دانشگاه علم و صنعت ایران

دانشکده مهندسی عمران

بررسی اثر رفتار کاهنده چرخه‌های هیسترزیس در تحلیل استاتیکی غیر خطی قابهای بتن مسلح

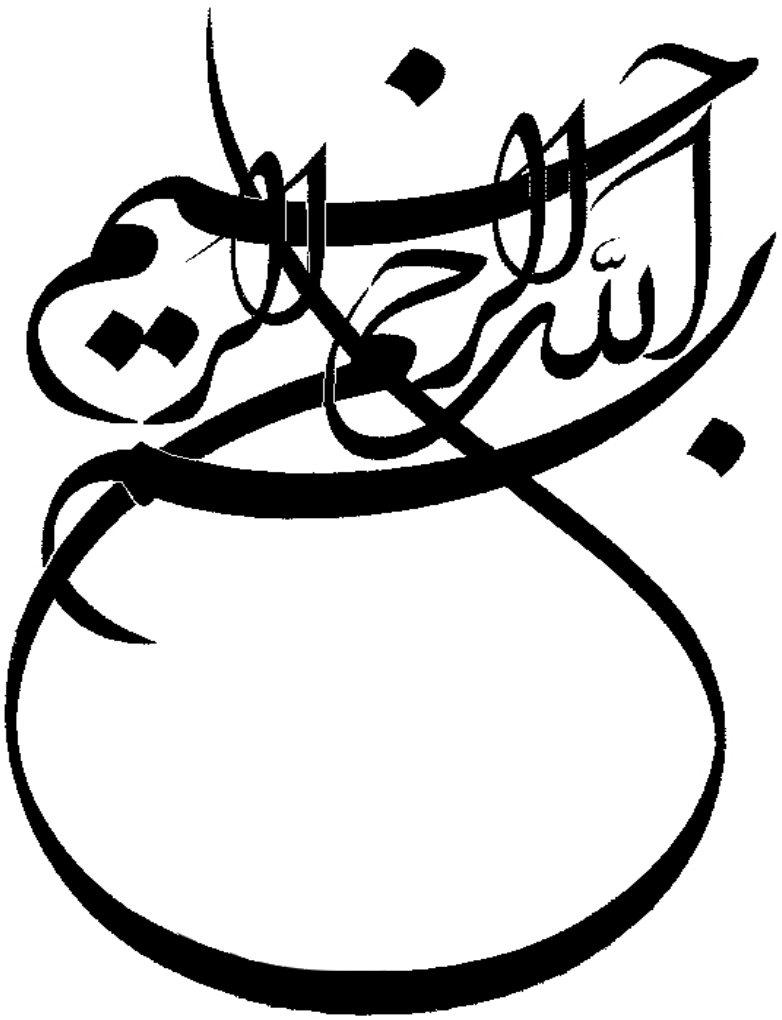
استاد راهنما:
دکتر غلامرضا قدرتی امیری

استاد مشاور:
دکتر عبدالرضا سروقد مقدم

نگارش: بنیامین محبی

پایان‌نامه برای دریافت درجه کارشناسی ارشد در رشته
مهندسی عمران – مهندسی زلزله

شهریور ۱۳۸۵


بسم الله الرحمن الرحيم

تقدیم به:

پدر و مادر مهربانم

چکیده:

مساله اصلی در طرح سازه‌ها نحوه برخورد مناسب با پدیده زلزله و پیش‌بینی صحیح و دقیق اثـرات آن بر سازه می‌باشد. با رخ دادن زلزله‌های بزرگ و مخرب در چند دهه اخیـر همچنـین توسـعه روشـهای مطالعاتی و امکانات آزمایشگاهی ثابت شده است که افـزایش مقاومـت سـازه بـه عنـوان تـک پـارامتر طراحی نمی‌تواند به تنهایی ایمنی کافی را تامین نموده و یا مقدار خسارت سازه‌ای را کاهش دهـد. بـه همین دلیل طی ۱۰ سال اخیر، روشهای جدیدتری برای پیش‌بینی رفتار سازه حـین زلزلـه بـه وجـود آمده‌اند که روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یکی از مفیدترین این روشهاست. ولی در این روش نیز در صورت در نظر نگرفتن رفتار واقعی دینامیکی سازه، نتایج دچار خطا خواهند بود. یکی از مشکلات ایـن روش، استفاده از یک چهارم چرخه‌های هیسترزیس برای تحلیل می‌باشد کـه بـه همـین دلیـل دقـت کافی برای در نظر گرفتن کاهش سختی و مقاومت که به دلیل رفتار دینامیکی سازه به وجود مـی‌آیـد را ندارد. هدف اصلی این پژوهش، محاسبه مقدار ضریب موجود در محاسبه تغییر مکان هدف (ضـریب C2) در تحلیل استاتیکی غیرخطی، با در نظر گرفتن اثرات کاهش سختی و کاهش مقاومت حلقه‌های هیسترزیس می‌باشد. برای محاسبه این ضریب، با بررسی اثرات کاهش سـختی و کـاهش مقاومـت در حلقه‌های هیسترزیس اعضای بتن مسلح، رفتار لرزه‌ای تعدادی سازه بتن مـسلح چنـد درجـه آزاد، بـا استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی تحت اثر شتابنگاشـتهای مختلـف و قاعـده‌هـای هیسترزیس مختلف بررسی شده است. محاسبه این ضریب با مقایسه نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی با در نظر گرفتن چرخه‌های مختلف هیسترزیس و تحلیل اسـتاتیکی غیرخطـی انجـام شـده است. همچنین برای بررسی تاثیر شکل مفاصل پلاستیک در تحلیل استاتیکی غیـر خطـی نیـز، ایـن تحلیل با چند نوع مفصل انجام شده و نتایج آن مورد بررسی قرار گرفته است.

