



Dastnameh.ir

پایگاه علمی سازه های دریایی فراساحل و مهندسی زلزله

گزیده کتاب

مهندسی زلزله کاربردی

در طراحی و بهسازی

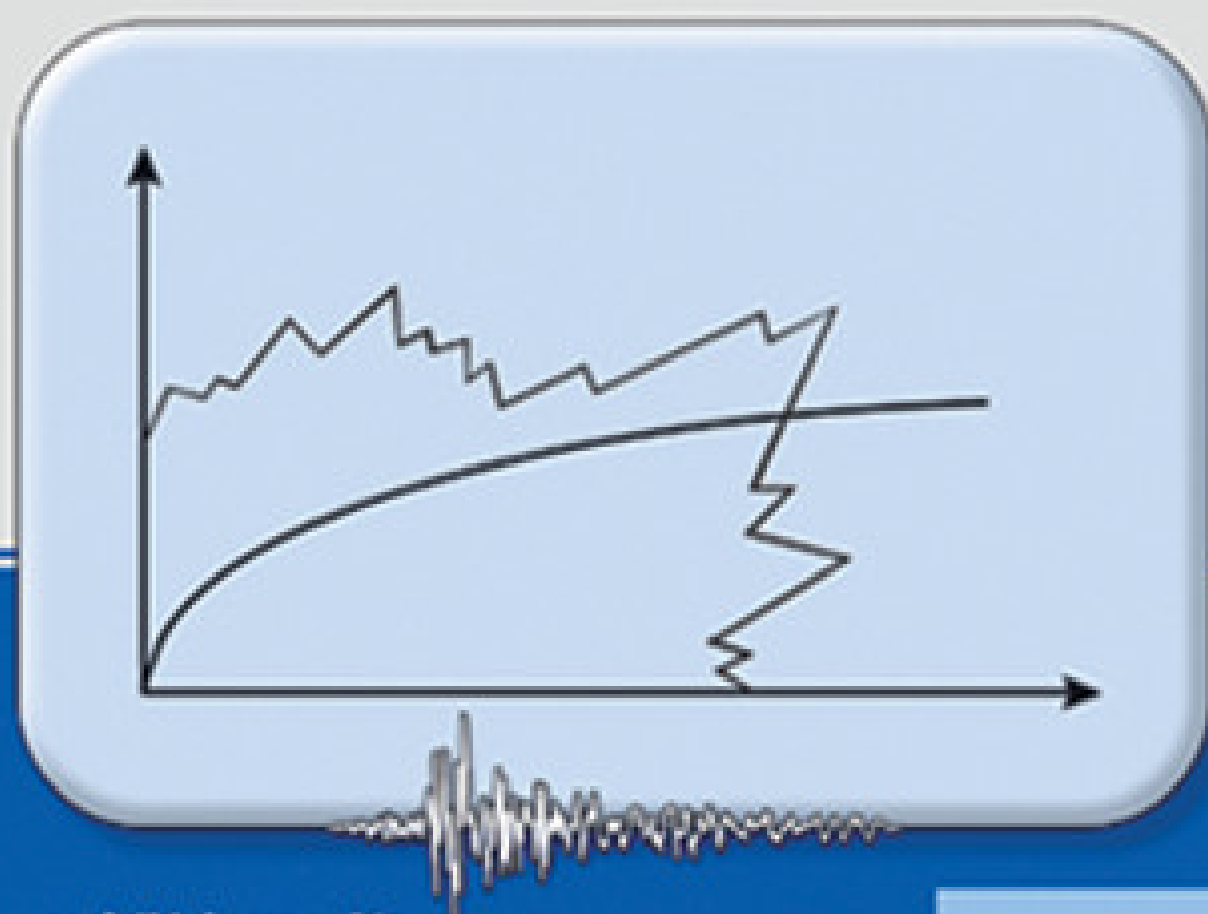
(دستنامه ۸)

این فایل توسط مؤلف و با اجازه ی کتبی ناشر، منتشر شده است؛
و هدف از آن صرفاً آشنایی دقیق تر با محتویات این کتاب است.
استفاده از تمام یا قسمتی از آن منوط به اجازه ی کتبی جداگانه
از ناشر می باشد.



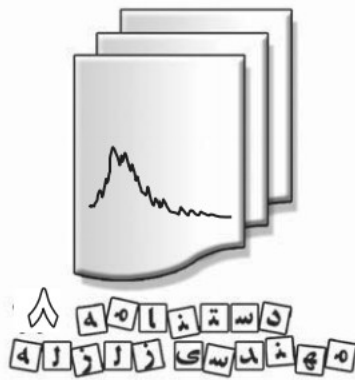
مهندسی زلزله
در طراحی و بهسازی

مهندسی زلزله کاربردی در طراحی و بهسازی



دکتر محمدرضا تابش پور
مهندس حسین ابراهیمیان

برنام آن که جان را کفرت آموخت



مهندسی زلزله کاربردی

در طراحی و بهسازی

مؤلفان:

دکتر محمدرضا تابش پور

(عضو هیأت علمی دانشگاه تربیت معلم سبزوار)

حسین ابراهیمیان

(دانشجوی دکترا، دانشگاه صنعتی شریف)



دانشگاه تربیت معلم سبزوار



فدکا ایستاتیس

سرشناسه	تایش پور، محمدرضا، ۱۳۵۴-
عنوان و نام پدیدآور	مهندسی زلزله کاربردی در طراحی و بهسازی / محمدرضا تایش پور، حسین ابراهیمیان.
مشخصات نشر	تهران: فدک ایستاتیس، ۱۳۸۸.
مشخصات ظاهری	۴۰۴ ص.؛ مصور، جدول، نمودار.
شابک	۸۰۰۰۰ ریال : ۲-۵۹-۵۲۰۳-۶۰۰-۹۷۸
وضعیت فهرست نویسی	قیفا
یادداشت	کتابنامه: ص. ۴۰۶-۴۰۷.
موضوع	زلزله -- مهندسی
موضوع	ساختمان ها -- اثر زلزله
موضوع	زلزله شناسی
شناسه افزوده	ابراهیمیان، حسین، ۱۳۵۴-
رده بندی کنگره	۱۳۸۸ م ۹/۲۴/۶/۷۸۵۴ TA
رده بندی دیویی	۶۲۴/۱۷۶۲
شماره کتابشناسی ملی	۱۶۷۴۶۴۲



مهندسی زلزله کاربردی در طراحی و بهسازی



مؤلفان	دکتر محمدرضا تایش پور، حسین ابراهیمیان
مدیر تولید	مهندس رضا کرمی شاهنده
ویراستار فنی	سید فرید قهاری
ویراستار ادبی	عوض لطیفی خرسکی
نوبت چاپ	اول - ۱۳۸۸
تیراژ	۲۰۰۰
لیتوگرافی	هزاره
چاپ	رهنما
صحافی	کیمیا
قیمت	۸۰۰۰۰ ریال
شابک	۲-۵۹-۵۲۰۳-۶۰۰-۹۷۸

نشانی: تهران - خیابان انقلاب - خیابان اردیبهشت - بین لبافی نژاد و جمهوری - ساختمان ۱۰ (۲۶۱ قدیم)
تلفن: ۶۶۴۶۵۸۳۱ - ۶۶۴۸۱۰۹۶ - ۶۶۴۸۲۲۲۱
نمایندگی یزد: میدان آزادی (باغ ملی) - ابتدای خیابان فرخی - جنب مجتمع ستاره
تلفن: ۶۲۲۵۴۹۱ - ۶۲۶۸۸۲۲ - ۰۳۵۱

www.fadakbook.ir

کلیه حقوق و حق چاپ متن و عنوان کتاب که به ثبت رسیده است؛ مطابق با قانون حقوق مولفان و مصنفان مصوب ۱۳۴۸ محفوظ و متعلق به انتشارات فدک ایستاتیس می باشد. هرگونه برداشت، تکثیر، کپی برداری به هر شکل (چاپ، فتوکپی، انتشار الکترونیکی) بدون اجازه کتبی از انتشارات فدک ایستاتیس، ممنوع بوده و متخلفین تحت پیگرد قانونی قرار خواهند گرفت.

معاونت حقوقی
انتشارات فدک ایستاتیس

پیشگفتار مؤلف اول

هر چند شدت لرزه‌خیزی کشور ایران از آسیای شرقی (به عنوان مثال کشور ژاپن) به مقدار قابل ملاحظه‌ای کمتر است، با وجود این، آمار تلفات زلزله در کشور ایران در مقایسه با جمعیت آن در همه‌ی جهان بی‌نظیر است. علت این امر، بی‌توجهی عمومی به ساخت و ساز مقاوم در برابر زلزله است. یکی از کارهای اساسی در جهت حل این مشکل، تدوین و تألیف مراجع آموزش مهندسی برای جامعه دانشگاهی و مهندسی کشور است. به‌منظور انجام وظیفه در راستای این رسالت، اینجانب بر آن شدم تا بر اساس دستاوردهای مهندسی زلزله و با توجه به تجربیات مربوط به زلزله‌های گذشته دوره‌ی «دستنامه‌ی مهندسی زلزله» را به جامعه‌ی مهندسی عمران و معماری کشور تقدیم کنم. این دوره شامل مجموعه نسبتاً کاملی از مطالب علمی این زمینه است. کتاب حاضر هشتمین کتاب از این سری بوده که با همکاری آقای ابراهیمیان از برجسته‌ترین دانشجویان دکترای سازه و در شانزده فصل تدوین شده است.

در دهه‌های آخر قرن نوزدهم که برخی از مهندسان در کشورهای اروپایی مأمور تدوین آیین‌نامه‌های لرزه‌ای شدند، معلوم بود که سازه‌ها در هنگام زلزله‌های شدید، وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند. چند دهه بعد بایوت مفهوم طیف پاسخ را بیان کرد و راه علمی و مهندسی برای بارگذاری لرزه‌ای را تدوین کرد. بایوت به خوبی با حل مسایل ارتعاش غیرخطی آشنا بود. حیطه‌ی کاری بایوت طوری نبود که مجال پرداختن به مسایل مهندسی زلزله را بیابد. به همین دلیل مفهوم طیف پاسخ بیش از یک دهه، مغفول واقع شد و حدود ۶۰ سال طول کشید تا مختصر تغییری در شکل طیف بایوت صورت گیرد. از نقطه نظر ارزش ایده‌ی اولیه و امکان طرح ساده و قابل اطمینان، می‌توان گفت که کار بایوت به تنهایی به اندازه‌ی تمام کارهای ایده‌پردازانه که در مهندسی زلزله انجام شده، برابری می‌کند و حتی بیشتر است.

سرفصل کتاب حاضر برای دروس مبانی مهندسی زلزله، مهندسی زلزله پیشرفته، طرح لرزه‌ای سازه‌ها و بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود، قابل استفاده است. با توجه به استانداردهای موجود در ایران، مطالب تکمیلی در برخی از قسمت‌های کتاب اضافه شده است تا ارتباط منطقی بین مطالب علمی و آیین‌نامه‌های لازم‌الاجرا در ایران حفظ گردد.

