسد که برجستگی‌ها و تپه‌ها اغلب نقش تشدیدکننده را نسبت به زمین‌های مسطح مجاور دارند و این موضوعی است که محتاج به مطالعه و تحقیق بیشتری است.

ج- نشست در زمین‌های ماسه‌ای خشک و یا زمین‌های رسی حساس

این حالت در اثر کمپاکشن ماسه شل و با تخلخل زیاد در اثر ارتعاش زلزله بوجود می‌آید. مقدار کمپاکشن در هر زلزله‌ای بستگی به بزرگی زلزله و طول مداومت تکان و همچنین چگالی نسبی ماسه دارد.
در بعضی نقاط این نوع کمپاکشن ممکن است باعث نشست‌ها و صدمات بزرگی بر ساختمان‌ها گردد.
شاید بشود نشست در زمین‌های رسی حساس را هم در این گروه از عوارض زلزله در نظر گرفت. زمین‌های رسی با ضریب حساسیت بالا نسبت به دستکاری در بافت طبیعی خود عکس‌العمل بزرگی نشان می‌دهند.
بنظر می‌رسد بارگذاری سریع حاصل از زلزله تقریباً در بیشتر انواع خاک‌ها، مواجه با مقاومت فشاری بزرگتری از بارگذاری نظیر استاتیک می‌شود مگر در زمین‌های رسی حساس که درآنها بعلت بهم ریختن بافت طبیعی رس، مقاومت فشاری زمین سقوط می‌کند. حرکات نسبی شالوده در زمین ممکن است در زمین‌های رسی حساس منجر به دستکاری در بافت طبیعی خاک و نشست‌های پس از زلزله در ساختمان گردد و به همین علت اصرار هست که شالوده‌های منفرد در اینگونه زمین‌ها حتماً با کلاف‌های افقی به یکدیگر بسته شده و نسبت به هم تثبیت گردند.

د- حالت روانگرائی (Liquefaction) در خاک‌های اشباع بدون چسبندگی

این حالت خطرناکترین و غیر قابل جبران‌ترین واکنش محل می‌باشد و آن حالتی است که مصالح و مواد خاکی زمین در اثر تکان، مقاومت خود را از دست می‌دهند.
بدترین حالت در ماسه‌های سست تا نیمه فشرده اشباع شده بوجود می‌آید که به علت فشردگی تولید شده از تکان‌های زلزله، مقاومت برشی زمین گاهی تا صفر کاهش می‌یابد.
در چنین حالتی از دست مهندس سازه برای جلوگیری از اثر روانگرائی، کار چندانی ساخته نیست.

۳- اندرکنش سیستم زمین- سازه (Soil-Structure Interaction)

در اینجا بحث خود را منحصر به یکی از مسایل می‌نمائیم که از نظر کاربرد عملی و طراحی مهندسی اهمیت بسیار دارد و آن مسئله ساختمان‌های چند طبقه شهری است.
فرض کنیم برای تحلیل دینامیکی یک ساختمان چند طبقه مدلی برقرار کرده ایم با فرضیات ساده‌کننده ممکن که از آن جمله است:
جرم‌های ساختمان بصورت مقادیر مجرد (Discrete) و در تراز طبقات متمرکز است و حرکت این جرم‌ها فقط بصورت یک حرکت انتقالی افقی است و هر طبقه سختی معین خود را دارد و اینرسی دورانی (Rotatory Inertia) جرم‌ها ناچیز و از اثر آن در نیروهای دینامیک صرفنظر شده است و حرکت القاء شده از زمین یک حرکت متناوب افقی است و از مدهای پیچشی در ارتعاش صرفنظر شده است.
در این صورت مدل مورد بحث سیستمی با تعداد درجات آزادی برابر تعداد طبقات خواهد بود و به همین تعداد هم مد طبیعی ارتعاش خواهد داشت.
فرض کنیم از روش تحلیل اجتماع اثر مدها (Modal Analysis Procedure) استفاده می‌کنیم. در این روش که یک روش تقریبی- ولی با نتایج قابل قبول و از نظر طراحی در دفاتر فنی کم خرج و مناسب و پرطرفدار است- واکنش مدهای مختلف تعیین می‌گردد و مقادیر بر حسب یکی از روش‌های احتمالی مثلاً روش SRSS جذر جمع مربعات واکنش‌های مختلف (Square Root Of The Sum Of Squared) با هم ترکیب می‌شوند تا واکنش‌های نهائی بدست آید.
خوشبختانه از آنجائی که قسمت بزرگی از انرژی ارتعاش در مدهای پائین مصرف می‌شود برای بدست آوردن نتیجه قابل قبول لزومی ندارد واکنش‌های مربوط به تمام مدها را بدست آورد، بلکه بر حسب تعداد طبقات ساختمان، چند مداول مثلاً سه تا شش مداول کافی

است و با همین استدلال مد اصلی (Fundamental Mode) یعنی نخستین مد، بزرگترین اثر را در نتیجه دارد تا جائی که بسیاری از آئین‌نامه‌های محاسباتی- با روش نیروهای استاتیک - فقط تقلیدی از رفتار دینامیک در مد اول را در روش‌های محاسباتی خود کافی دانسته‌اند. البته این به مقدار زیادی صحیح است مگر اینکه به علتی مثلاً ترکیبی از شرایط نرمی زیاد زمین بستر زیرین ساختمان، انعطاف‌پذیری خود ساختمان و فاصله مرکز زلزله - باعث شود که سازه در مدی بالاتر از مد اصلی با تکان زمین رزنانس پیدا کند که در این صورت تاثیر آن مد در نتایج حکمفرما (Governing) خواهد بود.

بهرحال برای ادامه بحث‌مان مد اصلی ارتعاش سازه چند طبقه را وسیله قرار می‌دهیم. شکل‌های (۱) یک قاب چند طبقه در ارتعاش در مد اصلی را نشان می‌دهد. اگر آنالوجی تیر کنسول را وسیله بیان قرار دهیم می‌توان گفت که ارتعاش این سازه تابع چند نوع مختلف آزادی در تغییر مکان (یا پیکربندی تغییر شکل) است. این آزادی‌ها را که تعیین‌کننده نیروهای اینرسی بوجود آمده و بطور کلی واکنش سازه می‌باشند در دو گروه می‌توان خلاصه کرد:

I- تغییر شکل‌های در خود سازه (بالای زمین)

II- تغییر شکل‌ها و حرکات شالوده در زمین (اندرکنش زمین سازه) (Soil-Structure-interaction)

در گروه I- در حالت کلی- نیروهای اینرسی مربوط به تغییر مکان‌های زیر موثراند:

۱- تغییر شکل‌های برشی شامل دوران در گره‌های قاب. شکل (۱-۱)

۲- تغییر شکل‌های خمشی. شکل (۱-۲)

۳- دوران مقاطع و اینرسی دورانی

۴- تغییر شکل‌های پیچشی در پلان

در گروه II آزادی حرکت تابع عوامل زیر خواهد بود:

۱- نوسان‌در صفحه‌قائم حاصل از حرکات‌دورانی شالوده در زمین (Rocking). شکل(۱-۳)

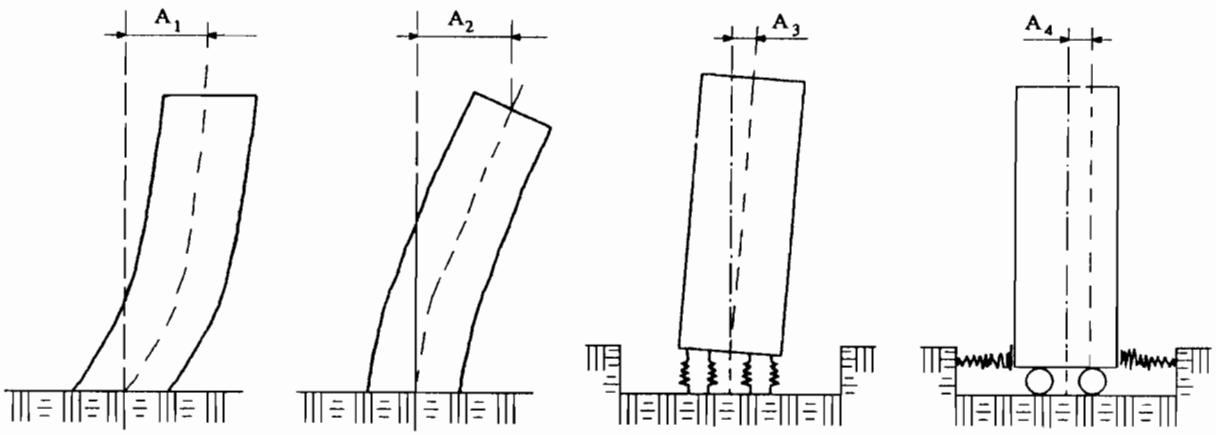
۲- حرکت افقی بصورت انتقالی متناوب شالوده در زمین. شکل (۱-۴)

۳- حرکت قائم بصورت انتقالی متناوب شالوده در زمین

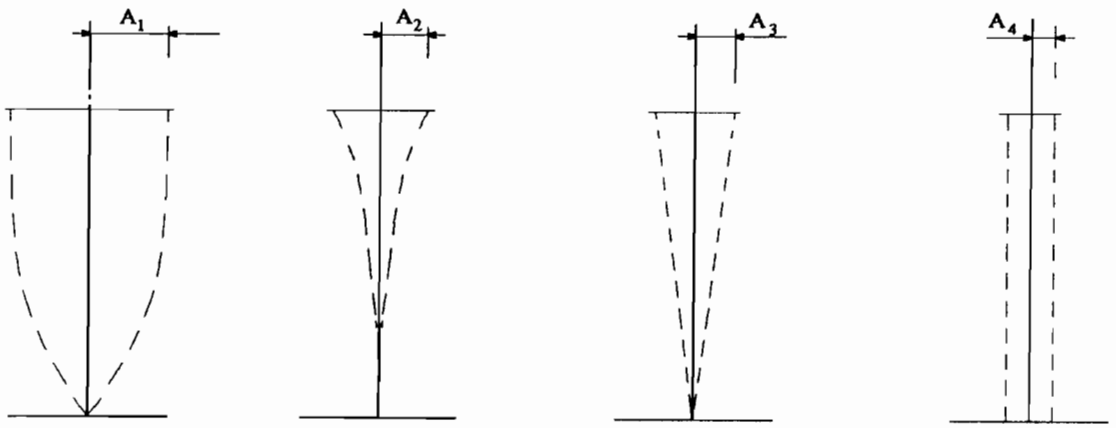
۴- نوسان پیچشی در پلان بین شالوده و زمین

در ادامه بحث فقط ردیف‌های (۱) و (۲) هر گروه را که معمولاً اثر اصلی را در رفتار دینامیکی دارند مورد مطالعه قرار می‌دهیم.

شکـــــــل‌های (۱)



(1) (2) (3) (4)

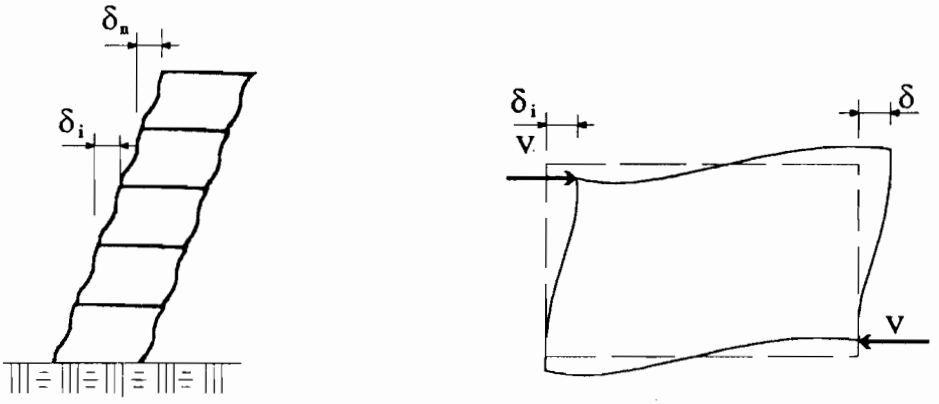


(1) (2) (3) (4)

(I-۱) تغییر مکان‌های برشی در طبقات که مطابق شکل (۲-b) از اعوجاج برشی در پانل متشکل از تیر و ستون است و بعلت دوران گره‌ها و خم برداشتن تیر و ستون بوجود می‌آید.

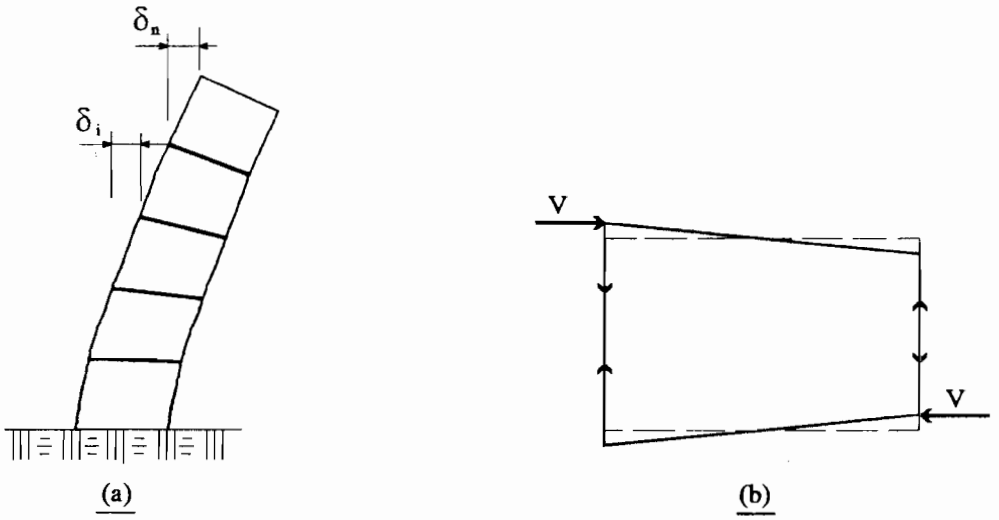
این تغییر شکل‌ها انتقال‌های جانبی را در طبقه بوجود می‌آورد. در حالتی که اعضای افقی (کف طبقه) فوق‌العاده صلب باشد، تغییر مکان‌های افقی فقط حاصل تغییر شکل ستون‌ها می‌باشد در این حالت سازه را ساختمان تیر برشی (Shear-beam-building) می‌گویند. شکل (۲-a). علت این نامگذاری، شباهت تغییر شکل چنین سازه‌ای با تغییر شکل برشی یک تیر کنسول است.

شکـــــل (۲)



شکل (۳-a) تغییر مکان‌های خمشی، بعلت خمش کلی سازه طره‌ای شکل (Contilever beam) است. این نوع آزادی حرکت حاصل تغییر شکل‌های خمشی در سازه منشوری شکل است که بعلت تغییر طول تارهای دو طرف تار خنثی خمش در کشش و فشار بوجود می‌آید. شکل (۳-b) . در سازه‌های چند طبقه مرتفع این نوع تغییر مکان افقی تابع تغییر طول ستون‌ها بعلت نیروهای محوری حاصل از لنگر واژگونی است و مستقل از تشکیلات جان تیر کنسول (یعنی بادبندی‌ها) می‌باشد. تغییر شکل‌های در سازه در بالای زمین (برای نمایاندن با ضرایب سختی در مدل آنالیز دینامیک) بخوبی با تئوری سازه‌ها قابل محاسبه است.

شکل (۳)



(II-۱) نوسان دورانی یا زاویه‌ای در صفحه قائم (که به حرکت Rocking معروف است) باعث می‌شود که ساختمان مانند پاندول وارونه روی پی خود نوسان نماید و علت آن حرکات نسبی بین شالوده و زمین است که در اثر فشارپذیری و تغییر شکل زمین در تماس با شالوده، از لنگر واژگونی بر سازه، صورت می‌گیرد. شکل (۱-۳)

(II-۲) نوسان افقی انتقالی ساختمان و شالوده در زمین که بصورت حرکت رفت و آمدی اتفاق می‌افتد و عکس‌العمل مقاوم در مقابل آن معمولاً اصطکاک و نیروهای برشی در تراز بین کف پی و زمین و یا رانش پاسیو خاک (Passive earth pressure) در مقابل دیوارهای حایل (Retaining walls) می‌باشد. شکل (۱-۴)

آزادی‌های در حرکت مربوط به گروه (II) در اثر تغییر شکل زمین در تماس با شالوده صورت می‌گیرد و در واقع حاصل اندرکنش زمین-سازه (Soil-structure interaction) است.

برای تعریف این حالت می‌توانیم بگوئیم همان تنش‌ها و تغییر شکل‌های تماسی بین زمین و شالوده که اثر زلزله را بصورت ارتعاشی به سازه بالای زمین منتقل می‌کنند خود همان است که از اثر ارتعاش در سازه بالای زمین، در سطح تماس زمین و شالوده بوجود می‌آید و بالعکس. برای تحلیل این حالت مدل‌های ریاضی مختلفی در نظر گرفته شده است و معمولاً مسئله نوسان با فرض رفتار الاستیک برای زمین، تحلیل می‌شود و می‌توان گفت که هنوز نتایج رضایت بخش از این گونه تحلیل‌ها، منحصر به فرض شکل هندسی دایره برای شالوده کاملاً صلب و رفتار کاملاً الاستیک در زمین است.

فرض کنیم در یک تحلیل سازه‌ای چهار نوسان مذکور را بطور تفکیک شده از هم داشته باشیم که هر کدام با تکرر زاویه‌ای (Angular or circular frequency) خود (ω_i) اتفاق می‌افتد. در این صورت می‌توان این طور تحلیل کرد که سیستم سازه از مجموعه چهار ساب سیستم (Subsystem) تشکیل می‌گردد که در آنها دو شرط زیر برقرار است:

۱- عامل تکان دهنده ساب سیستم‌ها یکی است که در این صورت مجموع عکس ضرایب سختی ساب سیستم‌ها برابر عکس سختی سیستم سازه است یعنی :

$$\sum_i K_i^{-1} = K^{-1}$$

۲- جرم مرتعش شونده در هر کدام از ساب سیستم‌ها همان جرم سیستم سازه است یعنی:

$$M_i = M$$

با صادق بودن این دو شرط می‌توان از تقریب "ساوت ول-دنکرلی" (Southwell-Dunkerley Approximation) استفاده کرد و نوشت:

$$\sum_i \omega_i^{-2} = \omega^{-2} \qquad (۱)$$

یعنی برای چهار ساب سیستم:

$$\frac{1}{\omega^2} = \frac{1}{\omega_1^2} + \frac{1}{\omega_2^2} + \frac{1}{\omega_3^2} + \frac{1}{\omega_4^2} \qquad (۲)$$

و البته با توجه به رابطه بین تکرر زاویه‌ای و پرید ارتعاش یعنی $T = \frac{2\pi}{\omega}$ خواهیم داشت:

$$T = \sqrt{T_1^2 + T_2^2 + T_3^2 + T_4^2} \qquad (۳)$$

رابطه اخیر نشان می‌دهد که اثر اندرکنش زمین- سازه (Interaction) پرید موثر ارتعاش را نسبت به حالت سازه پای صلب (Fixed base) افزایش می‌دهد.

این نتیجه مهم است زیرا بسته به طیف واکنش شتاب (Acceleration Response Spectra) مربوط به محل ساختمان، واکنش شتاب سازه نسبت به حالت پای صلب ممکن است افزایش و یا کاهش یابد.

اگر در منحنی طیفی، نقطه مربوط به پرید سازه در طرف اردونه‌های کم شونده (معمولا در طرف دست راست نقطه پیک منحنی) قرار گرفته است واکنش با قرار گرفتن در قسمت هذلولی شکل منحنی به مقدار قابل توجهی کاهش می‌یابد و اگر نقطه مورد بحث در طرفی که اردونه‌های منحنی در افزایش است قرار گیرد، واکنش برآیند بزرگتر خواهد بود.

حالت اخیر هنگامی بوجود می‌آید که سازه فوق‌العاده صلب (مانند سازه‌های یکپارچه با دیوارها و پوسته حجیم بتنی) و پرید طبیعی آن بسیار کوتاه است. در این حالت اثر اندرکنش، پرید ارتعاش را افزایش داده و با نزدیک شدن آن به پرید عامل تکان دهنده، دستگاه به رزنانس نزدیک می‌گردد.

ضمنا چنان که اشاره شد میرائی‌های مربوط به زمین نیز مقداری واکنش حداکثر را

کاهش می‌دهد و بطور کلی می‌توان گفت که اثر اندرکنش در مورد بیشتر سازه‌ها از نظر نیروهای دینامیک تولید شده، مساعد است.
ولی در مقابل این اثر مساعد، ممکن است اثر نامساعدی هم از ناحیه دیگری تولید شود و آن افزایش لنگرهای درجه دوم مربوط به نیروهای ثقل (اثرΔ-p) در حالت اندرکنش زمین- سازه است.
نشان داده می‌شود که اثر اینتراکشن فقط در مد اصلی (مد اول) ارتعاش قابل توجه است و در مد دوم ناچیز و در مدهای بعدی بطور کلی قابل اغماض است.

نتایجی که از اندرکنش زمین- سازه در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله باید در نظر داشت

در سال‌های اخیر مطالعات تئوریک دامنه‌داری روی موضوع دینامیک سیستم‌های ترکیبی خاک-سازه بعمل آمده است و در این مطالعات تکنیک‌های مدل‌سازی مختلفی برای خاک بکار گرفته شده است.
باید گفت که این نوع تحلیل‌ها از مشکلترین مسایل مهندسی است که در آن بیشترین تلاش محاسباتی برای حصول نتیجه بکار گرفته می‌شود و در عین حال کمتر امکان آن هست که نتایج، با حل ریاضی بسته‌ای و یا معیارهای حسی و تجربی کنترل شود.
گاهی بر نتایج بدست آمده از تکنیک‌های تحلیلی مختلف، عدم اطمینان و تردید حاصل می‌شود، چه مقایسه چند تکنیک مختلف در یک پروژه واحد، ممکن است در بعضی نقاط تطبیق داشته و در نقاطی دیگر با هم تفاوت فاحشی داشته باشند.
بنابراین همانطور که قبلاً اشاره شد، در طراحی عملی باید در کاربرد این گونه تحلیل‌های مفصل تئوریک، تناسبی منطقی بین نوع و درجه اهمیت مسئله و دقت و سختگیری در حل آن برقرار کرد. بعضی از نتایجی را که از تحلیل‌های تئوریک و مشاهدات عملی بدست آمده و می‌تواند بعنوان راهنما بکار رود مورد بحث قرار می‌دهیم.

۱- حدود بررسی مسئله اندرکنش زمین- سازه (Interaction)

سئوال اصلی که از نظر مهندس طراح پیش می‌آید اینست که در چه شرایطی از خاک و زمین اگر تحلیل را برای سازه پای صلب بعمل آوریم و از اثر اندرکنش زمین- سازه صرفنظر کنیم، خطای قابل توجهی در محاسبه واکنش سازه خواهیم داشت.
Veletsos و Meek تحقیق کنندگان در این مسئله پیشنهاد کرده اند که اثر اندرکنش

زمین- سازه وقتی قابل توجه و ارزش دخالت دادن در تحلیل را دارد که رابطه زیر صادق باشد:

$$\frac{v_s \cdot T}{h} < 20 \qquad (۴)$$

در این رابطه v_s سرعت موج برشی در زمین محل بر حسب متر در ثانیه و T پرید ارتعاش سازه با پای صلب و h ارتفاع سازه بر حسب متر است.

