



دانشکده مهندسی - گروه عمران

عنوان پایان نامه:

# اثر ارتفاع بر مقدار ضریب رفتار قابهای مهاربندی شده ضربداری فولادی

استاد راهنما:

دکتر فریدون ایرانی

ارائه دهنده:

لطف الله احمدی

ارائه شده جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد در رشته مهندسی عمران

گرایش سازه

پاییز-۱۳۸۷

به نام خدا

تاییدیه

گواهی می شود که تا کنون، این پایان نامه برای احراز یک درجه علمی ارائه نشده و تمامی مطالب به جز در مواردی که نام منبع آورده شده است، نتیجه کار پژوهشی دانشجو می باشد.

---

استاد راهنما: دکتر فریدون ایرانی

---

استاد مشاور: دکتر احمد شوشتری

---

استاد مدعو: دکتر فرزاد شهبان

---

نماینده تحصیلات تکمیلی: دکتر شکوهیان

# بررسی اثر ارتفاع بر مقدار ضریب رفتار

## قابهای مهاربندی شده ضربدری فولادی

### چکیده:

امروزه در اکثر آیین نامه های لرزه ای که به منظور طراحی سازه های مقاوم در مقابل زلزله مورد استفاده قرار می - گیرند، پارامتر ضریب رفتار ( ضریب اصلاح پاسخ ) برای تعیین نیروی جانبی معادل با نیروی زلزله به کار می رود. این پارامتر به منظور در نظر گرفتن اضافه مقاومت سازه که ممکن است به علل مختلف به وجود آید مورد استفاده قرار می - گیرد. با توجه به اینکه در تمامی آیین نامه های لرزه ای این پارامتر برای یک سیستم سازه ای مشخص بدون توجه به مشخصات هندسی و سایر عوامل، مقدار ثابتی معرفی شده است، لزوم تحقیق در صحت این موضوع بیش از پیش احساس می شود.

در این رساله چندین قاب فولادی با تعداد طبقات مختلف، بر طبق آیین نامه فولاد ایران مورد تحلیل و طراحی قرار گرفته اند. همچنین نمونه های طراحی شده به وسیله تحلیل بار افزون انطباقی مورد تحلیل مجدد قرار گرفته و با استفاده از این نوع تحلیل نمودار برش پایه - تغییر مکان مربوط به هر نمونه رسم شده است. در پایان ضریب رفتار مربوط به هر یک از نمونه ها در حالت های مختلف محاسبه شده است. همچنین برای حالت های مختلف نمودارهایی ارائه گردیده است که با استفاده از آنها می توان ضریب رفتار مربوط به سازه های دیگری را که در این محدوده از ارتفاع قرار می گیرند را بدست آورد.

نتایج حاصل از این تحقیق نشان از وابستگی بسیار شدید ضریب رفتار به مقدار ارتفاع سازه دارد و با افزایش ارتفاع سازه این مقدار کاهش می یابد، اما در بعضی حالات ممکن است افزایش یابد.