از همکاری و مساعدت صمیمانه‌ی آقای فرید قهاری که از برجسته‌ترین دانشجویان دکترای کشور بوده و ویرایش کتاب را با دقت فراوانی انجام دادند، سپاسگزاری می‌شود. از زحمات سرکار خانم‌ها ناهید و ندا

تابش پور صمیمانه تشکر می‌گردد. همچنین از همکاری و مساعدت سرکار خانم احتشام‌فر سپاسگزاری می‌شود. تهیه این اثر بیش از هر چیز مرهون همراهی و مساعدت همسر اینجانب بوده که از ایشان تشکر به عمل می‌آید.

از اساتید، دانشجویان و مهندسان محترم تقاضا می‌شود که نظرات و پیشنهادات خود را برای اصلاح و رفع نقایص کتاب برای نویسندگان ارسال فرمایند. پیشاپیش از تمامی منتقدان و پیشنهاددهندگان که اینجانبان را مورد منت قرار داده و زحمت ارسال نظرات خود را تقبل می‌کنند، صمیمانه تشکر می‌شود.
برای تبادل نظر به سایت **dastnameh.ir** مراجعه شود.

محمدرضا تابش پور

تابستان ۱۳۸۸

tabesh_mreza@yahoo.com

tabeshpour@civil.sharif.ir

info@dastnameh.ir



تقدیم بہ:

پدر

مادر

و ہمسر

محمد رضا تابش پور



پیشگفتار مؤلف دوم

مهندسی زلزله بی شک در زمره‌ی یکی از مهمترین گرایش‌های مهندسی عمران قرار دارد. در کشور ایران که جزو مناطق لرزه‌خیز است، اهمیت این علم بیش از پیش نمایان است. هر چند سال با وقوع یک زلزله شدید، تلفات جانی و مالی شدیدی به هم‌وطنان عزیزمان وارد می‌شود که دلیل عمده‌ی آن عدم توجه دست‌اندرکاران به اصول طراحی و اجرای سازه‌های مقاوم در برابر زلزله است. تنها راه برای رفع این مشکل آن است که ساخت و ساز مقاوم در برابر زلزله به صورت یک فرهنگ عمومی درآید. خوشبختانه در دانشگاه‌های ایران اساتید بسیار توانایی برای آموزش دانش زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله وجود دارند، ولی متأسفانه در کشور ما فاصله زیادی میان صنعت ساخت و ساز با آنچه مهندسان در دانشگاه‌ها فرا می‌گیرند، وجود دارد. بررسی خرابی‌های ناشی از زلزله‌های به وقوع پیوسته در سالیان اخیر، نشان می‌دهند که با رعایت اصولی بسیار ساده و ابتدایی در طراحی و اجرا، می‌توانستیم مانع از بین رفتن جان تعداد بیشماری از هم‌وطنانمان شویم.

تدوین، ترویج، تصحیح و به‌روزرسانی آیین‌نامه‌های طراحی و بهسازی لرزه‌ای از یک سو و تألیف مراجع کمک آموزشی مهندسی زلزله برای درک بهتر مفاهیم مطرح شده در آیین‌نامه‌ها از سوی دیگر، می‌توانند گام‌های مؤثری جهت خدمت به جامعه مهندسی کشور و گسترش فرهنگ مهندسی زلزله باشند. هر چند در سالیان اخیر، آیین‌نامه‌ها و استانداردهای طراحی و اجرای سازه‌های مقاوم در برابر زلزله در کشور ما تغییرات چشم‌گیری یافته‌اند، ولی نیاز به اصلاح روش‌های طراحی لرزه‌ای موجود در آیین‌نامه‌ها به شدت احساس می‌شود. در بسیاری از آیین‌نامه‌های موجود و رایج طراحی لرزه‌ای (از جمله آیین‌نامه‌های *UBC*، *IBC*، آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران و ...)، نگرش اصلی استفاده از طیف طراحی خطی و طراحی بر مبنای نیرو است. ضریب رفتار R برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه در زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرد. با رعایت مبانی این آیین‌نامه‌ها انتظار می‌رود در زلزله‌ی طرح ساختمان به سطح پاسخ مشخص شده برسد. ولی با بررسی زلزله‌های به‌وقوع پیوسته، مشخص می‌شود که ساختمان‌های طراحی شده بر اساس این نگرش عملکردهای متفاوتی از خود نشان داده‌اند. نسل جدید روش‌های طراحی و بهسازی لرزه‌ای بر مبنای عملکرد، این امکان را ایجاد می‌کند که سازه‌ها در سطوح مختلف خطر لرزه‌ای، میزان کارایی (یا میزان خسارت قابل پذیرش) مشخصی داشته باشند. در روش‌های طراحی بر مبنای عملکرد، نگرش اصلی، استفاده از تحلیل‌های غیرخطی و فلسفه‌ی طراحی بر مبنای جابجایی است. برای تعیین پاسخ غیرخطی سازه‌ها از روش‌های ساده‌ای بر مبنای ترکیب طیف پاسخ با تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی استفاده می‌شود. البته لازم به ذکر است که پاسخ لرزه‌ای یک ساختمان به عوامل متعددی از جمله ماهیت تحریک پایه ناشی از زلزله، هندسه سازه و مقاومت

اجزای آن وابسته بوده که هر کدام با عدم قطعیت‌های بسیاری مواجه است. از این رو برآورد دقیق میزان پاسخ لرزه‌ای سازه تقریباً غیرممکن است. بنابراین نگرش جدیدی که در سال‌های اخیر در طراحی لرزه‌ای بر مبنای عملکرد پیشنهاد شده است، برآورد حوزه تغییرات پاسخ سازه (به جای مقدار دقیق پاسخ) و برآورد احتمال افزایش یا کاهش پاسخ از مقادیر حدی است. این نگرش احتمالاتی، دورنمای سال‌های آینده مهندسی زلزله در آیین‌نامه‌ها را نشان می‌دهد.

هدف از تألیف کتاب حاضر تهیه مرجعی آموزشی برای آشنایی با فلسفه‌های موجود در نگرش‌های مختلف طراحی لرزه‌ای مطرح شده، است. مطالب ارائه شده در این کتاب برای مباحث مختلفی شامل مبانی مهندسی زلزله، مهندسی زلزله پیشرفته، طرح لرزه‌ای سازه‌ها و بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود، مفید و قابل استفاده می‌باشند. امید است که کتاب حاضر برای دانشجویان و مهندسان حرفه‌ای قابل کاربرد بوده و گامی در راستای درک بیشتر مهندسی زلزله کاربردی فراهم آورد.

در خاتمه از همکاری و یاری دوستان بسیار خوبم آقای مهندس فرید قهاری و آقای مهندس حسین جهان‌خواه که از برجسته‌ترین دانشجویان دکترای مهندسی عمران گرایش زلزله در دانشگاه صنعتی شریف هستند، تشکر و قدردانی می‌نمایم. تشکر خالصانه خود را از استاتید گرانقدر دوران تحصیلات دانشگاهی آقای دکتر علی اکبر گل‌افشانی و آقای دکتر سید احمد انوار، که نقش عمده‌ای در پیشرفت علمی اینجانب داشته‌اند، ابراز می‌دارم. شاگردی در محضر این اساتید بزرگوار برای من بزرگترین افتخار علمی محسوب می‌شود. در پایان از همراهی و کمک‌های بی‌دریغ همسرم تشکر و سپاسگزاری می‌نمایم. تقدیم این کتاب، کمترین کاری است که می‌توانم در برابر محبت‌های پاک و خالصانه‌ی ایشان انجام دهم.

از اساتید بزرگوار، دانشجویان و مهندسان محترم که نظرها و پیشنهادهای خود را برای اصلاح این مجموعه ارسال می‌فرمایند، صمیمانه تشکر و قدردانی می‌شود.

حسین ابراهیمیان

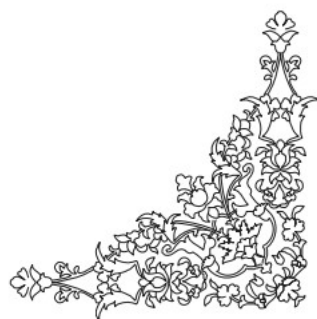
ebrahimian@civil.sharif.ir



تقدیم بہ:

محترم

حسین ابراہیمیان



سخن ویراستار

با توجه به وجود منابع گوناگون و ارزشمند فارسی و انگلیسی در زمینه‌های مختلف مهندسی زلزله، همچنان کمبود مراجعی که بتواند طیف گسترده مهندسی زلزله از زلزله‌شناسی مهندسی تا طراحی لرزه‌ای را پوشش دهد و جواب‌گوی نیازهای دانشجویان، محققین و مهندسان عزیز باشد، به‌خوبی احساس می‌گردد. این کمبود در حالی است که تلاشهای ارزشمندی توسط محققان و اساتید برجسته‌ی داخل کشور انجام گردیده و نتایج قابل ستایشی نیز ارائه شده است.

کتاب پیش روی که قسمتی از آن برگرفته از مطالب تدریس شده توسط پروفسور میهین در دانشگاه برکلی می‌باشد، به همت دو تن از محققین برجسته کشور تهیه و تألیف شده است. دکتر محمدرضا تابش‌پور و مهندس حسین ابراهیمیان کوشیده‌اند تا مطالب ارائه شده توسط پروفسور میهین را به صورت تفسیری و جامع در اختیار دانشجویان و محققین عزیز قرار دهند. علاوه بر آن، مؤلفین سعی نموده‌اند تا مطالب و فصلی را نیز به سبب نیاز جاری دانشجویان و مهندسان به آن بیفزایند، همچنین سعی شده است تا حد ممکن ارتباط منطقی میان مطالب با ملزومات آئین‌نامه‌های داخل کشور فراهم شود. کتاب حاضر به سبب پیوستگی و جامعیت آن در مفاهیم مهندسی زلزله، کوشیده است تا طیف گسترده خوانندگان از دانشجویان دوره کارشناسی تا دکترا را تحت پوشش قرار داده و نیاز جامعه مهندسی را نیز تا حد زیادی رفع کند.

در این کتاب، مؤلفین تمام تلاش خود را بکار گرفته‌اند تا با بهره‌گیری از دانش خود در زمینه مهندسی زلزله، تجربیات خود در تدریس و تألیف منابع علمی و همچنین با استفاده از تجربیات کسب نموده در طی فعالیتهای حرفه‌ای، بتوانند تا حد ممکن شکاف میان مباحث تئوریک و کاربردهای عملی در مهندسی زلزله را کاهش داده و کتابی چندوجهی را تقدیم خوانندگان نمایند.

امید است کمبودهای موجود در کتاب از کیفیت مطالب کتاب نکاسته باشد. در پایان از همه اساتید، دانشجویان و همکاران عزیز خواهشمندم تا با نظرات سودمند خود ما را در بهبود مطالب این کتاب در ویرایش‌های آینده یاری فرمایند.