اگر رابطه‌ای بین T و h (که در اغلب آئین‌نامه‌های زلزله برای محاسبه تقریبی T مطرح است) در اینجا وارد کنیم و مثلاً پرید را مطابق آئین‌نامه زلزله ایران استاندارد ۲۸۰۰، در نظر بگیریم خواهیم داشت :

برای قاب‌های فولادی : $T = 0.08\ (h)^{3/4}$

برای قاب‌های بتن آرمه : $T = 0.07\ (h)^{3/4}$

در نتیجه، مثلاً برای یک ساختمان با قاب‌بندی فولادی رابطه زیر را خواهیم داشت:

$$v_s < 250\ (h)^{1/4}$$

بعنوان مثال برای یک ساختمان به ارتفاع ۳۰ متر وقتی که سرعت موج برشی در زمین زیر کمتر از :

$$v_s < 250\ (30)^{1/4} = 585 \qquad \text{m/sec.}$$

باشد این مطالعه لازم خواهد بود.

یا اگر رابطه تقریبی و معروف پرید قاب‌ها که در آئین‌نامه‌های قدیمی‌تر وجود داشت یعنی:

$T = 0.1\ N$

(N تعداد طبقات) را ملاک قرار دهیم و فرض کنیم که ارتفاع طبقات بطور متوسط ۳ متر است رابطه (۴) بصورت زیر در می‌آید.

$$v_s < 600 \qquad \text{m/sec.}$$

از این بررسی دیده می‌شود که شرط رابطه (۴) بالا، اکثر زمین‌های نسبتاً محکم با سرعت نسبتاً بالا در موج برشی را هم در بر می‌گیرد.

۲- پرید ارتعاش سازه با کاهش سختی زمین زیر آن افزایش می‌یابد

در شکل کلی، اگر پرید اصلی سازه از نوسان در حرکت انتقالی تنها بدست آمده باشد بر حسب تعدیل مربوط به اندرکنش با زمین، به شکل رابطه (۵) نوشته می‌شود:

$$\bar{T} = T\sqrt{1 + \frac{\bar{K}}{K_x}\left(1 + \frac{K_x(\bar{h})^2}{K_\theta}\right)} \qquad (۵)$$

که در آن T پرید اصلی سازه با پای صلب، $\bar{T}$ پرید اصلی موثر با دخالت دادن اثر زمین است. $\bar{k}$ سختی سازه با پای صلب است که می‌توان آنرا با رابطه زیر بیان کرد:

$$\bar{K} = 4\pi^2 \frac{\bar{W}_1}{g\,T^2} \qquad (۶)$$

در این رابطه $\bar{W}_1$ وزن موثر (Effective weight) سازه در ارتعاش در مد اصلی و یا بعبارت دیگر وزن شرکت‌کننده در ارتعاش مد اول است که در حالت کلی در شکل رابطه (۱۵) و در حالات مخصوص روابط ساده (۱۶) و (۱۸) را می‌توان برای آن در نظر گرفت.

$\bar{h}$ عبارتست از ارتفاع موثر سازه که برای ساختمان‌ها با تقریبی می‌توان آنرا ۰/۷ ارتفاع کل (h) در نظر داشت.

K_x و K_θ عبارتند از سختی افقی و سختی در نوسان دورانی (Rocking) پی که برای آنها، در مدل صفحه صلب دایره‌ای شکل روی توده همگن، نیم فضای الاستیک، از آنالیز تئوریک زمین، ارقام زیر بدست آمده است.

$$K_x = \frac{8\,G\,R}{2-\nu} \qquad (۷)$$

$$K_\theta = \frac{8\,G\,R^3}{3(1-\nu)} \qquad (۸)$$

که در این روابط :

G - مدول برشی (Shear modulus)

ν - ضریب پواسون

R - شعاع شالوده

در مورد شالوده مربع مستطیلی نتایج آنالیز تئوریک مقادیر زیر را برای K_x و K_θ بدست می‌دهد*:

$$K_x = K_T \cdot 2G(1+\nu)\sqrt{BL} = K_T\,E\sqrt{BL} \qquad (۹)$$

$$K_\theta = K_\phi \cdot \frac{G\,B\,L^2}{1-\nu} = K_\phi \frac{E\,B\,L^2}{2(1-\nu^2)} \qquad (۱۰)$$

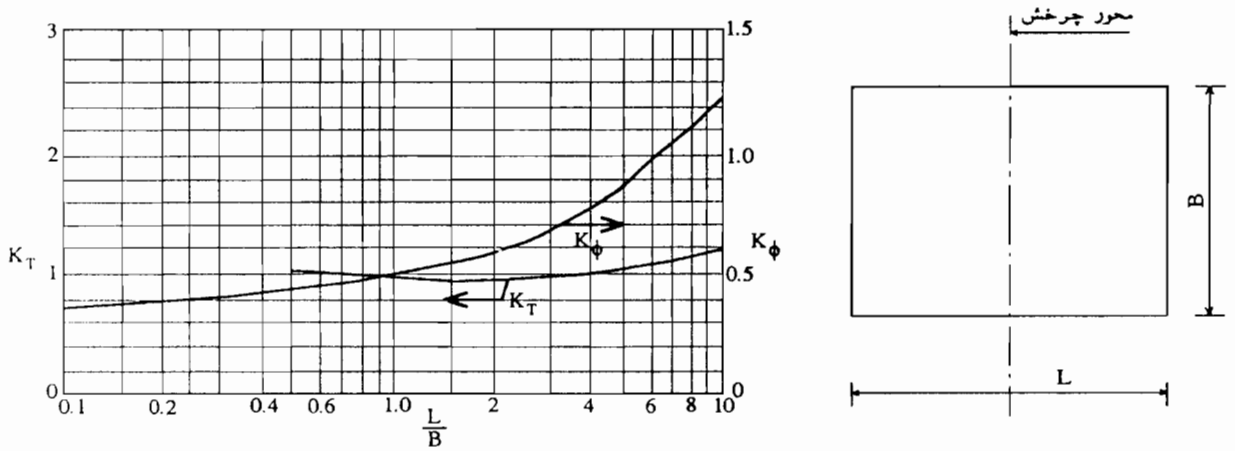
در این روابط K_T و K_ϕ ضرایبی است که طبق منحنی‌های شکل (۴) تعیین می‌گردد*

* منحنی‌ها از:
(Whitman and Richart)
" Design Procedures for dynamically loaded foundations"
J. Soil Mechanics and Foundations Division . ASCE , 93 , No . SM6 , 169-91 (1967)

سختی‌های فنریت فوق‌الذکر البته تابع تغییر شکل نسبی برشی در توده خاکی خواهد بود. بنابراین آنها را باید بر حسب مقدار تغییر شکل‌های برشی موجود تعدیل کرد و اعدادی را که مربوط به تغییر شکل‌های نسبی کوچک است متناسباً کاهش داد.

شکل (۴)

منحنی‌های مقادیر K_T و K_ϕ



E عبارتست از ضریب ارتجاعی مصالح زمین که رابطه آن با مدول برشی بشکل زیر است:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

B و L ابعاد شالوده مطابق شکل است.

برای حالتی که پلان ساختمان مربع باشد می‌توان رابطه ساده (۱۱) را بجای رابطه (۵) بکار برد:

(۱۱)

$$\frac{\bar{T}}{T} = \sqrt{1 + \frac{1.47\, J\, b^2}{\nu_s^2\, T^2}\,(1+1.65\, J^2)}$$

در این رابطه b پهنای کل ساختمان

J نسبت نما (Aspect ratio) یعنی $(\frac{h}{b})$ تناسب ارتفاع به پهنا است.

۳- میرائی موثر در سیستم زمین - سازه

میرائی موثر در سیستم زمین- سازه، شامل اثر ترکیبی میرائی در مصالح و میرائی تشعشعی نیز می‌باشد.

میرائی تشعشعی در بعضی موارد باعث کاهش قابل توجهی در واکنش دینامیک می‌گردد. از آنجا که محاسبه و تعیین دقیق اثر میرائی‌های زمین مشکل است اثر این میرائی‌ها و میرائی خود سازه با یک میرائی از نوع غلظتی (که در طیف واکنش‌ها منظور می‌شود) جانشین می‌گردد. رابطه تقریبی (۱۲) برای ضریب میرائی معادل در سیستم سازه- پی پیشنهاد شده است:

$$\bar{\beta} = \beta_o + \frac{\beta}{(\frac{\bar{T}}{T})^3} \qquad (۱۲)$$

که در آن :

β= درصد میرائی در سازه با پای صلب

β_o= ضریب میرائی در پی که از منحنی‌های شکل (۵) بدست می‌آید

$\bar{T}$= بعد مشخصه (یا شعاع معادل) پی در تماس با زمین است که مطابق روابط (۱۳) و (۱۴) محاسبه می‌شود:

در سازه‌های کوتاه: $\frac{\bar{h}}{L} < 0.50$ (با معیار مقاومت اصطکاکی یا برشی در سطح پی) :

$$r = (\frac{BL}{\pi})^{1/2} \qquad (۱۳)$$

در سازه‌های بلند : $\frac{\bar{h}}{L} > 1$ (با معیار مقاومت در مقابل لنگر واژگونی در پی) :

$$r = (\frac{BL^3}{3\pi})^{1/4} \qquad (۱۴)$$

در این روابط $B \times L$ سطح شالوده است.

ضلع L در امتداد عمود بر محور واژگونی مورد تحلیل است. یعنی بعدی است که در محاسبه ممان اینرسی مربوط به جهت تحلیل جمله مکعبی را تشکیل می‌دهد.

$\bar{h}$ معنی قبلی را دارد.

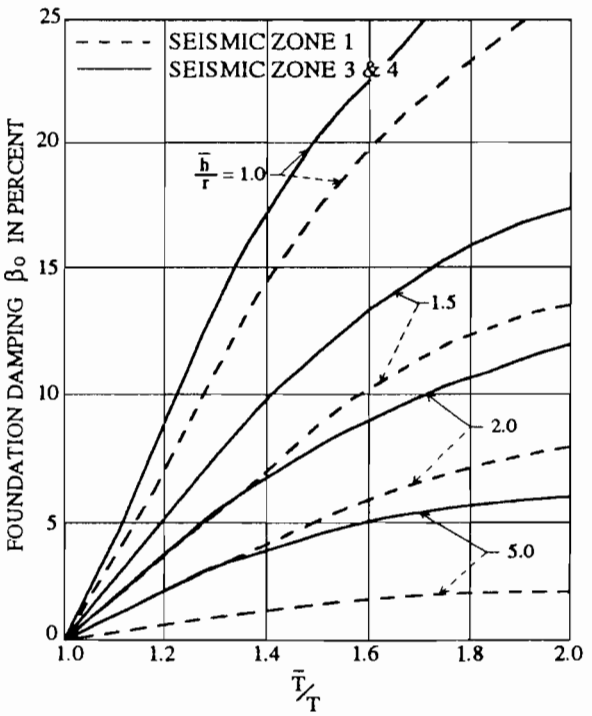
مشخصات زلزله (ATC) رابطه (۱۲) را بکار می‌برد و میرائی در سازه (β) را مقداری ثابت و برابر ۵ درصد بحرانی در نظر می‌گیرد و فرض می‌نماید که میرائی موثر همیشه بزرگتر از این مقدار خواهد بود و بعبارت دیگر حداقل $\bar{\beta}$ را برابر ۰/۰۵ به حساب آورده است.

نکته‌ای جالب و قابل توجه آنکه، اگر در شالوده مستطیلی، شعاع دایره معادل از یکی از روابط (۱۳) و (۱۴) (بر حسب مورد موجود) محاسبه و ضرایب سختی مربوطه از روابط (۷) و (۸) بدست آید، نتیجه با ضرایب سختی که از روابط (۹) و (۱۰) محاسبه شود

تطبیق نسبتاً خوبی دارد. مثال عددی در آخر این بحث، کاربرد روابط فوق را روشن می‌نماید.

شکـــــل (۵)

ضریب β_o در رابطه (۱۲) برای اثر متقابل پی در میرائی سازه*.



۴- شکل مد سازه (پیکربندی تغییر شکل در سازه) با نرمی و سختی زمین زیرین عوض می‌شود.

شکل مدهای ارتعاش در وزن موثر (Effective weight) مربوط به مدها و یا ضریب مشارکت (Participation factor) هر کدام از واکنش‌ها تاثیر مستقیم دارد.

همچنین در توزیع نیروهای زلزله در محاذات طبقات ساختمان موثر است.

در حالت سازه پای صلب، رابطه وزن موثر (یا جرم موثر) در مدهای مختلف به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\bar{W}_n = \frac{\left(\sum_{i=1}^{N} W_i \cdot \phi_{in}\right)^2}{\sum_{i=1}^{N} W_i \cdot \phi_{in}^2} \qquad (۱۵)$$

* منحنی‌ها از :
Applied Technology council
Tentative Guidelines for Earthquake Resistant
Provisions , Palo Alto , Calif , 1977

در این رابطه $\overline{W}_n$ وزن موثر در مد n ام، W_i وزن طبقه i و ϕ_{in} اردونه منحنی تغییر شکل (و یا جابجایی در محاذات طبقه) طبقه i در مد n ام و N تعداد طبقات است.

بسته به اینکه مثلاً در مد اصلی کدام یک از پیکربندی‌های (Configuration) نشان داده شده در شکل‌های (۶) صادق باشد، ضریب شرکت مد اول، بزرگ و یا کوچک خواهد شد.

همچنین توزیع نیروهای دینامیک در طبقات نیز تغییر می‌کند. در حالت شکل (۶-a) نیروها در طبقات پائین نسبتاً زیاد و در طبقات بالا بطور نسبی کم است و با کشیده شدن پیکربندی مد در حالت شکل‌های (۶-b) و (۶-c) نیروهای جانبی طبقات بتدریج در طبقات بالا بزرگتر شده و در طبقات پائین بطور نسبی کم می‌شود.

شکل (۶-a) در سازه‌های کوتاه با لاغری کم مثلاً نسبت نما (Aspect Ratio) $\frac{h}{b} < 1.3$ با منحنی سینوسی ناودیسی شکل و حاصل از تغییر شکل‌های برشی است.

شکل (۶-b) در سازه‌های متوسط با لاغری متوسط مثلاً نسبت نما $1.3 < \frac{h}{b} < 3$ با پیکربندی خطی حاصل از تغییر شکل‌های برشی-خمشی است.

شکل(۶-c) در سازه‌های بسیار بلند و لاغر مثلاً نسبت نما $\frac{h}{b} > 3$ با منحنی مثلثاتی هیپربلیک طاقدیسی شکل، بیشتر حاصل از تغییر شکل‌های خمشی است.

در حالت (a) در سازه‌های با جرم‌های یکسان در طبقات رابطه وزن موثر در مدهای مختلف به شکل رابطه مثلثاتی (۱۶) بدست می‌آید:

$$\bar{W}_n = \frac{\cot^2 \frac{\lambda_n}{2}}{2N+1} \cdot W_i \qquad (۱۶)$$

که در این رابطه :

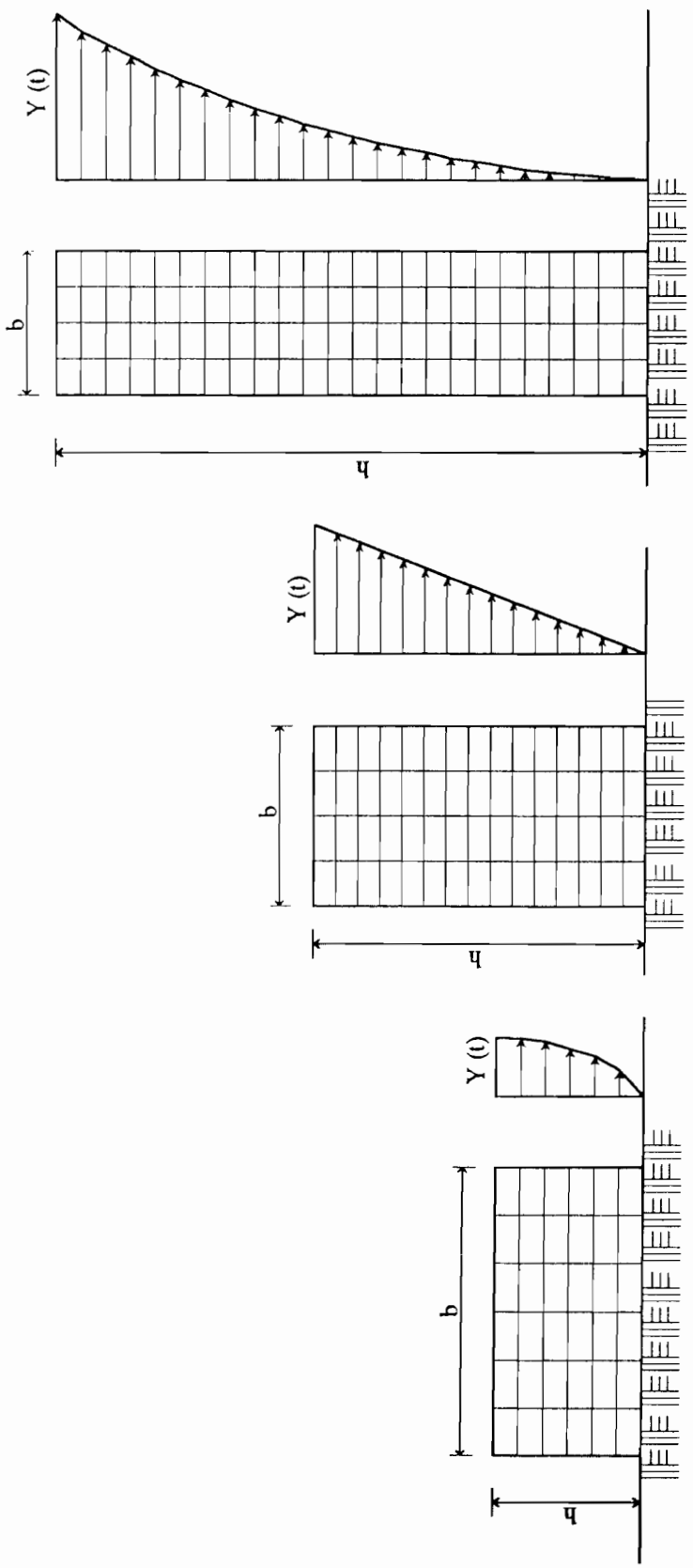
$$\lambda_n = \frac{2n-1}{2N+1} \cdot \pi \qquad (۱۷)$$

n عبارتست از شماره ترتیب مد (مد چندم) و N تعداد طبقات است.

در حالت (b) در سازه‌های با جرم یکسان در طبقات، رابطه وزن موثر در مد اصلی را با پیکربندی خطی، به شکل رابطه (۱۸) می‌توان بدست آورد:

$$\bar{W}_1 = \frac{3N(N+1)}{4N+2} \cdot W_i \qquad (۱۸)$$

علاوه بر آنچه که درباره تغییرات در توزیع نیروهای دینامیک در ارتفاع بر حسب مد اصلی گفته شد، اثر مدهای بالاتر نیز در توزیع نیروهای منتجه موثر است و باعث می‌شود که واکنش طبقات بالا در سازه، افزایش بیشتری یابد.



$\frac{h}{b} < 1.3$ $\quad \phi(X) = \text{Sin}\frac{\pi X}{2h}$ $\quad$ سازه کوتاه (a)

$1.3 < \frac{h}{b} < 3$ $\quad \phi(X) = \frac{X}{h}$ $\quad$ سازه متوسط (b)

$\frac{h}{b} > 3$ $\quad \phi(X) = 1 - \text{Cos}\frac{\pi X}{2h}$ $\quad$ سازه بلند (c)

شکل‌های (۶)

آئین‌نامه‌های زلزله در روش‌های استاتیک، این اثر را با وارد کردن نیروی :

$$F_t = 0.07 \ . T_1 . V_1$$

در محاذات بالاترین طبقه (V_1 برش پایه و T_1 پرید، در مد اول) جبران می‌نمایند. ولی در مطالعه اثر این افزایش دیده می‌شود که تاثیر دادن F_t در بالاترین طبقه برای جبران اثر دینامیکی مدهای بالا، شاید قدری دست بالا و بی تناسب است به ویژه که این اثر، مستقل از پدیده تغییر شکل‌های خمشی (تغییر طول ستون‌ها) که عامل اصلی در افزایش نیروهای برشی طبقات بالاست در نظر گرفته شده است.

از طرفی دیگر انعطاف‌پذیری زمین زیر ساختمان و حرکات نسبی بین شالوده و زمین و نوسان دورانی سازه روی زمین، (حرکت راکینگ) این تمرکز نیروهای دینامیک در ترازهای بالای ساختمان را تخفیف می‌دهد.

استاد نیومارک (Prof. N.M.Newmark) در کتاب خود اظهارنظر می‌نماید که شاید این تعدیل باعث می‌شود که توزیع نیروهای دینامیک در ارتفاع سازه بلند روی زمین‌های نرم بطرف شکل توزیع خطی، رجعت کند.

حالت دیگر قابل مطالعه آنکه، نرمی و یا سختی زمین زیرین ممکن است مد تعیین‌کننده در واکنش دینامیک حداکثر را عوض نماید.

اثر اندرکنش زمین- سازه در برش پایه (Base Shear)

یک روش نسبتاً ساده برای تعدیل مقادیر برش پایه (Base shear) حاصل از تحلیل ساختمان پای صلب، توسط ATC پیشنهاد شده است که در آن برش پایه در ساختمان حالت پای صلب را متناسب با میرائی موثر، معادل، کاهش می‌دهند.

رابطه برش پایه کاهش یافته را بصورت زیر می‌توان نوشت:

$$\frac{\bar{V}}{V} = \frac{W - \bar{W}}{W} + \frac{\bar{W}.S}{W}\left(\frac{1}{\frac{\bar{T}}{T}}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{0.05}{\bar{\beta}}\right)^{0.4} \qquad (۱۹)$$

با این رابطه می‌توان برش پایه در روش استاتیک آئین‌نامه‌ای را اصلاح کرد و یا آنرا برای اصلاح مقادیر برش در مورد یک سازه پای صلب که با روش دینامیک آنالیز مدها بدست آمده باشد بکار برد (ATC این تعدیل را فقط در مورد مد اول جایز می‌داند).

این رابطه در حالتی صادق است که محیط زیر ساختمان یک لایه همگن مداوم باشد بنابراین در حالتی که میرائی تشعشعی در اثر وجود یک لایه سفت در عمق کم و در نقش بازتابنده، کاهش یابد دور از اطمینان خواهد بود.

مقادیر $\frac{\overline{T}}{T}$ و $\overline{\beta}$ در روابط (۵) و (۱۱) و (۱۲) دیده شد و مقدار $\overline{W}$ از رابطه (۱۵) و (۱۶) و (۱۸) تعیین می‌گردد و مقدار حداقل$\overline{\beta}$ کمتراز ۰/۰۵ درنظر گرفته نمی‌شود.
S ضریبی است که بستگی به نیمرخ زمین در محل دارد و به شرح زیر تعیین می‌شود.