# فهرست مطالب

عنوان

صفحه

فصل اول: ضریب رفتار و عوامل موثر بر آن ..... ۱

۱-۱) مقدمه ..... ۱

۲-۱) عوامل تعیین کننده ضریب رفتار ..... ۱

۱-۲-۱) تأثیر ضریب  $R$  روی طراحی ..... ۲

۲-۲-۱) رابطه نیرو- تغییر مکان ..... ۲

۳-۲-۱) ضریب اضافه مقاومت ..... ۴

۴-۲-۱) ضریب قید اضافی ..... ۶

۵-۲-۱) ضریب میرایی ( $R_{\xi}$ ) ..... ۸

۶-۲-۱) ضریب شکل پذیری ( $R_{\mu}$ ) ..... ۹

فصل دوم: روشهای مختلف تحلیل سازه و ضریب رفتار ..... ۱۴

۱-۲) روشهای محاسبه ضریب رفتار ..... ۱۴

- ۱۴.....(۱-۱-۲) روش طیف ظرفیت.....
- ۱۶.....(۲-۱-۲) روش ضریب شکل پذیری یوآنگک [۵].....
- ۱۸.....(۳-۱-۲) روش ۱۹ - ATC.....
- ۱۹.....(۲-۲) بررسی ضریب رفتار در دوآیین نامه لرزه ای.....
- ۱۹.....(۱-۲-۲) ضریب رفتار در آیین نامه NEHRP.....
- ۲۱.....(۲-۲-۲) ضریب رفتار در آیین نامه UBC .....
- ۲۳.....(۳-۲-۲) توسعه ضریب R.....
- ۲۷.....(۴-۲-۲) ضریب  $R_w$ .....
- ۲۹.....(۳-۲) روشهای مختلف تحلیل استاتیکی.....
- ۲۹.....(۴-۲) رفتار غیر خطی.....
- ۳۱.....(۵-۲) اثرات غیر خطی بودن هندسی.....
- ۳۱.....(۱-۵-۲) اثر  $P - \delta$ .....
- ۳۲.....(۲-۵-۲) اثر  $P - \Delta$ .....
- ۳۲.....(۳-۵-۲) موارد در نظر گرفتن اثرات P-delta.....
- ۳۳.....(۶-۲) روشهای تحلیل.....
- ۳۳.....(۱-۶-۲) محدوده کاربرد.....
- ۳۳.....(۲-۶-۲) ضوابط کلی تحلیل.....
- ۳۳.....(۱-۲-۶-۲) مدلسازی.....
- ۳۵.....(۲-۲-۶-۲) پیچش.....
- ۳۶.....(۳-۲-۶-۲) دیافراگم ها.....

۳۶	..... اثرات $P - \Delta$ (۴-۲-۶-۲)
۳۷	..... اثر همزمان مولفه های زلزله (۵-۲-۶-۲)
۳۷	..... بررسی اعتبار فرضیات طراحی (۶-۲-۶-۲)
۳۸	..... روش های تحلیل سازه (۷-۲)
۳۸	..... تحلیل استاتیکی خطی (۱-۷-۲)
۴۱	..... تحلیل استاتیکی غیر خطی (۲-۷-۲)
۴۷	..... معیارهای پذیرش (۳-۷-۲)
۴۸	..... گسترش روش تحلیل بار افزون (۸-۲)
۴۹	..... تحلیل بار افزون انطباقی (۹-۲)
۵۳	..... فصل سوم: معرفی نرم افزار و نمونه های مورد بررسی
۵۳	..... مقدمه (۱-۳)
۵۳	..... معرفی نرم افزار Zeus-NL (۲-۳)
۵۳	..... توانایی های تحلیلی برنامه (۱-۲-۳)
۵۵	..... المان های موجود در برنامه (۲-۲-۳)
۵۷	..... مقاطع موجود در برنامه (۳-۲-۳)
۶۴	..... انتخاب نمونه های مورد بررسی (۳-۳)
۶۵	..... تحلیل نمونه ها جهت طراحی (۴-۳)
۷۵	..... فصل چهارم: بررسی اثر ارتفاع بر ضریب رفتار
۷۵	..... مقدمه (۱-۴)

- ۲-۴) روند محاسبه ضریب رفتار ..... ۷۵
- ۳-۴) محاسبه ضریب رفتار ..... ۷۶
- ۱-۳-۴) محاسبه ضریب رفتار با استفاده از روابط نیوماک- هال و زمان تناوب تجربی ..... ۷۶
- ۲-۳-۴) محاسبه ضریب رفتار با استفاده از روابط نیوماک- هال و ۱/۲۵ زمان تناوب تجربی ..... ۸۰
- ۳-۳-۴) محاسبه ضریب رفتار با استفاده از روابط نیوماک- هال و زمان تناوب محاسباتی ..... ۸۵
- ۴-۳-۴) محاسبه ضریب رفتار با استفاده از روابط کراوینکلر-نثار و زمان تناوب تجربی ..... ۸۹
- ۵-۳-۴) محاسبه ضریب رفتار با استفاده از روابط کراوینکلر-نثار و ۱/۲۵ زمان تناوب تجربی ..... ۹۴
- ۶-۳-۴) محاسبه ضریب رفتار با استفاده از روابط کراوینکلر-نثار و زمان تناوب محاسباتی ..... ۹۸
- ۷-۳-۴) محاسبه ضریب رفتار با استفاده از روابط میراندا-برترو و زمان تناوب تجربی ..... ۱۰۳
- ۸-۳-۴) محاسبه ضریب رفتار با استفاده از روابط میراندا-برترو و ۱/۲۵ زمان تناوب تجربی ..... ۱۰۷
- ۹-۳-۴) محاسبه ضریب رفتار با استفاده از روابط میراندا-برترو و زمان تناوب محاسباتی ..... ۱۱۲
- ۴-۴) نمودارهای ضرایب رفتار قابها ..... ۱۱۶
- ۱-۴-۴) نمودار ضریب رفتار با استفاده از روابط نیوماک-هال ..... ۱۱۶
- ۲-۴-۴) نمودار ضریب رفتار با استفاده از روابط کراوینکلر- نثار ..... ۱۱۸
- ۳-۴-۴) نمودار ضریب رفتار با استفاده از روابط میراندا- برترو ..... ۱۲۰
- ۵-۴) نتیجه گیری ..... ۱۲۲
- ۶-۴) افق های نو ..... ۱۲۳
- مراجع ..... ۱۲۴
- پیوست ۱ نحوه محاسبه ضریب رفتار ..... ۱۲۶
- پیوست ۲ بررسی صحت عملکرد نرم افزار Zeus-nl ..... ۱۲۹