سید فرید قهاری

دانشجوی دکترا، دانشگاه صنعتی شریف

Ghahari@civil.sharif.ir

فهرست مطالب

فصل اول: مقدمه‌ای بر طرح ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله

- ۱.۱ مقدمه ۳
- ۲.۱ انواع خرابی در زلزله ۳
- ۳.۱ راهنمایی‌های مهم بر اساس زلزله‌های گذشته ۱۰
- ۴.۱ کمی‌سازی شدت خرابی در زلزله ۱۵
- ۵.۱ فعالیت‌های مربوط به بهبود و اصلاح آیین‌نامه‌های ساختمانی ۱۶
- منابع ۱۷

فصل دوم: مفاهیم اساسی طراحی بر اساس عملکرد

- ۱.۲ مقدمه ۲۱
- ۲.۲ آیین‌نامه‌های موجود: *ASCE-7 IBC, CBC (UBC)* ۲۲
- ۳.۲ توصیه‌های *SEAOC* (کتاب آبی) ۲۲
- ۴.۲ *Vision 2000*, حرکت به سمت طراحی بر اساس عملکرد ۲۳
- ۵.۲ انواع کاربری در *Vision 2000* ۲۵
- ۶.۲ شاخص بندی کمی زلزله ۲۵
- ۷.۲ معیارهای پذیرش در *Vision 2000* ۲۶
- ۸.۲ پیشرفت‌های مهم در *FEMA-273/356* ۲۸
- ۹.۲ پروژه‌ی فولادی *FEMA/SAC* ۲۹
- ۱.۹.۲ طراحی بر اساس عملکرد: رویکرد *SAC* ۳۰
- ۲.۹.۲ رویکرد *SAC* برای ساختمان‌های نو (*FEMA-350*) ۳۰
- ۳.۹.۲ برخی از محدودیت‌های روش *SAC* ۳۱
- ۱۰.۲ تحول سریع در آیین‌نامه‌ها و راهنماها بر اساس عملکرد ۳۱
- ۱۱.۲ بهبود ابزارهای مهندسی ۳۲
- ۱۲.۲ طراحی بر اساس عملکرد ۳۳
- ۱۳.۲ چارچوب *PEER* ۳۳

فصل سوم: نگرشی به روند اصلی طراحی لرزه‌ای

- ۱.۳ مقدمه ۴۱
- ۲.۳ مراحل اصلی در روند طراحی ۴۱
 - ۱.۲.۳ مقتضیات و نیازهای عملی لازم برای بهره‌برداری از طرح ۴۲
 - ۲.۲.۳ برآورد شرایط محیطی، ژئوتکنیکی و لرزه‌شناسی در محل احداث طرح ۴۲
 - ۳.۲.۳ انتخاب سیستم مناسب ۴۲
 - ۴.۲.۳ انجام عملیات مهندسی ۴۳
 - ۵.۲.۳ کنترل کیفیت و تضمین طرح (بیمه) ۴۵
 - ۳.۳ رهیافت‌های طرح لرزه‌ای ۴۵
 - ۱.۳.۳ مقدمه‌ای بر رهیافت‌های طراحی ۴۶
 - ۲.۳.۳ رهیافت‌هایی برای طراحی لرزه‌ای در سطوح خطر بالا ۴۶
 - ۳.۳.۳ حد نیرویی در سازه‌های غیرخطی ۴۷
 - ۴.۳.۳ حد شتاب در سازه‌های غیرخطی ۴۹
 - ۵.۳.۳ طراحی بر مبنای جابه‌جایی ۵۰
 - ۶.۳.۳ رویکردهای معمول طراحی ۵۰
 - ۱.۶.۳.۳ روش تنش مجاز (تحلیل الاستیک) ۵۱
 - ۲.۶.۳.۳ پاسخ سازه‌ی طراحی شده بر اساس مقاومت ۵۱
 - ۳.۶.۳.۳ رویکرد طراحی بر مبنای ظرفیت ۵۲
 - ۷.۳.۳ رویکرد طراحی سازه‌های مقاوم در برابر خسارت (خسارت تاب) ۵۳

فصل چهارم: خصوصیات مهندسی زمین لرزه‌ها و تحلیل خطر

- ۱.۴ مقدمه ۵۷
- ۲.۴ هدف تحلیل خطر ۵۷
- ۳.۴ محیط لرزه‌ای ۵۷
- ۴.۴ مرگ و میر ناشی از زلزله‌ها ۵۹
- ۵.۴ زمین‌لرزه‌های آمریکا ۶۰

- ۶.۴ تئوری بازگشت ارتجاعی ۶۲
- ۷.۴ گسلش ۶۳
- ۸.۴ خطر لرزه‌ای ۶۵
- ۹.۴ وابستگی حرکت زمین به مکانیزم گسلش ۶۶
- ۱۰.۴ اثرات زلزله نزدیک گسل ۶۷
- ۱۱.۴ اثرات مسیر عبور موج ۶۸
- ۱۲.۴ اثرات محلی (ساختگاهی) ۶۹
- ۱۳.۴ اندرکنش خاک و سازه ۷۰
- ۱۴.۴ بحث کیفی روی تاریخچه‌ی زمین ۷۱

فصل پنجم: کاربرد تحلیل خطر در مهندسی زلزله

- ۱.۵ مقدمه ۷۷
- ۲.۵ مقیاس‌های شدت زلزله ۷۷
- ۱.۲.۵ بزرگ‌های لرزه شناسی ۷۷
- ۲.۲.۵ شدت مرکالی اصلاح شده (*Modified Mercalli Intensity, MMI*) ۷۸
- ۳.۵ شاخص‌های مهندسی مربوط به شدت زلزله ۷۸
- ۴.۵ تخمین شدت زلزله ۸۱
- ۵.۵ تخمین بر اساس طول گسل ۸۱
- ۶.۵ تخمین آماری شدت زلزله ۸۲
- ۱.۶.۵ رابطه‌ی بور، جویئر و فیومال (*Boore, Joyner and Fumal*) ۸۳
- ۲.۶.۵ رابطه‌ی کمپل و بزرگ نیا ۸۴
- ۷.۵ پریود غالب تحریک ۸۵
- ۸.۵ بیشینه‌ی سرعت و جابه‌جایی زمین ۸۵
- ۹.۵ تحلیل خطر به روش قطعی (تعیینی، متعین) ۸۷
- ۱۰.۵ تحلیل خطر به روش احتمالی ۸۸
- ۱۱.۵ داده‌های *USGS* ۹۰
- ۱۲.۵ تاریخچه‌ی زمانی زلزله ۹۱
- ۱۳.۵ رکوردهای مصنوعی حرکت زمین ۹۱
- ۱.۱۳.۵ اصلاح رکوردهای موجود ۹۲

۲.۱۳.۵ روش‌های حوزه‌ی فرکانس ۹۳

۳.۱۳.۵ روش‌های حوزه‌ی زمان ۹۴

فصل ششم: طیف‌های پاسخ و طراحی

۱.۶ مقدمه ۱۰۱

۲.۶ طیف پاسخ خطی ۱۰۱

۳.۶ طیف طراحی ۱۰۲

۴.۶ هموار کردن طیف پاسخ ناشی از رکوردهای مختلف ۱۰۳

۵.۶ میرایی ویسکوز (لزج) ۱۰۴

۶.۶ شیوه‌های مختلف ترسیم طیف پاسخ ۱۰۶

۷.۶ نمودار طیف پاسخ سه جانبه ۱۰۷

۸.۶ نمودار طیف پاسخ دو جانبه شبه شتاب-جابجایی ۱۰۹

۹.۶ روابط تحلیلی برای ایجاد منحنی طیف طرح الاستیک ۱۱۰

۱۰.۶ ایجاد منحنی طیف طرح الاستیک بر پایه‌ی روابط تحلیلی آماری (کاهندگی) ۱۱۰

۱۱.۶ اثر جهت‌گیری پیش‌رونده‌ی انتشار شکست (*Forward Directivity Effect*) در

نواحی نزدیک گسل بر طیف طراحی ۱۱۴

۱۲.۶ روابط تجربی ساده برای ایجاد طیف طرح الاستیک ۱۱۵

۱۳.۶ خصوصیات طیف طرح الاستیک نیومارک-هال ۱۱۶

۱۴.۶ نحوه‌ی ایجاد طیف طرح الاستیک نیومارک-هال ۱۱۹

۱۵.۶ مقایسه میان طیف طرح الاستیک نیومارک-هال با طیف‌های موجود در آیین‌نامه‌ها ۱۲۳

۱۶.۶ نکاتی پیرامون طیف طرح الاستیک نیومارک-هال ۱۲۴

۱۷.۶ تأثیر جنس خاک بستر بر طیف طرح الاستیک نیومارک-هال ۱۲۵

۱۸.۶ رفتار سازه‌ها در محدوده‌ی سرعت ثابت (محدوده‌ی نزولی طیف) در طیف طرح

نیومارک-هال ۱۲۶

۱۹.۶ طیف‌های طراحی جدید در آیین‌نامه‌ها ۱۲۷

۲۰.۶ نکاتی پیرامون طیف طرح *NEHRP* (FEM-368) ۱۲۸

۲۱.۶ طیف طرح آیین‌نامه *NEHRP* ۱۳۱

۲۲.۶ اصلاح طیف طرح برای میرایی‌های غیر از ۵٪ ۱۳۲

۲۳.۶ جمع‌بندی ۱۳۳

فصل هفتم: پاسخ دینامیکی غیر خطی سیستم‌های ساده

۱.۷ مقدمه ۱۳۷

۲.۷ پاسخ غیرالاستیک به تحریک‌های ساده ۱۳۸

۱.۲.۷ حالت الف: پالس با پریود بلند ($T_p > T$) ۱۳۹

۲.۲.۷ حالت ب: پالس با پریود کوتاه ($T > T_p$) ۱۴۲

۳.۲.۷ حالت ج: پالس با پریود خیلی کمتر از پریود سازه ($T \gg T_p$) ۱۴۶

۴.۲.۷ حالت د: تحریک هارمونیک با پریودی برابر پریود سازه ($T \approx T_p$) ۱۴۸

۱.۴.۲.۷ پاسخ سیستم الاستیک ۱۴۹

۲.۴.۲.۷ پاسخ سیستم غیرالاستیک ۱۵۰

۳.۴.۲.۷ نکاتی پیرامون روش سازه‌ی جایگزین ۱۵۳

فصل هشتم: طیف‌های پاسخ غیر خطی

۱.۸ مقدمه ۱۵۷

۲.۸ طیف پاسخ غیر خطی - کلیات ۱۵۷

۳.۸ نحوه‌ی ساخت طیف پاسخ غیر خطی با مقاومت یکسان ۱۵۸

۴.۸ موارد استفاده‌ی طیف پاسخ غیر خطی با مقاومت یکسان ۱۶۰

۱.۴.۸ تحلیل غیر خطی سیستم‌های یک درجه آزادی (برای ارزیابی سازه‌های موجود) ۱۶۰

۲.۴.۸ طراحی سیستم‌های یک درجه آزادی برای شکل‌پذیری مجاز ۱۶۱

۵.۸ نکاتی در مورد طیف پاسخ غیر خطی با مقاومت یکسان ۱۶۲

۶.۸ طیف پاسخ غیر خطی با شکل‌پذیری یکسان ۱۶۳

۷.۸ ضریب اصلاح پاسخ غیر خطی R ۱۶۳

۸.۸ حداکثر جابه‌جایی غیر خطی ۱۶۴

۹.۸ ضریب اصلاح جابه‌جایی γ ۱۶۶

۱۰.۸ جمع‌بندی ۱۶۶

فصل نهم: طیف طرح غیر الاستیک (غیر خطی)

۱.۹ مقدمه ۱۷۳

۲.۹ ایجاد طیف طرح غیرالاستیک ۱۷۴

۳.۹ روش نیومارک و هال در استخراج طیف غیر الاستیک ۱۷۴

- ۴.۹ تخمین جابه‌جایی ۱۷۶
 ۵.۹ ضرایب اصلاح تجربی برای طیف طرح غیرالاستیک ۱۷۷
 ۶.۹ ضریب رفتار R ۱۷۸
 ۷.۹ فرمت طیف شتاب بر حسب طیف جابه‌جایی ۱۷۹
 منابع ۱۸۰