	S_1	S_2	S_3
S	1	1.2	1.5

S_1- در زمین‌های سنگی با سرعت موج برشی (در تغییر شکل‌های نسبی کم) بزرگتر از 760 m/sec و یا در جاهائی که لایه‌های ماسه ای، شنی و یا رسی سفت با عمق کمتر از ۶۰ متر در روی بستر سنگی قرار گرفته‌اند.

S_2- در نیمرخی است که ماسه، شن و رس سفت با ضخامت بیش از ۶۰ متر در روی بستر سنگی قرار دارد.

S_3- در نیمرخی است از رس نرم تا با سفتی متوسط و یا ماسه در ضخامت بیش از ۹ متر.

حداکثر کاهش در برش پایه- در اثر عمل متقابل زمین- سازه- به ۳۰ درصد محدود شده است یعنی : $0.7 < \frac{\overline{V}}{V} < 1.0$ خواهد بود.

اثر کاشتن و تو کار گذاشتن پای ساختمان در زمین (Embedment effect)

اثر گیرداری در زمین توسط تحقیق‌کنندگان چندی مطالعه شده است و آنچه که تا امروز بعنوان معلومات این قسمت داریم چندان مفصل و جامع نمی‌باشد. ولی یک نکته را بخوبی نشان می‌دهد که افزایش عمق گیرداری ساختمان در زمین سختی استاتیکی سیستم را افزایش می‌دهد و پرید ارتعاش را کوتاهتر می‌نماید و بالاخره واکنش جابجائی (یا طول حرکت نوسانی) را کاهش می‌دهد.

این اثر در هر چهار شکل حرکت ارتعاشی حاصل از چهار عامل حرکات قائم- افقی- نوسان پاندولی (Rocking) و نوسان پیچشی مشهود است.

در جاهائی که خاکریزی پس از ساختمان نرمتر از زمین بکر اولیه است، البته اثر کاشتن در زمین و گیرداری ساختمان کاهش می‌یابد.

در حالاتی که نتایج محاسبات تئوریک با نتایج تجربه مقایسه شده است تطبیق نتایج بیشتر جنبه چونی و کیفی داشته تا تطبیق چندی و کمی.

برای برآورد اثر کاشتن سازه، در حرکات افقی و حرکات راکینگ آن، روابطی به شرح زیر پیشنهاد شده است:

در حرکت انتقالی افقی : $K'_x = K_x (1 + \frac{2}{3} . \frac{d}{R})$ (حالت تو کار گذاشته)

در حرکت نوسان دورانی : $K'_\theta = K_\theta (1 + 2 . \frac{d}{R})$ (حالت تو کار گذاشته)

که در این روابط K_x و K_θ به ترتیب سختی افقی و نوسان دورانی برای شالوده، مثلا*، طبق روابط (۷) و (۸) است. R عبارتست از شعاع معادل برای شالوده و d عمق موثر توکاری در زمین است.
البته در این گونه محاسبات تعیین d، بیشتر جنبه قضاوت مهندسی خواهد داشت و نتایج نیز تخمینی می‌باشد.

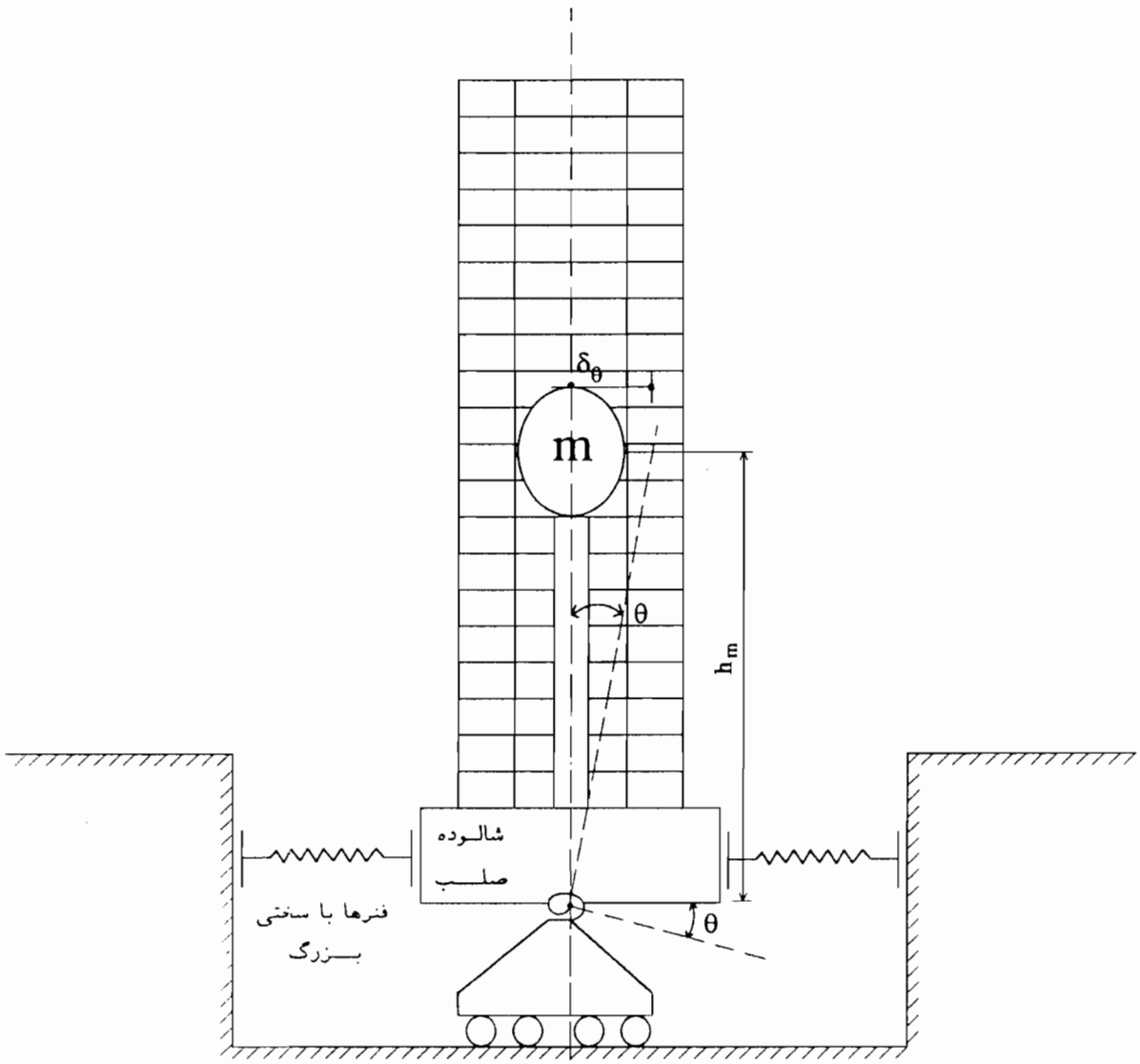
پرید حرکت نوسان دورانی (Rocking) و واکنش پی در زمین

پریدهای ساختمان شامل پی را، باید دانست تا بتوان واکنش مشترک ساختمان و پی را در زلزله حساب کرد.
از بین حرکات پی، مهمترین، حرکت نوسان دورانی (Rocking) است که بعلت لنگرهای واژگونی حاصل از نیروهای اینرسی افقی موثر بر جرم ساختمان، در زلزله بوجود می‌آید.
راکینگ پی، تنش‌های بین شالوده و زمین را در تراز تماس آنها، افزایش می‌دهد.
تنشی که در زلزله از این حرکت اضافه می‌شود باید بررسی گردد تا مطمئن شد که از حد واکنش الاستیک زمین تجاوز نکرده است چه در غیر این صورت کج شدن (Tilting) دائمی بزرگی برای ساختمان بوجود خواهد آمد.
مسئله را با فرض اینکه کلیه عکس‌العمل‌ها الاستیک‌اند و لنگر واژگونی، آنها را بصورت خطی افزایش می‌دهد، بررسی می‌نمائیم و فرض می‌شود که بعد از گذشتن بارگذاری بحرانی زلزله ساختمان دوباره به وضع قائم خود بر می‌گردد و اگر تغییر شکل‌های غیرالاستیک و کج شدن دائمی هم موجود باشد مقدار آن ناچیز است.
ساختمان صلبی را مطابق شکل (۷) در نظر می‌گیریم که دارای شالوده گسترده صلب است و سیستم زمین- شالوده دارای ضریب فنریت (Spring cosntant) K_θ می‌باشد. این ضریب فنریت در واقع معرف لنگری خواهد بود که دوران واحد (یک رادیان) در شالوده را بوجود آورد. بنابراین می‌توان نوشت:

$$M_T = K_\theta . \theta \qquad (۲۰)$$

که در آن M_T لنگر واژگونی بر شالوده و θ زاویه دوران مقابل این لنگر است.

شکـــــــل (۷)



لنگر واژگونی M_T در زلزله در اثر نیروهای اینرسی جانبی بوجود می‌آید و منتجه این نیروهای اینرسی در مرکز جرم سازه عمل می‌کند که در ارتفاع h_m از تراز تماس شالوده - زمین قرار گرفته است.

مقدار θ در این حالت زاویه دامنه نوسان در حرکت راکینگ است و تغییر مکان δ_θ در مرکز جرم سازه، در واقع تغییر مکان حاصل از دوران در پی خواهد بود.

با صرفنظر کردن از عکس‌العمل دیوارهای حائل (Retaining walls) ساختمان و با فرض اینکه کلیه لنگر واژگونی را دوران پی مقابله کند می‌توان نوشت:

$$F_I = m \omega^2_\theta \delta_\theta \qquad (۲۱)$$

که در این رابطه F_I نیروی اینرسی در مرکز جرم و ω_θ فرکانس زاویه‌ای حرکت راکینگ

است.

لنگر نظیر نسبت به سطح پی خواهد شد:

$$M_T = (m\,\omega^2_\theta\,\delta_\theta)\,h_m \qquad (۲۲)$$

با ترکیب با رابطه (۲۰) خواهیم داشت:

$$K_\theta \cdot \theta = m\,\omega^2_\theta\,\delta_\theta \cdot h_m$$

از طرفی داریم:

$$\delta_\theta = h_m \cdot \theta$$

بنابراین

$$\frac{1}{\omega^2_\theta} = \frac{m}{K_\theta}(h_m)^2$$

و یا :

$$\frac{1}{\omega_\theta} = h_m\sqrt{\frac{m}{K_\theta}}$$

و با توجه به بستگی : $T_\theta = \frac{2\pi}{\omega_\theta}$:

$$T_\theta = 2\pi\,h_m\sqrt{\frac{m}{K_\theta}}$$

این رابطه پرید نوسان راکینگ را بطور تفکیلی بدست می‌دهد مشروط بر اینکه مقدار K_θ را از تحلیل قابل قبولی در دست داشته باشیم.

مثـــــال عـــــددی:

ساختمانی با پلان مربع به ابعاد ۲۵x۲۵ m و در ۳۰ طبقه با ارتفاع کلی ۹۶ متر و بار کلی معادل ۹۵۰۰ تن در زلزله (بار مرده باضافه درصدی از بار زنده) مفروض است.
اسکلت باربر ساختمان از قاب‌های بتن آرمه و پی آن شالوده گسترده صلب در تمام پلان می‌باشد. می‌خواهیم اثر زمین - سازه را در واکنش دینامیک ساختمان برای دو نوع زمین با مشخصات مفروض زیر بررسی نمائیم:

زمین نوع (I) :

$v_s = 200$ m/sec

$E = 1350$ kg/cm^2

$\nu = 0.35$

$G = 500$ kg/cm^2

$S = 1.0$

زمین نوع (II) :

$v_s = 100$ m/sec

$E = 420$ kg/cm^2

$\nu = 0.40$

$G = 150$ kg/cm^2

$S = 1.2$

حـــــــل :

پرید اصلی ارتعاش سازه مطابق رابطه تقریبی آئین‌نامه زلزله ایران:

$$T = 0.07\ (h)^{3/4}$$

$$T = 0.07\ (96)^{3/4} = 2.15 \text{ sec.}$$

بررسی از رابطه (۴):

$$\frac{v_s . T}{h} = \frac{200 \times 2.15}{96} = 4.48 < 20$$

بنابراین بررسی اندرکنش سازه - زمین لازم است.

$$J = \frac{h}{b} = \frac{96}{25} = 3.84$$

نسبت وزن موثر: رابطه (۱۸)

$$\frac{\overline{W}_1}{W_1} = \frac{3N\ (N+1)}{(4N+2)\ N} = \frac{3 \times 30\ (30+1)}{(4 \times 30+2)\ 30} = 0.76$$

زمین نوع (I)

اگر از رابطه ساده شماره (۱۱) که برای پلان مربع شکل است استفاده نمائیم خواهیم داشت:

$$\frac{\bar{T}}{T} = \sqrt{1 + \frac{1.47 \times 3.84\ (25)^2}{(200)^2\ (2.15)^2}\left[1 + 1.65\ (3.84)^2\right]} = 1.22$$

$$\bar{T} = 1.22 \times 2.15 = 2.62 \text{ sec.}$$

دیده می‌شود که اثر خـــاک و زمیـــن در پرید ارتعـــاش قابل ملاحظـــه است هر چند $v_s = 200$ m/sec زمین نسبتاً محکمی را نشان می‌دهد.

از رابطه (۱۴)

$$r = \left(\frac{BL^3}{3\pi}\right)^{1/4} = \left(\frac{25.\ (25)^3}{3\pi}\right)^{1/4} = 14.27\ m$$

$$\bar{h} = 0.70 \times 96 = 67.2\ m$$

$$\frac{\bar{h}}{r} = \frac{67.2}{14.27} = 4.71$$

با فرض اینکه ساختمان در منطقه زلزله شدید قرار دارد، از منحنی‌های شکل (۵):

$$\left.\begin{array}{l} \frac{\bar{T}}{T} = 1.22 \\ \frac{\bar{h}}{b} = 4.71 \end{array}\right\} \longrightarrow \quad \beta_o = 0.026$$

از رابطه (۱۲)

$$\bar{\beta} = \beta_o + \frac{\beta}{(\frac{T}{\bar{T}})^3} = 0.026 + \frac{0.05}{(1.22)^3} = 0.054$$

از رابطه (۱۹)

$$\frac{\bar{V}}{V} = (1-\frac{\bar{W}}{W}) + \frac{\bar{W}}{W}.S\left(\frac{1}{(\frac{T}{\bar{T}})}\right)^{2/3}.(\frac{0.05}{\bar{\beta}})^{0.4}$$

$$\frac{\bar{V}}{V} = (1-0.76) + 0.76 \times 1\ (\frac{1}{1.22})^{2/3}(\frac{0.05}{0.054})^{0.4} = 0.89$$

یعنی اندرکنش زمین - سازه، برش پایه را به اندازه ۱۱ درصد کاهش داده است.

اگر از رابطه کلی (۵) (که بطور کلی برای پلان‌های مربع مستطیلی صادق است و در آن ویژگی‌های سختی زمین نیز منظور شده است) استفاده نمائیم محاسبه تقریبی زیر را خواهیم داشت:

از رابطه (۶)

$$\bar{K} = 4\pi^2 \frac{\bar{W}_1}{gT_1^2}$$

$$\bar{W}_1 = 0.76 \times 9500 = 7220\ T$$

$$\bar{K} = 4\pi^2 \frac{7220 \times 10^3}{981\ (2.15)^2} = 6.29 \times 10^4$$

K_T و K_ϕ از منحنی‌های شکل (۴) بدست می‌آید:

$K_T = 0.99$

$K_\phi = 0.51$

از رابطه (۹):

$$K_x = 0.99 \times 2 \times 500\ (1+0.35)\sqrt{25 \times 25 \times 10^4} = 334 \times 10^4 \quad kg/cm$$

از رابطه (۱۰):

$$K_\theta = 0.51 \frac{500 \times 25 \times 25^2 \times 10^6}{1 - 0.35} = 613 \times 10^{10} \quad \text{kg.cm./Rad.}$$

از رابطه (۵):

$$\bar{T} = T . \sqrt{1 + \frac{\bar{K}}{K_x} (1 + \frac{K_x \bar{h}^2}{K_\theta})}$$

$$T = 2.15 \sqrt{1 + \frac{6.29 \times 10^4}{334 \times 10^4} (1 + \frac{334 \times 10^4 (67.2)^2 \times 10^4}{613 \times 10^{10}})}$$

$$T = 2.15 \times 1.22 = 2.62 \text{ sec.}$$

که عملاً با نتیجه‌ای که از رابطه (۱۱) بدست آمد یکسان است ولی با توجه به ویژگی‌های دو رابطه باید قبول کرد که نتایج بیش از انتظار نزدیک به یکدیگر است و تطبیق به این حد منحصراً برای این مثال بخصوص و تصادفی است.

البته بقیه مسئله یعنی محاسبه $\frac{\bar{V}}{V}$ شبیه محاسبه قبلی و اعداد مساوی آنرا خواهد داد.

اگر در همین محاسبه از روابط (۷) و (۸) با شعاع معادل رابطه (۱۴) استفاده نمائیم باز نتایجی نسبتاً نزدیک برای K_x و K_θ بدست می‌آید:

$$R = (\frac{BL^3}{3\pi})^{1/4} = (\frac{25 \times 25^3}{3 \times \pi})^{1/4} = 14.27 \text{ m}$$

$$K_x = \frac{8 G R}{2 - \nu} = \frac{8 \times 500 (14.27) \times 10^2}{2 - 0.35} = 346 \times 10^4 \quad \text{kg/cm}$$

$$K_\theta = \frac{8 G R^3}{3 (1-\nu)} = \frac{8 \times 500 (14.27)^3 \times 10^6}{3 (1 - 0.35)} = 596 \times 10^{10} \quad \text{kg.cm./Rad.}$$

زمین نوع (II):

از رابطه (۱۱):

$$\frac{\bar{T}}{T} = \sqrt{1 + \frac{1.47 \times 3.84 (25)^2}{(100)^2 (2.15)^2} [1 + 1.65 (3.84)^2]}$$

$$\frac{\bar{T}}{T} = 1.71$$

$$\bar{T} = 1.71 \times 2.15 = 3.67 \text{ sec.}$$

منطقه زلزله شدید

$$\left.\begin{array}{l}\frac{\bar{T}}{T} = 1.71 \\ \frac{\bar{h}}{b} = 4.71\end{array}\right\} \longrightarrow \quad \beta_o = 0.055$$

$$\bar{\beta} = 0.055 + \frac{0.05}{(1.71)^3} = 0.065$$

$$\frac{\bar{V}}{V} = (1\text{-}0.76) + 0.76 \times 1.2 \left(\frac{1}{1.71}\right)^{2/3} \left(\frac{0.05}{0.065}\right)^{0.4}$$

$$\frac{\bar{V}}{V} = 0.82$$

در اینجا زمین سست‌تر است و واکنش دینامیک حتی بیشتر تحت تاثیر قرار می‌گیرد و کاهش برش پایه به مقدار ۱۸ درصد است.

همین رقم با استفاده از رابطه (۵) به شرح زیر خواهد بود:

مقادیر K_T و K_ϕ از منحنی‌های شکل (۴):

$$k_T = 0.99$$

$$K_\phi = 0.51$$

$$K_x = 0.99 \times 2 \times 150 (1+ 0.4) 2500 = 104 \times 10^4$$

$$K_\theta = \frac{0.51 \times 150 \times 25 \times 25^2 \times 10^6}{1- 0.4} = 199 \times 10^{10}$$

$$\bar{T} = 2.15 \sqrt{1 + \frac{6.29 \times 10^4}{104 \times 10^4} \left(1 + \frac{104 \times 10^4 (67.2)^2 \times 10^4}{199 \times 10^{10}}\right)}$$

$$\bar{T} = 2.15 \times 1.58 = 3.39$$

که رقمی است نزدیک به آنچه که از رابطه (۱۱) بدست آمد.

از منحنی‌های شکل (۵)

$$\left.\begin{array}{l}\frac{\bar{T}}{T} = 1.58 \\ \frac{\bar{h}}{r} = 4.71\end{array}\right\} \longrightarrow \quad \beta_o = 0.05$$

$$\bar{\beta} = 0.05 + \frac{0.05}{(1.58)^3} = 0.063$$

$$\frac{\bar{V}}{V} = (1\text{-}0.76) + 0.76 \times 1.2 \left(\frac{1}{1.58}\right)^{2/3} \left(\frac{0.05}{0.063}\right)^{0.4}$$

$$\frac{\bar{V}}{V} = 0.85$$

در مقایسه با رقم رابطه (۱۱) این عدد محافظه‌کارانه‌تر است.

اگر از روابط (۷) و (۸) و با شعاع معادل رابطه (۱۴) استفاده شود مقادیر K_x و K_θ نزدیک به محاسبه دقیق‌تر قبلی و بشرح زیر خواهد بود:

$$K_x = \frac{8 \times 150 \times 14.27 \times 10^2}{(2 - 0.4)} = 107 \times 10^4 \qquad kg/cm$$

$$K_\theta = \frac{8 \times 150 \times (14.27)^3 \times 10^6}{3\,(1 - 0.4)} = 194 \times 10^{10} \qquad kg.cm./Rad.$$

$$\bar{T} = 2.15 \sqrt{1 + \frac{6.29 \times 10^4}{107 \times 10^4} \left(1 + \frac{107 \times 10^4 (67.2)^2 \times 10^4}{194 \times 10^{10}}\right)}$$

$$\bar{T} = 2.15 \times 1.59 = 3.41 \text{ sec}$$

که خیلی نزدیک به ارقامی است که در محاسبه قبلی برای رابطه مربوط به پلان مستطیلی در شالوده بدست آمد.

از راهی دیگر نیز می‌توان اثر زمین را در تعدیل برش پایه بررسی نمود. نتیجه البته تقریبی خواهد بود ولی حدودی را برای مقایسه با محاسبات قبلی بدست می‌دهد.

اگر پرید نوسان مربوط به حرکت دورانی (Rocking) را محاسبه کنیم، برای دو زمین (I) و (II) نتایج به شرح زیر بدست می‌آید:

$$T_\theta = 2\pi (h)_m \sqrt{\frac{m}{K_\theta}}$$

۱- برای زمین (I):

$$T_\theta = 2\pi\,(4800) \sqrt{\frac{9500 \times 10^3}{981 \times 613 \times 10^{10}}} = 1.2 \qquad sec.$$

$$\bar{T}_{(I)} = \sqrt{(T)^2 + (T_\theta)^2} = \sqrt{(2.15)^2 + (1.2)^2} = 2.47 \quad sec.$$

۲- برای زمین (II):

$$T_\theta = 2\pi\,(4800) \sqrt{\frac{9500 \times 10^3}{981 \times 199 \times 10^{10}}} = 2.10 \text{ sec.}$$

$$\bar{T}_{(II)} = \sqrt{(2.15)^2 + (2.10)^2} = 3.01 \qquad sec.$$

پریدهای بدست آمده نزدیک و قدری کمتر از مقادیری است که قبلاً بدست آمد.

