



Dastnameh.ir

پایگاه علمی سازه های دریایی فراساحل و مهندسی زلزله

گزیده کتاب

تحلیل غیر خطی سازه ها

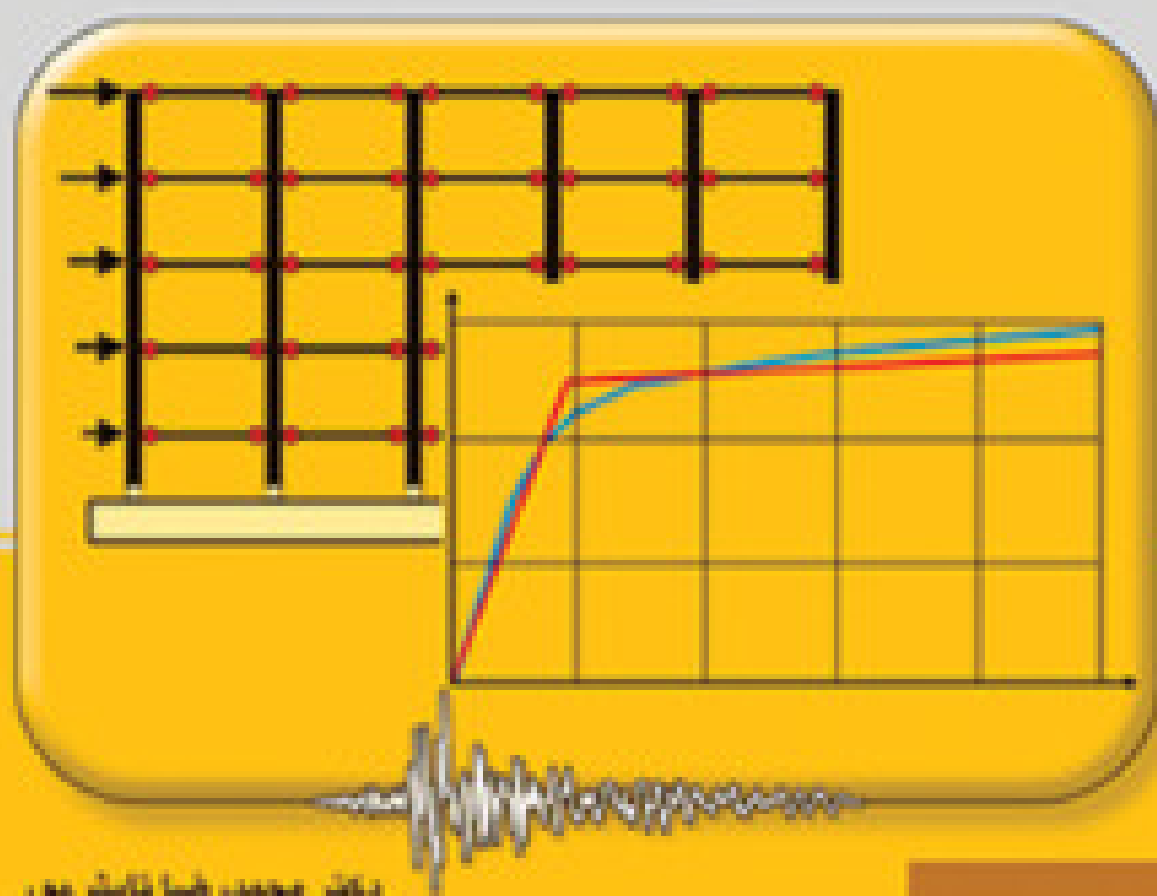
(دستنامه ۲۵)

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.



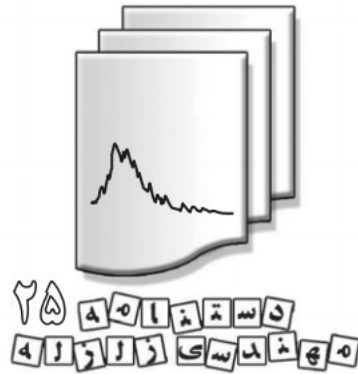
تأسیسات
مهندسی

تحلیل غیرخطی سازه‌ها



دکتر محمدرضا تابش پور

بہ نام آن کہ جان را فکرت آموخت



تحلیل غیر خطی سازه‌ها

تالیف:

دکتر محمد رضا تابش پور



فدک ایستاتیس

دستنامه‌ی زلزله،

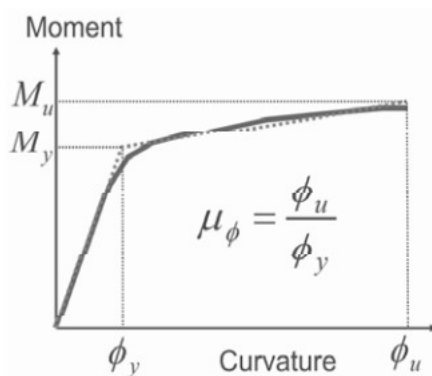
چرا و چگونه؟

... در کشور ایران، ضرورت وجود مجموعه‌ی مدونی از کتاب‌های مهندسی زلزله و طراحی ساختمان‌های مقاوم، برکسی پوشیده نیست. آموزش مبتنی بر سرفصل‌های مناسب در دانشگاه‌ها و مراکز آموزشی، ارتقاء دانش و تجربه‌ی مهندسان، تعریف و طرح مسائل پژوهشی مورد نیاز در این زمینه، مستلزم وجود کتاب‌هایی است که علاوه بر کیفیت علمی، با نیازهای بومی، انطباق کاملی داشته باشد. در راستای رسیدن به هدف بزرگ جامعه‌ی ایمن که لازمه‌ی حیات پایدار بشری برای سیر تکامل است، طی تلاشی مستمر در بیش از یک و نیم دهه، دوره‌ی «دستنامه‌ی مهندسی زلزله»، تدوین شده و در حال تکامل است. ...