فصل دهم: اثر $P-\Delta$ و نوع رفتار چرخه‌ای

- ۱.۱۰ مقدمه ۱۸۳
 ۲.۱۰ ضرورت اصلاح طیف غیرخطی ۱۸۳
 ۳.۱۰ مشاهداتی در منحنی‌های چرخه‌ای ۱۸۴
 ۴.۱۰ مدل‌های کاهندگی سختی ۱۸۴
 ۱.۴.۱۰ طیف‌های R ثابت ۱۸۶
 ۲.۴.۱۰ نمودار نیرو- جابه‌جایی ۱۸۷
 ۳.۴.۱۰ تاریخچه‌ی جابه‌جایی ۱۸۸
 ۴.۴.۱۰ اثر خصوصیات حرکت زمین ۱۸۹
 ۱.۴.۴.۱۰ سیستم‌های الاستیک ۱۸۹
 ۲.۴.۴.۱۰ سیستم‌های غیرالاستیک ۱۸۹
 ۵.۱۰ مدل الاستیک- کاملاً پلاستیک (EPP) ۱۸۹
 ۶.۱۰ اثر زوال مقاومت ۱۹۱
 ۷.۱۰ اثر $P-\Delta$ ۱۹۲
 ۱.۷.۱۰ روش ساده اثر غیرخطی هندسی ۱۹۲
 ۳.۷.۱۰ اثر کلی سختی هندسی ۱۹۴
 ۴.۷.۱۰ اثر سختی منفی فراتسلیم ۱۹۵
 ۵.۷.۱۰ اثر $P-\Delta$ در خلال زلزله ۱۹۶
 ۶.۷.۱۰ مود شکست ۱۹۷
 ۷.۷.۱۰ افزایش جابه‌جایی‌های بیشینه ۱۹۸
 ۸.۷.۱۰ طراحی برای اثر $P-\Delta$ ۱۹۹
 ۹.۷.۱۰ افزایش مقاومت به منظور جبران اثر $P-\Delta$ ۲۰۰
 ۱.۹.۷.۱۰ روش عمومی ۲۰۰
 ۲.۹.۷.۱۰ روش بروشک و میهین (*Boroschek and Mahin*) ۲۰۱

فصل یازدهم: نکاتی پیرامون زلزله نزدیک گسل

- ۱.۱۱ مقدمه ۲۱۱
- ۲.۱۱ خصوصیات رکورد زلزله‌ی نزدیک گسل ۲۱۱
- ۳.۱۱ طیف ضربه (*Shock Spectrum*) ۲۱۲
- ۱.۳.۱۱ طیف غیرخطی ضربه (برای ضربه‌ی ایده آل سازی شده‌ی مؤلفه‌ی عمود بر گسل) ۲۱۲
- ۴.۱۱ مشاهدات مربوط به زلزله‌ی نزدیک گسل ۲۱۴

فصل دوازدهم: استفاده از طیف پاسخ غیر ارتجاعی در طراحی

- ۱.۱۲ مقدمه ۲۲۷
- ۲.۱۲ تقلیل سیستم *MDOF* به سیستم معادل *SDOF* ۲۲۷
- ۳.۱۲ مفهوم تبدیل پاسخ *SDOF* به سیستم غیر الاستیک *MDOF* ۲۲۸
- ۴.۱۲ مروری بر طیف غیرالاستیک طرح ۲۲۸
- ۵.۱۲ برونیابی طیف‌های غیرالاستیک به سیستم‌های *MDOF* ۲۲۹
- ۶.۱۲ روش متداول تحلیل مودی ۲۲۹
- ۷.۱۲ نکاتی پیرامون تحلیل مودی ۲۳۰
- ۸.۱۲ کاربردهای آیین‌نامه‌ای ۲۳۱
- ۱.۸.۱۲ آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰، *UBC-97* و *IBC-2000* ۲۳۱
- ۲.۸.۱۲ *FEMA-368 (NEHRP-2002)* ۲۳۱
- ۳.۸.۱۲ *FEMA-273/356*، ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود ۲۳۱
- ۹.۱۲ روش استاتیکی خطی در *FEMA-273/356* ۲۳۱
- ۱.۹.۱۲ برش پایه ۲۳۱
- ۲.۹.۱۲ توزیع نیرو در ارتفاع ساختمان ۲۳۲
- ۳.۹.۱۲ معیار پذیرش در اعضا ۲۳۲
- ۴.۹.۱۲ معیار جابه‌جایی میان‌طبقه‌ای ۲۳۳
- ۱۰.۱۲ روش دینامیکی خطی در *FEMA-273/356* ۲۳۳
- ۱۱.۱۲ روش استاتیکی غیرخطی در *FEMA-273/356* ۲۳۴
- ۱۲.۱۲ تحلیل پوش اور ۲۳۵

- ۱۳.۱۲ بعضی از عبارات در FEMA- 273/356 ۲۳۶
- ۱۴.۱۲ ضوابط FEMA-350 در تحلیل پوش اور ۲۳۷
- ۱۵.۱۲ روش‌های غیرخطی در FEMA-273/356 ۲۳۸
- ۱۶.۱۲ تقلیل سیستم MDOF به SDOF ۲۳۹
- ۱۷.۱۲ سیستم SDOF معادل ۲۳۹
- ۱۸.۱۲ یادآوری سیستم SDOF ۲۴۲
- ۱۹.۱۲ پیشرفت‌های تجربی ۲۴۲
- منابع ۲۴۳

فصل سیزدهم: روش‌هایی ساده برای برآورد لرزه‌ای سازه‌ها

- ۱.۱۳ مقدمه ۲۴۷
- ۲.۱۳ ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها ۲۴۷
- ۱.۲.۱۳ سطوح عملکرد ساختمان (Performance Level) ۲۴۷
- ۲.۲.۱۳ سطوح خطر لرزه‌ای (Hazard Level) ۲۴۹
- ۳.۲.۱۳ اهداف بهسازی ۲۴۹
- ۱.۳.۲.۱۳ بهسازی مبنا ۲۴۹
- ۲.۳.۲.۱۳ بهسازی مطلوب ۲۵۱
- ۳.۳.۲.۱۳ بهسازی ویژه ۲۵۱
- ۴.۲.۱۳ نگرش آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ در تعیین عملکرد لرزه‌ای ۲۵۱
- ۵.۲.۱۳ روش‌های کلی ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها ۲۵۲
- ۶.۲.۱۳ پاسخ به یک پرسش اصلی ۲۵۵
- ۳.۱۳ تحلیل استاتیکی غیرخطی، مبانی ۲۵۸
- ۱.۳.۱۳ تعیین منحنی رفتاری اعضای سازه ۲۵۸
- ۲.۳.۱۳ توزیع ارتفاعی بار جانبی برای انجام تحلیل استاتیکی فزاینده‌ی غیرخطی ۲۶۲
- ۳.۳.۱۳ نقطه‌ی عملکرد ۲۶۳
- منابع ۲۶۶

فصل چهاردهم: روش اصلاح جابجایی یا ضریب جابجایی برای

تعیین نقطه عملکرد سازه‌ها

- ۱.۱۴ مقدمه ۲۶۹

۲.۱۴	روش‌های مختلف دو خطی کردن منحنی نیرو- جابه‌جایی	۲۷۱
۳.۱۴	ضریب C_0	۲۷۳
۴.۱۴	ضریب C_1	۲۷۴
۵.۱۴	ضریب C_2	۲۸۱
۶.۱۴	ضریب C_3	۲۸۳
۷.۱۴	جمع‌بندی	۲۸۸
	منابع	۲۸۸

فصل پانزدهم: روش خطی‌سازی معادل یا طیف ظرفیت

۱.۱۵	مقدمه	۲۹۱
۲.۱۵	روش طیف ظرفیت ارائه شده در دستورالعمل <i>ATC-40</i>	۲۹۱
۳.۱۵	جمع‌بندی روش طیف ظرفیت ارائه شده در دستورالعمل <i>ATC-40</i>	۳۰۷
۴.۱۵	روش خطی‌سازی معادل در دستورالعمل <i>FEMA-440</i>	۳۰۸
۱.۴.۱۵	تعیین میرایی مؤثر	۳۱۰
۲.۴.۱۵	تعیین زمان تناوب مؤثر	۳۱۰
۳.۴.۱۵	ارتباط میان زمان تناوب مؤثر در روش خطی‌سازی با زمان تناوب معادل (سکانتی)	۳۱۱
۴.۴.۱۵	روش‌های تعیین طیف جابه‌جایی-شبه شتاب با میرایی مؤثر	۳۱۵
۵.۴.۱۵	روش‌های تعیین نقطه‌ی عملکرد سازه‌ها به روش خطی‌سازی معادل	۳۱۶
۵.۱۵	روش N_2	۳۲۲
۶.۱۵	روش کلی طیف ظرفیت مبتنی بر طیف غیرالاستیک	۳۲۹
۱.۶.۱۵	استفاده از طیف نیاز غیرالاستیک حقیقی با مقاومت یکسان	۳۲۹
۲.۶.۱۵	استفاده از طیف نیاز غیرالاستیک تقریبی با مقاومت یکسان	۳۳۰
۳.۶.۱۵	استفاده از طیف الاستیک تقریبی با شکل‌پذیری یکسان	۳۳۱
	منابع	۳۳۳

فصل شانزدهم: روش‌های ساده تحلیل غیرخطی سازه‌ها با در نظر گرفتن اثر مودهای مختلف

۱.۱۶	مقدمه	۳۳۷
۲.۱۶	روش تحلیل تاریخی‌چهی زمانی مودال غیردرگیر	۳۳۷

- ۳.۱۶ روش تحلیل استاتیکی فزاینده‌ی مودال ۳۴۱
- ۴.۱۶ گام‌های انجام روش تحلیل تاریخچه‌ی زمانی مودال غیردرگیر ۳۴۷
- ۵.۱۶ گام‌های انجام روش تحلیل استاتیکی فزاینده‌ی مودال ۳۴۸
- ۶.۱۶ مقایسه‌ی میان روش‌های تحلیل استاتیکی فزاینده‌ی مودال و تحلیل تاریخچه‌ی زمانی مودال غیردرگیر ۳۴۸
- منابع ۳۵۰
- واژه‌نامه‌ی انگلیسی به فارسی ۳۵۱
- واژه‌نامه‌ی فارسی به انگلیسی ۳۵۷
- فهرست الفبایی ۳۶۳



۹. جلوگیری از برخورد ساختمان‌های مجاور به یکدیگر.
۱۰. کلاف‌بندی تمام اجزای سازه‌ای به یکدیگر و مهار اجزای غیرسازه‌ای به سازه.
۱۱. جلوگیری از سیستم‌های دارای میرایی اندک. ممکن است فقدان اجزای غیرسازه‌ای باعث کاهش میرایی در سازه‌های فولادی شود.