حال اگر مثلاً طیف طراحی واکنش شتاب (UBC-91) را ملاک قرار دهیم خواهیم دید که در مورد زمین (I) که پرید ارتعاش از 2.15 به 2.47 رسیده اردونه طیف شتاب از $S_a = 0.45$ به 0.40 تنزل کرده پس در مورد زمین (I) :

(I) $$\frac{\bar{V}}{V} = \frac{0.40}{0.45} = 0.89$$

در مورد زمین (II) پرید ارتعاش سیستم سازه- زمین از 2.15 به 3.01 ثانیه رسیده است و اردونه طیف شتاب از 0.68 به 0.52 تنزل پیدا کرده است.

(II) $$\frac{\bar{V}}{V} = \frac{0.52}{0.68} = 0.77$$

که نزدیک به ارقامی است که از رابطه (۵) و رابطه (۱۱) حاصل شده بود.

۴- طراحی و محاسبه پی و شالوده

بطور کلی سه سیستم اصلی در پی‌های ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله متداول است که عبارتند از شالوده‌های منفرد (Isolated pad footings) - شالوده‌های گسترده در تمام سطح (Raft foundation) و پی‌های روی شمع (Pile foundation).

ما بدون اینکه وارد جزئیات انتخاب سیستم پی‌سازی و محاسبات سازه‌ای آنها شویم به بعضی نکاتی که بستگی به اثر دینامیکی زلزله دارد، اشاره می‌کنیم.

مرحله طراحی سازه‌ای پی و شالوده بعد از تحلیل نیروهای موثر دینامیکی است و معمولاً با در نظر گرفتن دو گروه تنش (حاصل از زلزله) انجام می‌شود:

الف- تنش‌های قائم مانند آنچه که از لنگر واژگونی بوجود می‌آید.

ب- تنش‌های افقی مانند اثر برش پایه ساختمان (Base shear).

اثر (الف) از نظر واژگونی کل ساختمان معمولاً مسئله‌ای را ایجاد نمی‌کند مگر در مورد ساختمان‌های فوق العاده بلند و لاغر. ولی برای قسمت‌هائی از پی مانند بعضی شالوده‌های منفرد مربوط به ستون‌های مجاور دهانه‌های بادبندی شده یا شالوده‌های نواری زیر دیوارهای برشی، ممکن است اشکالات محاسبه‌ای بصورت فشار زیاد و یا حالت کشش در زیر پی (Uplift) بوجود آورد. ابعاد شالوده را البته باید طوری حساب کرد که تنش فشاری حداکثر حاصل از بارهای قائم ثقل و اثر لنگر واژگونی از حد تاب مجاز زمین (با توجه به اثر دینامیکی بارگذاری) تجاوز ننماید.

البته تعیین تاب مجاز برای حالت بارگذاری زلزله برای زمین‌های رسوبی مختلف مسئله‌ای است پیچیده و در مورد ارقامی که بعنوان مقدار مجاز باید بکار رود کمتر اتفاق نظر وجود دارد و آئین‌نامه‌های زلزله هم این قسمت را اغلب مسکوت می‌گذارند.

همانطور که قبلاً اشاره شد بنظر می‌رسد اغلب خاک‌ها در مقابل بارگذاری کوتاه مدت زلزله بارهای بزرگتری از بارگذاری استاتیک نظیر را می‌توانند تحمل کنند مگر در مورد زمین‌های رسی حساس که به دلایلی که اشاره شد، بارگذاری دینامیک باعث کاهش مقاومت آنها می‌گردد. برای طراحی عملاً به دو گروه تنش‌های مجاز (یا تاب مجاز) احتیاج هست.

تاب مجاز برای بارهای ثابت طویل‌المدت و تاب مجاز برای بارهای کلی شامل بارگذاری زلزله.

در هر حال برای تعیین مقادیر مجاز برای طرح و محاسبه در هر پروژه نظر مهندس مشاور ژئوتکنیکی تعیین‌کننده خواهد بود.

در شالوده‌های منفرد خوبست آنها را با کلاف‌هائی در دو امتداد عمود بر هم به یکدیگر بست. این کلاف‌ها معمولاً در مقابل یک بار افقی برابر ۱۰ درصد بار ستون سنگین‌تر دو سر خود، که هم بصورت فشاری و هم بصورت کششی وارد شود طراحی می‌شوند.

در جاهائی که دال کف در پائین‌ترین طبقه موجود باشد، این عمل بستن شالوده‌ها را ممکن است با دال کف انجام داد.

شالوده‌های گسترده در تمام سطح (Raft Foundation) از نظر سازه‌ای معمولاً هنگامی بهترین نتیجه را می‌دهد که بارها و فاصله‌بندی ستون‌های ساختمان نسبتاً منظم و تقریباً یکسان باشد.

از نظر محاسباتی ضخامت حداقل شالوده برای جلوگیری از برش پانچ تعیین می‌شود و سعی می‌شود حداقل درصد مجاز فولادگذاری در آن بعمل آید. مگر در حالتی که محاسبات سازه‌ای، فولادگذاری به شکل و ابعاد بخصوصی را اجباری نماید. این شالوده‌ها معمولاً دارای ضخامت بزرگ و مصرف فولاد قابل توجهی می‌باشند.

اثر (ب) از نیروهای افقی در پای ساختمان باید بوسیله شالوده‌ها به زمین منتقل گردد. مقادیر مجاز برای تنش‌های افقی بین شالوده و زمین حتی از تنش‌های قائم نیز کمتر شناخته شده است زیرا معلومات ما در مورد مقدار مجاز رانش پاسیو خاک (Passive earth-pressure) در بارگذاری دینامیک بسیار محدود است.

در شالوده‌های کم عمق فرض می‌شود که این نیروهای افقی با اصطکاک بین زمین و شالوده مقابله می‌شود که مقدار آن برابر است با حاصل ضرب نیروی قائم روی شالوده در ضریب اصطکاک. که این ضریب اصطکاک برای شالوده بتنی بر حسب نوع زمین، در زمین‌های کم مقاومت سیلت‌های ماسه‌ای، و یا شن و یا ماسه مخلوط با سیلیت یا رس ممکن است مقادیر کوچکی مانند ۰/۱۵-۰/۱۷ و در زمین‌های سنگی تا حدود ۰/۳۵-۰/۴۵ برسد. در زمین‌های رسی نرم و سیلت‌های رسی البته باید به مقاومت چسبندگی نیز توجه شود.

در شالوده‌های عمیق‌تر بیشتر اثر مقاومت پاسیوخاک در سطوح قائم قابل توجه است.

اگر این نوع مقاومت در نظر گرفته شود دیگر صحیح نخواهد بود که کل مقاومت اصطکاک استاتیکی، با تمام مقاومت پاسیو خاک جمع شود بلکه خوبست یا مقاومت اصطکاکی و یا اینکه مقاومت پاسیو به میزان ۵۰ درصد کاهش داده شود تا بتوان فرض نمود که مقاومت پاسیو بطور موثر وارد عمل می‌شود.

ضمناً از نظر اجرائی نیز باید خاکریز پشت این سطوح بخوبی کمپاکت شود.

در ساختمان‌های بلند در مرحله اول جستجو برای رسیدن به لایه نسبتاً محکمی در عمق است تا بارهای سنگین ساختمان و لنگر واژگونی بزرگ را جوابگوئی نماید.

در بعضی شهرها ممکن است لایه سفت و با مقاومت زیاد در عمق نسبتاً کمی در دسترس باشد در این صورت ممکن است پی‌ها را تا تراز این قسمت پائین برد این کار ممکن است با احداث طبقات زیر زمین در عمق و یا شمع‌کوبی و یا شمع‌های دریل شده و ریخته در محل (به اصطلاح کیسون) انجام گیرد.

در پی‌های با عمق زیاد بصورت شالوده‌های گسترده قوطی شکل (Deep box foundation) که در ساختمان‌های مرتفع پیش می‌آید و گاهی به منظور پایین رفتن در عمق، پی‌ها با بکار گرفتن اصول پی‌های جبرانی (Compensated foundations) طرح می‌شوند. از نظر روش‌های طرح و محاسبه دینامیک برای نیروهای اندرکنش با زمین، معلومات زیادی وجود ندارد و روش‌های طراحی تقریباً بر مبنای طراحی استاتیک است و ملاک کار همان اطلاعات و روش‌های معمولی ژئوتکنیکی و اصول سازه‌ای مربوط به حالت استاتیک می‌باشد که گاهی ممکن است با اعدادی برای مقاومت خاک در حالت بارگذاری دینامیک (اگر موجود باشد) توام گردد و برای طراحی شالوده بکار رود.

در این گونه شالوده‌ها تامین صلبیت (Rigidity) مهم است و سعی می‌گردد سختی و صلبیت شالوده قوطی شکل برای توزیع نیروها به شکل مورد نظر، در زمین، تا حد امکان بکار گرفته شود ولی در عوض، البته، باید توجه داشت که شالوده ممکن است در تکان‌های شدید زلزله، تحت اثر کشاکش‌های بزرگی قرار گیرد. به ویژه به مسئله شکل هندسی آن و داشتن دیواربندی کندوئی شکل برای تامین صلبیت و مقاومت کافی در مقابل فشارهای اطراف باید توجه خاص داشت و همچنین در مورد درزهای ساخت در بتن- که نقاط ضعف در برش خواهند بود- به تعبیه کلید و فولاد دوخت در این گونه سطوح اقدام نمود.

پی‌های روی شمع از نظر واکنش دینامیک حتی مسایل پیچیده‌تری را بوجود می‌آورند.

از نظر نیروهای قائم در زلزله، شمع‌ها در طول خود ممکن است بعلت تغییر واکنش بین شمع و زمین مثلاً لغزش در مجاورت لایه‌ای از خاک و یا حالت روانگرائی (Liquefaction) در بعضی لایه‌ها، تحت اثر نیروهای موضعی پیش‌بینی نشده‌ای قرار گیرد. همچنین بر حسب موقعیت شمع نسبت به گروه شمع‌ها و وضع ساختمان نیز نیروهای تولید شده بسیار متغیر و متفاوت باشد و حتی ممکن است بعضی شمع‌های حاشیه یا گوشه ساختمان به کشش کار کنند. از نظر نیروهای جانبی هم مشکل اصلی تعیین تغییر شکل شمع‌هاست در محیط مستقر شده خود که به مقدار زیادی به اندرکنش جانبی خاک و شمع بستگی دارد و از طرفی دیگر رفتار مشترک دسته شمع در مقابل نیروهای افقی نیز پیچیده و ناشناخته است.

مسئله واکنش شمع‌ها و مدل‌های ریاضی که برای تحلیل آنها می‌توان فرض نمود از حوصله این قسمت خارج است و برای مطالعه آن می‌توان به منابع مقالات پژوهشی در این باره

مراجعه کرد.

فقط بعنوان اصول طراحی باید یادآوری نمود که اتصال و یکپارچگی در دستگاه پی‌های روی شمع مسئله مهمی است و کلاهک بتن آرمه سر شمع‌ها را که بصورت دال گسترده و در تمام سطح پی طراحی می‌شود باید بعنوان یک عضو متعادل‌کننده کشاکش‌ها، با مطالعه کافی ابعاد و فولادگذاری آن طرح و محاسبه نمود.

افتادگی ، ارتعاش و انتقال جانبی در ساختمان ها

افتادگی (Deflection) ، ارتعاش (Vibration) و انتقال جانبی (Drift)

مراحل حدی (Limit States)

هنگامی که عضو باربر، نقشی را که برای آن طراحی شده است دیگر انجام ندهد می‌گوئیم از حالت حدی خود تجاوز کرده است.

در طرح و محاسبه به روش تنش‌های مجاز (ASD) و یا به روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) دو نوع حالت حدی مطرح می‌شود:

۱- حالت حدی مقاومت (Strength Limit State)

۲- حالت حدی خدمت‌دهی یا سرویس (Serviceability Limit State)

مهندسین محاسب در درجه اول به حالت حدی مقاومت مانند ظرفیت باربری توجه دارند که مستقیماً ممکن است ظرفیت تحمل لنگر، و یا برش و یا مثلاً تشکیل مفصل‌های پلاستیک در سازه باشد.

حالت حدی سرویس یا خدمت‌دهی، با عوامل تغییر شکل (Deflection) و یا ارتعاش (Vibration) و یا جابجائی و نوسان جانبی در سازه‌های بلند (Lateral drift) و یا ظاهر ساختمان (Overall appearance) ارتباط پیدا می‌کند.

بیشتر آئین‌نامه‌های محاسباتی تاکید خود را بر حالت حدی مقاومت می‌گذارند زیرا منظور اصلی در محاسبه ساختمان‌ها در درجه اول تامین ایمنی برای استفاده‌کنندگان از ساختمان است.

دامنه حالت حدی سرویس وسیع‌تر است و به مقدار زیادی به تصمیم و قضاوت مهندس طراح بستگی دارد.

چه خرابی (Failure) در حالت حدی سرویس به اندازه حالت حدی مقاومت روشن و سرراست نمی‌باشد. مثلاً در روش محاسبه با تنش‌های مجاز، شرط حدی مقاومت که عبارتست از (تنش مجاز > تنش موجود) به اندازه کافی روشن و معین است ولی مثلاً در حالت حدی سرویس، پاسخ این سوال که چه مقدار ارتعاش در کف‌های ساختمانی قابل قبول است؟ به سادگی شرط بالا نمی‌باشد.

از طرفی دیگر ممکن است یک شرط حدی سرویس که در یک ساختمان رضایت بخش است در ساختمان دیگری نتیجه مطلوب را ندهد.

ولی خرابی در حالت حدی سرویس ممکن است همان قدر مسئله ساز باشد که خرابی در حالت حدی مقاومت.

آئین‌نامه (AISC) حالت حدی خدمت‌دهی را به شرح زیر تعریف می‌کند:
حالت حدی که در آن، وظیفه ساختمان، ظاهر آن، وضع دایر بودن و نگاهداری و تعمیر، دوام، و یا رفاه ساکنان در هنگام بهره‌برداری دچار اختلال گردد.
یک ساختمان و یا اعضای تشکیل‌دهنده آن به ترتیبی که مطلوب استفاده‌کنندگان است باید رفتار نمایند والا آنها را در عرف مهندسی خراب شده تلقی می‌نمائیم.
از بین حالت‌های حدی خدمت‌دهی، سه حالتی که معمولاً در درجه اول اهمیت هستند عبارتند از:
حالت تغییر شکل و افتادگی (Deflection) در تیرهای خمشی، ارتعاش در کف‌های ساختمانی (Floor Vibration) و جابجائی و نوسان جانبی (Lateral Drift) در اسکلت‌های ساختمانی.
در زیر این عوامل را بطور مختصر مورد مطالعه قرار می‌دهیم.

تغییر شکل افتادگی (Deflection) در تیرهای خمشی

هنگامی که اعضای سازه‌ای بارگذاری می‌شوند در آنها تغییر شکل به وجود می‌آید اگر این تغییر شکل زیاد باشد ممکن است مسایلی در پی‌آمد آن ایجاد گردد از قبیل ظاهر نامطمئن، ترک‌های در اندود سقف‌ها یا حایل‌ها و یا گاهی اختلال در کار درها و پنجره‌ها.
تغییر شکل زیاد ممکن است مسایل دیگری هم بصورت برکه‌ای شدن (Ponding) آب در سقف‌های تخت و تراز و تولید ناپایداری بنماید.
در مورد حد قابل قبول تغییر شکل و افتادگی در تیرهای خمشی، شرایط و اعداد معینی وجود ندارد تا بتوان برای هر حالت ضابطه‌ای قاطع وضع نمود. در جاهائی که باید محدودیتی بر انعطاف پذیری عضو خمشی قائل شد، معمولاً آنرا بر حسب نقشی که عضو خمشی دارد- و اینکه انعطاف‌پذیری بیش از حد چه اختلالی در شرایط بهره برداری به وجود خواهد آورد- تعیین می‌نمایند.
شرایط و حدود تقریبی زیر می‌تواند بعنوان معیاری از شرایط حدی مختلف در طرح و محاسبه کمک نماید:
۱- در افتادگی حداکثر حدود $\frac{1}{150}$ تا $\frac{1}{180}$ دهانه، تغییر شکل سقف به چشم کاملاً محسوس می‌شود.
۲- در تغییر مکان‌های $\frac{1}{240}$ تا $\frac{1}{360}$ طول دهانه، انحنای زیاد باعث شکستن روکاری سقف و ترک در اندودها می‌شود. خوبست نسبت افتادگی به طول دهانه (نظیر سربار بعد از

اندودکاری) در این گونه پوشش‌ها به $\frac{1}{360}$ دهانه محدود گردد.

۳- دیوارهائی که روکاری با کاشی لعابی و دوغاب ماسه سیمان را دارند نسبت به تغییر شکل و تکان تیر زیرین حساسیتی نشان می‌دهند و تغییر شکل‌های تیر تکیه‌گاه باعث ایجاد ترک‌هائی در لعاب کاشی‌ها می‌شود.

خوبست تیرهای تکیه‌گاه این نوع دیوارها را صلب‌تر انتخاب کرد و از تغییر شکل زیاد و لرزش در آنها جلوگیری نمود.

۴- در کف‌هائی که ماشین‌آلات دقیق و وسایل آزمایشگاهی را تحمل می‌کنند و دقت عمل این وسایل بستگی به صلبیت کف دارد خوبست مقدار حداکثر افتادگی را به $\frac{1}{1000}$ تا $\frac{1}{2000}$ دهانه محدود نمود.

۵- برای داشتن پوشش‌های نسبتاً صلب- در صورت امکان- نسبت ارتفاع مقطع به طول دهانه در تیرهای محاسبه شده (تیرهائی که در آنها تنش حداکثر به تنش مجاز رسیده است) از $\frac{F_y}{56000}$ کمتر نگردد.

اگر تیری با ارتفاع مقطع کوچکتر بکار می‌رود در این صورت تنش محاسباتی در خمش به همین نسبت (ارتفاع مقطع موجود به ارتفاع مقطع توصیه شده) کاهش داده شود. در این رابطه F_y بر حسب kg/cm^2 است.

۶- در تیرهائی که سطوح بزرگ خالی از تیغه‌بندی (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میراکنندگی ارتعاش دارند) را تحمل می‌کنند، برای جلوگیری از لرزش و به عنوان معیاری تقریبی برای داشتن صلبیت کافی، خوبست نسبت ارتفاع نیمرخ به طول دهانه از $\frac{1}{20}$ کمتر نگردد.

۷- در سقف‌های تخت و تراز که خطر گودافتادن و جمع شدن آب روی سقف (در اصطلاح برکه‌ای شدن[1]) و در نتیجه ناپایداری در آن وجود دارد، جانب احتیاط رعایت شود.

روش‌های محاسباتی برای بررسی پایداری چنین سقف‌هائی و ضوابطی برای تامین صلبیت تیرها و شاهتیرها و پایداری در بعضی آئین‌نامه‌ها وجود دارد.

بهترین راه حل آن خواهد بود که بجای وارد شدن در محاسبات تئوریک این قسمت، از ایجاد سقف‌های تخت و تراز بطور کلی دوری کرد و سعی نمود هر نوع بامی حداقل شیب لازم برای تخلیه آب را داشته باشد. این عمل باقدری مطالعه و احیاناً مختصری مخارج اضافی برای هر نوع پوششی عملی خواهد بود.

1- Ponding

ارتعاش در سازه‌ها

اعضای باربری که تحت اثر بعضی از انواع بارهای زنده قرار می‌گیرند مانند تندبادهای لحظه‌ای (Wind Gusts) در توفان‌ها، زلزله، وسایل نقلیه در حال حرکت و حتی کلاس‌های تمرینات و ورزش‌های دسته جمعی، ارتعاشات ناراحت‌کننده ای در آنها بوجود می‌آید.
تا هنگامی که ارتعاشات حاصل در تشدید و سیر تصاعدی نیست مسئله خطرناکی را بوجود نمی‌آورد ولی هنگامی که تکرر (Frequencey) بار زنده به تکرر طبیعی عضو سازه‌ای نزدیک می‌گردد، اثر ارتعاش ممکن است به ابعاد غیر قابل قبولی برسد.
مثال آموزنده‌ای برای چنین حالتی وجود دارد که قابل ذکر است و آن داستان یکی از رستوران‌های معروف نیویورک است که در ساعات صرف شام یک برنامه نمایشی را نیز روی صحنه می‌آورد.
رقص و حرکات نمایشگران آنچنان ارتعاشات ناراحت‌کننده‌ای برای کسانی که مشغول صرف غذا بودند بوجود می‌آورد که مورد اعتراض مشتریان قرار گرفت.
در این حالت هر چند مسئله نمی‌توانست بعنوان یک ضعف سازه‌ای و کمبود مقاومت تلقی گردد ولی ساختمان رستوران از طرف مقامات مسئول برای خدمت مورد نظر مردود شناخته شد.

ارتعاش در کف‌ها و سقف‌های ساختمانی

در ساختمان‌های مدرن فولادی که تا حد امکان سبک طرح می‌شوند، جرم و صلبیت اجزای سازه‌ای و میرائی در آنها به مقدار زیادی کاهش یافته است که این خود به افزایش پرید طبیعی عضو سازه‌ای کمک می‌کند و با نزدیک شدن آن به پرید نیروی تکان دهنده در ارتعاش، ممکن است حالت همگامی[1] نسبی بوجود آید.
(سازه‌های بتن آرمه یکپارچه ریخته در محل از این نظر بهتر از سازه‌های فولادی سبک عمل می‌نمایند).
در بین بارهائی که بر کف‌های ساختمانی وارد می‌شوند آنهائی که اثر ارتعاشی محسوس دارند عبارتند از نوسان حاصل از حرکت آسانسورها و بالابرنده‌ها، ماشین‌آلات با قسمت‌های متحرک دورانی و تناوبی، عبور خودروها و بارهای دیگری از نوع ضربه‌ای مانند رقص و حرکات هم آهنگ ورزشی و حتی اثر عبور پیاده‌ها.

1- Resonance

وقتی که ساختمان به اندازه کافی صلب نباشد، انعطاف‌پذیری در ارتعاش به شکل‌های مختلف در استفاده‌کننده تولید عدم اطمینان و ناراحتی می‌نماید و اثر آن برای اشخاصی که بدون حرکت در جائی ایستاده یا نشسته‌اند بیشتر محسوس است تا برای اشخاصی که در حال حرکت و فعالیت‌اند.

حالت اخیر در دو محل بطور کاملا* محسوسی قابل تجربه است. یکی در سالن‌های انتظار در ساختمان‌های اداری که در آنها سطوحی بزرگی عاری از عوامل میراکننده ارتعاش موجود باشد در چنین محل‌هائی ارباب رجوعی که روی مبل و صندلی نشسته‌اند بعلت سکون و حالت انتظار حواسشان برای درک هر نوع تکانی حساس و آماده است و با حرکت اشخاص ارتعاشات را بخوبی حس می‌کنند.

دیگری در ترمینال‌های بعضی فرودگاه‌هاست. در این حالت مسافرینی که در مبل و صندلی لم داده‌اند و اغلب به علت خستگی در حال خواب و بیداری می‌باشند با هر بار عبور پیاده‌ای با چمدان و یا چرخ حمل وسائل سفر، از جای میجهند. در ترمینال مدرن یکی از بزرگترین فرودگاه‌های جهان این وضع آنقدر مبالغه آمیز است که مسافر نشسته در صندلی از اثر این شبه زلزله‌های متوالی پس از مدتی دچار هراس شده و مجبور می‌گردد نشیمن خود را عوض کند.