## فهرست جداول

صفحه	جدول
۹	جدول (۱-۱) مقادیر ضریب قید اضافی آیین نامه ای
۱۰	جدول (۲-۱) مقدار ضریب میرایی
۱۱	جدول (۳-۱) مقادیر محاسبه شده برای
۱۸	جدول (۱-۲) مقادیر ضریب قید اضافی در ۱۹-ATC
۲۳	جدول (۲-۲) مناطق لرزه ای آیین نامه UBC
۲۸	جدول (۳-۲) مقادیر $R_w$ و $K$
۴۰	جدول (۴-۲) مقادیر ضریب $C_m$
۴۵	جدول (۵-۲) مقدار ضریب $C_0$
۴۶	جدول (۶-۲) مقدار ضریب $C_2$
۷۴	جدول (۱-۳) مقاطع بادبندها
۷۷	جدول (۱-۴) ضریب رفتار قاب سه طبقه
۷۸	جدول (۲-۴) ضریب رفتار قاب چهار طبقه
۷۹	جدول (۳-۴) ضریب رفتار قاب پنج طبقه
۸۰	جدول (۴-۴) ضریب رفتار قاب شش طبقه
۸۱	جدول (۵-۴) ضریب رفتار قاب هفت طبقه
۸۲	جدول (۶-۴) ضریب رفتار قاب هشت طبقه
۸۳	جدول (۷-۴) ضریب رفتار قاب نه طبقه
۸۴	جدول (۸-۴) ضریب رفتار قاب ده طبقه



## فهرست اشکال

شکل	صفحه
شکل (۱-۱) تاثیر ضریب R در طراحی.....	۲
شکل (۲-۱) نمودار برش پایه-تغییر مکان واقعی و ایده آل شده .....	۳
شکل (۳-۱) نمونه های بررسی شده در روش موزن .....	۷
شکل (۴-۱) روابط نیومارک و هال در مورد ضریب شکل پذیری .....	۱۳
شکل (۱-۲) پاسخ سازه ای عمومی .....	۲۰
شکل (۲ - ۲) رفتار بار - تغییر مکان قاب مسطح .....	۳۰
شکل (۳-۲) تیر ستون تحت بارگذاری دلخواه .....	۳۱
شکل (۴-۲) قاب تحت بارگذاری ثقلی و جانبی .....	۳۲
شکل (۵-۲) منحنی برش پایه - تغییر مکان نقطه هدف .....	۴۵
شکل (۶-۲) تحلیل بار افزون انطباقی .....	۵۱
شکل (۱-۳) المان Cubic .....	۵۵
شکل (۲-۳) المان Joint .....	۵۶
شکل (۳-۳) المان Lmass .....	۵۶
شکل (۴-۳) مقطع مستطیلی توپر RSS .....	۵۷
شکل (۵-۳) مقاطع دایره ای .....	۵۸
شکل (۶-۳) مقطع دایره ای توخالی CHS .....	۵۸
شکل (۷-۳) مقطع I ویا T متقارن CITS .....	۵۹
شکل (۸-۳) مقطع L و C نامتقارن ALCS .....	۵۹
شکل (۹-۳) مقطع I شکل مدفون مرکب .....	۶۰
شکل (۱۰-۳) مقطع مرکب I شکل مسلح شده FECS .....	۶۱
شکل	صفحه