تشکر و قدردانی

نگارنده بر خود لازم می‌داند از زحمات جناب آقای دکتر قدرتی امیری که با راهنماییهای ارزنده خود نقشی اساسی در پیشبرد این تحقیق ایفا نمودند تشکر نماید. همچنین از زحمات جناب آقای دکتر سروقد مقدم که همواره با صبوری پاسخگوی سوالات اینجانب بودند تشکر و قدردانی می نماید.

فهرست مطالب:

فصل اول: رفتار سازه‌ها در برابر زلزله

۱-۱- مقدمه ۱

۱-۲- فلسفه‌های طراحی ۳

۱-۲-۱- بررسی فلسفه‌های طراحی ۳

۱-۲-۱-۱- ایمنی جانی ۳

۱-۲-۱-۲- طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد ۴

۱-۲-۲- برآورد لرزه‌ای ۵

۱-۲-۳- روش Modal Pushover Analysis: MPA و روشهای دیگر تحلیل استاتیکی غیرخطی. ۷

۱-۳- ارزیابی روشهای تحلیل ۷

۱-۳-۱- لزوم استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی ۸

۱-۴- تحلیل دینامیکی غیرخطی ۹

۱-۴-۱- رفتار غیرخطی اعضای بتن مسلح ۱۰

۱-۴-۱-۱- رفتار هیسترتیک تیرهای بتنی مسلح ۱۰

۱-۴-۱-۲- رفتار هیسترتیک ستونهای بتنی مسلح ۱۷

۱-۴-۱-۳- رفتار هیسترتیک اتصالات بتنی مسلح ۲۱

۱-۴-۱-۴- رفتار هیسترتیک سازه های بتنی مسلح ۲۴

۱-۴-۲- نگاهی بر روشهای مدلسازی غیرارتجاعی اعضای بتنی مسلح ۲۶

۱-۴-۲-۱- مدلسازی میکرو (Micro) در مقابل مدلسازی ماکرو (Macro) ۲۶

۱-۴-۲-۲-نگاهی بر مدلسازی اعضای بتن مسلح ۲۸

فصل دوم: روشهای تحلیل سازه‌ها برای بارگذاری زلزله

۲-۱- تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی (POA) ۳۹

۲-۱-۱- فرضیات اساسی ۴۰

۲-۱-۱-۱- کنترل بر اساس نیرو یا تغییر مکان Force vs. Displacment Control ۴۱

۲-۱-۱-۲- الگوی بارگذاری Load Pattern ۴۱

۲-۱-۲- روش تحلیل استاتیکی غیرخطی ۴۳

۲-۱-۲-۱- روش گام به گام محاسبه منحنی ظرفیت ۴۴

۲-۱-۲-۲- روش محاسبهٔ میزان تقاضا ۴۸

۲-۱-۲-۲-۱- مدل رفتار دو خطی نیرو - تغییر مکان سازه ۴۹

۲-۱-۲-۲-۲- محاسبه زمان تناوب اصلی مؤثر ۴۹

۲-۱-۲-۲-۳- محاسبهٔ تغییر مکان هدف ۵۱

۲-۱-۳- مفاصل پلاستیک مورد استفاده برای تحلیل ۵۶

۲-۱-۳-۱- مفاصل پلاستیک تیرها ۵۸
۲-۱-۳-۲- مفاصل پلاستیک ستونها ۵۸
۲-۱-۴- کاربرد POA ۶۰
۲-۲- تحلیل دینامیکی غیرخطی ۶۲
۲-۲-۱- معادلات تعادل جهشی ۶۴
۲-۲-۲- روش انتگرال‌گیری مستقیم ۶۵
۲-۲-۲-۱- روش پایدار غیرمشروط شتاب خطی - روش ویلسون θ ۶۷
۲-۲-۲-۱-۱- عملکرد روش ویلسون θ ۷۰
۲-۲-۲-۲- روش نیومارک ۷۴
فصل سوم: رفتار حلقه‌های هیسترزیس و چگونگی محاسبه شاخص خرابی برای سازه‌ها
۳-۱- انواع حلقه‌های هیسترزیس موجود برای تحلیل دینامیکی غیرخطی ۷۸
۳-۱-۱- مدلسازی رفتار هیسترتیک ۷۸
۳-۱-۲- مدل هیسترتیک سه پارامتری ۸۳
۳-۲- محاسبه تابع خسارت برای ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمانهای بتنی مسلّح ۹۱
۳-۲-۱- مقدمه ۹۱
۳-۲-۲- شاخص خسارت بر مبنای تغییر مکان و انرژی هیسترتیک ۹۱
۳-۲-۲-۱- محاسبهٔ δ_u ۹۳
۳-۲-۲-۲- محاسبهٔ β ۹۵
۳-۲-۲-۳- محاسبهٔ Q_y و Q_u ۹۵
۳-۲-۲-۴- محاسبهٔ $E_c(\delta)$ ۹۶
فصل چهارم: مدلسازی و انتخاب نمونه‌ها
۴-۱- معرفی مدلها ۹۹
۴-۲- شتاب نگاشتهای استفاده شده ۱۰۱
۴-۲-۱- روشهای همپایه کردن شتاب‌نگاشتها برای تحلیل دینامیکی ۱۰۱
۴-۲-۱-۱- همپایه کردن PGA ۱۰۲
۴-۲-۱-۲- همپایه کردن طیف ۱۰۲
۴-۳- انواع تحلیلهای انجام شده ۱۰۳
۴-۳-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی ۱۰۳
۴-۳-۱-۱- محاسبهٔ مشخصات مفاصل پلاستیک ۱۰۴
۴-۳-۱-۲- منحنی ظرفیت ۱۰۴
۴-۳-۱-۳- انواع دیگر مفاصل پلاستیک استفاده شده در تحلیلها ۱۰۵
۴-۳-۲- تحلیل دینامیکی غیرخطی ۱۰۶
۴-۳-۲-۱- سازمان برنامه IDARC ۱۰۸