با این همه تعیین دقیق حدی برای ارتعاش قابل تحمل مشکل است زیرا واکنش اشخاص مختلف و احساسی که از درک ارتعاش دارند، مختلف است.

آنچه که تاکنون در کارهای پژوهشی در این مورد مطرح بوده، بیشتر واکنش احساس انسان در مقابل ارتعاش هارمونیک (سینوسوئیدال) مداوم است که خود خیلی شدیدتر از حالتی است که در عمل پیش می‌آید.

آزمایش نشان داده است که درجه محسوس بودن ارتعاش و حد ارتعاش ناراحت کننده به مقدار زیادی بستگی به سرعت میرائی ارتعاش دارد و ارتعاش گذرا[1] هر چه زودتر میرا شود اثرش در انسان کمتر است و بطور کلی اشخاص نسبت به ارتعاش گذرا و میراشونده خیلی کمتر از ارتعاش هارمونیک مداوم، حساسیت دارند و در واقع ارتعاشی که کمتر از ۵ سیکل تناوب مداومت داشته باشد کمتر محسوس است.

در حالت‌هائی از طراحی که ارتعاش محسوس، عامل تعیین‌کننده ابعاد عضو باربر باشد، حد قابل قبول ارتعاش، تابعی است از تکرر (فرکانس) آن، دامنه حرکت و بالاخره عامل میرائی.

1- Transient Vibration

برای تعیین حد ارتعاش قابل تحمل مدل‌های ریاضی مختلفی بکار رفته است ولی شاید برای حل مسئله در ساختمان‌های مسکونی و اداری، وارد شدن در این محاسبات لازم نباشد و با مراعات بعضی اصول عملی، نتایج قابل قبولی حاصل شود:

الف- وقتی ارتعاش مزاحم توسط حرکت ماشین‌آلات بوجود آید باید اثر آنرا با ایزواسیون موثر منبع ارتعاش و گاهی با تعبیه سازه و شالوده جداگانه‌ای برای آن، خنثی کرد.

ب- در سطوح بزرگی از کف‌هائی که خالی از ستون می‌باشند، تیغه‌بندی‌ها و حایل‌ها و دیگر عناصر غیر باربر، مانند سقف‌های کاذب و داکت‌های تهویه و غیره، نقش موثری در میرائی ارتعاش دارند. اگر در چنین سطوحی این عناصر میراکننده موجود نباشند خوبست در تیرهای خمشی، تناسب $\frac{1}{20}$ برای نسبت ارتفاع مقطع به طول دهانه (که قبلاً در بحث تغییر شکل اشاره گردید) رعایت شود. این حدی است که با مراعات آن ارتعاش حاصل از حرکت پیاده بهتر و سریع‌تر میرا می‌شود.

اگر فضای کافی برای تامین چنین ارتفاع مقطعی برای تیرهای خمشی موجود نباشد در این صورت باید با مراعات حداکثر فضای موجود، صلبیت تیر خمشی را به حد قابل قبول رساند.

ج- کف‌هائی که تحت اثر ارتعاش ریتمیک مانند حرکات ورزشی، حرکات توام با جست و خیز و یا قدم رو و نظایر آن قرار می‌گیرند یکی از مسائل مشکل و نامطلوب را برای مهندس طراح بوجود می‌آورند و چه بسا این نوع حرکات، با پرید طبیعی ارتعاش عضو باربر همگام شوند و ارتعاشات بزرگ بوجود آورند.

این نوع همگامی در بعضی موارد ممکن است مسئله خستگی[1] در اعضای باربر و اتصالات آنها را پیش آورد یا باعث شل شدن پیچ‌های اتصال و یا خرابی شکننده[2] در جوش‌های اتصال در سازه گردد.

معیاری که از قرائن تجربی برای کم کردن ارتعاش و بهبود وضع سازه در چنین حالت‌هائی توصیه شده است آنست که صلبیت تیرهای خمشی به اندازه‌ای باشد که فرکانس طبیعی آنها از ۵ تا ۶ هرتز کمتر نگردد و حتی در صورت امکان فرکانس نزدیک به ۱۰ Hz مراعات گردد.

خوبست که در صورت امکان، چنین معیاری را در مورد ساختمان‌های مدارس، ورزشگاه‌ها، سالن‌های اجتماعات و حتی در مورد فضاهای بزرگ (خالی از تیغه‌بندی و دیگر عناصر میراکننده) در ساختمان‌های مسکونی و اداری و هتل‌ها نیز مراعات نمود.

1- Fatigue 2- Brittle fracture

البته مراعات چنین محدودیتی- یعنی بالا بردن فرکانس سازه با افزایش صلبیت آن مخارج اضافی بوجود خواهد آورد، ولی با توجه به پی آمد نامطلوب مراعات نکردن آن، این عمل در بسیاری موارد راه حل منطقی و محتاطانه در طراحی و به صلاح و صرفه است.

مختصری از تئوری ارتعاش تیرها

تئوری ارتعاش تیرهای خمشی نشان می‌دهد که در یک تیر دو تکیه‌گاه ساده تکرر (فرکانس) ارتعاش آزاد (یا طبیعی) با رابطه زیر بیان می‌شود:

$$f_n = C\sqrt{\frac{EI}{mL^4}}$$

که در آن :

f_n = عبارتست از فرکانس طبیعی در مد nام بر حسب هرتز (Hz)

C = ضریبی است که از جدول (۱) بدست می‌آید

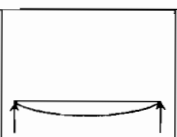
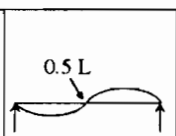
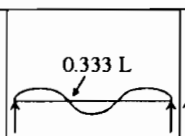
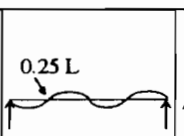
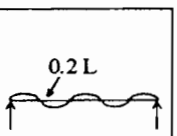
E = ضریب ارتجاعی (Modulus of Elasticity)

I = ممان اینرسی مقطع تیر

m= جرم مرتعش شونده بازاء واحد طول تیر

L = طول دهانه تیر است

جـــــــدول (۱)

تیر با تکیه‌گاه‌های ساده					
ضریب C در مدهای مختلف	C = 1.57	C = 6.28	C = 14.1	C = 25.2	C = 39.4

از این نتایج دیده می‌شود که فرکانس طبیعی در مد اول (فرکانس اصلی) که مورد نظر است بصورت رابطه (۱) نوشته خواهد شد.

(فرکانس مد دوم ۴ مرتبه بالاتر است که احتمال همگامی با آن کمتر خواهد بود)

$$f = 1.57\sqrt{\frac{g.E.I}{p_D L^4}} \qquad (۱)$$

p_D در این رابطه بار مرده (یا وزن) به ازاء واحد طول، g شتاب ثقل و $\frac{p_D}{g}$ در واقع جرم مرتعش به ازاء واحد طول می‌باشد.

اگر مقادیر $g = 981\ cm/Sec^2$ و $E = 2.04 \times 10^6\ kg/cm^2$ را برای مصالح فولادی، در رابطه بالا قرار دهیم، رابطه فرکانس مد اول به شکل ساده زیر در می‌آید:

$$f = 70\sqrt{\frac{I}{p_D L^4}} \qquad (۲)$$

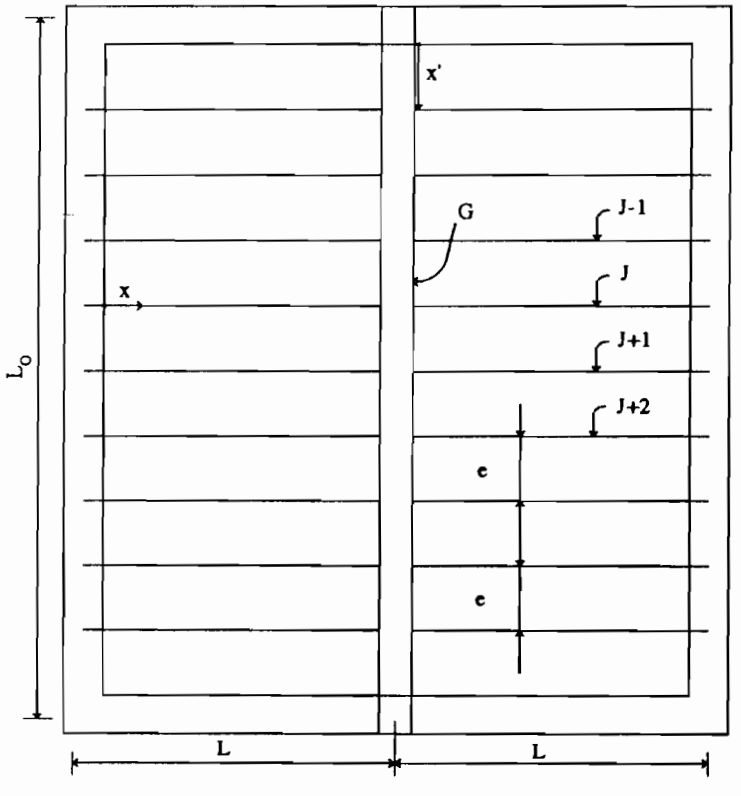
در این رابطه f بر حسب Hz و I بر حسب cm^4 و p_D بر حسب kg/m و L بر حسب متر است.

در محاسبه I، کلیه قسمت‌هائی را از کف که با عمل تیر مختلط (Composite action) در ممان اینرسی تیر خمشی شرکت خواهند کرد می‌توان دخالت داد.

تئوری ارتعاش در کف‌ها

در این مطالعه یک سیستم ساده تیرریزی در کف‌سازی را در نظر می‌گیریم که در آن شاهتیری با تکیه‌گاه‌های ساده، تیرریزی کفی را تحمل می‌کند که از تعدادی تیرچه‌های موازی با فواصل کم تشکیل شده است.

شکـــــــل (۱)



در شکل (۱) ابعاد و عناصر مختلف کف نشان داده شده است.
مشخصات تیرچه‌های کف (J) با علائمی بدون اندیس و مشخصات شاهتیر (G) با علائمی با اندیس (o) نشان داده می‌شود.
هنگامی که این سازه تحت اثر ارتعاش آزاد قرار می‌گیرد تمام نقاط آن با فرکانس یکسان به نوسان در می‌آید.
فرض کنیم فرکانس زاویه‌ای (Angular Frequency) مد nام در ارتعاش آزاد ، ω_n باشد.
و تغییر مکان شاهتیر (G) در محل تکیه‌گاه تیرچه J با رابطه (۳) مشخص شود :

$$y_o = Y_j \operatorname{Sin} \omega_n t \qquad (۳)$$

انتهای تیرچه‌ای که در این نقطه بر شاهتیر تکیه دارد به همین مقدار y_o تغییر مکان خواهد یافت. حرکت تیرچه کف با رابطه اصلی ارتعاش بصورت (۴) نوشته خواهد شد :

$$EI \frac{\delta^4 y}{\delta^4 x} + m \frac{\delta^2 y}{\delta t^2} = 0 \qquad (۴)$$

در هنگام ارتعاش در مد nام ، سازه در هر نقطه دارای تغییر مکانی خواهد بود که با رابطه (۵) بیان می‌شود.

$$y(x,t) = x_n \operatorname{Sin} \omega_n t \qquad (۵)$$

که در آن شرایط انتها مربوط به x_n با مقادیر (۶) داده می‌شود :

$$x_n(o) = x''_n(o) = x''_n(L) = 0 \qquad (۶)$$
$$x_n(L) = Y_j$$

و تابع شکل x_n در حالت کلی بصورت (۷) خواهد بود.

$$x_n = C_1 \operatorname{Sin} \lambda_n x + C_2 \operatorname{Cos} \lambda_n x + C_3 \operatorname{Sin h} \lambda_n x + C_4 \operatorname{Cos h} \lambda_n x \qquad (۷)$$

با بردن شرایط (۶) در رابطه (۷) خواهیم داشت:

$$x_n = \frac{y_j}{2}\left(\frac{\sin \lambda_n x}{\sin \lambda_n L} + \frac{\sinh \lambda_n x}{\sinh \lambda_n L}\right) \qquad (۸)$$

که در آن :

$$\lambda_n^4 = \frac{m \omega_n^2}{EI} \qquad (۹)$$

نیروی برشی در انتهای $x = L$ بصورت رابطه (۱۰) نوشته می‌شود:

$$V(L,t) = -EI \frac{\delta^3 y}{\delta^3 x} \Big]_{x=L} \qquad (۱۰)$$

و یا

$$V(L,t) = \frac{EIY_j \lambda_n^3}{2} (\cot \lambda_n L - \cot h \lambda_n L) \sin \omega_n t \qquad (۱۱)$$

برای تیرچه کفی که در طرف چپ شاهتیر قرار گرفته داریم:

$$V(L,t) = -F \qquad (۱۲)$$

که در آن F عبارتست از عکس‌العملی که بر شاهتیر وارد می‌شود.
برای تیرچه کفی که در طرف راست شاهتیر قرار گرفته، یک نیروی برشی مثبت بر شاهتیر عمل می‌کند.
از آنجا که نیروی برشی که از دو تیرچه دو طرف وارد می‌شود دارای علائم مختلف‌اند بنابراین نیروئی که به شاهتیر در نقطه تکیه‌گاه تحمیل می‌شود برای دو تیرچه را می‌توان بصورت زیر نوشت:

$$F_j = - EIY_j \lambda_n^3 (\text{Cot } \lambda_n L - \text{Cot h } \lambda_n L) \text{ Sin } \omega_n t \qquad (۱۳)$$

اگر تمام تیرچه‌های کف مثل هم و دارای فواصل یکسان (e) باشند و اگر فواصل (e) چندان بزرگ نباشد، می‌توان بار وارد از تیرچه‌ها به شاهتیر را بصورت یک بار گسترده هموار معادل (بجای بارهای متمرکز نزدیک یکدیگر) در نظر گرفت.
با فرض اینکه x' فاصله در امتداد شاهتیر از مبداء تکیه گاه آن باشد، بار بر روی شاهتیر را بصورت زیر می‌توان نوشت:

$$W(x',t) = \frac{-EI \lambda_n^3}{e} (\cot \lambda_n L - \cot h \lambda_n L) \, y_o(x',t) \qquad (۱۴)$$

رابطه بیان‌کننده ارتعاش برای ارتعاش شاهتیر در تحت اثر چنین باری خواهد شد:

$$E_o I_o \frac{\delta^4 y_o}{\delta x'^4} + m_o \frac{\delta^2 y_o}{\delta t^2} = W(x',t) \qquad (۱۵)$$

می‌خواهیم حل رابطه (۱۵) را در فرم رابطه (۳) بدست آوریم.
با بردن رابطه (۳) در رابطه (۱۵) رابطه کلی y_n بصورت زیر بدست می‌آید:

$$E_o I_o Y_n^{iv} - m_o \omega_n^2 Y_n + \frac{EI \lambda_n^3}{e} (\cot \lambda_n L - \cot h \lambda_n L) Y_n = 0 \qquad (۱۶)$$

و یا

$$Y_n^{iv} - \left| \frac{m_o \omega_n^2}{E_o I_o} - \frac{EI \lambda_n^3}{e E_o I_o} (\cot \lambda_n L - \cot h \lambda_n L) \right| Y_n = 0 \qquad (۱۷)$$

و یا

$$Y^{iv}_n - K_n^4 Y_n = 0 \qquad (۱۸)$$

حل رابطه (۱۸) بصورت زیر است :

$$Y_n = D_1 \operatorname{Sin} k_n x' + D_2 \operatorname{Cos} k_n x' + D_3 \operatorname{Sin h} k_n x' + D_4 \operatorname{Cos h} k_n x' \qquad (۱۹)$$

شرایط انتهائی عبارتست از :

$$Y_n (o) = Y''_n (o) = Y_n (L_o) = Y''_n (L_o) = 0 \qquad (۲۰)$$

با اعمال روابط (۲۰) در رابطه (۱۹) بدست می‌آید:

$$Y_n = D \operatorname{Sin} \frac{n \pi x'}{L_o} \qquad (۲۱)$$

$$K_n L_o = n \pi \, , n = 1 \, , 2 \, , 3 \, , ... \qquad (۲۲)$$

با بکار گرفتن شرایط (۲۲) با ضرایب Y_n در رابطه (۱۷) خواهیم داشت:

$$K_n^4 = \frac{n^4 \pi^4}{L_o^4} = \frac{m_o \omega_n^2}{E_o I_o} - \frac{EI \lambda_n^3}{e E_o I_o} (\cot \lambda_n L - \cot h \lambda_n L) \qquad (۲۳)$$

طرفین رابطه را بر $\frac{m_o}{E_o I_o}$ تقسیم می‌کنیم و با بکار گرفتن جمله :

$$\omega_n^2 = \pi^4 \quad E_o I_o / m_o L_o^4 \qquad (۲۴)$$

رابطه (۲۵) بدست می‌آید:

$$\omega_n^2 = n^4 \omega_o^2 + \frac{EI \lambda_n^3}{m_o e} (\cot \lambda_n L - \cot h \lambda_n L) \qquad (۲۵)$$

رابطه (۲۵) معادله بیان‌کننده فرکانس ارتعاش آزاد سیستم کف می‌باشد که در آن هر مد

با اندیس n مربوطه مشخص شده است.

این رابطه را برای آسانی محاسبه می‌توان به فرم زیر در آورد :

$$(\lambda_n L)^4 = n^4 \pi^4 (\frac{m}{m_o})(\frac{L}{L_o})^4 (\frac{E_o}{E})(\frac{I_o}{I}) + (\frac{m}{m_o})(\frac{L}{e})\left[\cot \lambda_n L - \cot h \lambda_n L\right](\lambda_n L)^3 \qquad (۲۶)$$

حل رابطه (۲۶) مقدار $(\lambda_n L)$ را بدست می‌دهد.

ضمناً از رابطه (۹) می‌توانیم فرکانس ارتعاش را نسبت به $(\lambda_n L)$ بصورت زیر استخراج نمائیم:

$$\omega_n = \lambda_n^2 \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

و یا

$$\omega_n = \frac{2\pi}{T} = 2\pi f_n$$

$$f_n = \frac{(\lambda_n L)^2}{2\pi} \sqrt{\frac{g.E.I}{P_D L^4}} \qquad (۲۷)$$

که در آن f_n فرکانس ارتعاش است و قسمت‌های دیگر رابطه معانی قبلی را دارند.

رابطه (۲۶) یک معادله مثلثاتی و هیپربولیک است که جواب‌های آن ممکن است گاهی نسبت به خطوط مثلثاتی حساسیت و جهش بزرگی نشان دهد.

رابطه‌ای دیگر معادل رابطه (۲۶) در فرم یک سری جبری می‌توان بدست آورد:

راه حل دیگری در این مسئله به این ترتیب می‌توان پیش گرفت که فرض نمود که تغییر مکان هر نقطه تیرچه کف حاصل جمع دو تغییر مکان است. یکی فرض شود که شاهتیر (G) کاملاً صلب است و تغییر مکان‌ها فقط مربوط است به تیر دو تکیه‌گاه ساده و دیگری حالتی که تیرچه کف کاملاً صلب و شاهتیر (G) انعطاف‌پذیر است و تغییر مکان‌ها مربوط است به حرکت تکیه‌گاه داخلی تیرچه‌های کف در اثر حرکت شاهتیر.

در این صورت بجای رابطه (۸) رابطه (۲۸) را خواهیم داشت:

$$x_n = y_j \left(\frac{x}{L} + \sum_i B_i \sin \frac{i\pi x}{L}\right) \qquad (۲۸)$$

دیده می‌شود که این رابطه، چهار شرط روابط (۶) را ارضا می‌نماید و اگر B_i را به مقدار مناسب انتخاب کنیم شرط رابطه (۴) را نیز برآورده خواهد کرد.

برای بدست آوردن مقدار B_i آنرا در رابطه (۴) می‌بریم. خواهیم داشت:

$$\sum_i (i^4 \omega_i^2 - \omega_n^2) B_i \sin \frac{i\pi x}{L} - \omega_n^2 \frac{x}{L} = 0 \qquad (۲۹)$$

که در آن

$$\omega_i^2 = \frac{\pi^4 EI}{mL^4} \qquad (۳۰)$$

حال آنرا در $\mathrm{Sin}\left(\frac{j\pi x}{L}\right) dx$ ضرب کرده و در طول تیر آنتگره می‌کنیم. بدست می‌آید:

$$B_i = \frac{2\omega_n^2 (-1)^{i+1}}{i\pi (i^4\omega_i^2 = \omega_n^2)} \qquad (۳۱)$$

و تغییر مکان y مربوط به تیرچه j کف بصورت زیر بدست می‌آید:

$$y(x,t) = y_j \sin\omega_n t \left(\frac{x}{L} + \frac{2}{\pi}\sum_i \frac{(-1)^i}{i}\left[\frac{\omega_n^2}{\omega_n^2 - i^4\omega_i^2}\right]\sin\frac{i\pi x}{L}\right) \qquad (۳۲)$$

بار $W(x',t)$ را بشرح زیر تعیین می‌نمائیم:

فرض کنیم R_j عبارتست از عکس‌العمل دینامیک تیرچه (J) بر روی شاهتیر (G) .

بار هموار گسترده در طول تیرچه کف عبارت خواهد بود از نیروی اینرسی که با رابطه (۳۳) بصورت زیر نوشته شود :

$$W(x,t) = -m\frac{\delta^2 y}{\delta t^2} \qquad (۳۳)$$

طول تیرچه کف عبارتست از (L) بنابراین عکس‌العمل بر شاهتیر را با لنگر گرفتن نسبت به نقطه محاذات دیوار خارجی می‌توان بدست آورد.

$$R_j = -\frac{1}{L}\int_o^L m\frac{\delta^2 y}{\delta t^2}\cdot x\cdot dx \qquad (۳۴)$$

در این صورت باز اگر بارهای متمرکز نزدیک هم را معادل یک بار گسترده هموار در نظر بگیریم، بار روی شاهتیر خواهد شد:

$$W(x',t) = \frac{2R}{e} \qquad (۳۵)$$

y با رابطه (۳۲) با بکار گرفتن $Y_j \mathrm{Sin}\,\omega_n t = y_o(x',t)$ بیان می‌شود که بدست می‌دهد:

$$W(x',t) = \frac{2m\omega_n^2 y_o(x',t)}{e}\left[\frac{L}{3} - \frac{2L}{\pi^2}\sum_i \frac{1}{i^2\left(1 - \frac{i^4\omega_i^2}{\omega_n^2}\right)}\right] \qquad (۳۶)$$

که از آنجا رابطه فرکانس بصورت زیر در می‌آید:

$$\frac{n^4\omega_o^2}{\omega_n^2} - 1 = \frac{2mL}{m_o e}\left[\frac{1}{3} - \frac{2}{\pi^2}\sum_i \frac{1}{i^2\left(1-\frac{i^4\omega_i^2}{\omega_n^2}\right)}\right] \qquad (۳۷)$$

که در آن ω_o از رابطه (۲۴) داده می‌شود و بالاخره رابطه اصلی بصورت زیر در می‌آید:

$$(\lambda_n L)^{-4} = \frac{EIm_o L_o^4}{n^4\pi^4 E_o I_o m L^4} + \frac{2LEIL_o^4}{n^4\pi^4 e E_o I_o L^4}\left[\frac{1}{3} - \frac{2}{\pi^2}\sum_i \frac{1}{i^2\left(1-(\frac{i\pi}{\lambda_n L})^4\right)}\right] \qquad (۳۸)$$

دیده می‌شود که نتایج چند جمله اول این سری به اندازه کافی دقیق است.
حتی اگر تنها جمله اول سری را بکار بریم تقریب چندان زیاد نخواهد بود پس برای مداول با ساده کردن رابطه (۳۸) می‌توان نوشت:

$$(\lambda L)^{-4} = \frac{1}{\pi^4}(\frac{E}{E_o})(\frac{I}{I_o})(\frac{m_o}{m})(\frac{L_o}{L})^4 + (\frac{2}{\pi^4})(\frac{L}{e})(\frac{E}{E_o})(\frac{I}{I_o})(\frac{L_o}{L})^4\left[\frac{1}{3} - \frac{2}{\pi^2}\cdot\frac{1}{1-(\frac{\pi}{\lambda L})^4}\right] \qquad (۳۹)$$

این رابطه تقریبی است ولی حسن آن اینست که خطوط مثلثاتی و هیپربولیک در آن وجود ندارد و از نظر آزمون و خطا برای بدست آوردن (λL) ساده‌تر است.