- شکل (۱۱-۳) مقطع مستطیلی بتون مسلح RCRS ..... ۶۱
- شکل (۱۲-۳) مقطع دایره ای بتون مسلح RCCS ..... ۶۱
- شکل (۱۳-۳) مقطع T بتون مسلح ..... ۶۲
- شکل (۱۴-۳) مقطع دیوار خمشی بتون مسلح RCFWS ..... ۶۲
- شکل (۱۵-۳) مقطع مستطیلی توخالی بتون مسلح RCHRS ..... ۶۳
- شکل (۱۶-۳) مقطع دایره ای توخالی بتون مسلح ..... ۶۳
- شکل (۱۷-۳) مقطع مستطیلی با آرماتورهای درونی RCJRS ..... ۶۴
- شکل (۱۸-۳) نتایج طراحی قاب سه طبقه ..... ۶۶
- شکل (۱۹-۳) نتایج طراحی قاب چهار طبقه ..... ۶۷
- شکل (۲۰-۳) نتایج طراحی قاب پنج طبقه ..... ۶۸
- شکل (۲۱-۳) نتایج طراحی قاب شش طبقه ..... ۶۹
- شکل (۲۲-۳) نتایج طراحی قاب هفت طبقه ..... ۷۰
- شکل (۲۳-۳) نتایج طراحی قاب هشت طبقه ..... ۷۱
- شکل (۲۴-۳) نتایج طراحی قاب نه طبقه ..... ۷۲
- شکل (۲۵-۳) نتایج طراحی قاب ده طبقه ..... ۷۳
- شکل (۱-۴) نمودار برش پایه تغییر مکان بام قاب سه طبقه ..... ۷۷
- شکل (۲-۴) نمودار برش پایه - تغییر مکان بام قاب چهار طبقه ..... ۷۸
- شکل (۳-۴) نمودار برش پایه - تغییر مکان بام قاب پنج طبقه ..... ۷۹
- شکل (۴-۴) نمودار برش پایه - تغییر مکان بام قاب شش طبقه ..... ۸۰
- شکل (۵-۴) نمودار برش پایه - تغییر مکان بام قاب هفت طبقه ..... ۸۱
- شکل (۶-۴) نمودار برش پایه - تغییر مکان بام قاب هشت طبقه ..... ۸۲
- شکل (۷-۴) نمودار برش پایه - تغییر مکان بام قاب نه طبقه ..... ۸۳

صفحه

شکل

- شکل (۸-۴) نمودار برش پایه - تغییر مکان بام قاب ده طبقه ..... ۸۴
- شکل (۹-۴) ضریب رفتار بر حسب ارتفاع با استفاده از زمان تناوب تجربی ..... ۸۵
- شکل (۱۰-۴) ضریب رفتار بر حسب ارتفاع با استفاده از  $1/25$  زمان تناوب تجربی ..... ۸۶
- شکل (۱۱-۴) ضریب رفتار بر حسب ارتفاع با استفاده از زمان تناوب محاسباتی ..... ۸۶
- شکل (۱۲-۴) ضریب رفتار بر حسب ارتفاع با استفاده از زمان تناوب تجربی ..... ۸۷
- شکل (۱۳-۴) ضریب رفتار بر حسب ارتفاع با استفاده از  $1/25$  زمان تناوب تجربی ..... ۸۷
- شکل (۱۴-۴) ضریب رفتار بر حسب ارتفاع با استفاده از زمان تناوب محاسباتی ..... ۸۸
- شکل (۱۵-۴) ضریب رفتار بر حسب ارتفاع با استفاده از زمان تناوب تجربی ..... ۸۸
- شکل (۱۶-۴) ضریب رفتار بر حسب ارتفاع با استفاده از  $1/25$  زمان تناوب تجربی ..... ۸۹
- شکل (۱۷-۴) ضریب رفتار بر حسب ارتفاع با استفاده از زمان تناوب محاسباتی ..... ۸۹