۴-۳-۲-۲- مدلسازی اعضای سازه ۱۱۰
۴-۳-۲-۲-۱- المانهای تیر ۱۱۱
۴-۳-۲-۲-۲- المانهای ستون ۱۱۸
۴-۳-۲-۳- روش انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی ۱۲۰
۴-۳-۲-۴- انواع حلقه‌های هیسترزیس استفاده شده ۱۲۰
۴-۳-۲-۵- نرم‌افزاری برای تهیه فایل ورودی ۱۲۱
فصل پنجم: محاسبات و استخراج نتایج
۵-۱- مقدمه ۱۲۳
۵-۲- مقایسه حداکثر تغییر مکانها ۱۲۴
۵-۲-۲- تحلیل استاتیکی غیرخطی ۱۲۹
۵-۳- مقایسه حداکثر جابجایی نسبی طبقات ۱۳۴
۵-۴- مقایسه شاخص خرابی ۱۴۵
۵-۵- بررسی تأثیر نوع مفاصل پلاستیک در جابجایی نسبی طبقات ۱۵۴
فصل ششم: نتیجه‌گیری و ارائه پیشنهادات
۶-۱- نتایج ۱۵۸
۶-۲- پیشنهادات برای ادامه کار ۱۵۹
فهرست مراجع ۱۶۰

فهرست اشکال:

شکل (۱-۱): نحوه تصمیم‌گیری درباره استفاده از تحلیل دینامیکی ۹
شکل (۲-۱): اشکال مختلف توزیع بار ۴۲
شکل (۲-۲): نمودار برش پایه در مقابل تغییر مکان ۴۴
شکل (۲-۳): نمودار برش پایه در مقابل تغییر مکان بام ۴۷
شکل (۲-۴): برش پایه در مقاب تغییر مکان بام حالت خاص (کاهش شدید باربری جانبی و اثر کم بر باربری ثقلی) ۴۷
شکل (۲-۵): نمودار نهایی برش پایه در مقابل تغییرمکان بام در حالت خاص ۴۸
شکل (۲-۶): منحنی ساده شده نیرو - تغییر مکان ۴۹
شکل (۲-۷): محاسبه سختی مؤثر ۵۰
شکل (۲-۸): نمودار تغییر مقادیر C_1 نسبت به زمان تناوب ۵۳
شکل (۲-۹): رابطهٔ بار تغییر شکل کلی (تعمیم یافته) برای اعضاء اجزای بتنی الف) تغییر شکل ب) نسبت تغییر شکل ۵۶
شکل (۲-۱۰): تعریف ضرایب نفوذ غیرخطی: (الف) استهلاک لزج غیرخطی c_{ij}، (ب) سختی غیرخطی k_{ij} ۶۵
شکل (۲-۱۱): شتاب خطی، قدم زمانی عادی و ادامه یافته ۶۸
شکل (۲-۱۲): افزایش پریود، روش ویلسون θ ۷۱
شکل (۲-۱۳): کاهش دامنه، روش ویلسون θ ۷۲
شکل (۲-۱۴): روش شتاب میانگین ثابت نیومارک ۷۵
شکل (۲-۱۵): میزان افزایش پریود ۷۷
شکل (۴-۱ الف): قابهای استفاده شده برای تحلیل و مقاطع آنها ۱۰۰
شکل (۴-۱ ب): پلان ساختمان و قاب انتخاب شده برای تحلیل ۱۰۱
شکل (۴-۲): شکل کلی مفاصل پلاستیک ۱۰۴
شکل(۴-۳): انواع مفاصل پلاستیک استفاده شده در تحلیل ۱۰۶
شکل (۴-۴): تشکیلات برنامه IDARC ۱۰۹
شکل (۴-۵): دیاگرام اجرایی برنامهٔ IDARC و کاربردهای مربوطه ۱۰۹
شکل (۴-۶): نمایش درجات آزادی در المان تیر ۱۱۱
شکل (۴-۷): مدل تیر با توزیع خطی نرمی ۱۱۱
شکل ۴-۸- پارامترهای تغییر شکل تیر ۱۱۳
شکل (۴-۹): عوامل تغییر شکل غیرارتجاعی در جاری شدن ۱۱۵
شکل (۴-۱۰): لغزش آرماتور مهاری در بتن ۱۱۶