آیین‌نامه‌های ساختمانی ترکیبی است از: تجربه، تئوری‌های ساده شده و قضاوت مهندسی متخصصان. هر چند در تمامی آیین‌نامه‌های بارگذاری لرزه‌ای، خاطرنشان شده است که ضوابط آنها «حداقل ضوابط لازم برای تقلیل تلفات» است، اما تقریباً همواره مهندسان همین حداقل‌ها را رعایت می‌کنند. در نتیجه چه بسیار مواردی که مفاد آیین‌نامه اجرا شده است، ولی باز هم هدف آیین‌نامه برآورده نشده است. امید است با طراحی بر اساس عملکرد، این مشکل تا حد زیادی حل شود. به عنوان مثال حدود ۷۰٪ ساختمان‌های فولادی جدید در زلزله‌ی نورتریج دچار شکست‌های ترد اتصال تیر به ستون شدند، (شکل ۱-۱۲). همچنین بیش از ۱۰٪ قاب‌های خمشی جوش شده‌ی فولادی در زلزله کوبه فرو ریختند. تعداد زیادی از ساختمان‌های بتن مسلح در زلزله‌های نورتریج و لوماپریتا فرو ریخته یا شدیداً آسیب دیدند، شکل (۱-۱۳).



شکل ۱۲.۱

شکست ترد در اتصال تیر به ستون (زلزله‌ی نورتریج)



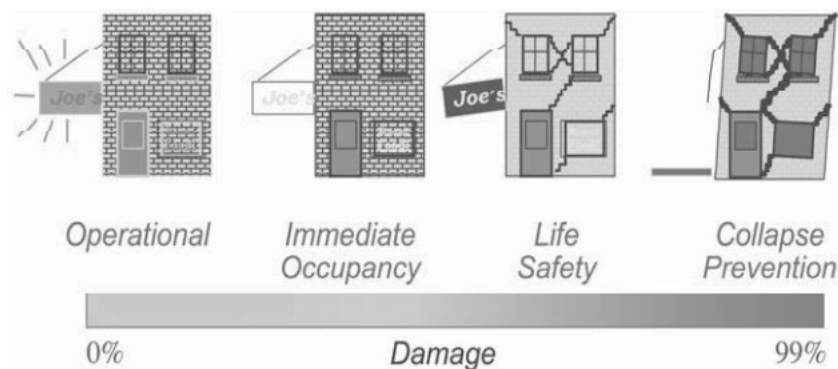
شکل ۱۳.۱

فرو ریزش ساختمان بتنی، پارکینگ چند طبقه (زلزله‌ی نورتریج)

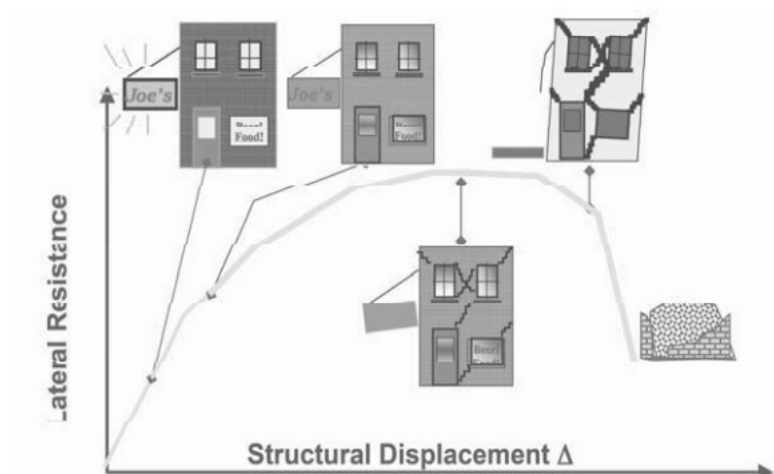


۴.۱ کمی سازی شدت خرابی در زلزله

در آیین‌نامه‌های ساختمانی عبارت آسیب و خرابی سازه‌ای مورد استفاده قرار گرفته است. به منظور ارتباط این عبارات با فرایند طراحی، باید مقدار خرابی به صورت کمی با سطوح عملکردی ارتباط داده شوند. در شکل (۱۸-۱) میزان خرابی با چهار سطح عملکرد (قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه، بهره‌برداری، ایمنی جانی و آستانه‌ی فروریزش) نشان داده شده است. هر یک از این سطوح خرابی مطابق شکل (۱۹-۱) متناظر با تغییر مکان مشخصی در سازه است.



شکل ۱۸.۱ کمی سازی خرابی و ارتباط آن با سطوح عملکردی



شکل ۱۹.۱ تغییر مکان‌های متناظر با هر یک از مقادیر خرابی (سطوح عملکردی)

همچنین توجه شود که انواع مختلفی از خرابی (*Damage*) وجود دارد: انهدام (*Collapse*)، شکست (*Fracture*)، کمانش (*Buckling*) و غیره که هر یک مستلزم واریسی‌های متفاوتی است.

۸.۲ پیشرفت‌های مهم در FEMA-273/356

FEMA-273/356 راهنماهای ارائه شده برای بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها است. در آنها چهار هدف عملکردی مشخص شده است:

آستانه‌ی فروریزش (*Collapse Prevention*)، ایمنی جانی (*Life Safe*)، کاربری متداوم (*Continued Occupancy*)، بهره‌برداری (*Operational*).

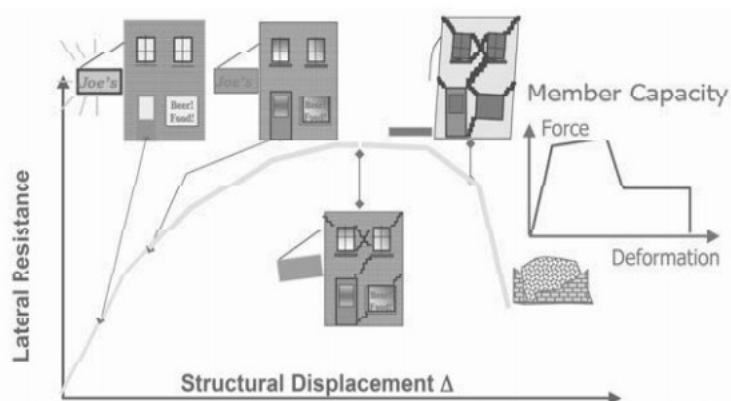
نقشه‌های خطر لرزه‌ای در آمریکا توسط سازمان زمین‌شناسی و نقشه‌برداری آمریکا (*USGS*) تهیه شده است. با استفاده از این نقشه‌ها و طیف‌های مناسب برای شتاب طرح با در نظر گرفتن شرایط خاک می‌توان بارگذاری لرزه‌ای را انجام داد.

در FEMA-356 رویکرد طراحی بر اساس جابه‌جایی با استفاده از ضرایب مشخص در تعیین جابه‌جایی هدف بام وجود دارد:

$$d_{\text{roof}} = C_0 C_1 C_2 C_3 C_m S_{d-\text{elastic}} \quad (1-2)$$

همچنین در این راهنما روش‌های دینامیکی غیرخطی و استاتیکی غیرخطی در کنار روش‌های خطی پیشنهاد شده است.

در شکل (۴-۲) موقعیت هر یک از انواع خرابی متناظر با تغییر مکان جانبی سازه بر روی منحنی ظرفیت نشان داده شده است.



شکل ۴.۲ منحنی ظرفیت سازه و تغییر مکان‌های متناظر با هر یک از حالات خرابی (سطوح عملکردی)



۱۲.۲ طراحی بر اساس عملکرد

در طول دو دهه‌ی اخیر تلاش‌های زیادی برای تدوین رویکردهای طراحی بر اساس عملکرد انجام شده است. در شکل (۱۱-۲) گام‌های مربوطه و ارتباط بین آنها در طراحی بر اساس عملکرد نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که تمام جنبه‌های مختلف مرتبط با مهندسی زلزله به نحو مناسبی در کنار یکدیگر قرار گرفته‌اند.

۱۳.۲ چارچوب PEER

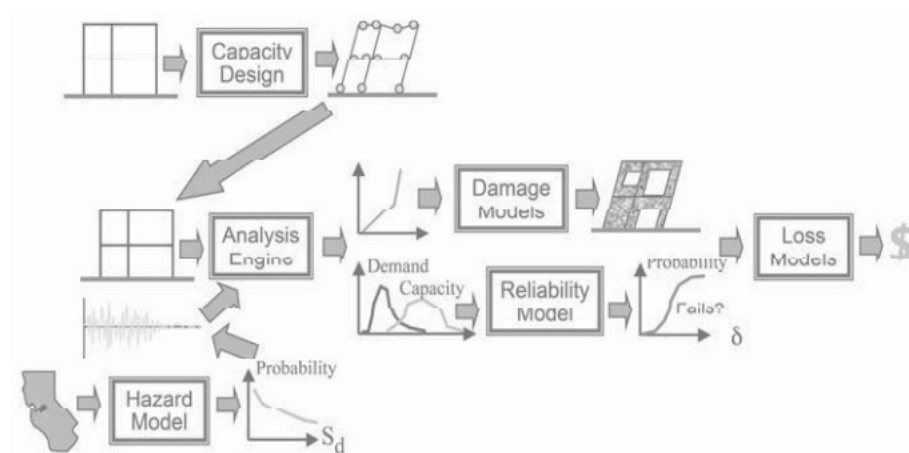
در *PEER* کارهای دامنه‌داری در زمینه‌ی طراحی بر اساس عملکرد آغاز شده و در حال انجام است. معادله‌ی احتمالی به صورت زیر ارائه شده است:

$$v(VD) = \iiint G[DV|DM] dG[DM|EDP] dG[EDP|IM] d\lambda[IM] \quad (۵-۲)$$

سمت چپ عبارت است از احتمال متغیر مورد تصمیم و سمت راست شامل مدل‌های عملکردی و شبیه‌سازی و دیفرانسیل خطر است. تعاریف موجود در معادله‌ی فوق به صورت زیر است:

IM (*Intensity Measure*): اندازه‌ی شدت، اندازه‌ای که برای شدت لرزش زمین به کار می‌رود، مانند: S_d ، a_g و غیره.

EDP (*Engineering Demand Parameter*): پارامتر نیاز مهندسی، اندازه‌ای که برای پاسخ سازه به کار می‌رود، مانند: جابه‌جایی بام، جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌ای، چرخش پلاستیک و غیره.

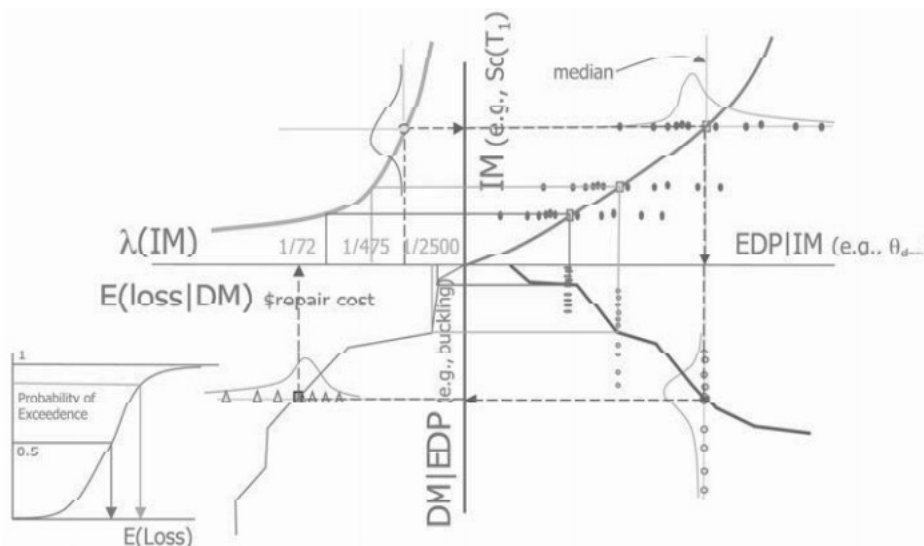


شکل ۱۱.۲ طراحی بر اساس عملکرد

شکل (۲-۱۴) هر چهار مرحله‌ی توضیح داده شده در قسمت فوق را به صورت منحنی به همراه تابع توزیع احتمال و پارامتر مربوط به مقدار متوسط نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که برای سه دوره‌ی بازگشت (۷۲، ۴۷۵ و ۲۵۰۰ سال) پارامتر مربوط به شدت زلزله بر روی سازه، مثلاً $S_d(T_1)$ ، تعیین شده و سپس در هر یک از این شدت‌ها مقدار EDP (مثلاً θ_{dmax}) را تعیین کرده و پس از آن مقدار خرابی (DM) به شرط رخداد EDP را تعیین کرده و سپس از روی آن احتمال متوسط مربوط به مبلغ خسارت را محاسبه می‌کنند.