## علايم

- $A_a$  ..... شتاب حداکثر موثر.....
- $A_v$  ..... سرعت حداکثر موثر.....
- $C$  ..... ضريب وابسته به زمان تناوب سازه.....
- $C_d$  ..... ضريب تشديد تغيير مکان.....
- $C_s$  ..... ضريب سطح اولين مفصل خميری.....
- $C_w$  ..... ضريب سطح بار سرويس.....
- $C_y$  ..... ضريب سطح تسليم.....
- $I$  ..... ضريب اهميت ساختمان.....
- $K$  ..... ضريب نيروی افقی.....
- $K_f$  ..... سختی کشسان.....
- $N$  ..... تعداد طبقات سازه.....
- $R$  ..... ضريب رفتار.....
- $R_c$  ..... ضريب ناشی از ظرفيت سازه.....
- $R_D$  ..... ضريب نیاز نیاز زلزله.....
- $R_R$  ..... ضريب قيود اضافی.....
- $R_s$  ..... ضريب اضافه مقاومت.....
- $R_w$  ..... ضريب رفتار در روش تنش مجاز.....
- $R_t$  ..... ضريب شکل پذيری.....
- $R_f$  ..... ضريب ميرایی.....
- $S$  ..... ضريب مربوط به خاک منطقه.....

- $S_a$  ..... شتاب طیفی
- $T$ ..... زمان تناوب
- $T_D$ ..... زمان تناوب تجربی
- $T_g$ ..... زمان تناوب غالب زمین لرزه
- $T_S$ ..... زمان تناوب محاسباتی
- $V_d$  ..... نیروی برش پایه طراحی
- $V_s$  ..... برش پایه در محل اولین مفصل خمیری
- $V_w$ ..... برش پایه در روش تنش مجاز
- $W$  ..... وزن موثر سازه
- $Y$ ..... ضریب تنش مجاز
- $Z$ ..... ضریب پهنه بندی لرزه ای
- $\Delta_U$  ..... تغییر مکان حداکثر
- $\Omega$ ..... ضریب اضافه مقاومت
- $\mu$  ..... نسبت شکل پذیری
- $\eta$  ..... ضریب بزرگنمایی تغییر مکان در اثر پیچش
- $\delta_t$ ..... تغییر مکان هدف

## ضریب رفتار و عوامل موثر بر آن

### ۱-۱) مقدمه

ضریب رفتار یا ضریب کاهش نیرو به عنوان ضریبی که دربرگیرنده عملکرد غیر ارتجاعی سازه ها در برابر زلزله های شدید می باشد کاربرد وسیعی در آیین نامه ها به منظور تعیین مقاومت مورد نیاز سازه ها دارد. هر چه مقدار این ضریب به واقعیت نزدیکتر باشد محاسبه مقاومت مورد نیاز سازه ها دقیق تر خواهد بود. ضریب رفتار به پارامترهای مختلفی بستگی دارد که عبارتند از : ظرفیت شکل پذیری، زمان تناوب اصلی، اضافه مقاومت، مشخصات زلزله ورودی، مشخصات خاک بستر، میرائی سازه، مشارکت موده های بالاتر و ... شناسایی هر یک از پارامترهای فوق و تعیین میزان تاثیر آنها بر ضریب رفتار در تحقیقات متعددی بررسی و مشخص شده است. بعضی از پارامترهای فوق دارای تاثیرات عمده تری نسبت به سایر پارامترها می باشند. در اینجا به معرفی پارامترهای تعیین کننده که بیشتر در فعالیت- های تحقیقاتی و آیین نامه ها مورد توجه قرار می گیرد می پردازیم، و از توضیح سایر پارامترها خودداری می کنیم.