شکل (۴-۱۱): نمایش درجات آزادی در المان ستون ۱۱۸
شکل (۴-۱۲): نرم‌افزار تهیه شده برای ایجاد مدلهای تحلیل ۱۲۲
شکل (۵-۱): تغییر مکان بام قاب ۴ طبقه به زلزله‌های مختلف ۱۲۴
شکل (۵-۲): تغییر مکان بام قاب ۸ طبقه به زلزله‌های مختلف ۱۲۶
شکل (۵-۳): تغییر مکان بام قاب ۱۲ طبقه به زلزله‌های مختلف ۱۲۸
شکل(۵-۴): منحنی ظرفیت قاب ۴ طبقه ۱۳۰
شکل(۵-۵): منحنی ظرفیت قاب ۸ طبقه ۱۳۰
شکل(۵-۶): منحنی ظرفیت قاب ۱۲ طبقه ۱۳۱
شکل(۵-۷): وضعیت مفصلهای تشکیل شده در تغییر مکان هدف قاب ۴ طبقه-الف: الگوی بار مود اول- ب: الگوی بار یکنواخت ۱۳۱
شکل(۵-۸): وضعیت مفصلهای تشکیل شده در تغییر مکان هدف قاب ۸ طبقه-الف: الگوی بار مود اول- ب: الگوی بار یکنواخت ۱۳۲
شکل(۵-۹): وضعیت مفصلهای تشکیل شده در تغییر مکان هدف قاب ۱۲ طبقه-الف: الگوی بار مود اول- ب: الگوی بار یکنواخت ۱۳۲
شکل(۵-۱۰): مقادیر تغییر مکان نسبی طبقات تحت شتابنگاشتهای مختلف و میانگین آنها با استفاده از قاعده هیسترزیس کلاف در قاب ۴ طبقه ۱۳۵
شکل(۵-۱۱): مقایسه تغییر مکان نسبی طبقات در تحلیل دینامیکی و استاتیکی قاب ۴ طبقه با استفاده از قاعده هیسترزیس کلاف ۱۳۵
شکل(۵-۱۲): مقادیر تغییر مکان نسبی طبقات تحت شتابنگاشتهای مختلف و میانگین آنها با استفاده از قاعده هیسترزیس تاکدا در قاب ۴ طبقه ۱۳۶
شکل(۵-۱۳): مقایسه تغییر مکان نسبی طبقات در تحلیل دینامیکی و استاتیکی قاب ۴ طبقه با استفاده از قاعده هیسترزیس تاکدا ۱۳۶
شکل(۵-۱۴): مقادیر تغییر مکان نسبی طبقات تحت شتابنگاشتهای مختلف و میانگین آنها با در نظر گرفتن کاهش سختی و مقاومت حداکثر در قاب ۴ طبقه ۱۳۷
شکل(۵-۱۵): مقایسه تغییر مکان نسبی طبقات در تحلیل دینامیکی و استاتیکی قاب ۴ طبقه با در نظر گرفتن کاهش سختی و مقاومت حداکثر ۱۳۷
شکل(۵-۱۶): مقایسه تغییر مکان نسبی طبقات با استفاده از قاعده‌های هیسترزیس مختلف برای قاب ۴ طبقه ۱۳۸
شکل(۵-۱۷): مقادیر تغییر مکان نسبی طبقات تحت شتابنگاشتهای مختلف و میانگین آنها با استفاده از قاعده هیسترزیس کلاف در قاب ۸ طبقه ۱۳۸
شکل(۵-۱۸): مقایسه تغییر مکان نسبی طبقات در تحلیل دینامیکی و استاتیکی قاب ۸ طبقه با استفاده از قاعده هیسترزیس کلاف ۱۳۹

شکل(۵-۱۹): مقادیر تغییر مکان نسبی طبقات تحت شتابنگاشتهای مختلف و میانگین آنها با استفاده از قاعده هیسترزیس تاکدا در قاب ۸ طبقه ۱۳۹
شکل(۵-۲۰): مقایسه تغییر مکان نسبی طبقات در تحلیل دینامیکی و استاتیکی قاب ۸ طبقه با استفاده از قاعده هیسترزیس تاکدا ۱۴۰
شکل(۵-۲۱): مقایسه تغییر مکان نسبی طبقات در تحلیل دینامیکی و استاتیکی قاب ۸ طبقه با در نظر گرفتن کاهش سختی و مقاومت حداکثر ۱۴۰
شکل(۵-۲۲): مقایسه تغییر مکان نسبی طبقات در تحلیل دینامیکی و استاتیکی قاب ۸ طبقه با در نظر گرفتن کاهش سختی و مقاومت حداکثر ۱۴۱
شکل(۵-۲۳): مقایسه تغییر مکان نسبی طبقات با استفاده از قاعده‌های هیسترزیس مختلف برای قاب ۸ طبقه ۱۴۱
شکل(۵-۲۴): مقادیر تغییر مکان نسبی طبقات تحت شتابنگاشتهای مختلف و میانگین آنها با استفاده از قاعده هیسترزیس کلاف در قاب ۱۲ طبقه ۱۴۲
شکل(۵-۲۵): مقایسه تغییر مکان نسبی طبقات در تحلیل دینامیکی و استاتیکی قاب ۱۲ طبقه با استفاده از قاعده هیسترزیس کلاف ۱۴۲
شکل(۵-۲۶): مقادیر تغییر مکان نسبی طبقات تحت شتابنگاشتهای مختلف و میانگین آنها با استفاده از قاعده هیسترزیس تاکدا در قاب ۱۲ طبقه ۱۴۳
شکل(۵-۲۷): مقایسه تغییر مکان نسبی طبقات در تحلیل دینامیکی و استاتیکی قاب ۱۲ طبقه با استفاده از قاعده هیسترزیس تاکدا ۱۴۳
شکل(۵-۲۸): مقایسه تغییر مکان نسبی طبقات در تحلیل دینامیکی و استاتیکی قاب ۱۲ طبقه با در نظر گرفتن کاهش سختی و مقاومت حداکثر ۱۴۴
شکل(۵-۲۹): مقایسه تغییر مکان نسبی طبقات در تحلیل دینامیکی و استاتیکی قاب ۱۲ طبقه با در نظر گرفتن کاهش سختی و مقاومت حداکثر ۱۴۴
شکل(۵-۳۰): مقایسه تغییر مکان نسبی طبقات با استفاده از قاعده‌های هیسترزیس مختلف برای قاب ۱۲ طبقه ۱۴۵
شکل(۵-۳۱): مقایسه شاخص خرابی تحت شتابنگاستهای مختلف با در نظر گرفتن سه نوع قاعده هیسترزیس برای قاب ۴ طبقه ۱۴۶
شکل(۵-۳۲): نحوه تغییرات شاخص خرابی با مقدار کاهش سختی و کاهش مقاومت در قاب ۴ طبقه ۱۴۸
شکل(۵-۳۳): مقایسه شاخص خرابی تحت شتابنگاستهای مختلف با در نظر گرفتن سه نوع قاعده هیسترزیس برای قاب ۸ طبقه ۱۴۹
شکل(۵-۳۴): نحوه تغییرات شاخص خرابی با مقدار کاهش سختی و کاهش مقاومت در قاب ۸ طبقه ۱۵۱