مثـــــال عـــــددی :

در یک سالن به ابعاد 9.00 x 8.00 m که خالی از هر گونه اجزاء غیر باربر میراکننده ارتعاش است سازه کف مطابق شکل (۱) عبارتست از پوششی با یک شاهتیر (G) و تیرچه‌های (J) که بین آنها طاق ضربی اجرا شده و روی آن فرش موزائیک انجام می‌شود.
شـــاهتیر G به دهـــانه $L_o = 8.00$ m در وســـط قرار دارد و بارهای تیرچه‌های به دهـــانه $L = 4.50$ m متر را تحمل می‌کند و فاصله تیرچه‌های کف از یکدیگر . $e = 1.0$ m است.
با فرض اینکه حداکثر فضای موجود برای ارتفاع مقطع شاهتیر به اضافه ضخامت فرش موزائیک و ملات آن به ۳۵ سانتیمتر محدود شده است و همچنین پوشش کف کمکی در صلبیت شاهتیر ننماید می‌خواهیم تیرریزی کف را حساب کنیم.

تنش جاری شدن تیرهای فولادی $F_y = 2400\ kg/cm^2$

ضریب ارتجاعی $E = 2.04 \times 10^6\ kg/cm^2$

با فرض تیرچه‌های (J) از نیمرخ INP - 18

بار مرده :

طاق : $0.11 \times 1750 = 193 \ kg/m^2$

مصالح پرکننده پوکه سیمان : $0.07 \times 1300 = 91$

اندود گچ : $0.01 \times 1300 = 13$

فرش موزائیک : $0.04 \times 2200 = 88$

وزن تیر : 22

$407 \ kg/m^2$

$D.L = 407 \ kg/m^2$

$L.L = 200 \ kg/m^2$

تیرچه‌های (J)

$$M = 0.607 \times \frac{4.5^2}{8} = 1.536 \ T.m$$

$$\sigma = \frac{1.536 \times 10^5}{161} = 945 \ kg/cm^2$$

تغییر مکان در وسط دهانه :

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{450} = \frac{1}{25}$$

$$\frac{\delta}{L} = \frac{1}{360} \times \frac{25}{20} \times \frac{2.1}{2.04} \times \frac{954}{1400} = \frac{1}{410}$$

که بطور کلی قابل قبول است.

شاهتیر (G)

$D.L : 407 \times 4.50 = 1832 \quad kg/m$

وزن خود شاهتیر	200	kg/m
جمع بار مرده	2032	kg/m

$L.L : 200 \times 4.50 = 900 \quad kg/m$

$D.L + L.L = 2932 \quad kg/m$

$$M = 2932 \ \frac{8^2}{8} = 23456 \quad m.kg$$

اساس مقطع لازم برای حالت مقطع فشرده با اتکای جانبی :

$$S_x = \frac{2345600}{0.66 \ F_y} = 1480 \ cm^3$$

یک تیر بال پهن IPB - 30 را انتخاب می‌نمائیم که در آن $S_x = 1680 \ cm^3$ و حائز شرایط مقطع فشرده نیز می‌باشد:

$$\frac{b}{2t_F} = \frac{30}{2 \times 1.93} = 7.8 < 11$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{30}{1.1} = 28 < 65$$

(ارتفاع مقطع ۳۰ سانتیمتر حداکثری است که با احتساب ۴ تا ۵ سانتیمتر برای فرش موزائیک و ملات زیر آن موجود خواهد بود.)

شرایط تغییر شکل را بررسی می‌نمائیم:

تغییر شکل بار زنده برای جلوگیری از ترک خوردن اندودها (بند ۱۰-۱-۹-۳-الف مبحث دهم مقررات ملی ساختمانی ایران).

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{pL^4}{EI}$$

$$\delta_{LL} = \frac{5}{384} \frac{9.00 \times (800)^4}{2.04 \times 10^6 \times 25170} = 0.94 \text{ cm}$$

$$\frac{\delta_{LL}}{L} = \frac{0.94}{800} = \frac{1}{851} < \frac{1}{360}$$

تغییر شکل در مقابلْ بار کلی (بند ۱۰-۱-۹-۳-الف مبحث دهم).

$$\delta_{D.L+LL} = \frac{5}{384} \frac{29.32 \times (800)^4}{2.04 \times 10^6 \times 25170} = 3.05 \text{ cm}$$

$$\frac{\delta_{D.L+LL}}{L} = \frac{3.05}{800} = \frac{1}{262} < \frac{1}{240}$$

که محدودیت‌های تغییر شکل را ارضا می‌نماید ولی از نظر صلبیت در مقابل ارتعاش ممکن است کافی نباشد:

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{800} = \frac{1}{26.6} < \frac{1}{20}$$

در اینجا فرکانس طبیعی تیرچه‌های (J) و شاهتیر (G) را مطابق رابطه (۲) جداگانه محاسبه می‌نمائیم و یک دفعه هم فرکانس ارتعاش دستگاه ترکیبی از تیرچه‌های (J) و شاهتیر (G) را مطابق روابط (۲۶) و (۳۹) کنترل خواهیم کرد.

۱- تیرچه‌های (J) : با فرض اینکه تکیه‌گاه تیرچه‌ها (یعنی شاهتیر G) کاملاً صلب است.

INP - 18

$I_x = 1450 \text{ cm}^4$

$D.L = 407 \text{ kg/m}^2$

از رابطه (۲)

$$f = 70 \sqrt{\frac{1450}{407 \times (4.5)^4}} = 6.52 > 5 \text{ HZ}$$

که ظاهراً دارای صلبیت کافی است.

۲- شاهتیر (G) : با فرض اینکه تیرچه‌های (J) کاملاً صلب اند و ارتعاش کف تنها حاصل ارتعاش در شاهتیر است داریم:

IPB - 30

$I = 25170\ cm^4$

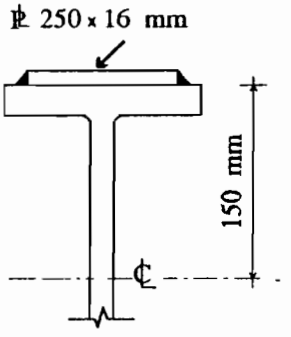
$D.L = 2032\ kg/m$

$$f = 70\sqrt{\frac{25170}{2032 \times 8^4}} = 3.85\ HZ$$

که ظاهراً قدری نرم به نظر می‌آید و آنرا با دو ورق $\Pi\ 16 \times 250\ mm$ روی بال تقویت می‌نمائیم: (از نظر اجرائی در این صورت، کف در محل بال شاهتیر، باید بصورت تقریباً خشکه فرش شود)

$$I = 25170 + 2 \times 25 \times 1.6\ (15.8)^2 = \frac{19971}{45141}$$

$$f = 70\sqrt{\frac{45141}{2032 \times 8^4}} = 5.15\ HZ$$



حال اگر فرکانس کل کف یعنی دستگاه تیرچه‌ها و شاهتیر را با رابطه (۲۶) محاسبه نمائیم خواهیم داشت:

$W = 407$	kg/m
$W_o = 200$	kg/m
$L = 4.5$	m
$L_o = 8.0$	m
$m = \frac{407}{g}$	
$m_o = \frac{200}{g}$	
$I = 1450$	cm^4
$I_o = 45141$	cm^4
$e = 1.00$	m

از رابطه (۲۶)

$$(\lambda L)^4 = \pi^4 \left(\frac{407}{200}\right)\left(\frac{450}{800}\right)^4 (1)\left(\frac{45141}{1450}\right) + \left(\frac{407}{200}\right)\left(\frac{450}{100}\right)\left|\cot(\lambda L) - \coth(\lambda L)\right|(\lambda L)^3$$

$$(\lambda L)^4 = 616.5 + 9.16\left|\cot(\lambda L) - \coth(\lambda L)\right|(\lambda L)^3$$

$$\lambda L = 2.7$$

رابطه (۳۹) هم همین نتیجه را با تقریبی می‌دهد:

$$(\lambda L)^{-4} = \frac{1}{\pi^4}(1)\left(\frac{1450}{45141}\right)\left(\frac{200}{407}\right)\left(\frac{800}{450}\right)^4 + \left(\frac{2}{\pi^4}\right)\left(\frac{450}{100}\right)(1)\left(\frac{1450}{45141}\right)\left(\frac{800}{450}\right)^4\left[\frac{1}{3} - \frac{2}{\pi^2}\cdot\frac{1}{1-\left(\frac{\pi}{\lambda L}\right)^4}\right]$$

جواب این رابطه هم با تقریبی $\lambda L = 2.7$ است.

با بردن $\lambda L = 2.7$ در رابطه (۲۷)

$$f = \frac{(\lambda L)^2}{2\pi}\sqrt{\frac{g.E.I}{p_D L^4}}$$

$$f = \frac{(2.7)^2}{2\pi}\sqrt{\frac{981 \times 2.04 \times 10^6 \times 1450}{4.07 \times (4.5)^4 \times 10^8}} = 4.48 \ \text{HZ}$$

بررسی نتایج محاسبه

۱- فرکانس طبیعی ارتعاش تیرچه‌های (J) با فرض اینکه تکیه‌گاه‌های ثابتی داشته باشند:

$f = 6.52$ Hz

۲- فرکانس طبیعی ارتعاش شاهتیر (G) اگر تیرچه‌ها بینهایت صلب باشند:

$f = 5.15$ Hz

۳- فرکانس طبیعی سیستم ترکیبی تیرچه‌ها و شاهتیر قدری پائینتر از هر دو عضو مرتعش شونده است و به مقدار $f = 4.84$ Hz بدست می‌آید.

اعداد این مثال نشان می‌دهد که نرمی سیستم ترکیبی قدری بیش از نرمی تک تک اعضای تشکیل‌دهنده آنست ولی کاهش فرکانس نهائی چندان زیاد نمی‌باشد.

در بسیاری از حالات عملی، تیرهای کف با کمک المان‌های کف‌سازی (مانند طاق و موزائیک و یا دال بتنی یا بطور کلی در سقف‌های تیرچه بلوک) تا حدی به شکل تیرهای مختلط (Composite beams) عمل می‌کنند و دارای ممان اینرسی نسبتاً بالائی هستند و ارتعاش سیستم، اکثراً حاصل ارتعاش شاهتیر حمال است.

در چنین حالت‌هائی می‌توان بجای وارد شدن در محاسبات طولانی فقط فرکانس شاهتیر فولادی را از رابطه (۳) بررسی نمود.

در حالتی دیگر در صورتی که منظور تعیین دقیقتر فرکانس سیستم ترکیبی باشد، روابط (۲۶) و یا (۳۹) و (۲۷) را می‌توان با برآورد ممان اینرسی‌های مناسبی برای کف‌سازی و شاهتیر، مورد استفاده قرار داد.

در اینجا باید مجدداً یادآوری نمود که راه حل کم کردن ارتعاش، با افزایش سختی عضو خمشی، یک راه حل تقریبی و یا به عبارت دیگر سرانگشتی است و ممکن است در مورد بعضی دهانه‌های بزرگ در خمش، مخارج اضافی فوق‌العاده زیاد و بی‌تناسب با بودجه کار بوجود آورد.

در چنین حالاتی مراعات شرایط گفته شده، به مقدار زیادی بسته به قضاوت و تصمیم مهندسین محاسب و مهندسین صاحبکار خواهد بود.

انتقال و نوسان جانبی در سازه

تغییر مکان و نوسان جانبی ساختمان در مقابل اثر باد و یا زلزله با توجه به سه معیار مختلف باید مورد بررسی قرار گیرد:

۱- اطمینان بر ایستائی و ایمنی کل سازه با در نظر گرفتن اثر خمش‌های درجه دوم (عامل $P-\Delta$)

۲- کنترل صدمات وارد بر قسمت‌های معماری و عناصر غیر باربر و جلوگیری از صدمات غیر قابل تعمیر در اعضای باربر.

۳- تامین صلبیت کافی و محدود کردن نوسانات ناراحت‌کننده برای رفاه ساکنان.

در ساختمان‌های بلند مناطق زلزله‌خیز، معیارهای (۱) و (۲) بیشتر برای بارگذاری زمین‌لرزه، و معیار (۳) برای اثر باد مطرح است.

معیار (۱) در حالت بزرگترین زلزله مفروض محاسباتی (در طول عمر ساختمان) قابل بررسی است و معیارهای (۲) و (۳) در این حالت مطرح نمی‌باشند.

معیار (۲) در حالت زلزله‌های متوسط و نسبتاً شدید منطقه (که پیش‌بینی می‌شود در طول عمر ساختمان چند بار اتفاق افتد) تعیین‌کننده می‌باشد.

کنترل معیار (۳) برای اثر باد مطرح می‌شود و یکی از معیارهای مهم طرح و محاسبه ساختمان‌های خیلی مرتفع است و ارتباط پیدا می‌کند به درجه درک حواس انسانی از نوسانات با ویژگی‌های مختلف (Human motion Perceptibility).

جابجائی یا انتقال جانبی در سازه

انتقال جانبی (Drift) معمولاً با اساس جابجائی (Drift Index) مشخص می‌شود که بر حسب تعریف عبارتست از جابجائی جانبی در یک ارتفاع معین و این ممکن است مربوط به هر طبقه و یا مربوط به ارتفاع کل ساختمان باشد.

معمولاً دو اساس جابجائی مورد نظر است.

اساس جابجائی کلی (Overall Drift Index) $= \frac{\Delta_{top}}{H}$

اساس جابجائی طبقه (Inter Story Drift Index) $= \frac{\Delta_x - \Delta_{x-1}}{h_x}$

که در آن Δ_{top} جابجائی مربوط به بالاترین تراز ساختمان و H ارتفاع کل ساختمان است و Δ_x و Δ_{x-1} انتقال جانبی مربوط به ترازهای x و (x-1) و h_x ارتفاع طبقه مربوطه است.

اثر (P - Δ) و پایداری جانبی

هنگامی که سیستم سازه‌ای تحت اثر بارهای ثقلی ثابت و بارهای جانبی تصاعدی قرار دارد و انتقال جانبی در حال افزایش است، این جابجائی به مرحله‌ای می‌رسد که برای داشتن تعادل استاتیکی لازم است بارهای ثقلی یا بارهای جانبی را کاهش داد چه در غیر این صورت، ناپایداری برای سیستم بوجود خواهد آمد و سیستم به خرابی می‌رسد.
تحلیل پایداری کلی یک سیستم ساختمانی تحت اثر بارهای جانبی یک مسئله پیچیده است، که حل کامل آن بستگی به عوامل بسیار دارد. ساده‌ترین برداشت مسئله، برای جلوگیری از ناپایداری، آن خواهد بود که انتقال جانبی حداکثر را- با افزایش صلبیت ساختمان- محدود نمائیم و این روشی است که معمولاً آئین‌نامه‌های محاسباتی پیش می‌گیرند.
در این صورت تحلیل پایداری سازه را می‌توان، به سادگی، با تحلیل عامل (P - Δ) عملی کرد.
در تحلیل استاتیکی سنتی که گاهی تحلیل درجه اول (First order structural analysis) نیز نامیده می‌شود، روابط تعادل سیستم برای حالت سازه تغییر شکل نیافته، نوشته می‌شود. بدیهی است ضمن تغییر شکل سازه، بارهای وارد بر پیکربندی تغییر شکل یافته اثر می‌نماید و تغییر مکان‌های به وجود آمده در نقطه اثر بارها، خود نیروها و لنگرهای درجه دومی را به وجود می‌آورد که در هنگام تحلیل شکل اولیه موجود نبود.
در بسیاری از موارد اثرات تغییر شکل و تلاش‌های درجه دوم مربوطه ناچیز است ولی گاهی در سازه‌های مرتفع تحت اثر بارهای سنگین ثقلی، ممکن است این اثر تعیین کننده باشد.

تحلیل اثر (P - Δ)

روش‌های مختلفی برای تحلیل اثر (P - Δ) وجود دارد که نتایج نسبتاً مشابهی را بدست می‌دهد.
در اینجا روش تحلیل مستقیم را که ساده‌تر است بکار می‌بریم.
در این روش انتقال نهائی (شامل تغییر مکان‌های درجه دوم) را از تغییر مکان اولیه می‌توان نتیجه گرفت با این فرض که انتقال تراز xام مستقیماً متناسب است با نیروی

برشی موثر در آن تراز و به این وسیله هر تراز از سازه مستقلاً تحلیل می‌شود.
اگر V_x نیروی برشی در تراز x و δ جابجائی باشد که به وسیله بار واحد جانبی در تراز x به وجود آید، در این صورت جابجائی درجه اول (اولیه) عبارت خواهد بود از:

$$\Delta_1 = \delta V_x$$

با وارد کردن این جابجائی در سیکل اول یک محاسبه گام به گام خواهیم داشت:

$$\Delta_2 = \delta V_2 = \delta V_x \left(1 + P_x \frac{\delta}{h_x}\right)$$

در این رابطه P_x بار کلی در تراز x و h_x ارتفاع آنست و به همین ترتیب در گام‌های بعدی با وارد کردن جابجائی گام قبلی خواهیم داشت:

$$\Delta_n = \delta V_x \left[1 + \left(P_x \frac{\delta}{h_x}\right) + \left(P_x \frac{\delta}{h_x}\right)^2 + \ldots . \left(P_x \frac{\delta}{h_x}\right)^{n-1}\right] \qquad (۴۰)$$

رابطه (۴۰) یک سری هندسی است که در صورتی که $P_x \frac{\delta}{h_x} < 1$ باشد به حد رابطه (۴۱) تقارب پیدا می‌کند:

$$\Delta_{\text{نهایی}} = \frac{\delta V_x}{1 - \frac{\delta P_x}{h_x}} \qquad (۴۱)$$

از طرفی دیگر $\delta V_x = \Delta_1$ است.
پس تغییر مکان نهائی خواهد شد:

$$\Delta_{\text{نهایی}} = \frac{\Delta_1}{1 - \frac{P_x \Delta_1}{V_x h_x}} \qquad (۴۲)$$

دیده می‌شود که $\mu = \frac{1}{1 - \frac{P_x \Delta_1}{V_x h_x}}$ به منزله یک ضریب تشدید کننده، در اثر تغییر شکل اولیه عمل می‌کند و می‌توان آنرا به صورت زیر نوشت:

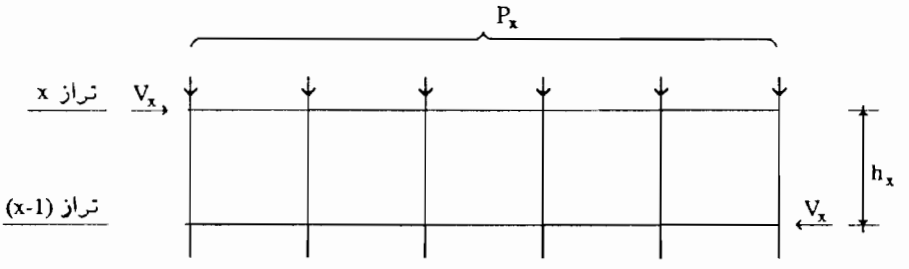
$$\mu = \frac{1}{1 - \theta} \qquad (۴۳)$$

که در آن

$$\theta = \frac{P_x \Delta_1}{V_x h_x}$$

θ را ضریب پایداری (Stability Coefficient) نیز می‌نامند.

شکـــــــل (۲)



در این روابط :

Δ_1 = جابجائی جانبی درجه اول از تحلیل اولیه

V_x = نیروی برشی حاصل از زلزله و یا باد که بین ترازهای x و (x-1) اثر می‌کند

h_x = ارتفاع طبقه زیر تراز x

P_x = جمع بارهای (مرده و زنده) قائم (ضریب نخورده) در تراز x و بالای آن.

برای تعیین بار بحرانی می‌توان گفت، اگر $\theta = 1$ شود، در این صورت تغییر مکان درجه دوم میل به بینهایت خواهد نمود، بنابراین:

$$P_{cr} = \frac{V_x \, h_x}{\Delta_1}$$

است.

اگر ضریب پایداری θ کوچکتر از 0.05 باشد از اثر $(P - \Delta)$ بطور کلی می‌توان صرفنظر کرد. و برای مقادیر $0.05 < \theta < 0.20$ ، اثر درجه دوم را می‌توان از روابط بالا حساب کرد.

آئین‌نامه (UBC) اساس جابجائی محاسبه شده مربوط به طبقه را (که در آن هر دو تغییر شکل‌های انتقالی و پیچشی از زلزله منعکس باشد) به مقادیر زیر محدود می‌نماید:

* الف- در ساختمان‌های کوتاه، کوتاهتر از ۶۵ فوت (۲۰ متر) حداکثر $\frac{0.04}{R_w}$ و بطور کلی از 0.005 بیشتر نشود.

ب- در ساختمان‌های بلندتر از۶۵ فوت (۲۰ متر) از $\frac{0.03}{R_w}$ و بطور کلی از 0.004 تجاوز ننماید.

در این مقادیر R_w همان ضریب سیستم سازه‌ای در محاسبات زلزله است که بر حسب نوع سیستم مقاوم در ساختمان بین ۳ تا ۱۲ متغیر می‌باشد.

همچنین در مورد اثر $(P - \Delta)$ این آئین‌نامه می‌گوید: نیروهای در اعضای سازه‌ای و لنگرهای مربوطه و جابجائی در طبقات که از اثر $(P - \Delta)$ به وجود می‌آید باید در بررسی پایداری کلی سازه منظور شود و این کار با محاسبه قابل قبولی برای اثر $(P - \Delta)$ بعمل می‌آید و اضافه می‌نماید در حالتی که ضریب پایداری θ از 0.10 کمتر باشد احتیاجی به بررسی اثر

(P - Δ) نمی‌باشد.*

در یک سیستم ساختمانی معمولی که اساس جابجائی (UBC) مراعات شده باشد معمولاً* ضریب θ به 0.10 نمی‌رسد.