... از همان ابتدای تحصیل در رشته‌ی عمران در دانشگاه صنعتی شریف (سال ۱۳۷۳) برنامه‌ای جدی برای کار علمی داشتم، ولی برایم روشن نبود که دقیقاً قرار است چه کاری انجام دهم. ... به‌علت آنکه در سال ۱۳۷۶ برنامه‌ای را که در سال ۷۳ برایم مبهم بود، تقریباً روشن شده بود و تصمیم خود را گرفته بودم که روی مباحث زلزله کار کنم، مطالعه‌ی کتب مرتبط با مهندسی زلزله و مقالاتی در این زمینه را به‌طور جدی در برنامه‌ی خود گذاشتم. به‌طور مرتب برخی از ایام هفته را صبح تا عصر در کتابخانه‌ی دانشگاه صرف ورق زدن مقالات مربوطه می‌کردم. چون آن موقع نیز مثل الان اطلاعاتم بسیار اندک بود، خیلی کم از مطالب مقالات سر در می‌آوردم ولی تقریباً افق دوردست را برای خودم ترسیم کرده بودم. به‌علت آنکه تصمیم قطعی خود را گرفته بودم که در موضوعات مرتبط با مهندسی زلزله کار کنم، در گرایش کارشناسی ارشد، مهندسی زلزله را در دانشگاه صنعتی شریف ادامه دادم. در همان سال به‌طور همزمان در کنکور کارشناسی ارشد مهندسی سیستم‌های اقتصادی اجتماعی نیز شرکت کردم (آن موقع‌ها دوره‌ی کارشناسی ارشد مهندسی سیستم‌های اقتصادی اجتماعی به‌طور مستقل برگزار می‌شد) و با رتبه‌ی یک رقمی شروع کردم. ولی خیلی زود فهمیدم که این راه اشتباه بوده و همان گرایش مهندسی زلزله را ادامه دادم. علاوه بر کار روی دروس این رشته، تقریباً تمامی دروس مرتبط با گرایش کارشناسی ارشد سازه و مکانیک جامدات را در دانشکده‌های عمران و مکانیک گذراندم. ... در دوره‌ی کارشناسی ارشد، افق برنامه‌ای که در سال ۷۳ برایم مبهم بود، بسیار روشن‌تر شده بود. می‌دانستم که قرار است مثلاً حدود ۱۰ تا ۱۵ سال و مثلاً روزی میانگین ۸ ساعت به مباحث مهندسی زلزله بپردازم و حاصل آن‌را در قالب چندین کتاب با یک عنوان کلی و مشترک منتشر کنم. اصلاً امتحانات دروس برایم اهمیتی نداشت، هرچند در سال ۱۳۷۹ در بین فارغ‌التحصیلان، رتبه‌ی اول شدم، ولی تمام سوگیری کارهایم برای هدف مشخصی بود. مطالبی که در سال چهارم کارشناسی و دو سال کارشناسی ارشد در این خصوص گردآوری کرده بودم در حدود ۱۰۰۰ صفحه بود که به مهندسی زلزله، طراحی لرزه‌ای، سازه‌های بنایی و ارتعاشات مربوط می‌شد. حدود ۶۰۰ صفحه مسائل و مطالبی بود که ترجمه به‌شمار نمی‌آمد، بلکه نگرشی شاید جدید و دسته‌بندی نوینی در ترکیب‌بندی مطالب بود. تصمیم گرفتم آنها را در قالب مثلاً ۳ کتاب منتشر کنم و کارهای مقدماتی آنها را هم در سال ۱۳۷۷ تا ۱۳۷۹ انجام دادم. بعد از چندبار بررسی، منصرف شدم ولی هر روز به آنها مطالبی اضافه می‌کردم. تا آن زمان حدود ۷۵۰ جلد کتاب مرتبط با دروس مختلف دانشگاهی به زبان‌های فارسی و انگلیسی را تهیه کرده بودم. البته همه‌ی صفحات تمام کتاب‌ها را نمی‌خواندم. مثلاً در یک کتاب فقط به یک مثال که جای دیگر تکرار نشده بود پرداختم و بقیه‌اش را فقط ورق زدم. در چند زمینه مرتبط با مهندسی زلزله مقالات متعددی را تهیه کردم. از سال ۱۳۷۶ تا ۱۳۷۹ مجموعه‌ی خوبی از مقالات مورد علاقه که در مجلات و کنفرانس‌های کتابخانه‌ی دانشگاه بود تدوین کردم، حدود ۲۰۰ مقاله بود. برخی را دقیق می‌خواندم، برخی را هم در حد چنددقیقه فقط تماشا می‌کردم. کتب موجود در اکثر کتابخانه‌های دانشگاه شریف را که به‌نحوی با ریاضی، ارتعاشات و زلزله مرتبط بود نگاه کردم. در سال ۷۹ که دکترا را در دانشکده‌ی عمران دانشگاه صنعتی شریف شروع کردم، افق هدفم برایم نسبتاً روشن‌تر شده بود. چند درس که در دانشکده در زمینه‌ی سازه و زلزله ارائه می‌شد را گذراندم و پیشنهاد پایان‌نامه را در سال اول تدوین کردم، زیرا یک سابقه‌ی ۳ ساله را با حوصله و جدیت پشت سر گذاشته بودم. به‌علت تشابه مفاهیم و مبانی موجود در مهندسی زلزله و سازه‌های دریایی در زمینه‌ی

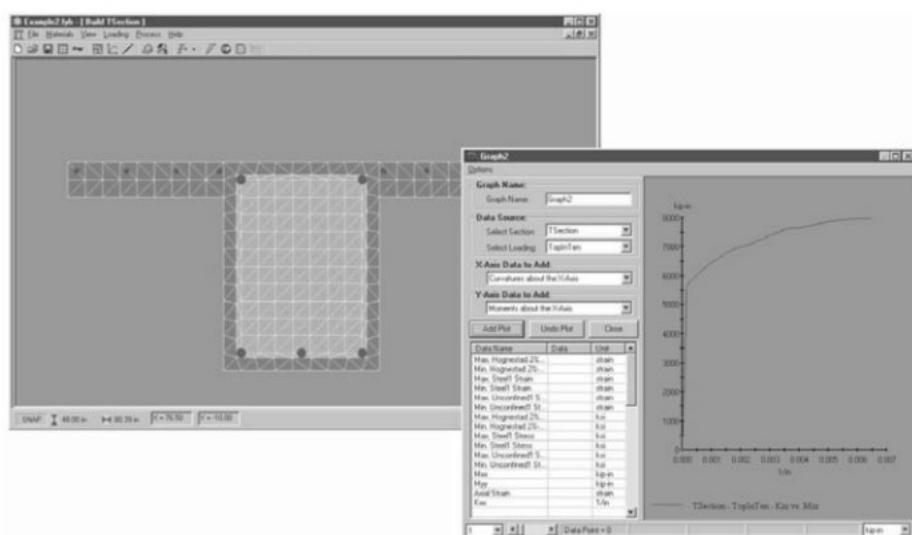
۳.۱ منحنی ممان-انحناء

یکی از کارهای اساسی در تحلیل غیرخطی سازه‌ها، استخراج منحنی ممان-انحناء برای مقاطع اعضا است. نرم‌افزارهای متعددی برای این کار نظیر SECTION BUILDER وجود دارند. در شکل ۱۰.۱ منحنی ممان-انحناء برای یک مقطع داده شده است. در شکل ۱۱.۱ منحنی ممان-انحناء برای مقطع بتنی که با استفاده از نرم‌افزار XTRACT رسم شده است، مشاهده می‌شود. این نرم‌افزار را می‌توان از سایت <http://www.imbsen.com/xtract.htm> دریافت کرد.



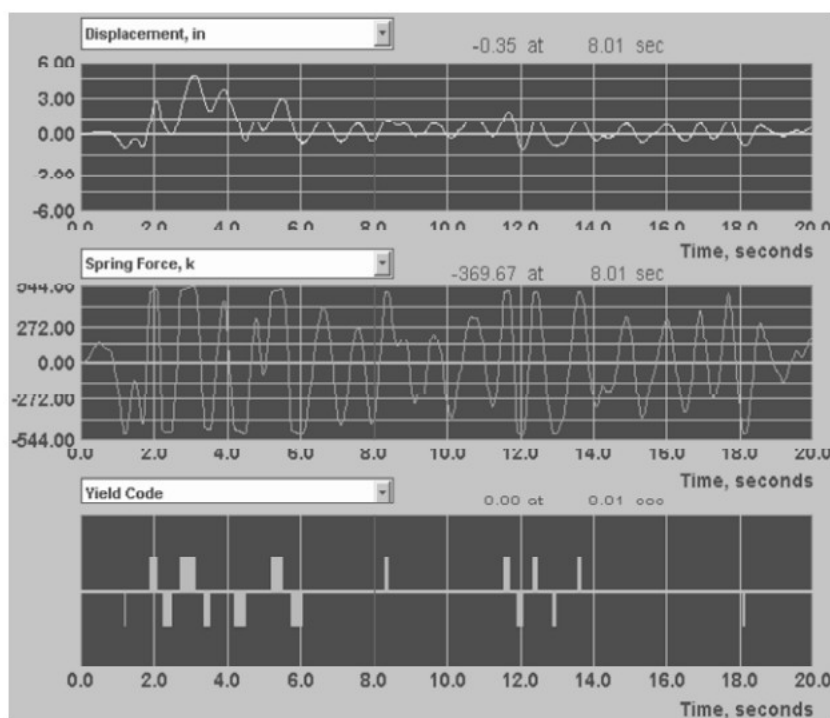
شکل ۱۰.۱
منحنی ممان-انحناء

۲۵



شکل ۱۱.۱ منحنی ممان-انحناء برای مقطع بتنی با استفاده از نرم‌افزار XTRACT

در شکل ۲۸.۱ تاریخچه‌ی زمانی جابه‌جایی و نیروی فنر در لحظات تسلیم مشاهده می‌شود.