۱۴.۲ آینده‌ی روش طراحی بر اساس عملکرد

FEMA یک پروژه‌ی جدید و مهم برای تدوین چارچوب مهندسی زلزله بر اساس عملکرد برای تمام سیستم‌های سازه‌ای و نه فقط بهسازی سازه‌های موجود، تحت عنوان پروژه‌ی *ATC-58* انجام داده است. روش عملکرد، امروزه برای تعداد بسیار زیادی از سازه‌ها مورد استفاده قرار گرفته است. تقابل بین طراحی بر اساس عملکرد و مناسبات اقتصادی و اجتماعی باید مورد دقت و بررسی قرار گیرد. در نهایت چگونه می‌توان سازه را طوری طرح کرد که با اطمینان به اهداف از پیش تعیین شده برسیم. برای رسیدن به این هدف هنوز کارهای زیادی باید انجام شود.



شکل ۱۴.۲ نمایش شماتیک چهار مرحله رسیدن از شدت لرزه‌ای به مبلغ خسارت به صورت احتمالی (تصویر رنگی در انتهای کتاب)



۸.۴ خطر لرزه‌ای

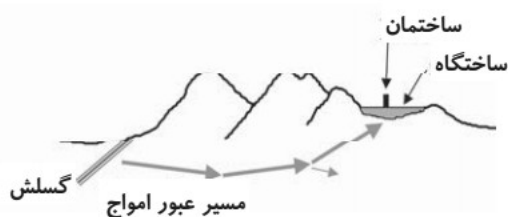
خطر لرزه‌ای به بزرگی، محل وقوع و دوره‌ی بازگشت زلزله‌ها در اطراف ساختگاه و جنبش زمین بستگی دارد. جنبش و لرزش زمین به عوامل زیر بستگی دارد:

- مکانیزم گسلش
- مسیر انتقال موج
- اثرات ژئوتکنیکی ساختگاهی
- اندرکنش خاک-سازه

این اثرات به طور شماتیک در شکل (۴-۱۴) نشان داده شده است.

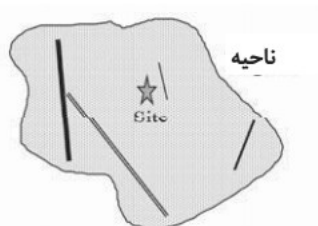
در فرایند تحلیل خطر دونوع داده‌ی مهم وجود دارد که معمولاً تحت محاسبات احتمالاتی قرار می‌گیرند:

- شرایط موجود در گسل‌های منطقه (پتانسیل لرزه‌خیزی، طول فعال گسل، جابه‌جایی‌های سالانه و غیره). به شکل (۴-۱۵) توجه شود.
- وقایع تاریخی (دوره‌های بازگشت، میزان خرابی زلزله‌های قبلی). شکل (۴-۱۶) را ملاحظه کنید.



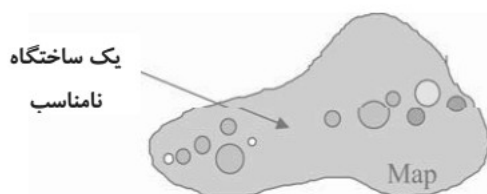
شکل ۱۴.۴

پارامترهای مهم در تحلیل خطر



شکل ۱۵.۴

وضعیت گسل‌های موجود در منطقه‌ی اطراف ساختگاه



شکل ۱۶.۴

زلزله‌های گذشته در اطراف ساختگاه



فضای آزاد ثبت خواهد شد متفاوت می‌شود. انعطاف‌پذیری خاک بر پاسخ دینامیکی سازه اثر می‌گذارد. این اثر در صورتی که ساختمان دارای وزن کم و ارتفاع زیاد باشد و بر روی خاک نرم قرار گرفته باشد، شدیدتر است.

اثر مهم دیگر اندرکنش خاک با سازه، عموماً افزایش میرایی مجموعه است. تسلیم خاک نرم و پدیده‌ی تشعشع باعث ایجاد میرایی در خاک شده و در نتیجه میرایی کل سیستم را افزایش می‌دهد. همچنین میرایی ذاتی خاک نیز وجود دارد.

همچنین به علت نرم‌تر شدن کل سیستم، پریود کلی مجموعه، افزایش می‌یابد. برای اطلاعات بیشتر به بخش «۸-۵» از FEMA-368 مراجعه شود.

۱۴.۴ بحث کیفی روی تاریخچه‌ی زمین

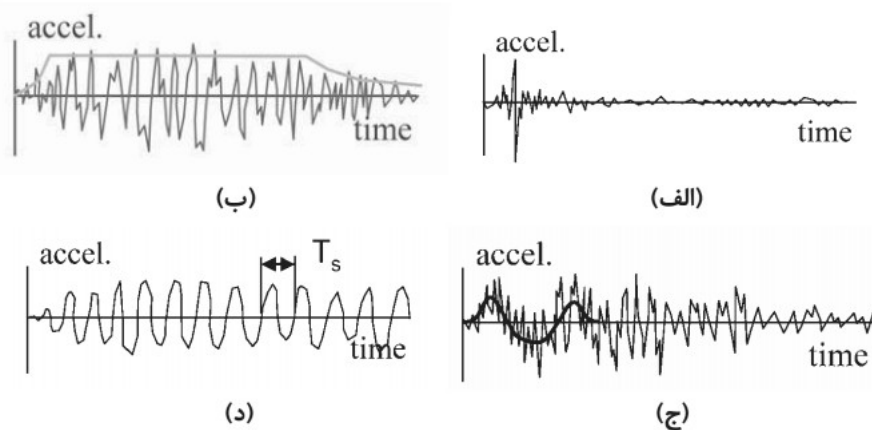
در شکل (۴-۳۳) شکل‌های مختلف تاریخچه‌ی زمانی شتاب زمین مشاهده می‌شود:

الف: بزرگای اندک و فاصله‌ی نزدیک

ب: فاصله‌ی نسبتاً دور با بزرگای متوسط تا شدید

ج: فاصله‌ی دور و خاک نرم و عمیق (در این حالت پریود شتاب حرکت با پریود خاک برابر است).

د: پالس دارای پریود بلند مربوط به بزرگای متوسط تا شدید در فاصله‌ی نزدیک



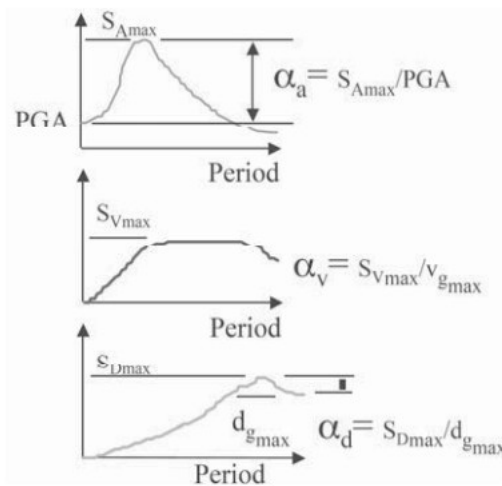
شکل ۳۳.۴ شکل‌های مختلف تاریخچه‌ی زمانی شتاب زمین، الف: بزرگای اندک و فاصله‌ی نزدیک، ب: فاصله‌ی نسبتاً دور با بزرگای متوسط تا شدید، ج: فاصله‌ی دور و خاک نرم و عمیق، د: پالس دارای پریود بلند مربوط به بزرگای متوسط تا شدید در فاصله‌ی نزدیک

با استفاده از تحلیل خطر و یا استفاده از روابط تجربی بر مبنای ضریبی از بیشینه‌ی شتاب زمین به‌دست می‌آیند. ضرایب بزرگ‌نمایی شتاب، سرعت و جابه‌جایی برای تولید طیف میانگین و یا میانگین به‌علاوه‌ی یک انحراف معیار با استفاده از جدول (۶-۲) تعیین می‌شود.

۱۳.۶ خصوصیات طیف طرح الاستیک نیومارک- هال

خصوصیات طیف پاسخ در هر محدوده‌ی پریودی با توجه به شکل (۶-۲۸) به شرح زیر است:

- محدوده‌ی پریودهای بسیار کم (کمتر از ۰/۰۳ ثانیه)



شکل ۲۷.۶

بیشینه‌ی مقادیر طیفی که از ضرب بیشینه‌ی پارامترهای جنبش زمین در ضریب بزرگ‌نمایی به دست می‌آید.

جدول ۲.۶ ضرایب بزرگ‌نمایی α_a ، α_v و α_d برای ایجاد طیف طراحی خطی

میانگین (50%)		میرایی ξ (%)				
		1	2	5	10	20
α_A	$3.21 - 0.68 \ln \xi$	3.21	2.74	2.12	1.64	1.17
α_V	$2.31 - 0.41 \ln \xi$	2.31	2.03	1.65	1.37	1.08
α_D	$1.82 - 0.27 \ln \xi$	1.82	1.63	1.39	1.20	1.01
میانگین به‌علاوه‌ی یک انحراف معیار (84.1%)		میرایی ξ (%)				
		1	2	5	10	20
α_A	$4.38 - 1.04 \ln \xi$	4.38	3.66	2.71	1.99	1.26
α_V	$3.38 - 0.67 \ln \xi$	3.38	2.92	2.30	1.84	1.37
α_D	$2.73 - 0.45 \ln \xi$	2.73	2.42	2.01	1.69	1.38

پارامترهای $S_{a_{0.2}}$ و S_{a_1} به ترتیب بیانگر مقدار شتاب طیفی در پریودهای 0.2 و 1 ثانیه هستند. با توجه به این تعریف، مقدار شتاب طیفی S_{a_1} در محدوده‌ی سرعت ثابت طیف و $S_{a_{0.2}}$ در محدوده‌ی شتاب ثابت طیف قرار دارند. بنابراین با توجه به رابطه‌ی (۳-۶)، خواهیم داشت:

$$S_{v_{\max}} = S_{a_1} \times \frac{1.0 \text{ sec}}{2\pi} \quad (۲۰-۶)$$

$$S_{a_1} \times \frac{1.0 \text{ sec}}{2\pi} = S_{a_{0.2}} \times \frac{T_c}{2\pi} \quad (۲۱-۶)$$

با توجه به رابطه‌های فوق می‌توان رابطه‌ی (۱۹-۶) را نتیجه گرفت. با مقایسه‌ی این طیف آیین‌نامه‌ای، شکل (۴۰-۶)، و طیف نیومارک-هال، شکل (۳۹-۶)، خواهیم داشت:

$$S_{a_{0.2}} = 1.36g \quad (۲۲-۶)$$

$$S_{a_1} = S_{v_{\max}} \times \frac{2\pi}{1.0 \text{ sec}} = 55.2 \times 2\pi \approx 0.90g \quad (۲۳-۶)$$

$$T_c = \frac{0.90g}{1.36g} \approx 0.66 \text{ sec} \quad (۲۴-۶)$$

$$T_o = 0.2 \times 0.66 \text{ sec} \approx 0.13 \text{ sec} \quad (۲۵-۶)$$

مقادیر محاسبه شده برای پریودهای گوشه در نقاط B و C (رابطه‌های ۲۴-۶ و ۲۵-۶) با مقادیر مشابه در طیف نیومارک-هال (شکل ۳۹-۶) یکسان هستند. لازم به ذکر است که آیین‌نامه‌های $NEHRP$ و IBC برای پریودهای بیشتر از ۴ ثانیه، مقدار شتاب را متناسب با $\frac{1}{T^2}$ فرض می‌کنند که این فرض با طیف نیومارک-هال هم‌خوانی دارد.