شکل(۵-۳۵): مقایسه شاخص خرابی تحت شتابنگاستهای مختلف با در نظر گرفتن سه نوع قاعده هیسترزیس برای قاب ۱۲ طبقه..... ۱۵۲
شکل(۵-۳۶): نحوه تغییرات شاخص خرابی با مقدار کاهش سختی و کاهش مقاومت در قاب ۱۲ طبقه ۱۵۴
شکل(۵-۳۷): تغییر مکان نسبی قاب ۴ طبقه در تحلیل استاتیکی با استفاده از مفاصل پلاستیک مختلف(الگوی بار سازگار با مود اول)..... ۱۵۵
شکل(۵-۳۸): تغییر مکان نسبی قاب ۴ طبقه در تحلیل استاتیکی با استفاده از مفاصل پلاستیک مختلف(الگوی بار یکنواخت)..... ۱۵۵
شکل(۵-۳۹): تغییر مکان نسبی قاب ۸ طبقه در تحلیل استاتیکی با استفاده از مفاصل پلاستیک مختلف(الگوی بار سازگار با مود اول)..... ۱۵۶
شکل(۵-۴۰): تغییر مکان نسبی قاب ۸ طبقه در تحلیل استاتیکی با استفاده از مفاصل پلاستیک مختلف(الگوی بار یکنواخت)..... ۱۵۶
شکل(۵-۴۱): تغییر مکان نسبی قاب ۱۲ طبقه در تحلیل استاتیکی با استفاده از مفاصل پلاستیک مختلف(الگوی بار سازگار با مود اول)..... ۱۵۷
شکل(۵-۴۲): تغییر مکان نسبی قاب ۱۲ طبقه در تحلیل استاتیکی با استفاده از مفاصل پلاستیک مختلف(الگوی بار یکنواخت)..... ۱۵۷

فهرست جداول:

جدول (۱-۱): مقایسه موارد موردنیاز برای تحلیل استاتیکی و دینامیکی..... ۸
جدول (۲-۱): مقدار ضریب C_0 ..... ۵۱
جدول (۲-۲): مقادیر C_m ۵۳
جدول (۲-۳): مقادیر ضریب C_2 ..... ۵۴
جدول (۲-۴): مقادیر سختی‌های مؤثر..... ۵۷
جدول (۲-۵): پارامترهای مدلسازی و معیارهای کمی پذیرش برای روشهای غیرخطی - تیرهای بتن مسلح..... ۵۹
جدول (۲-۶): پارامترهای مدلسازی و معیارهای کمی پذیرش برای روشهای غیرخطی - ستونهای بتن مسلح..... ۶۰
جدول (۳-۱): مقایسه مدلهای هیسترتیک ۸۳
جدول (۳-۲): کالیبراسیون شاخص خسارت در کل ساختمان..... ۹۸
جدول (۴-۱): مشخصات شتابنگاشتهای استفاده شده..... ۱۰۳
جدول(۵-۱): مقادیر حداکثر تغییر مکانهای حاصل از تحلیل دینامیکی و استاتیکی و محاسبه ضریب C2 (تغییر مکانها به mm است) ۱۳۴

فصل اول

رفتار سازه‌ها در برابر زلزله

۱-۱- مقدمه

هدف اولیه اکثر آیین‌نامه‌های لرزه‌ای بر این پایه است که در زلزله‌های بـزرگ، ایمنـی جـانی سـاکنان تأمین گردد و از فروریزش سازه جلوگیری شود. بقیـه اهـداف عملکـردی مثـل توانـایی تعمیـر سـازه، محدود کردن خسارت و تغییر مکان جانبی به حدود دلخواه به صورت دقیق در آیین‌نامه‌ها اشاره نشده است.