شکل ۲۸.۱ تاریخچه‌ی زمانی جابه‌جایی و نیروی فنر در لحظات تسلیم

جابه‌جایی بیشینه: 4.79 in (12 cm)، نیروی بیشینه‌ی فنر: 542 kips (244 ton)، تعداد دفعات تسلیم: ۱۵

به‌علت وجود کرنش - سختی، مقدار برش پایه از مقاومت تسلیم بیشتر است. در شکل ۲۹.۱ منحنی‌های چرخه‌ای نشان داده شده است. محور قائم این منحنی‌ها، نیروی میرایی، نیروی فنر و جمع آن‌ها است.

در شکل ۲۹.۱ سه منحنی مشاهده می‌شود:

نیروی میرایی بر حسب جابه‌جایی

نیروی فنر (برش عضو) بر حسب جابه‌جایی

حاصل جمع نیروی فنر به علاوه‌ی نیروی میرایی (برش پایه)

معادله‌ی اساسی طراحی به‌صورت زیر است:

ظرفیت شکل‌پذیری < شکل‌پذیری نیاز

جابه‌جایی تسلیم برابر است با:

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} = \frac{461}{0.008} = 57600 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 57,000 \sqrt{f'_c} = 57,000 \sqrt{4000} \text{ psi} = 3604 \text{ ksi}$$

$$E_c = 15,800 \sqrt{f'_c} = 15,800 \sqrt{288} \text{ kg/cm}^2 = 268000 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} = 1.28$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{0.008} = 125\epsilon_c$$

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} = \frac{461(125\epsilon_c)1.28}{1.28 - 1 + x^{1.28}} = \frac{73728\epsilon_c}{0.28 + (125\epsilon_c)^{1.28}}$$

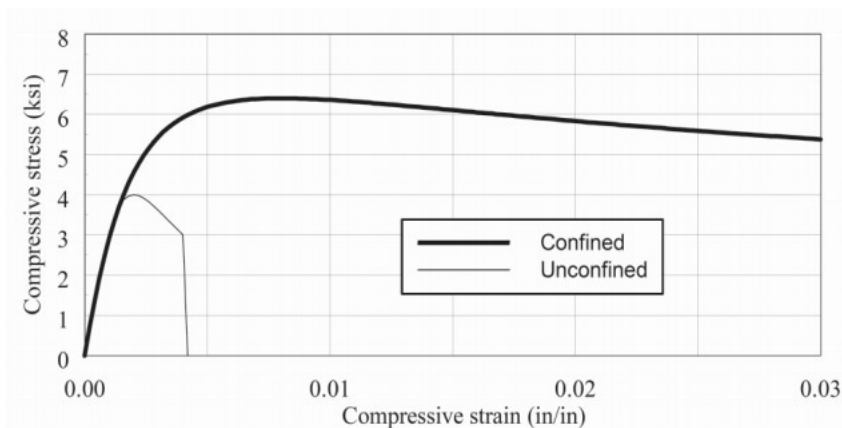
رابطه‌ی تنش- کرنش برای بتن محصور و غیرمحصور در این مقطع در شکل ۱۱.۲ نشان داده شده است. برای محاسبه‌ی ممان نهایی و انحناء نهایی این مقطع، پارامترهای بلوک تنش باید تعیین شود. از قبل داریم:

$$K = 1.6, \epsilon_{c \max} = 0.028, \epsilon_{cc} = 0.008$$

$$\frac{\epsilon_{c \max}}{\epsilon_{cc}} = \frac{0.028}{0.008} = 3.5$$

با توجه به نسبت فوق و با استفاده از شکل ۱۲.۲ (شکل ۸.۳ کتاب پائولی و پریستلی) مقادیر زیر به دست می‌آید:

$$\beta = 1, \alpha\beta = 0.9, \alpha = 0.9$$



رابطه‌ی تنش- کرنش برای بتن محصور و غیرمحصور

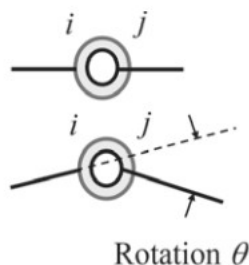
شکل ۱۱.۲

عضو اتصالی با طول صفر در DRAIN 2Dx: این عضو دارای طول صفر است و می‌تواند رفتار انتقالی و چرخشی را مدل کند. با استفاده از این عضو می‌توان رفتارهای غیرخطی زیر را در نظر گرفت:

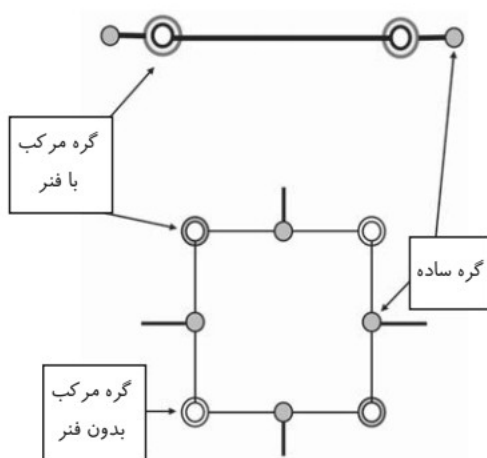
- تسلیم دوخطی با باربرداری غیرالاستیک
- تسلیم دوخطی با باربرداری الاستیک
- باربرداری غیرالاستیک با گپ

با کمک این عضو می‌توان میراگر لزج خطی را نیز مدل کرد. نقاطی شامل این عضو، دارای مختصات یکسان هستند.

با استفاده از این عضو می‌توان فنر چرخشی را نیز مدل کرد. نقاط i و j دارای مختصات یکسان X و Y هستند (گره‌های مرکب). مطابق شکل ۱۴.۳، یک المان اتصال چرخشی بین گره‌های i و j قرار داده می‌شود. هرگز از میرایی $Beta$ استفاده نکنید؛ مگر آن‌که میراگر را به‌طور صریح مدل کنید. گره‌های مرکب، استفاده‌های دیگری نیز دارند. به‌عنوان مثال، می‌توان برای مدل‌سازی مفاصل پلاستیک در تیرها و چشمه‌ی اتصال از مدلی مطابق شکل ۱۵.۳ استفاده کرد. مدل چشمه‌ی اتصال با استفاده از چهار گره‌ی ساده و چهار گره‌ی مرکب (مدل کراوینکلر) یکی از کاربردهای گره‌ی مرکب است.



شکل ۱۴.۳
مدل فنر چرخشی با المان
اتصالی

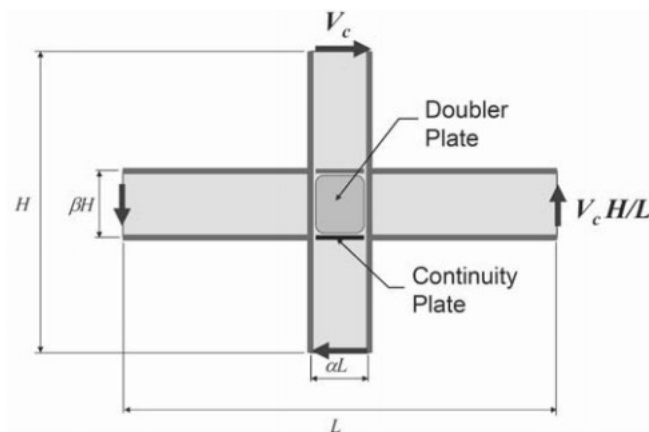


شکل ۱۵.۳
استفاده از گره‌ی مرکب

در شکل ۲۲.۳، توزیع نیروی برشی در تیر و ستون در اطراف اتصال نشان داده شده است. به ضرایب α و β توجه شود. از آنجا که نسخه‌ی جدید AISC به قوی بودن چشمه‌ی اتصال تأکید دارد، در نتیجه اغلب مواقع به ورق دابل‌کننده (Doubler Plate) نیاز است. این ورق شدیداً باعث کاهش تنش برشی در چشمه‌ی اتصال می‌شود.