۱۶.۶ نکاتی پیرامون طیف طرح الاستیک نیومارک-هال

اگر مقادیر طیفی را در یک پریود خاص بخواهیم، نیازی به ترسیم کل طیف نیست و تنها کافی است که مقدار شتاب طیفی حاصل از سه رابطه‌ی زیر محاسبه شود (برای پریودهای بیشتر از 0.13 ثانیه):

$$S_A = \alpha_a a_g \quad (۲۶-۶)$$

$$S_A = \omega S_V^* = \left(\frac{2\pi}{T}\right) \alpha_v v_g \quad (۲۷-۶)$$

$$S_A = \omega^2 S_D^* = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \alpha_d d_g \quad (۲۸-۶)$$

پس از محاسبه شتاب طیفی از حداقل مقدار حاصل از رابطه‌های فوق، برای محاسبه‌ی سرعت و جابه‌جایی طیفی از رابطه‌های زیر استفاده می‌شود:



$$d_{\max, \text{yielding}} = \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}} d_{\max, \text{elastic}} \quad (۳۹-۷)$$

$$\gamma = \frac{d_{\max, \text{yielding}}}{d_{\max, \text{elastic}}} = \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (۴۰-۷)$$

تعبیر فیزیکی مسأله به صورت زیر است:

$$W_{\text{external, elastic}} = W_{\text{external, plastic}}$$

بنابراین:

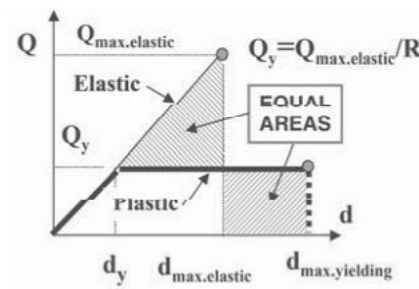
$$W_{\text{internal, elastic}} = W_{\text{internal, plastic}}$$

در شکل (۷-۱۰) سطوح هاشور خورده با هم برابر است.

در شکل فوق انرژی جذب شده توسط سیستم الاستیک با سیستم غیرالاستیک برابر فرض شده است. توجه شود که هر چند مقدار جابه‌جایی غیرالاستیک از جابه‌جایی الاستیک بیشتر است، ولی نرخ این افزایش، شدید نمی‌باشد:

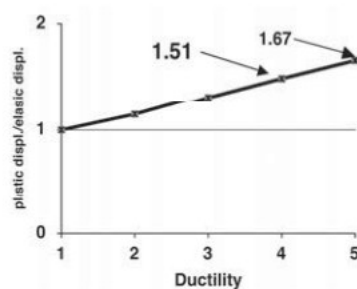
$$\frac{d_{\max, \text{yielding}}}{d_{\max, \text{elastic}}} = \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}} = \frac{R^2 + 1}{2R} \quad (۴۱-۷)$$

در شکل (۷-۱۱) نسبت جابه‌جایی پلاستیک به جابه‌جایی الاستیک برحسب شکل‌پذیری رسم شده است.



شکل ۷-۱۰

قانون تساوی انرژی



شکل ۷-۱۱

نسبت جابه‌جایی پلاستیک به جابه‌جایی الاستیک برحسب شکل‌پذیری

در شکل (۱۰-۱۲) اثر غیرخطی هندسی (و نه مربوط به مصالح: تسلیم، کمانش، لغزش و غیره) نشان داده شده است. همانگونه که اشاره می‌شود در مقادیر پاسخ بیشینه‌ی سازه اثر به‌سزایی دارد. ولی در مقدار انرژی جذب شده اثر چندانی ندارد.

۷.۱۰ اثر $P-\Delta$

۱.۷.۱۰ روش ساده اثر غیرخطی هندسی

در شکل (۱۰-۱۳) اثر $P-\Delta$ پس از رفتار غیرخطی برای سازه‌ی مفصلی مشاهده می‌شود. به‌علت وجود مفصل، مقدار ممان پای ستون برابر صفر است:

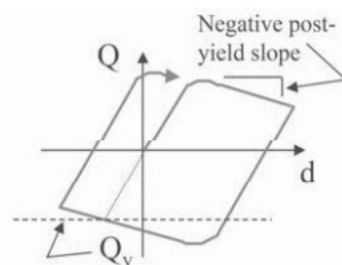
$$\sum M_{base} = 0$$

$$0 = P\Delta + FL$$

در نتیجه مقدار نیروی جانبی مربوط به اثر $P-\Delta$ برابر است با:

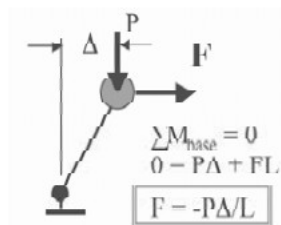
$$F = \frac{-P\Delta}{L} \quad (1-10)$$

P نیروی محوری و F نیروی جانبی اثر $P-\Delta$ است.

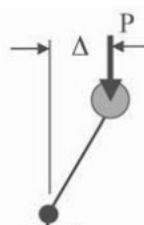


شکل ۱۲.۱۰

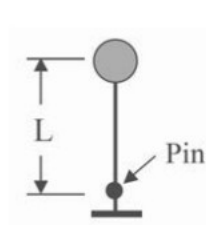
اثر غیرخطی هندسی ($P-\Delta$)
بر پاسخ دینامیکی سیستم



(ج)



(ب)



(الف)

شکل ۱۳.۱۰ اثر $P-\Delta$ و نیروی معادل در سیستم مفصلی، الف: مدل سازه، ب: شکل تغییر شکل یافته، ج: تعادل

۱.۱۱ مقدمه

معمولاً تحریکات مربوط به زلزله‌ی نزدیک گسل با استفاده از رویکرد اساسی بحث شده در قسمت‌های قبلی مورد بررسی قرار می‌گیرند. از آنجا که تعداد رکوردهای نزدیک گسل نسبتاً اندک است، در نتیجه عدم قطعیت بالایی در معیارهای طراحی وجود دارد و احتمالاً بعد از هر زلزله، تغییراتی در مفاد آنها وارد می‌شود. برای پرهیز از خطا در تخمین نیازهای لرزه‌ای شدید باید خصوصیات حرکت زمین در زلزله‌ی نزدیک گسل با دقت فراوانی بررسی شود.

۲.۱۱ خصوصیات رکورد زلزله‌ی نزدیک گسل

معمولاً در چنین زلزله‌ای مؤلفه‌ی قائم ممکن است از مؤلفه‌ی افقی بزرگ‌تر باشد. در شکل (۱۱-۱) به‌طور شماتیک نسبت بین شتاب قائم به شتاب افقی بر حسب مسافت نشان داده شده است. چنانکه ملاحظه می‌شود در فواصل کم، مؤلفه‌ی قائم عموماً بزرگ‌تر از مؤلفه‌ی افقی بوده و در فواصل زیاد مؤلفه‌ی قائم به حدود ۶۷٪ مؤلفه‌ی افقی می‌رسد.

ویژگی دیگر رکورد زلزله‌ی نزدیک گسل این است که ماهیت پالس‌گونه دارند. از آنجا که پریود این پالس (T_p) مقدار بزرگی است اکثر سازه‌ها رفتاری شبیه به رفتار در ناحیه‌ی شتاب ثابت در طیف پاسخ خواهند داشت. به‌علت آن که حرکت به‌صورت یک پالس است، میرایی مانند رکورد زلزله‌های دور از گسل مؤثر نخواهد بود. تاریخچه‌ی جابه‌جایی و شتاب زمین در رکورد زلزله‌ی نزدیک گسل برای دو مؤلفه‌ی عمود و موازی گسل با یکدیگر تفاوت دارد. در شکل‌های (۱۱-۲) و (۱۱-۳) تاریخچه‌ی جابه‌جایی و شتاب زمین برای یک گسل امتدادلغز (*strike slip*) برای دو نوع مؤلفه مشاهده می‌شود.



شکل ۱.۱۱ کاهش نسبت شتاب قائم به شتاب افقی بر حسب مسافت

واقعی سازه باشند. بنابراین مقدار برش پایه الاستیک به صورت زیر تعیین می شود:

$$V_{base} = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W \quad (۶-۱۲)$$

C_1 : تابعی از پریود و به صورت شکل (۶-۱۲) می باشد:

در این شکل T_0 زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه ی شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف است. در واقع در محدوده ی پریودهای بیشتر از T_0 ، جابه جایی واقعی (غیرخطی) با جابه جایی خطی برابر است. ولی در محدوده های کمتر از T_0 ، قانون تساوی انرژی برقرار بوده و جابه جایی غیرخطی بیشتر از جابه جایی خطی است. لذا برای مساوی شدن جابه جایی های واقعی و خطی (همان گونه که هدف این دستورالعمل برای تحلیل های خطی است) باید مقدار برش پایه ی نیروهای جانبی معادل، افزایش پیدا کنند. شکل (۶-۱۲) بیانگر این است.

C_2 : پارامتر وابسته به شکل حلقه ی چرخه ای، تابعی از پریود T و شدت زوال مقاومت و کاهندگی سختی و لقی (*pinching*)، متغیر بین ۱ و ۱/۴.

C_3 : پارامتر مربوط به اثر $P-\Delta$

C_m : اثر موده های بالاتر

۲.۹.۱۲ توزیع نیرو در ارتفاع ساختمان

یکی از مسائل مهم، توزیع نیروی برش پایه در ارتفاع ساختمان است. در آیین نامه ی ۲۸۰۰ ایران، فقط مود اول و آن هم به صورت مرتبط با ارتفاع و وزن طبقات (و نه سختی طبقات) در نظر گرفته شده است. به منظور آنکه اولاً شکل دقیقتری برای مود اول و ثانیاً اثر موده های بالاتر در نظر گرفته شود، می توان از توزیع زیر استفاده کرد:

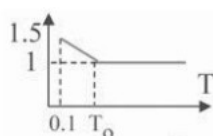
$$F_x = \left[\frac{w_x h_x^k}{\sum w_i h_i^k} \right] V_{base} \quad (۷-۱۲)$$

که در آن k بین ۱ و ۲ متغیر است.