در طـول ۱۵ سـال گذشـته پـس از زلزلـه‌هـایی چـون لوماپریتـا (۱۹۸۹)، نـورث‌ریـج (۱۹۹۴)، هیوگو - کوبه (۱۹۹۵) و خسارات بسیار زیاد ناشی از این زلزله‌ها، درخواستهای وسیعی برای طراحی ساختمان‌هایی که اهداف عملکردی موردنظر را پوشش دهند، در سطح جهـان صـورت گرفـت که منجر به بحث‌ها و دستورالعمل‌هایی برای طراحی بر اساس عملکرد گردید و می‌توان به عنوان مثال

به FEMA273 [FEMA, 1997] و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجـود [پژوهـشگاه بین المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۸۱] اشاره نمود.

در حالت کلی عملکرد لرزه‌ای یک ساختمان بستگی به خسارات سازه‌ای و غیرسـازه‌ای در یـک زلزلـه خاص دارد. به عنوان مثال در دستورالعمل بهسازی لـرزه‌ای سـاختمان‌هـای موجـود، FEMA 273 و Vision 2000 [SEOAC,1995] عملکرد، به محدود کردن خسارت به یک سطح موردنظر و ایجـاد یک سطح عملکردی از پیش تعیین شده برای یک زلزله با خصوصیات معلوم، اطلاق می‌گردد. در ایـن میان استفاده از پارامتر تغییر مکان جهت محدود کردن خسارت به یک حد مـوردنظر در سـاختمان از اهمیـــت ویـــژه‌ای برخـــوردار اســـت. آیـــین‌نامـــه‌هـــایی مثـــل FEMA302 [FEMA,1998] و FEMA303 [FEMA,1998] کنترل تغییر مکان جانبی بام وتغییر مکان بین طبقه‌ای برای محـدود کردن خسارتهای وارد به پارتیشن‌ها، شیشه‌ها، درها و کلاً اجزای غیره‌سازه‌ای را لازم می‌دانند.

هر چند که آیین‌نامه‌های طراحی موجود هنوز از مقاومت به عنوان مهمترین پارامتر استفاده می‌کننـد و محاسبه بر اساس مقاومت، هدف اصلی طراحی مقاوم در برابر زلزلـه مـی‌باشـد و محاسـبه و کنتـرل تغییر مکان را به انتهای طراحی واگذار می‌کنند، ولی نه مقادیر واقعـی پاسـخ تغییـر مکـان غیرخطـی سازه در مدت زلزله و نه خسارات سازه‌ای و غیرسازه‌ای متحمل را محاسبه نمی‌نمایند.

در دهه ۱۹۶۰ پس از شروع مدل‌سازی‌های واقعی از مصالح و سـازه‌هـا و ورود مـدل‌سـازی غیرخطـی مصالح به روش‌های تحلیلی، روش‌های تحلیلی استاتیکی و دینامیکی شروع به گسترش یافتن نمودند، اما گسترش روش‌های استاتیکی غیرخطی (NSP) به دلیل ساده‌تر بـودن بـا سـرعت بیـشتری همـراه بودند و از اولین روش‌ها می‌توان از روش‌هایی همانند روش طیـف ظرفیـت کـه توسـط فـریمن ابـداع گردید نام برد.

روندهای تحلیل غیرخطی دینامیکی تاریخچه زمانی در سـالهای اخیـر بـا گـسترش تـوان محاسـباتی کامپیوترها بیشتر مطرح گردیده‌اند، اما هنوز به دلیل پیچیدگی مدل‌سازی و کار با نتایج تحلیل‌ها یکی از روش‌های آکادمیک محسوب شده و در جامعه مهندسی فراگیر نمـی‌باشـند. بـا ظهـور تحلیـل‌هـای

غیرخطی دینامیکی تاریخچه زمانی، روش‌های استاتیکی غیرخطی مقبولیت خود را از دست نداده و بلکه بلعکس با کمک گرفتن از مفاهیم تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی تاریخچه زمانی روش‌های جدیدتری از تحلیل استاتیکی غیرخطی به وجود آمده است که روش MPA از جدیدترین روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌باشد.

روندهای استاتیکی غیرخطی (مانند MPA) در کنار روش تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی دینامیکی توسعه یافته و چون روندهای ساده‌تری را شامل می‌شوند، جذابیت‌های خود را علی‌رغم پیشرفت و توان تحلیل غیرخطی دینامیکی تاریخچه زمانی، حفظ کرده‌اند. استفاده از مفاهیم سیستم یک درجه آزاد معادل، اصلی‌ترین نقش را در روش‌های استاتیکی غیرخطی دارد که هر کدام از روش‌ها یک روند مخصوص جهت محاسبه سیستم یک درجه آزاد معادل ارائه می‌دهند.

۱-۲- فلسفه‌های طراحی

یکی از بزرگترین و مهمترین اهداف طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، پیش‌بینی پاسخ سازه به یک زلزله است. تلاش‌های قابل تأملی در طول ۳۰-۴۰ سال اخیر برای درک پارامترهای تأثیرگذار بر روی سازه در حین زلزله و همچنین تلاش‌های زیادی برای درک خصوصیات خود زلزله انجام گرفته است که توصیه‌ها و دستورالعمل‌های کنونی نتیجه این تلاش‌ها هستند.