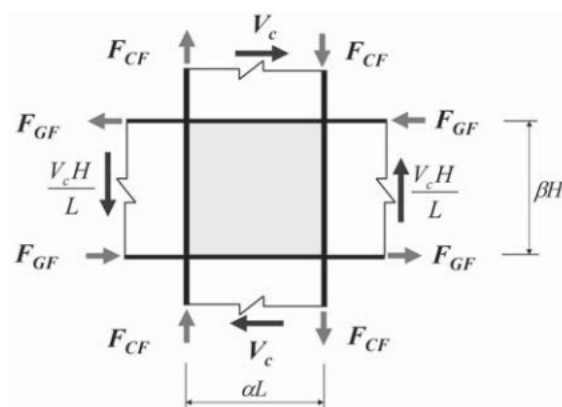
در شکل ۲۳.۳ نیروهای اتصال، نشان داده شده‌اند. مهم‌ترین فرض ساده‌کننده این است که ممان‌های تیر و ستون را می‌توان با جفت نیرو نشان داد و تمام ممان را بال‌ها تحمل می‌کنند. برش افقی در چشمه‌ی اتصال برابر است با:

$$V_p = V_c \frac{(1 - \alpha - \beta)}{\beta} \quad (۴.۳)$$



توزیع نیروی برشی در تیر و ستون در اطراف اتصال

شکل ۲۲.۳



شکل ۲۳.۳
نیروهای اتصال

مدل سنسور نسبت به مدل کراونیکلر، ساده‌تر مدل می‌شود. ولی رفتار چشمه‌ی اتصال را به‌صورت واقعی در نظر نمی‌گیرد و نیز تغییرشکل خمشی در آن نادیده گرفته می‌شود. مدل‌سازی تغییرشکل اتصال در سازه‌های بتنی نسبت به سازه‌های فولادی، سخت‌تر است. زیرا عواملی نظیر کاهندگی سختی، زوال مقاومت و لغزش میلگردها رخ می‌دهد.

۹.۳ اثر $P-\Delta$

مطابق NEHRP 2000 اگر بار محوری ستون از ۱۵٪ بار کمانشی آن تجاوز کند، باید اثر نیروی محوری در ایجاد تغییرشکل اضافی (اثر $P-\Delta$) در نظر گرفته شود. تقریباً در تمام تحلیل‌های غیرخطی باید اثر $P-\Delta$ در نظر گرفته شود. زیرا تغییرشکل‌ها از حالت الاستیک خیلی بیشتر هستند. در شکل ۳۴.۳ بارگذاری جانبی و محوری و منحنی ظرفیت سازه نشان داده شده است. سختی منفی به‌علت بار جانبی برابر است با:

$$K_G = -\frac{P}{H} \quad (13.3)$$

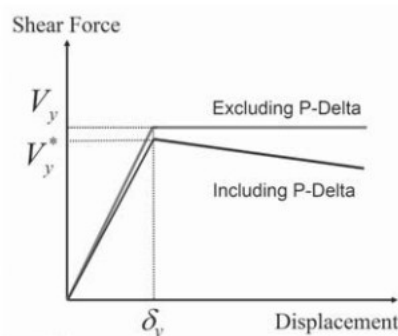
سختی جانبی سیستم بدون اثر نیروی محوری به‌صورت زیر است:

$$K_E = \frac{V_y}{\delta_y} \quad (14.3)$$

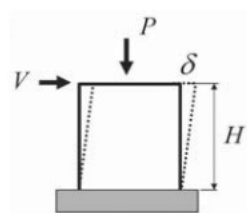
سختی کل سیستم برابر است با:

$$K = K_E + K_G \quad (15.3)$$

ملاحظه می‌شود که اثر $P-\Delta$ باعث کاهش سختی می‌شود. همچنین مقاومت از V_y به V_y^* کاهش می‌یابد:



(ب)

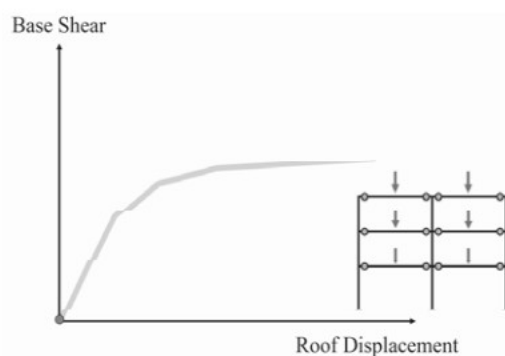


(الف)

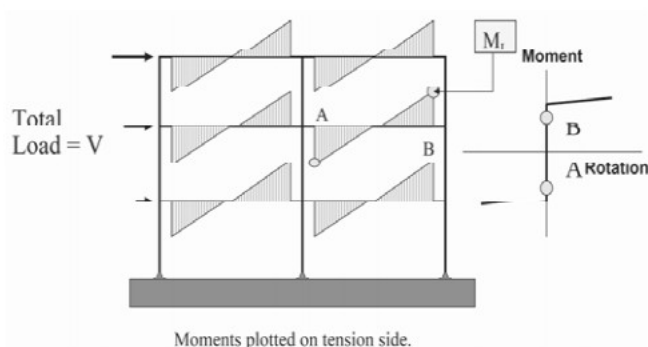
شکل ۳۴.۳ بارگذاری جانبی و محوری و منحنی ظرفیت سازه

بار جانبی، اثر دارد. همچنین به علت تغییر شکل ناشی از بار جانبی، اثر $P-\Delta$ ایجاد می‌شود. در شکل ۷.۴ موقعیت نیرویی در منحنی پوش‌اور تحت بار ثقل در شروع بارگذاری جانبی نشان داده شده است. اکنون اعمال بار جانبی شروع می‌شود. در شکل ۸.۴ دیاگرام ممان در تیرها تحت بار جانبی نشان داده شده است. هنوز بار جانبی به حدی نرسیده است که در سازه تسلیم رخ دهد. اگر ممان مربوط به بار ثقلی با ممان حاصل از بار جانبی جمع شود، ممکن است مطابق شکل ۹.۴ در یک نقطه، مقدار ممان بیش‌تر از ظرفیت ممان شود. در این صورت نرم‌افزار، کسری از بار جانبی را محاسبه می‌کند که اگر با بار ثقلی جمع شود، ممان در آن نقطه برابر ظرفیت ممان شود. در شکل ۱۰.۴ بار جانبی به سازه وارد شده است.

اکنون باید بار جانبی که در آن، اولین مفصل پلاستیک رخ می‌دهد را تعیین کرد. در شکل ۱۱.۴ ضریب Ψ طوری تعیین می‌شود که برآیند ممان بارهای ثقلی و جانبی با ظرفیت ممان برابر شود. ممان موجود در نقطه‌ی i تحت بار ثقلی مساوی M_G و ممان حاصل از بار جانبی ΨV



شکل ۷.۴ موقعیت نیرویی در منحنی پوش‌اور تحت بار ثقل در شروع بارگذاری



شکل ۸.۴ دیاگرام ممان در تیرها تحت بار جانبی

$$R_d = \frac{1.5R}{\Omega_0} \quad (22.4)$$

- نیازی به ارزیابی مقاومت اعضاء نیست.
 - پذیرش تغییرشکل اجزاء بر اساس نتایج آزمایشگاهی است.
 - بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقه ممکن است تا ۱/۲۵ برابر حد استاندارد برسد.
 - تحلیل غیرخطی باید با دقت بسیار بالایی مورد بازبینی و کنترل قرار گیرد.
- NEHRP 2003 در خصوص معیارهای پذیرش برای تغییرشکل اجزاء مطلبی ارائه نمی‌کند. برای این کار می‌توان از ATC 40 و FEMA 356 استفاده کرد. یکی از مزایای تحلیل پوش‌آور این است که جابه‌جایی نسبی مجاز ۲۵٪ افزایش می‌یابد.

۱۰.۴ روش FEMA-356 برای تحلیل پوش‌آور

در فصل سوم FEMA 356 این روش آورده شده است. این روش در مقایسه با NEHRP 2003 دارای جزئیات و دقت بیشتری است.