بعنوان مثال با فرض اعداد محتملی، اگر نسبت بار زنده به بار مرده بطور معادل $\frac{۱}{۲}$ باشد و ضریب زلزله کلی یعنی نسبت $\frac{V_x}{P_s}$ بطور معادل برابر ۰/۰۸ باشد (P_s بار قائم محاسباتی مربوط به حالت زلزله است) در این صورت نسبت $\frac{P_x}{V_x}$ برابر خواهد شد با:

$$\frac{1}{0.08} \times 1.5 = 18.75$$

و اگر حداکثر اساس جابجائی به ۰/۰۰۴ محدود شده باشد خواهیم داشت:

$$\theta = \frac{P_x}{V_x} \cdot \frac{\Delta_1}{h} = 18.75 \;\; 0.004 = 0.075$$

که کمتر از ۰/۱۰ است.

بطور کلی هنگامی که حداکثر اساس جابجائی کمتر از 0.002 باشد اثر (P - Δ) قابل توجه نخواهد بود.

از طرفی دیگر، هنگامی که تغییر شکل‌های درجه دوم تعیین‌کننده‌اند خوبست سعی شود که طراحی سازه طوری انجام گیرد که ضریب θ از ۰/۲ تجاوز ننماید.

مثال عددی : محاسبه انتقال جانبی و تحلیل (P - Δ) در یک قاب فلزی ۷ طبقه

در شکل (۳) قاب فلزی با ابعاد و مشخصات سازه‌ای و بارگذاری ثقلی و بار جانبی زلزله، و مقادیر D نتایج تحلیل استاتیکی درجه اول قاب را نشان می‌دهد. اگر محدودیت‌های آئین‌نامه UBC ملاک محاسبه باشد و قاب مورد بحث از نوع قاب‌های معمولی (Ordinary Moment Resisting Frame) OMRF در نظر گرفته شود، ضریب R_w برای آن برابر ۶ و اساس جابجائی حداکثر طبقات بشرح زیر خواهد بود:

$$\frac{0.03}{R_w} = \frac{0.03}{6} = 0.005$$

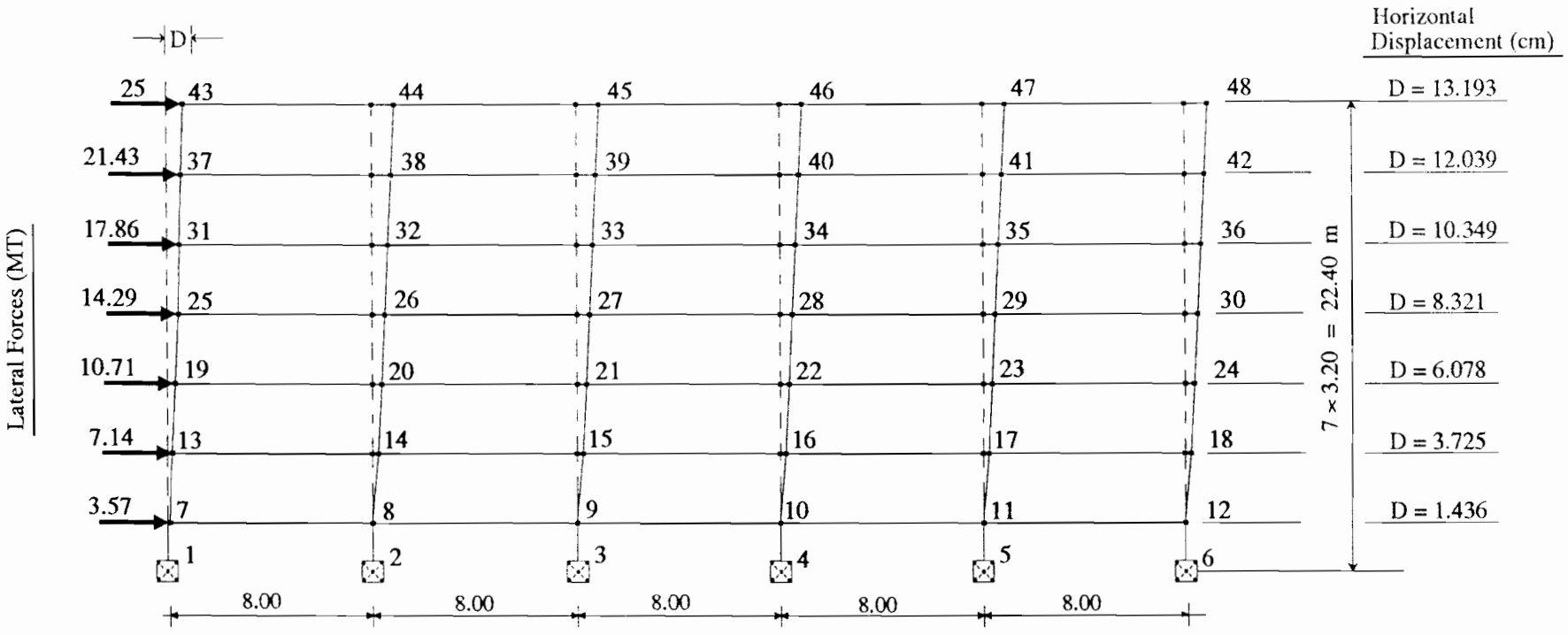
و یا بطور کلی از 0.004 تجاوز ننماید.

اساس جابجائی طبقات مطابق ستون ششم جدول (۲) اکثراً* از این مقدار بزرگتر است (و این به علت نیروهای برشی بزرگی است که در طبقات بر ساختمان تاثیر داده شده است) در چاره‌جوئی نهائی باید با افزودن بر صلبیت سازه، تغییر مکان‌های جانبی را کاهش داد و آنرا به 0.004 ارتفاع طبقه یعنی ۱/۲۸ سانتیمتر محدود نمود.

جدول (۲) تحلیل (P - Δ) و جابجائی جانبی درجه دوم را نشان می‌دهد.

جـــــــدول (۲)

تراز	h cm	V_x Ton	P_x Ton	Δ_1 cm	$\frac{\Delta_1}{h}$	θ	μ	$\Delta_2 = \mu \Delta_1$	انتقال جانبی اولیه	انتقال جانبی درجه دوم
7	320	25.00	210	1.154	0.0036	0.0303	1.0312	1.190	13.193	14.189
6	320	46.43	420	1.690	0.0053	0.0478	1.0502	1.775	12.039	12.999
5	320	64.29	630	2.028	0.0063	0.0621	1.0662	2.162	10.349	11.224
4	320	78.58	840	2.243	0.0070	0.0749	1.0809	2.424	8.321	9.062
3	320	89.29	1050	2.353	0.0074	0.0865	1.0947	2.576	6.078	6.638
2	320	96.43	1260	2.289	0.0072	0.0935	1.1031	2.525	3.725	4.062
1	320	100.00	1470	1.436	0.0045	0.0659	1.0705	1.537	1.436	1.537



COLUMN PROPERTIES	
7 - th	I_c = 8000 cm4 , A_c = 90 cm2
6 - th	I_c = 11667 cm4 , A_c = 107 cm2
5 - th	I_c = 15333 cm4 , A_c = 120 cm2
4 - th	I_c = 19000 cm4 , A_c = 130 cm2
3 - rd	I_c = 22667 cm4 , A_c = 140 cm2
2 - nd	I_c = 26333 cm4 , A_c = 150 cm2
1 - st	I_c = 30000 cm4 , A_c = 160 cm2

ALL FLOORS & ROOF , W_i = 210 (MT)

ALL GIRDERS : I_b = 40000 cm4 , A_b = 140 cm2

شکل (۳)

بنائی مسلح با بلوک مجوف بتنی

بنائی مسلح با بلوک مجوف بتنی[1]

آشنائی

بنائی مسلح با بلوک مجوف بتنی یک روش ساختمانی نسبتا* ساده و در عین حال اقتصادی است که از نظر مقاومت در مقابل نیروهای باد و زلزله، در بعضی ساختمان‌ها می‌تواند جانشین اسکلت‌های بتن آرمه ریخته در محل گردد ولی در مقابل از نظر اجرائی به مراتب ساده‌تر است و عملا* کارهای دستگیر اجرائی در سطح بالای فنی مربوط به بتن آرمه را ندارد. می‌توان در بعضی کارگاه‌های ساختمانی که به ارتفاع کم اجرا می‌شوند، با برنامه‌ریزی مطالعه شده‌ای با این روش سرعت قابل توجهی را در اجرای ساختمان‌ها بوجود آورد.

فکر استفاده از بنائی مسلح از حدود ۱۶۰ سال قبل در انگلستان سابقه داشته ولی بنائی مسلح با مشخصات فنی جدید و بسط و رواج آنرا می‌توان بعد از زلزله ۱۹۳۳ لانگ* بیچ[2] کالیفرنیا دانست.

از زمان وقوع این زلزله به بعد، تحقیقات و تجربه در این نوع بنائی و تکمیل روش‌های طرح و محاسبه و اجرا، بتدریج آنرا بصورت یک تکنیک تجربه شده و قابل اطمینان برای سازه‌های مقاوم در مقابل زلزله و باد و طوفان در آورده است.

بنائی مسلح با بلوک بتنی در ساختمان‌های مختلفی مورد استفاده قرار گرفته است. از آن جمله است در واحدهای مسکونی، در انبارها و ساختمان‌های صنعتی، در بعضی ساختمان‌های بلند آپارتمانی، تجاری و هتل‌ها. همچنین در دیوارهای حائل و ضامن نیز در بسیاری از موارد راه حل سریع و ارزان می‌باشد.

در سال‌های اخیر ساختمان‌های مرتفعی تا حدود ۴۸ متر ارتفاع با این روش ساخته شده است. در این روش ساختمان، سلاح فولادی در داخل بنائی و در فضاهائی که با بتن پر می‌شود قرار می‌گیرد بطوریکه بلوک و بتن پر شده و سلاح فولادی بصورت جسم واحدی نیروهای وارد را تحمل می‌نمایند.

بنائی بلوک‌های مجوف بتنی با بکاربردن ملات سیمان* طوری بعمل می‌آید که سلول‌های توخالی آنها در امتداد قائم و افقی یک سری فضاهای خالی سرتاسری را در حجم دیوار بوجود می‌آورد. میله‌های فولادی را در محل‌های لازم در فضاهای خالی قرار می‌دهند و بالاخره فضاهای نامبرده با بتن نسبتا* روان و دانه ریز پر شده و بخوبی لرزانده و تحکیم

1- Reinforced Hollow Unit Concrete Masonry

2- Long Beach

* گاهی کمی آهک هم دارد.

می‌شود.

این دیوارها مقاومت خمشی و برشی خوبی را بوجود می‌آورند و در نتیجه می‌توان آنها را در مناطقی که نیروهای باد و زلزله بر ساختمان تاثیر می‌کند، بکار برد.

مصالح

مصالح تشکیل‌دهنده، هر کدام باید مشخصات قابل قبولی طبق استاندارد کشوری و یا محلی را بر آورده کند.

در زیر بعنوان مثال استانداردهای مربوط به آمریکا را که طبق ASTM[1] تعیین شده است ذکر می‌کنیم. جزئیات مربوطه هر کدام با رجوع به کتاب‌های ASTM قابل مطالعه است. در صورتیکه برای بعضی از این استانداردها، مدارک محلی مدونی موجود نباشد، می‌توان با نوشتن مقررات نسبتاً ساده و مختصر برای هر کارگاهی، نوع و مشخصات مصالح را معین نمود.

۱- بلوک بتنی : استاندارد مربوط به بلوک‌های بتنی مجوف باربر (ASTM-C90)

۲- ملات : استاندارد مربوط به ملات در بنائی با بلوک (ASTM-C270)

۳- بتن پرکننده: استاندارد مربوط به بتن‌ریزی بلوک‌های مسلح و غیر مسلح (ASTM-C476)

۴- مخلوط دانه‌بندی :

الف- استاندارد مربوط به مخلوط ملات بنائی (ASTM-C144)

ب- استاندارد مربوط به مخلوط بتن پرکننده در بنائی (ASTM-C404)

۵- سلاح فولادی : استاندارد مربوط به میله‌های آجدار و صاف برای فولادگذاری بتن : (ASTM-A615 , A616 , A706 , A82)

مشخصات اضافی برای ساخت، آزمایش و انبار کردن مصالح برای بنائی با بلوک بتنی در ACI (ACI531-176) وجود دارد.

بتن‌ریزی

تمام فضاهای خالی که در آنها سلاح فولادی قرار گرفته است، باید بخوبی با بتن پر شده و بتن لرزانده و جابجا شود. باید توجه داشت که درزهای بنائی برای جلوگیری از فرار

1- American Society for Testing and Materials

دوغاب سیمان بخوبی با ملات گرفته شده باشد.

در فضاهای خالی افقی مانند تیرهای کلاف یا تیرهای نعل درگاهی، که فولادگذاری می‌شود، با استفاده از بلوک‌های مخصوص با کف پر یا بلوک‌های مخصوص تیر کلاف و یا بکاربردن توری سیمی که در درز افقی قرار می‌گیرد، از جریان و فرار بتن جلوگیری می‌شود.

در بعضی دیوارها برای استحکام بیشتر و تامین مقاومت برشی بزرگ (در امتداد طول دیوار) و یا تامین مقاومت زیاد در مقابل حریق، احتیاج هست که تمام فضاهای خالی (چه با سلاح فولادی و چه بدون آن) با بتن پر شود. تاب فشاری بتن پرکننده نباید از ۱۴۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع کمتر باشد.

روش بنائی در چیدن بلوک‌ها و فولادگذاری و بتن‌ریزی فضاهای خالی بر حسب نوع و بزرگی کارگاه و وسائل در دسترس و سلیقه اجراکننده، برنامه‌ریزی و اجرا می‌شود. معمولاً دو روش بتن‌ریزی اجرا می‌شود:

۱- بتن ریزی با ارتفاع ریختن کوتاه[1]

بتن‌ریزی در ارتفاع کوتاه در مراحل زیر اجرا می‌شود:

۱- کار بنائی تا ارتفاعی که احتیاج به چوب بست زیر پا هست انجام می‌گیرد و فولاد افقی هم ضمن بنائی کار گذارده می‌شود.

در این روش حداکثر ارتفاع کار بنائی در هر مرحله (قبل از ریختن بتن آن مرحله) به ۱/۲۰ تا ۱/۵۰ متر محدود می‌شود.

هنگامی که ارتفاع بتن‌ریزی به تراز یکی از کلاف‌ها برخورد می‌کند، باید بتن‌ریزی را در فاصله‌ای حداقل ۱/۵ سانتیمتر مانده به بالای بلوک‌چینی تمام کرد.

۲- فولاد قائم در فضاهای خالی قائم در جائیکه لازم است قرار می‌گیرد. باید مطمئن شد که فضاهای قائم کاملاً مستقیم و خالی از هر نوع مانع برای بتن‌ریزی باشد و حداقل سطح مقطع در آنها کمتر از ۵۰ سانتیمتر مربع و بعد حداقل کمتر از ۶/۵ سانتیمتر نمی‌باشد.

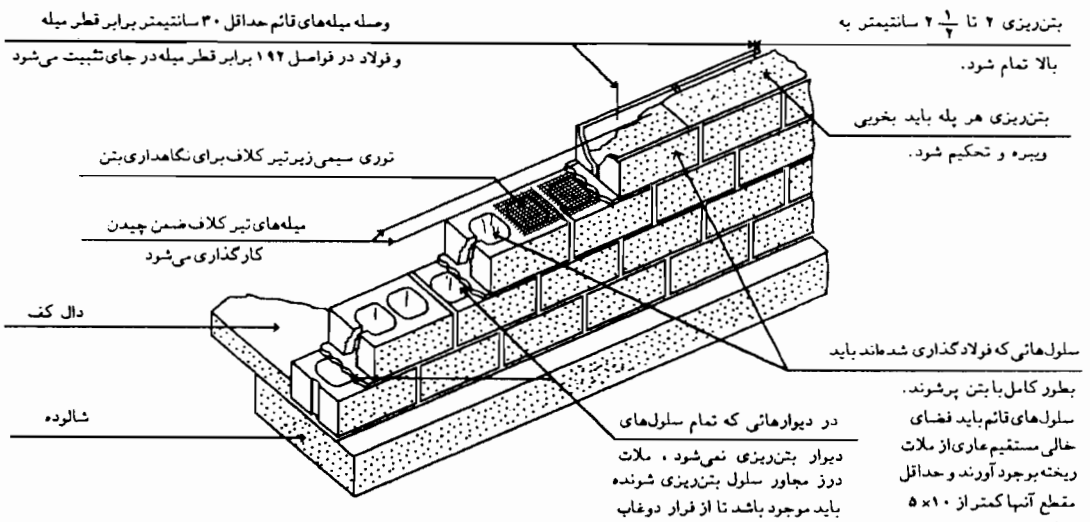
سلاح فولادی معمولاً طولش کوتاه است زیرا کافی است به اندازه طول وصله از ارتفاع ریختن بتن بالاتر رود و در محل ادامه با قطعه بعدی وصله شود. در این وصله‌ها طولی که دو قطعه میله یکدیگر را می‌پوشانند (روی هم می‌آیند)[2] به اندازه ۳۰ تا ۳۶ برابر قطر میله در نظر گرفته می‌شود.

1- Low-Lift Grouting Procedures 2- Over Lapping Splice

عدد کوچکتر برای فولادهای معمولی (مثلاً حد جاری شدن تا ۲۸۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع) و عدد بزرگتر برای فولادهای قوی است.
البته می‌توان فولاد قائم را با طولی برای کل ارتفاع دیوار قرار داد ولی از آنجائیکه بکار بردن طول‌های بلند معمولاً محتاج به استفاده از بلوک‌های مخصوص در اطراف میله است اجراکنندگان، سادگی کار طول کوتاه با وصله را ترجیح می‌دهند.

۳- بتن‌ریزی با بتن با روانی کافی و دانه‌بندی مناسب بعمل می‌آید. این بتن باید جاری شده و تمام فضاهای خالی را در حالیکه سلاح فولادی در آنها در جای خود تثبیت شده است، بخوبی پر کند.
دو روش برای ریختن بتن قابل قبول است: ریختن با دست و باکت (دلو) و ریختن بوسیله پمپ بتن. در هر دو این روش‌ها باید دقت شود که دانه‌بندی بتن جدا نشود و مخلوط ریز و درشت در محل ریختن دسته نشود. در ریختن با دست خوبست که از ناودان یا لوله قیف‌دار استفاده شود تا بتن ضمن ریختن به اطراف پخش نشود. همچنین خوبست در محل‌هائی که یک طرف دیوار نما خواهد داشت، ریختن بتن از طرف داخل (عکس طرف نما) بعمل آید تا بتن و سیمان پخش شده، نما و بندکشی را دچار اشکال نسازد.
با مطالعه محل و شرایط کار می‌توان مناسب بودن یکی از دو نوع ریختن را تشخیص داد. در اغلب پروژه‌ها پمپ کردن از نظر صرفه‌جوئی در مخارج و در زمان اجرا، ترجیح دارد.
وقتی که بتن‌ریزی برای یک ساعت یا بیشتر متوقف می‌شود، باید ریختن بتن را در ترازی حداقل ۳/۵ سانتیمتر نرسیده به لبه بالای بلوک ختم کرد تا به این وسیله در درز ساخت، کلید اتصالی با بتن‌ریزی بعدی بوجود آید. بتن‌ریزی نباید در محاذات درز افقی ملات بنائی و یا در مجاورت تراز فولادهای افقی ختم شود.

۴- بتن ریخته شده باید بوسیله زدن ویبراتور یا میله منشوری شکل، جابجا و تحکیم شود. معمولاً اگر بتن با دست کوبیده می‌شود، وسیله کوبیدن چوبی است با مقطع ۵x۲/۵ سانتیمتر و اگر از ویبراتور استفاده می‌شود- که در این صورت البته جابجائی بتن کاملتر خواهد بود- مرتعش‌کننده با پوکه انعطاف‌پذیر لازم است و با کمی ویبراتور زدن، جابجائی بخوبی صورت می‌گیرد زیرا بتن خود در حالت روانی است.
پله بعدی بتن‌ریزی معمولاً تا ارتفاع بالای دیوار را شامل می‌شود. مشخصات کلی بنائی مسلح با بلوک مجوف که در آن روش بتن‌ریزی با ارتفاع کوتاه بعمل می‌آید، در شکل (۱) نشان داده شده است.



شکل (۱)

بتن‌ریزی با ارتفاع ریختن بلند[1]

در پروژه‌های بزرگتر ممکن است بتن‌ریزی برای ارتفاع کلی یک طبقه یا ارتفاع کلی دیوار بعمل آید.

این کار البته در جاهائی عملی است که فولادگذاری و یا بازشوی‌های در دیوار و یا شکل و ترکیب چیدن بلوک‌ها، مانع از جریان آزاد و رسیدن بتن به همه فضاهای خالی و تحکیم آنها نباشد. در این روش بکاربردن پمپ بتن‌ریزی و ویبراتور مکانیکی لازم خواهد بود.

فضاهای خالی قائم باید مستقیم و حداقل دارای سطح مقطع ۶۵ سانتیمتر مربع با بعد حداقل ۷/۵ سانتیمتر باشند.

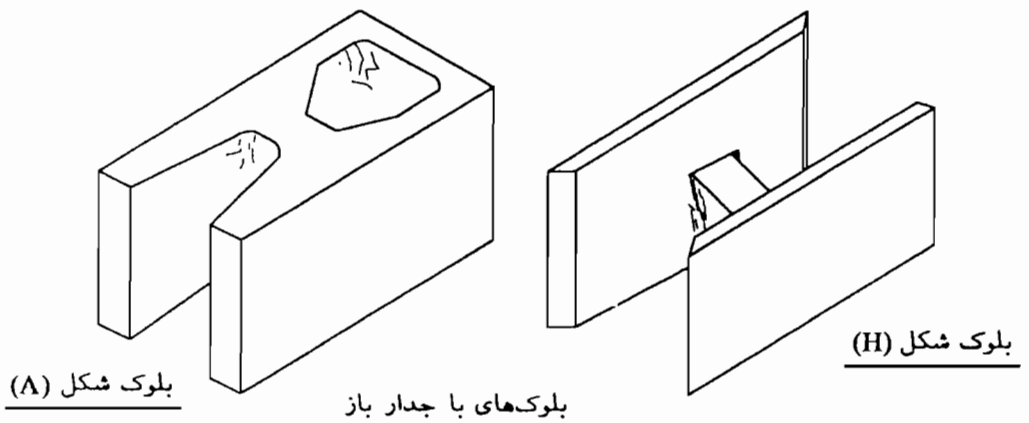
تمیز کردن و آماده کردن فضاهای خالی که با بتن پر می‌شود بسیار مهم است.