۱-۲-۱- بررسی فلسفه‌های طراحی

۱-۲-۱-۱- ایمنی جانی

طراحی سازه تحت زلزله‌های مختلفی که شاید در طول عمر مفید سازه اتفاق بیافتد، بگونه‌ای که پاسخ سازه قابل پیش‌بینی باشد، موضوع جدیدی نیست. در سال ۱۹۶۷ کمیته مهندسین سازه کالیفرنیا (SEAOC) اقدام به انتشار کتابی با عنوان "Blue Book" نمود که بطور کلی فلسفه عمومی طراحی مقاوم در برابر زلزله را معرفی کرده بود. این فلسفه ۳ هدف طراحی تعریف می‌کند:

۱) جلوگیری از خسارت غیرسازه‌ای در زلزله‌های کوچک، که ممکن است در طول عمر مفید سازه چند بار اتفاق بیافتد؛

۲) جلوگیری از خسارتهای سازه‌ای و به حداقل رساندن خسارتهای غیرسازه‌ای در زلزله‌ها متوسطی که ممکن است در طول عمر مفید سازه اتفاق بیافتد؛

۳) جلوگیری از فروریزش و خسارتهای جدی در زلزله‌های بزرگی که ممکن است در طول عمر مفید سازه به ندرت اتفاق بیافتد.

این ۳ گزینه در ATC 306 هم کم و بیش ملحوظ است، هر چند که دستورالعمل (ATC) بر روی ایمنی جانی به عنوان هدف اصلی در اکثر زلزله‌ها تمرکز می‌کند و از آن به عنوان مهمترین هدف طراحی نام می‌برد. در اصل، طراحی برای ایمنی جانی هنوز به عنوان هسته اصلی یک طراحی معمولی مورد قبول هست و خواهد بود.

خسارتهای جانی کمی که در زلزله‌های آمریکا اتفاق افتاده است، نشان می‌دهد که آیین‌نامه‌های طراحی موجود در رسیدن به این هدف موفق بوده‌اند. هر چند وسعت خرابی سازه‌ها، هزینه تعمیر و پیامدهای مسائل اقتصادی مناطقی که تحت تأثیر زلزله‌هایی مانند لوما پریتا (۱۹۸۹)، نورث ریج (۱۹۹۴)، هیوگو کوبه (۱۹۹۵) قرار گرفتند عرصه فلسفه طراحی را به سمت موضوعی که به اسم طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد نامگذاری شده است گسترش دادند.

۱-۲-۱-۲- طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد

در این فلسفه جدید طراحی، هدف کنترل عملکرد یک سازه تحت زلزله و با شدتهای مختلف می‌باشد. مفاهیم موجود در ارتباط با طراحی بر اساس عملکرد هنوز جای بحث دارند و در حال توسعه و پیشرفت هستند. یکی از رویکردهای کنترل عملکرد در سازه، محدود کردن سطح خرابی است. دورنمای اکثر روندهای طراحی بر اساس عملکرد این است که خرابی در سازه توسط محدود کردن

حداکثر تغییر مکان بام (و به صورت غیرمستقیم محدود کردن حداکثر تغییر مکـان بـین طبقـه‌ای) و شکل‌پذیری سیستم به یک مقدار مشخص، قابل کاهش است.

۱-۲-۲- برآورد لرزه‌ای

اولین گام در برآورد لرزه‌ای یا طراحی لرزه‌ای، تحلیل سـازه بـا در نظرگیـری خطـر لـرزه‌ای در محـل ساختمان، برای برآورد کمیت‌های پاسخ سازه می‌باشد. این پاسخ‌ها اگر در حدود پاسخ مجاز سازه قرار گیرند، قبول می‌گردند. در حالت کلی، تحلیل سازه شامل اثر دادن توزیـع جـانبی نیروهـای زلزلـه بـه علاوه نیروهای ثقلی بر یک مدل ریاضی از سازه می‌باشد. روش‌های تحلیل سازه با توجه به این مطلب که مدل ریاضی خطی یا غیرخطی مـی‌باشـد و یـا اینکـه نیروهـا، دینـامیکی و اسـتاتیکی مـی‌باشـند، متفاوتند. فرض اصلی در یک مدل ساختمان خطی آنست که اجـزای سـاختمان بـرای مثـال (تیرهـا، ستونها، اتصالات و ...) دارای سختی ثابت در حین تحلیل می‌باشند. از طرف دیگر یک مدل غیرخطـی سعی می‌کند کاهش مقاومت و سختی اعضا را در مدل ساختمان در هنگام خرابـی در نظـر بگیـرد. در تحلیل استاتیکی، یک توزیع فرضی نیروهای زلزله به ساختمان اعمـال مـی‌گـردد. بنـابراین، ایـن نـوع تحلیل، پاسخ‌های متغیر با زمان سازه را که در تحلیل دینامیکی منظور می‌شوند، در نظـر نمـی‌گیـرد. روش‌های تحلیل سازه به روش‌های زیر تقـسیم‌بنـدی مـی‌شـوند [ATC, 1997]: اسـتاتیکی خطـی، دینامیکی خطی و دینامیکی غیرخطی. به علت فرضیات موجود در بکارگیری روش‌هـای خطـی فـرض می‌شود، روش دینامیکی غیرخطی روش دقیق است و سایر روش‌ها، روش‌های تقریبی می‌باشند.