تفاوت‌های عمده‌ی این روش با NEHRP 2003 به‌صورت زیر است:

- اعمال ۲۵٪ بار ثقلی کاهش نیافته
 - استفاده از دو الگوی مختلف بار جانبی
 - لحاظ کردن اثر $P - \Delta$
 - لحاظ کردن اثر رفتار چرخه‌ای
- مطابق FEMA 356 جابه‌جایی هدف برابر است با:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (23.4)$$

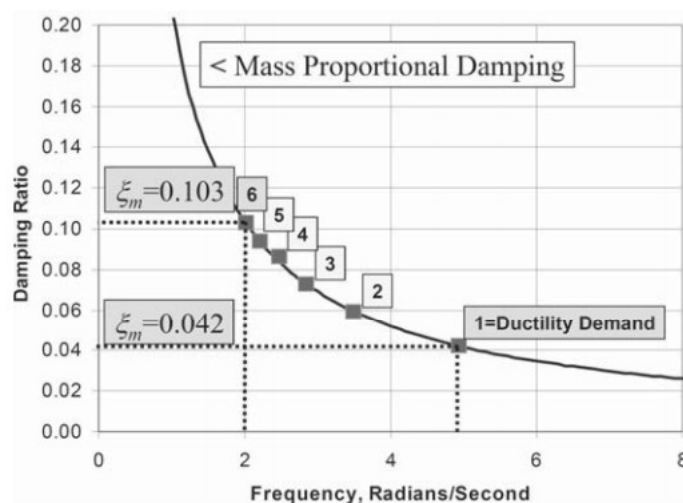
که در آن:

- C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط دادن جابه‌جایی بام به جابه‌جایی طیفی مد اول،
- C_1 ضریب اصلاح برای ارتباط دادن جابه‌جایی بیشینه‌ی غیرالاستیک مورد انتظار به جابه‌جایی محاسبه‌شده از تحلیل الاستیک (شبيه C_i در NEHRP 2003)،
- C_2 ضریب اصلاح برای نشان دادن اثر باریک‌شدگی یا لقی (pinching)، کاهندگی سختی و زوال مقاومت در منحنی چرخه‌ای و
- C_3 ضریب اصلاح برای نشان دادن افزایش جابه‌جایی به‌علت اثر دینامیکی $P - \Delta$ است.

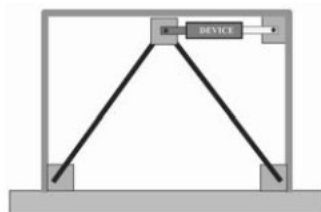
است با وارد شدن سازه به ناحیه‌ی غیرخطی افزایش یابد و فرکانس‌ها مطابق شکل ۱.۵ تغییر کند. در نتیجه توصیه می‌شود که ضرایب موجود در میرایی رایلی برای جرم و سختی بر اساس فرکانس و شکل‌پذیری تغییر کنند.

۲.۵ مدل‌سازی میراگر لزج خطی در DRAIN

میرایی مجزا که توسط یک وسیله‌ی خارجی به سازه الحاق می‌شود را می‌توان به‌سادگی در DRAIN مدل کرد. تنها محدودیت این است که میرایی باید خطی باشد. برای مثال، نیروی میرایی مستقیماً با سرعت متناسب است. اگر مدل کردن میراگر لزج غیرخطی، مهم باشد می‌توان از نرم‌افزارهای SAP 2000، Perform 3D و یا OpenSees استفاده کرد. باید توجه شود که میراگرهای غیرخطی ترجیح داده می‌شوند؛ زیرا توانایی مدل کردن تسلیم در سرعت‌های بالا را دارند. در شکل ۲.۵ نمای شماتیک مدل‌سازی میراگر در DRAIN نشان داده شده است.



شکل ۱.۵ تغییر در فرکانس و میرایی به علت رفتار غیرخطی



شکل ۲.۵
نمای شماتیک مدل‌سازی
میراگر در DRAIN

نقطه‌ی $0.4T$ به‌عنوان نقطه‌ی کنترل انتخاب شده است، زیرا به‌پریود مد بالاتر مربوط است. واضح است که این روش در این‌جا بسیار محافظه‌کارانه است. در پریود T مقدار طیف مقیاس شده ۴۰٪ بیشتر از طیف طرح است.

۲.۴.۵ تحلیل سه‌بعدی

در این روش SRSS طیف‌های با میرایی ۵٪ برای هر جفت رکورد (شمالی-جنوبی و شرقی-غربی) ایجاد می‌شود. سپس هر جفت رکورد باید طوری مقیاس شود که میانگین SRSS طیف‌ها از $1/3$ برابر طیف هدف در بازه‌ی $0.2T$ تا $1.5T$ کمتر نباشد. ضریب $1/3$ مربوط به SRSS در دو جهت متعامد است.

۵.۵ معضلات روش NEHRP در مقیاس‌بندی رکورد

- به‌علت تعدد و فراوانی رکوردهای موجود، ممکن است مجموعه‌های متفاوتی از رکوردهای موجود استفاده شود و طیف میانگین مورد استفاده از یک تحلیل‌گر تا تحلیل‌گر دیگر، تفاوت داشته باشد.
 - به نظر می‌رسد که اثر مدهای بالاتر، بیشتر از آن‌چه اهمیت دارد، مورد توجه بوده است.
 - به نظر می‌رسد این روش در مقایسه با سایر روش‌ها، بسیار محافظه‌کارانه است.
- مطابق NEHRP باید دست‌کم ۳ رکورد انتخاب شود. اگر دست‌کم از ۷ رکورد زلزله استفاده شود، می‌توان از میانگین نتایج استفاده کرد. اگر تعداد رکوردهای مورد استفاده، کمتر از ۷ باشد باید مقدار بیشینه‌ی پاسخ حاصل از رکوردهای مختلف، مورد نظر باشد.

۶.۵ مقیاس‌بندی رکورد برای تحلیل غیرخطی

برای دریافت اطلاعات مفید در این زمینه به مقاله‌ی زیر مراجعه کنید:

Nilesh Shome and Allin Cornell, 6th U.S. Conference on Earthquake Engineering Seattle, Washington, September, 1997

۷.۵ تحلیل فزاینده‌ی دینامیکی غیرخطی (Incremental Nonlinear

Dynamic Analysis)

در این‌جا در خصوص تحلیل فزاینده‌ی غیرخطی (IDA) بحث می‌شود. این روش، نسبتاً جدید



اگر تراز اطمینان ۹۰٪ و ضریب عدم قطعیت ۰/۴ در نظر گرفته شود، نسبت ظرفیت به نیاز، مساوی ۰/۷۶ خواهد بود. با استفاده از این مقدار می‌توان حد نیاز را تعیین کرد.

مثال: برای یک قاب خمشی ویژه‌ی ۴ تا ۱۲ طبقه و حاشیه‌ی اطمینان ۹۰٪ باید جابه‌جایی نسبی درون طبقه‌ای به ۰/۵۰۸ محدود شود (جدول ۷.۵).

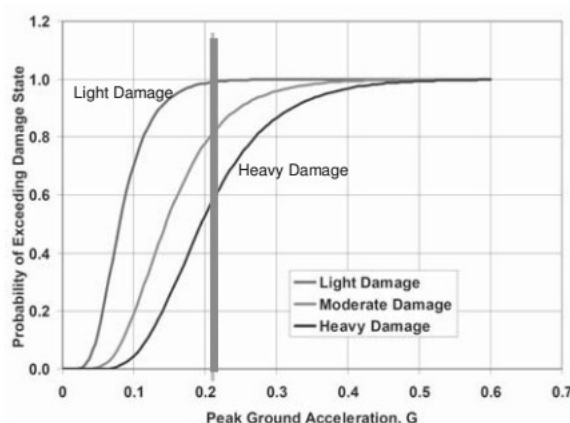
برخی از محققان عقیده دارند که روش FEMA 350 آغاز خوبی است، ولی احتیاج به کارهای تکمیلی بیشتری دارد تا برای مهندسان، قابل فهم شود.

۱۰.۵ منحنی‌های شکنندگی (Fragility Curves)

رویکردهای احتمالاتی، همچنین برای استخراج منحنی‌های شکنندگی کاربرد دارند. به‌عنوان مثال، در شکل ۲۰.۵ منحنی‌های شکنندگی، برای سازه‌های بنایی غیرمسلح نشان داده شده است؛ که برای یک سازه‌ی آتش‌نشانی استفاده شده‌اند. هرچه شدت حرکت زمین بیشتر باشد، احتمال تجاوز از یک حالت حدی معین بیشتر خواهد بود.