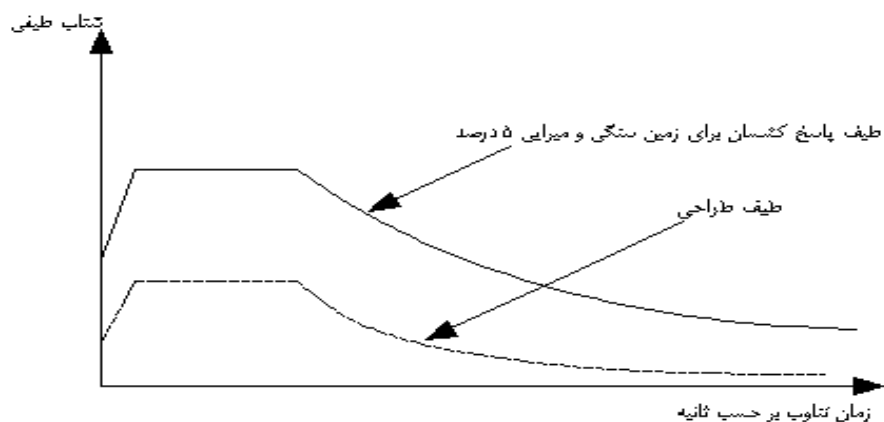
### ۱-۲) عوامل تعیین کننده ضریب رفتار

در این قسمت به بررسی مهمترین عوامل مؤثر بر ضریب رفتار که در آیین نامه های لرزه ای مختلف به آنها اشاره شده و مورد استفاده قرار گرفته اند می پردازیم. لذا در ادامه به بررسی ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل پذیری و ضریب نامعینی پرداخته می شود. البته این نکته نباید دور از نظر بماند که ضریب میرایی نیز در بعضی از آیین نامه های لرزه ای مدنظر قرار گرفته است که در اینجا نیز توضیح مختصری درباره آن داده می شود. (تقریباً در تمام قسمتهایی که از این ضریب استفاده شده است، مقدار آن برابر یک منظور شده است).

## ۱-۲-۱) تأثیر ضریب R روی طراحی

هنگام وقوع زلزله‌های شدید که ممکن است به ندرت در طول عمر مفید سازه به وقوع بپیوندد طراحی سازه در شرایط حدی نهایی صورت می‌پذیرد. یعنی از خرابی‌ها و خسارتهای جدی و گسیختگی سازه جلوگیری می‌گردد. برای اینکه طراحی از لحاظ اقتصادی مقرون به صرفه باشد و از ظرفیتهای سازه که در هنگام طراحی در نظر گرفته نشده است استفاده گردد آیین‌نامه‌ها، پارامتری به نام ضریب رفتار را تعریف می‌کنند تا میزان برش پایه تا حدی پایین آمده و طراحی امکان‌پذیر گردد.

درواقع مانند شکل (۱-۱) با اعمال ضریب رفتار می‌توان طیف پاسخ ارتجاعی را به طیف طراحی تبدیل کرد [۱].



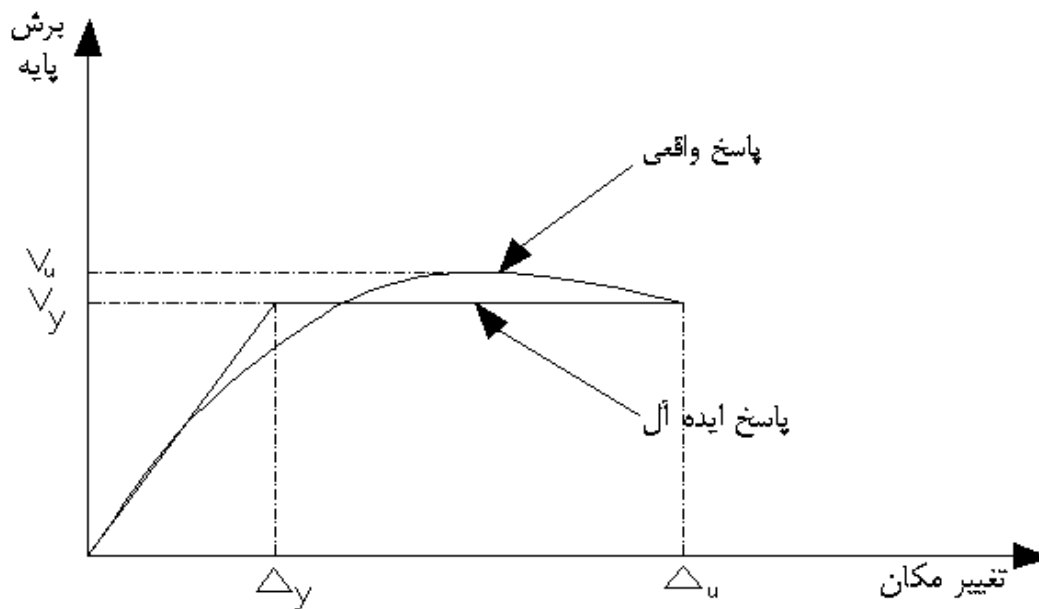
شکل (۱-۱) تأثیر ضریب R در طراحی [۱]