ATC-40 روش استاتیکی غیرخطی را بـرای بـرآورد لـرزه‌ای مجـاز مـی‌شـمارد و بـر آن تأکیـد دارد. FEMA 273/274 هر دو روش اسـتاتیکی غیرخطـی و دینـامیکی غیرخطـی را تحـت پوشـش قـرار می‌دهد. در حال حاضر تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی، POA، بـه عنـوان یـک روش کـامپیوتری ساده شده برای برآورد عملکرد ساختمانها روز بـه روز اقبـال بیـشتری مـی‌یابـد. در ایـن روش فـرض می‌شود پاسخ سازه تنها با مود اول کنترل می‌گردد و این مود در کل تاریخچه زمانی ثابت می‌ماند.

رونـد اسـتاتیکی غیرخطـی Nonlinear Static Procedure (NSP) یـا POA (Pushover Analysis) به گونه‌ای که در [FEMA,1997]FEMA273 و [FEMA,1997]FEMA356 بیـان شده است. امروزه به صورت گسترده‌ای در میان مهندسان سازه اسـتفاده مـی‌گـردد. در طـی سـاالیان گذشته تحقیقات زیادی بر روی فرضیات و محدودیتهای این روش انجام شده است. اخیراً با توجـه بـه اصول دینامیک سازه‌ای روش MPA پیشنهاد شده است که امکان در نظرگیری تمامی مودهـایی کـه تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر پاسخ دارند را به کاربر می‌دهد. این روش همان سـادگی رونـدهای اسـتاندارد تحلیل فزاینده استاتیکی غیرخطی را حفظ می‌کند و در ضمن توزیع بار نیز مستقل از زمان می‌باشد.

از طرفی در روشهای پیشنهاد شده در FEMA273 و FEMA356 برای بدست آوردن مقـدار تقاضـا نیز تقریبهایی وجود دارد. بر خلاف ATC-40 که برای بدست آوردن تقاضا از طیف ظرفیـت اسـتفاده می‌کند، در این دستورالعمل‌ها از روش تغییر مکـان هـدف بـرای بدسـت آوردن نقطـه عملکـرد سـازه استفاده شده است.

در واقع این دسـتورالعملها (FEMA 273 , FEMA 356) بـرای منظـور کـردن اثـرات $P-\Delta$ و یـا کاهش مقاومت وسختی در چرخه‌های هیسترزیس طی تحلیلها، از ضرایبی استفاده کرده‌اند کـه ایـن ضرایب به دلیل اینکه برای طیف وسیعی از سازه‌ها یکسان در نظر گرفته شـده‌انـد، بـا تقریـب همـراه هستند.

همچنین مفاصل پلاستیک پیشنهاد شده در این دستورالعملها نیز برای رسیدن به جواب مطلوب نیـاز به بررسی مضاعف دارند.

در این پایان‌نامه هدف بررسی تأثیر کاهش مقاومت و یا کاهش سختی در بدست آوردن تغییـر مکـان هدف و تعیین ضرایب مربوطه و همچنین بررسی تأثیر میزان مقاومـت پـسماند مفاصـل پلاسـتیک در تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌باشد.

۱-۲-۳- روش Modal Pushover Analysis: MPA و روشهای دیگر تحلیل استاتیکی غیرخطی

روند استاتیکی غیرخطی، POA، همانطوریکه در FEMA 273 و FEMA 356 بیان شده است امروزه به صورت گسترده‌ای در میان مهندسان سازه استفاده می‌گردد. در طی سالیان گذشته تحقیقات زیادی بر روی فرضیات و محدودیتهای این روش انجام شده است. برای مثال بارگذاری مطابقت کننده که سعی می کند توزیع وابسته به زمان نیروهای اینرسی را مدل کند و نیز در نظرگیری مودهایی به جز مود اصلی نوسان از جمله راه‌حلها بوده است که هر کدام مزایا و معایب خاص خود را دارا می‌باشند. با وجود تمامی این تلاشها هنوز راه بسیاری در پیش می‌باشد.

اخیراً [Chopra and Goel, 2002] با توجه به اصول دینامیک سازه‌ها روش MPA پیشنهاد شده است که امکان درنظرگیری تمامی مودهایی که تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر پاسخ دارند را به کاربر می‌دهد. این روش همان سادگی روندهای استاندارد تحلیل فزاینده استاتیکی غیرخطی را حفظ می‌کند و در ضمن توزیع بار نیز مستقل از زمان می‌باشد.

۱-۳- ارزیابی روشهای تحلیل

از آنجایی که امروزه تحلیل استاتیکی غیرخطی به عنوان رایجترین روش تحلیل مرسوم شده است، خواص دینامیکی سازه به عنوان یک موضوع حل نشده باقی مانده است [ELNASHAI, 2002] شاید این به دلیل پیچیدگی الگوریتمهای تاریخچه زمانی و یا سختی بیان میرایی و یا تأثیر هر دو این موارد در نتایج تحلیل باشد. این مورد به خصوص در مورد شتاب و یا کمیتهای وابسته به نیرو دارای اهمیت است. اگر آنالیز استاتیکی بتواند نتایج قابل اعتمادی را در سطح قابل قبولی از دقت، از پاسخ دینامیکی ارائه دهد، استفاده بیشتری از آنالیز استاتیکی صورت خواهد گرفت. این مطلب منجر به کنترل بهتر مدهای خرابی در طراحی لرزه‌ای خواهد شد. همچنین این روش منجر به ارزیابی دقیقتری از سازه‌هایی که در آنها چند سطح تقاضا نیاز است، خواهد شد. به همین دلیل تلاشهای