جدول ۷.۵ محاسبات مربوط به قاب خمشی ویژه‌ی ۴ تا ۱۲ طبقه برای جابه‌جایی نسبی مجاز (DL: Drift Limit)

Type	PERF	Analysis	Confidence	γ	γ_a	ϕ	C	β_{UT}	λ	DL
SPECIAL	IO	NSP	50%	1.4	1.45	1	0.02	0.2	1.06	0.0104
SPECIAL	IO	NDP	50%	1.4	1.02	1	0.02	0.2	1.06	0.0148
SPECIAL	CP	NSP	90%	1.2	0.99	0.85	0.1	0.4	0.76	0.0544
SPECIAL	CP	NDP	90%	1.2	1.06	0.85	0.1	0.4	0.76	0.0508
ORDINARY	IO	NSP	50%	1.3	1.11	0.9	0.01	0.2	1.06	0.0066
ORDINARY	IO	NDP	90%	1.3	1.02	0.9	0.01	0.2	1.06	0.0072
ORDINARY	CP	NSP	50%	1.5	1.42	0.7	0.08	0.45	0.765	0.0201
ORDINARY	CP	NDP	90%	1.5	1.06	0.7	0.08	0.45	0.765	0.0269



شکل ۲۰.۵

منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های بنایی غیرمسلح

که در آن:

$$C_{mr} = \frac{\left(\{r\}^T [M] \{d\}\right)^2}{\{r\}^T [M] \{r\}} \cdot \frac{1}{(W/g)} \quad (۴.۶)$$

در مورد خاص که بارهای $\{R\}$ متناسب با $[M]\{r\}$ باشند، آن‌گاه معادله‌ی (۳.۶) به صورت زیر تبدیل می‌شود:

$$S_{a, capacity} = \frac{1}{C_{mr}} \frac{H_{capacity}}{(W/g)} \quad (۵.۶)$$

اگر شکل تغییرشکل یافته متناسب با شکل مودی $\{\phi\}$ باشد، آن‌گاه معادله‌ی (۵.۶) تبدیل به معادله‌ی (۱.۶) می‌شود. از آن‌جا که روش‌های پوش‌آور در حقیقت روش‌های تقریبی هستند، معادله‌ی (۱.۶) را می‌توان به عنوان یک تقریب قابل قبول در نظر گرفت. معادله‌ی (۳.۶) ممکن است کمی پیچیده به نظر برسد. از آن‌جا که $\{d\} = H \{R\}^T$ می‌توان این معادله را به صورت زیر بازنویسی کرد:

$$S_{a, capacity} = \frac{\{r\}^T \{R\}}{\{r\}^T [M] \{d\}} \quad (۶.۶)$$

اگر گزینه‌ی اول برای شکل تغییرشکل یافته در نرم‌افزار PERFORM 3D (شکل مود اول) انتخاب شود، این نرم‌افزار با استفاده از معادله‌ی ۱.۶ ظرفیت شتاب طیفی در هر نقطه از منحنی پوش‌آور را محاسبه می‌کند. اگر گزینه‌ی دوم انتخاب شود (شکل تغییرشکل یافته‌ی حاضر با معادله‌ی (۱۶.۳) از FEMA-356، آن‌گاه نرم‌افزار PERFORM 3D از معادله‌ی ۵.۶ استفاده می‌کند. در صورت انتخاب گزینه‌ی سوم (شکل تغییرشکل یافته‌ی حاضر با معادله سازگارتر) آن‌گاه این نرم‌افزار از معادله‌ی ۶.۶ استفاده می‌کند.

۵.۷.۶ تعریف نقاط سعی

به صفحه‌ی Points بروید. می‌توانید تا شش نقطه‌ی سعی تعریف کنید. حداقل باید دو نقطه‌ی سعی تعریف کنید. خصوصیات نقاط تعریف شده‌ی حاضر در جدول نشان داده می‌شود. دو راه برای تعریف یک نقطه‌ی جدید وجود دارد: click-and-drag و right-click. برای استفاده از روش click-and-drag نشان‌گر را به مقدار مورد نظر دریافت یا جابه‌جایی (D) حرکت داده، سپس left-click را نگه دارید و آن‌را تا وضعیت تقریب دو خطی بکشید. برای تقریب FEMA-356 باید سطح زیر منحنی دو خطی با منحنی واقعی برابر باشد و شیب اولیه‌ی منحنی دو خطی باید در مقدار ۶۰ درصد نقطه‌ی تسلیم، منحنی واقعی را قطع کند. هنگامی که منحنی



۵.۱.۱۲.۶ ضریب C_1

این ضریب، جابه‌جایی نسبی یک سازه الاستیک با سختی K_e را به جابه‌جایی نسبی سازه غیرالاستیک با رفتار دوطبی تبدیل می‌کند (شکل ۱۲.۶). این ضریب، بیش‌تر حالت تجربی دارد. برای جزئیات بیش‌تر به FEMA-356 رجوع کنید.

۶.۱.۱۲.۶ ضریب C_2

این ضریب مربوط به کیفیت سازه و سطح عملکرد مورد نظر است. شما می‌توانید دو نوع سازه را انتخاب کنید: نوع ۱ (بدتر، با کاهیدگی بیش‌تر در سختی) و نوع ۲ (بهتر، با کاهیدگی سختی کم‌تر). شما می‌توانید سه سطح عملکرد انتخاب کنید: قابلیت استفاده‌ی بی وقفه، ایمنی جانی و آستانه‌ی فروریزش.

۷.۱.۱۲.۶ ضریب C_3

اگر اثرات $P-\Delta$ زیاد باشد، سختی مماسی ظرفیت می‌تواند قبل از رسیدن به جابه‌جایی نسبی هدف، منفی شود. این امر در بار الاستیک به آن معنی است که سازه ناپایدار است و فروریزش می‌کند. در بار دینامیک این وضعیت لزوماً وجود ندارد اما امکان خرابی شدید، افزایش می‌یابد. این ضریب، این اثرات را در نظر می‌گیرد و به سختی αK_e در تقریب دوطبی بستگی دارد. برای جزئیات بیشتر به FEMA-356 رجوع کنید. شما همچنین می‌توانید یک مقدار را تعیین کنید. سختی منفی می‌تواند به‌خاطر افت مقاومت باشد و ربطی به $P-\Delta$ نداشته باشد.

۱۳.۶ اجرای PERFORM

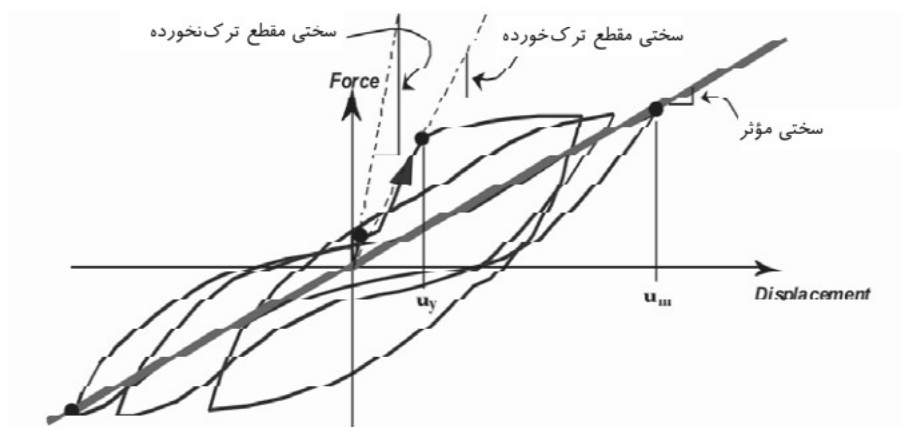
برای ترسیم یک نمودار جابه‌جایی هدف باید حداقل نتایج یک تحلیل پوش‌آور را داشته باشید و یک یا چند شکل مود را برای سازه تعیین کرده باشید. برای ترسیم نمودار به نوار ابزار Analysis رفته و روی گزینه‌ی Target Displacement کلیک کنید. از فهرست Series نوع تحلیل و از فهرست Case حالت بار را انتخاب کنید. سه گام اصلی وجود دارد که هر کدام دارای مراحل فرعی نیز هستند. ابتدا گام ۱ را به‌صورت زیر تکمیل کنید.