در پائین تمام فضاهای خالی قائم، که در آنها سلاح فولادی قرار می‌گیرد، باید سوراخ‌هائی در ابعاد ۷/۵x۱۰ سانتیمتر پیش‌بینی شود تا بتوان پس از بنائی این فضاها را از ملات ریخته و دیگر اجسام اضافی، تمیز و از پائین خالی کرد. این سوراخ‌ها را می‌توان با بکار بردن بلوک‌های مخصوص این کار یا طرح جزئیات دیگری با بریدن و شکستن بلوک‌های معمولی تهیه کرد. برای تمیز کردن می‌توان از شلنگ آب با فشار زیاد و هوای فشرده استفاده نمود. تکه‌های چسبیده ملات را ممکن است قبلاً با بکار بردن یک میله بلند از جای خود کند. قبل از شروع بتن‌ریزی، سوراخ‌های مربوط به تمیزکردن باید بخوبی مسدود شود.

1- High-Lift Grouting

فولادگذاری قائم را می‌توان بعد از اینکه بنائی دیوار در ارتفاع تکمیل شد، انجام داد. اگر میل مهارها و پیچ و مهره و نظایر آن در بتن کار گذارده می‌شود، باید قبل از شروع بتن‌ریزی در جای خود مستقر و تثبیت شود و ضمن برنامه بتن‌ریزی باید بطور مداوم زیر نظر باشد تا از جای خود خارج نشود. سلاح فولادی افقی ضمن پیشرفت بنائی دیوار در محل‌های لازم باید قرار داده شود. سلاح فولادی قائم را ممکن است بعد از اتمام بنائی در ارتفاع مربوطه، از بالای دیوار وارد فضاهای لازم کرد و آنها را در فواصلی که از ۱۹۲ برابر قطر میله تجاوز نکند در جای خود تثبیت نمود.

وقتی که برای نقاط تحت اثر نیروهای بزرگ، ارقام محاسباتی، مقطع فولاد زیادی را نشان دهد، برای نصب چنین فولادی اجبارا* باید از نظر اجرائی روش‌های مناسب دیگری را پیش گرفت. به این ترتیب که قبل از شروع بنائی میله‌های قائم در محل‌های لازم به میلگردهای انتظار که از شالوده بیرون گذارده شده بسته و واداشته می‌شود، ضمن پیشرفت بنائی، بلوک‌های مخصوص با جدار باز A یا H در اطراف میله‌های قائم کار گذارده می‌شود. شکل (۲) این بلوک‌های با جدار باز را نشان می‌دهد که چنانکه دیده می‌شود این بلوک‌ها واحدهای دو سوراخه‌ای هستند که یک یا دوجدار خارجی را ندارند.



بلوک‌های با جدار باز

شکل (۲)

پس از اینکه محل و مقطع سلاح فولادی توسط بازرس اجرائی کنترل گردید بتن‌ریزی را با استفاده از پمپ می‌توان به سرعت انجام داد.

بتن‌ریزی با ارتفاع بلند باید در پله‌هائی که ارتفاع هر کدام از ۱/۲۰ تا ۱/۵۰ متر تجاوز نکند بعمل آید و با ریختن بتن و بلافاصله ویبراتور زدن (حداکثر تا ۱۰ دقیقه پس از ریختن) بخوبی تمام فضاهای خالی پر و تحکیم شود.

بین دو پله بتن‌ریزی باید کمی مکث کرد تا آب اضافی بتن توسط بلوک‌ها جذب شود و نشست بتن و انقباض آن انجام شود. این مکث‌ها از طرفی دیگر از فشار هیدرواستاتیک بتن شل به مقدار زیادی می‌کاهد و از احتمال ترکیدن و شکستن بلوک‌های تحت فشار

جلوگیری می‌کند.

مدت این مکث بر حسب شرایط موجود کار معمولاً بین ۳۰ تا ۶۰ دقیقه است. در هر پله ریختن باید لایه بالای آن در عمقی در حدود ۳۰ تا ۴۵ سانتیمتر، بعد از یک فاصله زمانی مناسب و قبل از ریختن بتن پله بعدی و یا ضمن ریختن آن دوباره تحکیم شود. در این مراحل از ویبراتور زدن زیاد و اعمال فشار زیاد در رانش بتن که ممکن است باعث ترکیدن کار شود باید خودداری گردد.

از درز ساخت افقی در میان ارتفاع دیوار باید خودداری شود و بتن‌ریزی ارتفاع کامل هر قطعه دیوار در عرض یک روز انجام گیرد.

طرح و محاسبه

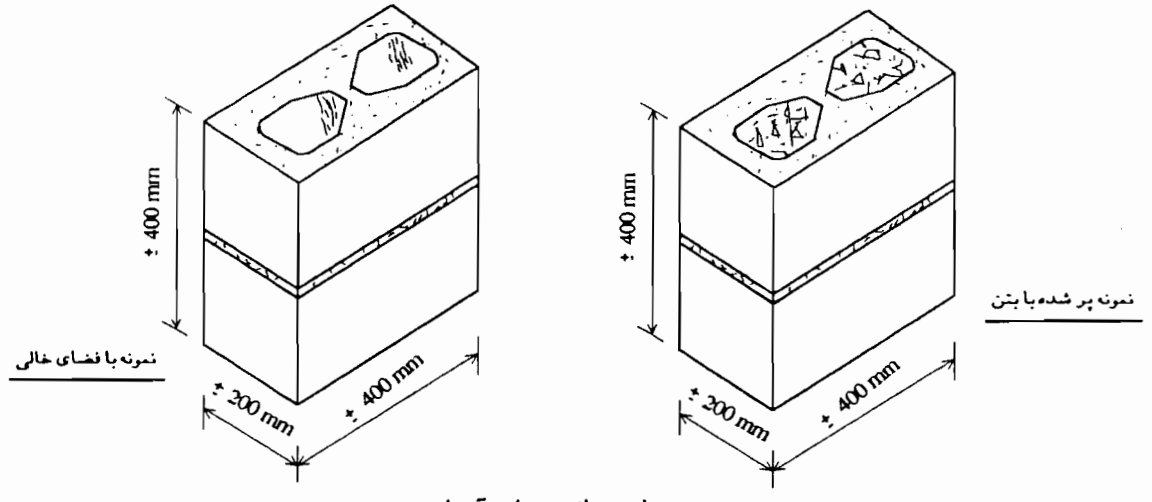
مقاومت مصالح بنائی

تنش‌های مجاز فشاری، فشار تماسی و برشی در بنائی مسلح با بلوک بتنی بر حسب مقاومت فشاری بنائی (f'_m) تعیین می‌گردد.

مقاومت (f'_m) مشخص شده محاسباتی ممکن است توسط دو آزمایش زیر بررسی و مسلم گردد:

۱- مقاومت فشاری بلوک (منظور مقاومت مقطع خالص قسمت پر بتنی می‌باشد) که مطابق جدول (۱) بازاء مقادیر ستون دست راست، مقدار (f'_m) نظیر مشخص می‌گردد.

۲- آزمایش فشاری بنائی قطعه منشوری شکل ساخته شده از همان بلوک‌ها، ملات و طرز اجرا که برای کار اصلی در نظر گرفته شده است. شکل (۳)



منشورهای بنائی برای آزمایش فشاری

شکل (۳)

شکل منشوری باید مطابق (ASTM E447) روش استاندارد آزمایش مقاومت فشاری قطعه منشوری شکل بنائی[1] (که در ACI-531.1 ذکر شده) بعمل آید. این آزمایش بطور خلاصه بشرح زیر است:

سه قطعه منشوری نمونه دقیقاً با مشخصاتی که برای کار اصلی بکار خواهد رفت ساخته و تحت آزمایش قرار می‌گیرد. در ساختن این منشورها باید جنس ملات و ضخامت درز و شمشه ملات بکار رفته و بتن‌ریزی داخل فضای آن دقیقاً شبیه کار مورد نظر باشد. منشور باید حداقل دارای دو واحد بلوک باشد. نسبت ارتفاع به ضخامت منشور باید حداقل ۱/۳۳ و حداکثر از ۳ بیشتر نباشد. طول منشور باید مساوی یا بیشتر از ضخامت آن باشد. در نمونه نباید سلاح فولادی بکار رود. فقط سلول‌هائی با بتن پر شود که در بنائی اصلی پر خواهد شد، اگر بعضی سلول‌های بنائی اصلی بطور نیمه باید پر شود، سلول نظیر روی نمونه باید خالی گذارده شود.

تنش‌های مجاز

بنائی - تنش‌های مجاز در بنائی که تحت نظر مهندس ناظر انجام شود در جدول شماره (۲) داده شده است. در کارگاه‌هائی که بازرسی دقیق و مداوم توسط مهندس ناظر وجود نداشته باشد این تنش‌های مجاز را باید کاهش داده و به میزان نصف مقادیر داده شده در نظر گرفت.

جدول شماره (۱) : مقادیر (f'_m) برای بنائی با بلوک بتنی

تاب فشاری بلوک بتنی روی سطح مقطع خالص	تاب فشاری بنائی (f'_m)	
	ملات M و S	ملات N
6000 PSI و بیشتر (420 kg/cm2)	2400 PSI (168 kg/cm2)	1350 PSI (95 kg/cm2)
4000 PSI (280 kg/cm2)	2000 PSI (140 kg/cm2)	1250 PSI (88 kg/cm2)
2500 PSI (175 kg/cm2)	1550 PSI (108 kg/cm2)	1100 PSI (77 kg/cm2)
2000 PSI (140 kg/cm2)	1350 PSI (95 kg/cm2)	1000 PSI (70 kg/cm2)
1500 PSI (105 kg/cm2)	1150 PSI (80 kg/cm2)	875 PSI (62 kg/cm2)
1000 PSI (70 kg/cm2)	900 PSI (63 kg/cm2)	700 PSI (50 kg/cm2)

ملات‌های M و S و N طبق (ASTM 270) : M و S با حداقل مقاومت ۲۸ روزه 2500 و 1800 PSI (175 و 125 Kg/cm2) مقاومت فشاری روی نمونه مکعبی به ضلع 2 اینچ (5 سانتیمتر) اندازه‌گیری می‌شود.

1- Standard Method of Test for Compressive Strength of Masonry Prisms

جدول (۲) : خلاصه تنش‌های مجاز بر بنائی مسلح با بلوک مجوف بتنی (f'_m بر حسب PSI است)

وضعیت تنش	مقادیر مجاز توصیه شده با اقتباس از : (UBC - 91)	ملاحظات
تنش فشاری :		
۱- فشار محوری در دیوارها	$F_a = 0.20\, f'_m \left[1-(\frac{h}{42t})^3\right]$	h : ارتفاع و t ضخامت دیوار
۲- فشار حاصل از خمش	$F_a = 0.33\, f'_m$	
۳- فشار تماسی		
الف- در تمام سطح	$F_{br} = 0.25\, f'_m$	
ب - در $\frac{1}{3}$ سطح و کمتر	$F_{br} = 0.375\, f'_m$	
تنش برشی در بنائی :		
۱- بدون سلاح برای برش		
الف- در اعضای خمشی	$F_V = 1.0\sqrt{f'_m}$	حداکثر 40 PSI (2.8 kg/cm2)
ب - در دیوارهای برشی :		
هنگامی که $\frac{M}{Vd} \geq 1$ است	$F_V = 0.9\sqrt{f'_m}$	حداکثر 30 PSI (2. kg/cm2)
هنگامی که $\frac{M}{Vd} < 1$ است	$F_V = \frac{1}{3}(3.7 - \frac{M}{Vd})\sqrt{f'_m}$	M : لنگر خمشی در مقطع V : نیروی برشی در مقطع d : ارتفاع موثر مقطع
۲- باسلاح برشی وقتی که سلاح برشی برای تمام نیروی برش طرح شود		
الف- در اعضای خمشی	$F_V = 3\sqrt{f'_m}$	حداکثر 120 PSI (8.4 kg/cm2)
ب - در دیوارهای برشی :		
هنگامی که $\frac{M}{Vd} \geq 1$ است	$F_V = 1.5\sqrt{f'_m}$	حداکثر 60 PSI (4.2 kg/cm2)
هنگامی که $\frac{M}{Vd} < 1$ است	$F_V = \frac{1}{2}(4 - \frac{M}{Vd})\sqrt{f'_m}$	
تنش چسبندگی :		
الف- میلگردهای صاف	U = 50 PSI	معادل U = 3.5 kg/cm2
ب - میلگردهای آجدار	U = 100 PSI	معادل U = 7 kg/cm2
ضریب ارتجاعی :		
الف- در کشش و فشار	$E_m = 750\, f'_m$	
ب - در برش	$G_m = 300\, f'_m$	

سلاح فولادی - تنش‌های مجاز در سلاح فولادی نباید از ۱۴۰۰ کیلوگرم برسانتیمترمربع برای فولاد معمولی و از ۱۷۰۰ کیلوگرم برسانتیمترمربع برای فولادهای قوی تجاوز کند. تنش‌های مجاز (مربوط به بنائی و سلاح فولادی) برای حالت ترکیبی بار مرده و بار زنده باضافه اثر باد (و یا زلزله) را می‌توان ۳۳ درصد افزایش داد مشروط بر آنکه مقاومت عضو باربر از آنچه که برای مجموع بارهای مرده و زنده لازم است کمتر نگردد.

شرایط طرح و محاسبه

مقطع موثر- مقطع موثر در مقابل فشار محوری در دیوار بنائی مسلح با بلوک مجوف بتنی، برابر سطح مقطع خالص دیوار در نظر گرفته می‌شود که عبارتست از سطح مقطع متوسط خالص بلوک‌های بتنی باضافه سطح مقطع قسمت بتن‌ریزی شده.
مقطع موثر در مقابل برش عبارتست از جمع کلیه سطوح ملات کشیده باضافه سطح مقطع بتن‌ریزی شده.

عرض موثر- در محاسبه تنش‌های حاصل از خمش در حالتی که سلاح فولادی کشش حاصل از لنگر خمشی تولید شده توسط بارهای عمود بر سطح دیوار را تحمل می‌کند، عرض موثری که برای مقطع خمشی از دیوار در نظر گرفته می‌شود نباید از مقادیر زیر تجاوز کند:

۶ برابر ضخامت دیوار در دیوارهائی که در بنائی آنها هرز ملات‌ها گشته باشد.
۳ برابر ضخامت دیوار در دیوارهائی که در بنائی آنها هرز ملات‌ها بریده باشد.

ضخامت حداقل

توصیه می‌شود حداقل ضخامت دیوارهای بنائی با بلوک، به $\frac{1}{20}$ فاصله بین تکیه‌گاه‌های جانبی آن محدود می‌گردد. این تکیه‌گاه‌های جانبی ممکن است در امتداد افقی و یا قائم باشند.

فولادگذاری- فولاد مصرفی بهتر است از نوع آجدار باشد. به کار بردن میلگردهای صاف با قطر بیش از ۸ میلیمتر مجاز نمی‌باشد. در مناطق زلزله خیز، حداقل سطح مقطع سلاح فولادی، در هر امتداد قائم یا افقی نباید از ۰/۰۷ درصد مقطع کلی دیوار کمتر باشد و جمع درصد فولاد قائم و افقی باید حداقل ۰/۲ درصد باشد. قطر میله‌هائی که

بکار می‌رود می‌تواند از ۱۰ تا ۳۰ میلیمتر باشد و حداکثر مقطع فولادی نسبت به سطح مقطع سلول پر شده مربوطه ۶ درصد و در مقطع فولادهای وصله شده تا ۱۲ درصد می‌تواند برسد فاصله میله تا جدار سلول نباید از ۷ میلیمتر در مورد بتن دانه‌ریز و ۱۲ میلیمتر در مورد بتن درشت‌تر کمتر گردد.

حداقل و حداکثر سطح مقطع فولاد طولی در ستون‌های با بلوک بنائی به ترتیب ۰/۵ درصد تا ۴ درصد مقطع ستون است و حداقل باید ۴ عدد میله ۱۲ میلیمتر در آنها بکار رود. میله‌های طولی باید با تنگ‌هائی تثبیت شوند. حداقل قطر این تنگ‌ها ۶ میلیمتر برای میله‌های طولی تا ۲۰ میلیمتر، و ۸ تا ۱۰ میلیمتر برای میله‌های درشت‌تر می‌باشد. فواصل تنگ‌ها از یکدیگر، نباید از ۱۶ برابر قطر میله طولی و یا ۴۸ برابر قطر میله تنگ و از بعد حداقل ستون تجاوز نماید و بطور کلی این فاصله از ۴۵ سانتیمتر بیشتر نگردد. در مناطق با زلزله‌های شدید، رقم اخیر باید به ۲۰ سانتیمتر محدود گردد. طول وصله میله در میله‌های فشاری ۳۰ برابر و در میله‌های کششی ۴۰ برابر قطر میله می‌باشد.

دیوارهای برشی

آزمایش نشان می‌دهد که دیوارهای برشی از بنائی مسلح با بلوک بتنی که با مصالح خوب و مطابق مشخصات فنی و با فولاد پخش شده در دیوار، ساخته شده باشند مقاومت و شکل‌پذیری[1] خوبی را نشان می‌دهند و پهنای حلقه سیکل هیسترزیس در آنها نسبتاً بزرگ و نتیجتاً جذب انرژی قابل توجه‌است.

برای یک ضریب شکل‌پذیری در تغییر مکان (μ) برابر ۲ توام با تنش‌های برشی نسبتاً بالا (تا حدود ۲۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع) رفتار دیوار رضایت بخش بوده و افت مقاومت و سختی[2] دیوار چندان زیاد نمی‌باشد و عملاً شبیه دیوار برشی بتن آرمه عمل می‌نماید.

البته این شکل‌پذیری محدود است و ممکن است در طلب شکل‌پذیری[3] بیشتر، مقاومت و سختی بسرعت افت کند.

با توجه به این حالت، ارقام محاسباتی انتخاب شده برای برش پایه ساختمان[4] باید متناسباً مقادیر بزرگتری از ارقام نظیر ساختمان‌های اسکلت فلزی و یا بتن آرمه در نظر گرفته شود. مخصوصاً اینکه وجود پرید نسبتاً کوچک در این نوع سازه‌ها باعث طلب شکل‌پذیری بزرگتری از سازه‌های انعطاف‌پذیر می‌گردد.

1- Ductility 2- Stiffness 3- Ductility demand 4- Base shear

با توجه به مجموع این عوامل خوبست در محاسبه برش پایه در دیوارهای برشی، در این نوع سازه‌ها، مقادیری در حدود ۱/۵۰ برابر آنچه که در دیوارهای بتن آرمه نظیر بکار می‌رود، در تنش‌های حداکثر برشی تا حدود ۱۲ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع، بکار برد.

سوراخ و بازشو در دیوارهای برشی

بازشوها در دیوارهای برشی چند طبقه بنائی با بلوک، مقاومت و سختی دیوار را بشدت کاهش می‌دهد. در بازشوهای بزرگ، عمل کنسول دیوار برشی تقریبا" خنثی می‌شود و طلب شکل‌پذیری در مقاطع باقیمانده بین بازشوها، فوق‌العاده است و برای جلوگیری از این افت مقاومت، عملا" راه حل موثر و در عین حال اقتصادی وجود ندارد. بنابراین در دیوارهائی که عمل اصلی دیوار برشی را دارند باید سعی شود از گذاردن بازشو خودداری گردد.

پیش‌بینی‌های ویژه برای مناطق با زلزله شدید

نکات اصلی که در ساختمان‌های کوتاه (تا سه طبقه) قابل توجه است بشرح زیر می‌باشد:

۱- بنائی مسلح با بلوک بتنی اگر بطور صحیح طرح و محاسبه و با توجه به جزئیات اجرا، ساخته شود می‌تواند در ساختمان‌های کوتاه، سیستم مقاوم و مطمئن و در عین حال ساده و عملی در مناطق زلزله خیز گردد. نکته اصلی از نظر مقاومت آنست که عناصری که فولادگذاری شده‌اند قسمت‌های مختلف سازه را بطور کامل به یکدیگر ببندند و برای اینکار طرح ایده‌آل آنست که دیوارهای بلوک بتنی در تمام پلان هم در زیر و هم در بالای خود دارای کلاف افقی سرتاسری باشند و سلول‌های مسلح قائم داخل دیوار با اتصال کافی با کلاف‌های افقی، شبکه کاملی را بوجود آورد. از طرفی دیگر دیوارهائی که در موقع حمله زلزله، نقش دیوار برشی را دارند و در امتداد طول خود تحت تنش قرار می‌گیرند، دارای شکل‌پذیری کافی باشند بطوریکه با تغییرشکل‌های حاصل، حالت وارفتگی و افت مقاومت و سختی[1] در آنها بوجود نیاید.

۲- در موقع طرح ساختمان به پیچش در پلان، بعلت خروج از مرکز بین مرکز جرم و مرکز صلبیت توجه مخصوص شود و آنرا به حداقل کاهش داد.

۳- در ساختمان‌های چند طبقه از گذاردن دیوار روی کف بالا، خارج از محاذات دیوار زیرین، خودداری شود.

1- Stiffness Degradation

۴- در دیوارهای برشی تمام فضاهای خالی (اعم از فضای با سلاح فولادی یا بدون آن) بتن‌ریزی شود. چه، هنگامی که در زلزله دیوار بصورت برشی کار می‌کند، سلول‌های خالی در آن ضعف بزرگی بوجود می‌آورند. در مورد بعضی دیوارهای برشی مهم، ترجیح دارد تمام سلول‌ها فولادگذاری شوند.

۵- نسبت دیوار[1] *که بر حسب تعریف عبارتست از مجموع طول دیوارها در یک امتداد تقسیم بر سطح کلی پلان، برای امتداد محورهای اصلی ساختمان، بطور کلی از mm/m^2 ۲۱۰ و ترجیحاً* از mm/m^2 ۲۵۰ کمتر نگردد.

۶- بلوک‌چینی در همه جا با درزهای گشته بعمل آید و از هر گونه بنائی بریده که نقطه ضعف در زلزله است، خودداری شود.

۷- گوشه در تلاقی دو دیوار و تقاطع دیوارهای طولی با دیوارهای عرضی متعامد باید از نظر کار بلوک‌چینی، سلاح فولادی و بتن پرکننده کامل باشد.

۸- نسبت ارتفاع به ضخامت دیوارها به ۲۰ محدود گردد و دیوار باربر نازکتر از ۱۵ سانتیمتر و ترجیحاً* در بسیاری از نقاط، نازکتر از ۲۰ سانتیمتر بکار نرود.

۹- در ستون‌های با بلوک مسلح، بعد حداقل مقطع برابر ۳۰ سانتیمتر مراعات شود.

۱۰- حداکثر فاصله سلول‌های فولادگذاری شده از یکدیگر در امتداد قائم و افقی به ترتیب از $\frac{1}{20}$ طول و یا ارتفاع بیشتر نشود و فاصله حداکثر در آنها از ۱۲۰ سانتیمتر تجاوز نکند، در دیوارهای برشی یا ساختمان‌های مهمتر، این ارقام به $\frac{1}{3}$ طول یا ارتفاع و حداکثر ۸۰ سانتیمتر تقلیل یابد.

۱۱- در هوای سرد و یا خیلی گرم، کلیه محدودیت‌های فنی لازم ضمن بلوک‌چینی و بتن‌ریزی، و پس از آن در نگاهداری و عمل آوردن ملات و بتن بعمل آید.

۱۲- وجود مهندس ناظر و بازرس اجرائی لازم است و اجرای کار باید تحت مراقبت و بازرسی مداوم بعمل آید.

1- Wall Ratio