۳.۹.۱۲ معیار پذیرش در اعضا

معیار پذیرش در اعضای کنترل شونده توسط تغییر شکل به صورت زیر است:

$$m\kappa Q_{CE} \geq Q_{UD} \quad (۸-۱۲)$$



شکل ۶.۱۲

مقدار C_1 بر حسب پریود



درحالتی که از شکل مودی به صورت مثلث وارونه استفاده شود آنگاه مقدار C_0 مساوی $1/36$ در نظر گرفته می شود.

ضریب C_2 نشان دهنده ی اثر رفتار چرخه ای و کاهندگی است. مقدار آن بین ۱ (برای سیستم غیر کاهنده) و $1/5$ تغییر می کند. در جدول (۱۲-۲) مقدار ضریب C_2 به صورت تابعی از پریود سازه و سطح عملکردی داده شده است.

جدول ۲.۱۲ ضریب C_2

$T > T_0$	$T = 0.1 \text{ sec}$	سطح عملکرد
1	1	IO
1.1	1.3	LS
1.2	1.5	CP

مقدار C_3 به صورت زیر تعریف می شود:

$$C_3 = 1 + \frac{\alpha(R-1)^{\frac{3}{2}}}{T} \quad (12-24)$$

مقدار α عبارت است از نسبت بین شیب فرا تسلیم به شیب اولیه ی الاستیک. در صورتی که مقدار نسبت میرایی برابر 5% نباشد آنگاه ضریب C_2 در مقادیر زیر ضرب می شود:

- برای میرایی 2% در $1/25$ ضرب می شود.
- برای میرایی 10% در $0/8$ ضرب می شود.

۱۴.۱۲ ضوابط FEMA-350 در تحلیل پوش اور

در صورتی که پریود سازه زیاد باشد (مثلاً $T > 3.5T_s$) آنگاه سهم مودهای بالاتر قابل ملاحظه می شود. در نتیجه استفاده از روش استاتیکی (غیرخطی) دارای تقریب زیادی خواهد بود. در جدول (۱۲-۳) ضوابط و محدودیت های ارائه شده در FEMA-350 به منظور تحلیل پوش اور ارائه شده است.

در جدول (۱۲-۳) ملاحظه می شود که تحلیل استاتیکی خطی فقط برای سازه های دارای پریود $T \leq 3/5T_s$ در سطح عملکرد بهره برداری برای انواع سازه های منظم و نامنظم بدون هیچ شرطی برای مقاومت نسبی تیر و ستون قابل استفاده است. همچنین در سطح عملکردی آستانه ی فروریزش برای سازه های منظم در صورتی که دارای ستون قوی باشند می توان از تحلیل استاتیکی استفاده کرد.

۴.۱۴ ضریب C_1

ضریب C_1 که نسبت بیشینه‌ی تغییرمکان سیستم یک درجه آزادی غیرخطی ایده‌آل به بیشینه‌ی تغییرمکان سیستم در حالت الاستیک را نشان می‌دهد. از مباحث دینامیک سازه‌ها و مطابق با آنچه در فصل‌های قبل بیان شد، این نسبت از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$C_1 = \gamma = \frac{u_m}{u_e} = \frac{u_m}{u_y} \times \frac{u_y}{u_e} = \frac{\mu}{R_\mu} \quad (۱۳-۱۴)$$

این نسبت جابه‌جایی غیرخطی برای سیستم‌های یک‌درجه آزادی دوخطی بدون کاهش سختی و مقاومت و باریک‌شدگی در منحنی چرخه‌ای ارائه شده است. برای بیان این نسبت روابط زیادی وجود دارد. در دستورالعمل‌های FEMA-273/356 از شکل ساده شده رابطه ویدیک و همکاران استفاده می‌شود. دلیل استفاده از این رابطه سادگی و کارایی بالای آن است ولی می‌توان از روابط دیگری که در این مورد ارائه شده‌اند، استفاده کرد. این رابطه که ارتباط میان پارامترهای شکل‌پذیری μ و پریود T_e را با ضریب کاهش مقاومت R_μ بیان می‌کند، به شکل زیر است:

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T_e}{T_0} + 1 \quad T < T_0 \quad (۱۴-۱۴)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_0 \quad (۱۵-۱۴)$$

در رابطه‌ی فوق T_0 پریود در نقطه‌ی انتقالی طیف است که در این نقطه ناحیه‌ی شتاب ثابت (محدوده‌ی پریودهای کوچک) به ناحیه‌ی سرعت ثابت (محدوده‌ی پریودهای متوسط) انتقال می‌یابد. مطابق رابطه‌ی فوق، در محدوده‌ی پریودهای متوسط و بزرگ قانون تساوی جابه‌جایی خطی و غیرخطی برقرار است. بنابراین در دستورالعمل‌های FEMA-273/356 ضریب C_1 به شکل زیر معرفی می‌شود:

$$T_e \geq T_0 \Rightarrow C_1 = 1$$

$$T_e < T_0 \Rightarrow C_1 = \frac{\left[1 + (R - 1) \frac{T_0}{T_e} \right]}{R} \quad (۱۶-۱۴)$$

در این رابطه، R نسبت مقاومت است که برای یک سیستم چند درجه آزادی از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$R = \frac{V_e}{V_y} = \frac{M_1^* \times A}{V_y} = \frac{C_m \times \frac{A}{g}}{\frac{V_y}{W}} \quad (۱۷-۱۴)$$



جدول ۶.۱۵ ضرایب لازم برای تعیین مقدار میرایی مؤثر بر اساس جدول (۵-۱۵)

منحنی چرخه‌ای	α (%)	A	B	C	D	E	F
منحنی بدون کاهندگی	0	3.2	-0.66	11	0.12	19	0.73
منحنی بدون کاهندگی	2	3.3	-0.64	9.4	1.1	19	0.42
منحنی بدون کاهندگی	5	4.2	-0.83	10	1.6	22	0.4
منحنی بدون کاهندگی	10	5.1	-1.1	12	1.6	24	0.36
منحنی بدون کاهندگی	20	4.6	-0.99	12	1.1	25	0.37
منحنی با کاهندگی سختی	0	5.1	-1.1	12	1.4	20	0.62
منحنی با کاهندگی سختی	2	5.3	-1.2	11	1.6	20	0.51
منحنی با کاهندگی سختی	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38
منحنی با کاهندگی سختی	10	5.3	-1.2	9.2	1.9	21	0.37
منحنی با کاهندگی سختی	20	4.6	-1.0	9.6	1.3	23	0.34
منحنی با کاهندگی سختی و مقاومت	-3	5.3	-1.2	14	0.69	24	0.9
منحنی با کاهندگی سختی و مقاومت	-5	5.6	-1.3	14	0.61	22	0.9

جدول ۷.۱۵ تعیین مقدار میرایی مؤثر برای تمامی منحنی‌های رفتاری بدون وابستگی به نوع رفتار منحنی چرخه‌ای و نسبت شیب فراتسلیم α

محدوده‌ی شکل پذیری	میرایی مؤثر
$1.0 < \mu < 4.0$	$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_o$
$4.0 \leq \mu \leq 6.5$	$\beta_{eff} = 14 + 0.32(\mu - 1) + \beta_o$
$\mu > 6.5$	$\beta_{eff} = 19 \times \frac{0.64(\mu - 1) - 1}{0.4096(\mu - 1)^2} \times \left(\frac{T_{eff}}{T_o}\right)^2 + \beta_o$

جدول ۸.۱۵ تعیین مقدار زمان تناوب مؤثر

محدوده‌ی شکل پذیری	نسبت زمان تناوب مؤثر به زمان تناوب اولیه
$1.0 < \mu < 4.0$	$\frac{T_{eff}}{T_o} = G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1$
$4.0 \leq \mu \leq 6.5$	$\frac{T_{eff}}{T_o} = I + J(\mu - 1) + 1$
$\mu > 6.5$	$\frac{T_{eff}}{T_o} = K \times \left[\sqrt{\frac{\mu - 1}{1 + L(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1$

پاسخ موردنظر (تاریخچه‌ی نیرو و یا جابه‌جایی) سهم مود n ام را که با $r_n(t)$ نشان می‌دهیم از اعمال نیروی دینامیکی معادل $\{f(t)\}_n$ به سازه، همان‌طور که در مورد سازه‌های خطی توضیح داده شد، حاصل می‌شود. با ترکیب پاسخ برای تمامی مودهای مورد نظر سازه (N)، می‌توان پاسخ سازه‌ی چند درجه آزادی را به بردار $\{P_{eff}(t)\}$ همانند قبل به شکل زیر تعیین کرد:

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) \quad (۱۶-۲۷)$$

این روش تقریبی کارآمد و ساده برای حل سیستم‌های چند درجه آزادی غیرخطی همان روش تحلیل تاریخچه‌ی زمانی مودال غیردرگیر (*Uncoupled Modal Response History Analysis, UMRHA*) است که در تحلیل سازه‌های غیرخطی می‌تواند مورد استفاده قرار بگیرد. در این حالت به جای تحلیل یک سازه‌ی چند N درجه آزادی غیرخطی با مودهای غیرخطی درگیر، N سازه‌ی یک درجه آزادی با مشخصات فرکانس ارتعاشی طبیعی ω_i (پریود T_i)، میرایی ξ_i و رابطه‌ی نیرو- جابه‌جایی غیرخطی $(\frac{F_{si}}{L_i} - D_i)$ تحلیل می‌شود. نحوه‌ی تعیین رابطه‌ی نیرو- جابه‌جایی سازه‌ی یک درجه آزادی غیرخطی $(\frac{F_{sn}}{L_n} - D_n)$ متناظر مود n ام در بخش بعدی به‌طور کامل توضیح داده خواهد شد. باید توجه داشت که تحلیل غیر خطی سازه‌ی یک درجه آزادی به مراتب ساده‌تر از تحلیل غیرخطی سازه‌ی چند درجه آزادی است. دو فرض عمده و ساده‌انگارانه در روش تحلیل تاریخچه‌ی زمانی مودال غیردرگیر وجود دارد:

- فرض مودهای غیردرگیر در محدوده‌ی غیرخطی صحیح نیست ولی تقریباً قابل قبول است.
- ترکیب پاسخ برای تمامی مودهای موردنظر سازه و استفاده از اصل جمع آثار قوا تنها برای سازه‌ها در محدوده‌ی خطی برقرار است ولی نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهند که این فرض در محدوده غیرخطی تقریباً قابل قبول است.

در اصل این روش را باید روشی ساده برای تحلیل دینامیکی سازه‌های چند درجه آزادی غیرخطی به شمار آورد. جدول (۱۶-۱) مقایسه‌ای میان روابط مورد استفاده در تحلیل‌های خطی تاریخچه‌ی زمانی مودال و تحلیل غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی مودال غیردرگیر را نشان می‌دهد.

۳.۱۶ روش تحلیل استاتیکی فزاینده‌ی مودال

(*Modal Pushover Analysis, MPA*)

این روش به‌عنوان روشی تکمیلی و اصلاحی بر نگرش تحلیل غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی مودال غیردرگیر مورد استفاده قرار می‌گیرد. برای درک بیشتر اصول و مبانی این روش قدرتمند، ابتدا مروری تکمیلی بر مفاهیم پایه‌ای تحلیل دینامیکی طیفی می‌کنیم.