۱. یک طیف طرح الاستیک را تعریف کنید. اطلاعات مورد نیاز را می‌توان از نمودار به‌دست آورد.

۱.۷ سازه‌ی معادل

بر اساس نتایج آزمایشگاهی شبیه‌سازی زلزله بر روی سازه‌های بتن مسلح، می‌توان پاسخ غیرخطی سازه را با استفاده از یک سیستم یک‌درجه‌آزادی ارتجاعی که سختی آن در مقایسه با سیستم اولیه، کاهش یابد و میرایی آن افزایش یابد، تعیین کرد. سختی اولیه در مراحل اولیه‌ی پاسخ، EI_g ، وابسته به سختی مقطع ترک‌نخورده است. پس از ترک‌خوردگی، سختی مقطع به سختی سکانتی EI_{cr} تقلیل می‌یابد. سختی سکانتی مؤثر EI_{eff} برابر است با، شیب خطی که از مبدأ به نقطه‌ی پاسخ بیشینه (نیاز) رسم شده است. شکل‌پذیری جابه‌جایی (نیاز) به صورت $\mu = u_m / u_y$ تعریف می‌شود. در شکل ۱.۷ تعریف سختی سکانتی (مؤثر) و سختی‌های مربوط به مقاطع ترک‌خورده و ترک‌نخورده نشان داده شده است. سختی مؤثر EI_{eff} در خلال پاسخ غیرخطی سازه را می‌توان به صورت زیر به دست آورد:

$$EI_{eff} = \frac{EI_{cr}}{\mu} \quad (1.7)$$



شکل ۱.۷ تعریف سختی سکانتی

$$R_u = \frac{C_e}{C_s} = \frac{C_e}{C_y} \times \frac{C_y}{C_s} = R_\mu \times R_s \quad (۱۷.۸)$$

بنابراین با داشتن ضرایب R_μ (ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری) و R_s (ضریب کاهش ناشی از اضافه‌مقاومت) می‌توان ضریب رفتار یک سیستم سازه‌ای را محاسبه کرد. پارامترهای به‌کار رفته در روابط فوق در شکل ۱۹.۸ نشان داده شده‌اند.

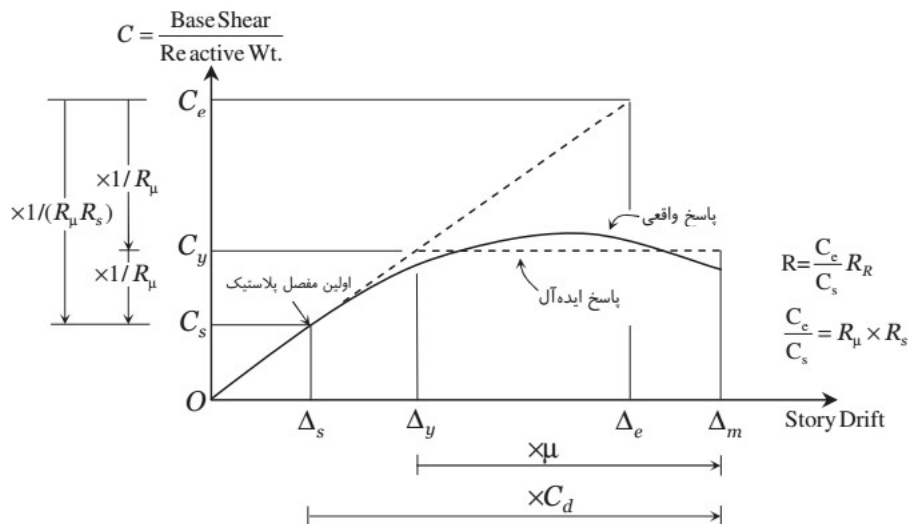
۲.۵.۸ طراحی به روش تنش مجاز

در این حالت رابطه‌ی (۵.۸) را می‌توان به‌صورت زیر نوشت:

$$R_w = \frac{C_e}{C_w} \quad (۱۸.۸)$$

و R_w ضریب رفتار بر مبنای روش تنش مجاز است. بین دو سطح طراحی ذکر شده رابطه‌ی زیر برقرار است:

$$Y = \frac{R_w}{R_u} = \frac{C_s}{C_w} \quad (۱۹.۸)$$



منحنی برش پایه بر حسب جابه‌جایی در طراحی به روش حالت حدی

شکل ۱۹.۸

برای زلزله‌ی بهره‌برداری، مقادیر این ممان اینرسی‌ها را می‌توان تا ۱/۵ برابر افزایش داد و از اثر $P - \Delta$ صرف‌نظر کرد.

۳.۷.۸ IBC-2000

هرچند از نظر تئوری استفاده از رابطه‌ی (۳۳-۸) برای تعیین تغییرمکان غیرخطی سازه‌ها منطقی است، ولی بهتر آن است که اثر پارامترهای دیگری نظیر ضریب اهمیت سازه و نوع سیستم سازه‌ای نیز در تعیین این مقدار لحاظ شود. استاندارد IBC-2000 چنین نگرشی را دنبال کرده است. در آن ضریب تغییرمکان غیرخطی از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$C_d = C_{du} = f(R) \quad (۳۵.۸)$$

همچنین تغییرمکان غیرخطی از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta_M = \frac{C_d \Delta_s}{I} \quad (۳۶.۸)$$

که I ضریب اهمیت سازه است و متناظر با هر نوع سازه مقدار C_d مشخص است. این مقادیر در جدول ۴.۸ آورده شده است.

۴.۷.۸ مقایسه‌ی استاندارد ۲۸۰۰ و UBC-97 و IBC-2000

ضریب بار زلزله در ترکیبات بار ارائه شده در UBC-97 و IBC-2000 در طراحی به روش حالت حدی (یا LRFD) برابر واحد است و در روش تنش مجاز به مقدار ۱/۴ تقسیم می‌شود. یعنی مقدار Y معادل ۱/۴ فرض شده است. همچنین در ACI-2002 ضریب نیروی زلزله برابر واحد است. از آن‌جا که تعیین برش پایه در استاندارد ۲۸۰۰ بر مبنای روش تنش مجاز است در نتیجه انتظار می‌رود که ضریب نیروی زلزله در ترکیبات بارگذاری روش تنش مجاز برابر واحد است و در روش حالت حدی معادل ۱/۴ باشد. در جدول ۴.۸ مقدار ضریب رفتار و ضریب افزایش تغییرمکان برای استانداردهای ۲۸۰۰ و UBC-97 و IBC-2000 ارائه شده است. برای انتقال ضریب رفتار و ضریب افزایش تغییرمکان مربوط به استاندارد ۲۸۰۰ که در سطح تنش مجاز هستند، به سطح تنش حالت حدی، مقادیر مربوطه به ۱/۴ تقسیم می‌شود.

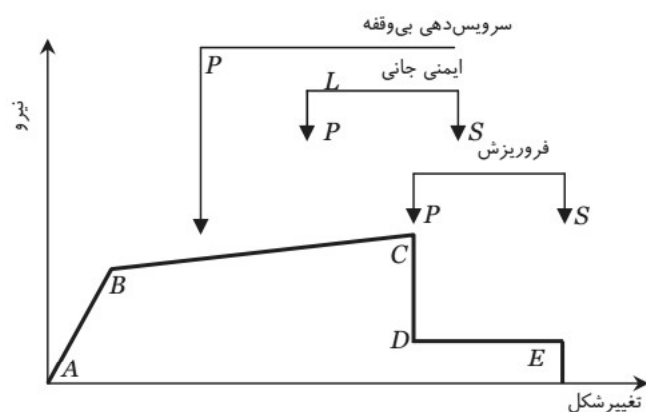
مقایسه‌ی بین ضریب رفتار و ضریب افزایش تغییرمکان و نسبت این دو برای آیین‌نامه‌های مختلف در جدول ۵.۸ نشان داده شده است.

توجه شود که بر اساس ایده‌ی نیومارک و هال (۱۹۸۲) نسبت ضریب افزایش تغییرمکان به ضریب رفتار برای سازه‌های با پریود بلند، مساوی ۱ و در سازه‌های با پریود کوتاه، بیشتر از ۱ است.

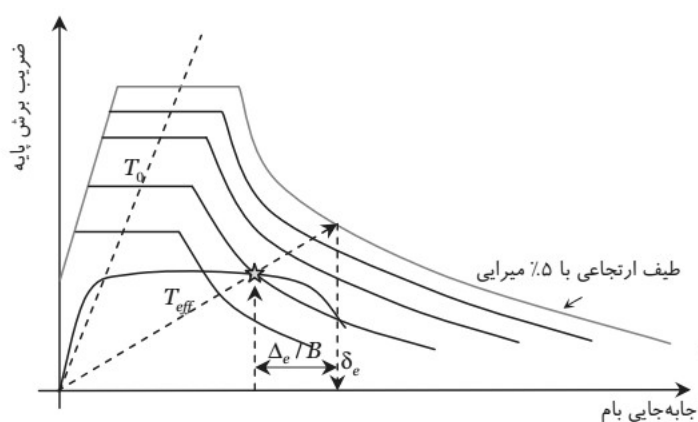
که در آن T_1 پریود اصلی سازه‌ی الاستیک در راستای مورد نظر و K_1 سختی جانبی مؤثر سازه در راستای مورد نظر است. در شکل ۷.۹ قسمت‌های مختلف منحنی نیرو - تغییر شکل نشان داده شده است.

۲.۷.۹ روش ATC-40

این روش به صورت تکراری گام به گام و شامل تحلیل‌های متعددی است. برای هر تحلیل، پریود مؤثر سیستم الاستیک معادل جابه‌جایی الاستیک مربوطه محاسبه می‌شوند. سپس این جابه‌جایی به ضریب مربوط به میرایی تقسیم می‌شود تا تخمینی از جابه‌جایی حقیقی در زلزله به دست آید. در شکل ۸.۹ این روش نشان داده شده است.



شکل ۷.۹
قسمت‌های مختلف منحنی
نیرو - تغییر شکل



شکل ۸.۹
روش ATC-40

براساس انرژی می‌باشند، پیشنهاد داده‌اند:

$$DI = \left(\frac{H_p + H_n}{H_t} \right)^2 + \left(\frac{H_p - H_n}{H_t} \right)^2 \quad (28.10)$$

H_p و H_n اشاره به سهم‌های مثبت و منفی دارند. $H_t = \mu^* P_y \delta_y (2N_f)$ و $\mu^* = \mu_p (2N_f)^{-\gamma}$ ، P_y و δ_y نشان دهنده مقاومت و جابجایی تسلیم برای عضو بوده و μ^* و μ_p به ترتیب شکل‌پذیری چرخه‌ای و شکل‌پذیری پلاستیک یک جهت و γ ثابت کالیبراسیون (۰/۶ برای فولاد) است.

۴.۲.۱۰ شاخص‌های خرابی نرم شدگی

یک روش برای تعریف شاخص خرابی کلی، استفاده از پارامترهای سازه‌ای است. شاخص‌های نرم‌شدگی با توجه به خصوصیات سازه ای به صورت یک پارامتر منفرد برای کل سازه، تعریف می‌گردند. این شاخص‌ها با تغییرات در پریودهای اصلی سازه، قبل و بعد از خرابی، مربوط می‌باشند. در اینجا به انواع شاخص‌های نرم شدگی اشاره مختصری می‌گردد.

۱.۴.۲.۱۰ شاخص نرم شدگی رافائیل – میر

رافائیل و میر (Roufaiel and Meyer, 1987) یک رابطه بین پارامتر خرابی کلی (که برحسب تغییر شکل‌های تراز بام سازه بیان می‌شود) و تغییر حاصله در فرکانس اصلی سازه به صورت زیر پیشنهاد دادند:

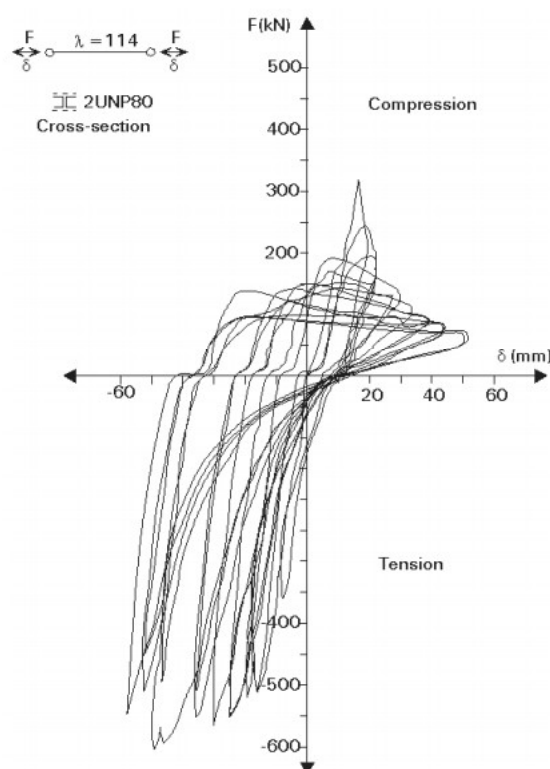
$$DI = \frac{\delta_r - \delta_y}{\delta_f - \delta_y} = \frac{14.2 \delta_y \left(\sqrt{\frac{\omega_e}{\omega}} - 1 \right)}{\delta_f - \delta_y} \quad (29.10)$$

که در آن δ_r بیشینه تغییر مکان بام تحت اثر زلزله، δ_y تغییر مکان بام، متناظر با اولین تسلیم در یکی از اعضای طبقه (با فرض اینکه تغییر شکل قاب در مورد اول باشد)، δ_f تغییر مکان بام، متناظر با فرو ریختن سازه، ω_e فرکانس اصلی سازه خراب نشده و ω فرکانس اصلی سازه بعد از خرابی است.

۲.۴.۲.۱۰ شاخص نرم شدگی پاسکال – کاماک

پاسکال و کاماک (Dipasquale and Cakmak, 1990) دو شاخص خرابی نرم‌شدگی (نرم‌شدگی بیشینه و نرم‌شدگی نهایی) را پیشنهاد دادند. این شاخص‌ها به ترتیب با معادلات زیر تعریف می‌شوند:

نیروی کماتش اولیه مربوط به نقطه A در شکل پ ۸.۱ است. پس از نقطه A در منحنی نیرو-تغییر مکان به علت ایجاد کماتش، کاهش قابل ملاحظه‌ای در مقاومت عضو رخ داده است. مرحله رسیدن از نقطه A به نقطه B در منحنی نیرو-تغییر مکان مربوط است به تغییر شکل الاستیک خمشی عضو بادبند تحت اثر P-Delta. مشخصه این مرحله عبارت است از تغییر شکل‌های زیاد و کاهش ظرفیت باربری. اکنون اگر جهت اعمال جابه‌جایی تغییر یابد در منحنی نیرو-تغییر مکان از نقطه B به نقطه C می‌رسیم. در صورت تداوم تغییر مکان در همان جهت تا نقطه E پیش می‌رویم. در صورتی که عضو بادبند دارای اتصالات پیچی باشد، یک لغزش از نقطه C تا D اتفاق می‌افتد. در ناحیه E تا F یک اندرکنش پلاستیک نیروی محوری و ممان خمشی به همراه کاهش تغییر مکان جانبی رخ می‌دهد. در نقطه F عضو به صورت کامل کشیده شده و به صورت خط مستقیم درآمده است. در ناحیه F تا G تغییر شکل پلاستیک به صورت کششی رخ می‌دهد. اکنون اگر جهت تغییر مکان تغییر کند، باربرداری الاستیک مطابق مسیر G-H رخ می‌دهد.



شکل پ ۸.۱ رفتار چرخه‌ای بادبند ناودانی به صورت پشت به پشت