## ۱-۲-۲) رابطه نیرو- تغییر مکان

یک نمونه از نمودار مربوط به رابطه نیرو- تغییر مکان در شکل (۲-۱) نشان داده شده است. این نمودار که به وسیله یک تحلیل استاتیکی غیرخطی قابل استنتاج می‌باشد، بیان کننده پاسخ کلی یک سیستم چند درجه آزادی است که تحت یک تغییر مکان فزاینده یکنواخت قرار دارد. این رابطه را می‌توان به وسیله یک نمودار ایده‌آل شده دوخطی تقریب زد. دو رابطه ایده‌آل شده دوخطی وجود دارد یکی از این روابط، رابطه تقریب توسعه یافته می‌باشد که توسط پائولی Pauli و پرستلی Prestli برای قابهای بتونی مسلح ارائه شد.

روش دوم، روشی است که بر مبنای انرژی معادل بنا نهاده شده است. در این روش فرض می‌شود که سطح زیر منحنی و سطح زیر خط تقریب با هم برابرند [۲].

مزایای استفاده از این روش برای طراحی این است که می‌توان یک ساختمان را با یک سیستم یک درجه آزادی مدل کرد و روابط ساده‌ای بین نیرو، تغییر مکان، تغییر شکل و استهلاک انرژی بدست آورد.



شکل (۲-۱) نمودار برش پایه-تغییر مکان واقعی و ایده آل شده [۱]

نقص عمده این روش در این است که هیچ اطلاعاتی در مورد نحوه توزیع تغییر مکان در ارتفاع قاب بدست نمی‌دهد. به عبارت دیگر مشخص نیست که تغییر مکان کلی به صورت یکنواخت در کل ارتفاع قاب توزیع شده است و یا اینکه فقط در تعدادی از طبقات متمرکز شده است [۲].

منحنی‌های نیرو - تغییر مکان با کشیدن تغییر مکان بام در زمان متناظر با برش پایه مربوط به آن تغییر مکان بدست می‌آید. با استفاده از این اطلاعات، محققان برکلی طرح تقسیم R به سه ضریب را ارائه کردند. این ضرایب عبارت بودند از ضریب اضافه مقاومت، شکل‌پذیری و میرایی ویسکوز سازه. به عبارت دیگر :



$$R = R_S \cdot R_\mu \cdot R_\xi \quad (1-1)$$

ضریب میرایی در رابطه فوق تقریباً برابر یک در نظر گرفته می‌شود [۱].

بعدها این رابطه در گزارش ۳۴- ATC به صورت زیر ارائه شد:

$$R = R_S \cdot R_\mu \cdot R_R \quad (2-1)$$

این رابطه با در نظر گرفتن ضریب قید اضافی ( $R_R$ ) شبیه به فرمول طرح شده توسط محققان برکلی بود. ضریب قید اضافی به عنوان قسمتی از پروژه ۳۴- ATC توسعه یافت و در گزارش ۱۹- ATC برای اولین بار مطرح شد [۳].

فرمول طرح شده اثرات نامنظمی در پلان و ارتفاع سیستم‌های قابی را در نظر نمی‌گیرد. نامنظمی می‌تواند توسط ضریب اصلاح پاسخ به وسیله یک ضریب نامنظمی مشخص می‌شود. شبیه به آنچه در طرح لرزه‌ای سطح II در BSL ژاپن ۱۹۸۱ مطرح شده است [۲].

### ۱-۲-۳) ضریب اضافه مقاومت ( $R_S$ )

مقاومت جانبی حداکثر سازه ( $V_u$ ) معمولاً بیش از آن چیزی است که در طراحی مدنظر قرار داده می‌شود ( $V_d$ ). علل این امر را می‌توان در موارد زیر دانست:

۱- مقاومت اعضاء (ظرفیت باربری اعضاء) بیش از مقدار لازم برای نیروی طراحی است.

۲- مقاومت مصالح بیش از آن چیزی است که در طراحی در نظر گرفته شده است.

نسبت  $V_u$  به  $V_d$  به صورت تابعی از منطقه لرزه‌ای و ارتفاع ساختمان یا زمان تناوب آن می‌باشد. سازه‌هایی که در مناطق با خطر لرزه خیزی کم قرار دارند دارای اضافه مقاومت متفاوتی از آن مقداری است که برای ساختمانهای واقع شده در مناطق با لرزه خیزی زیاد بدست می‌آید. این امر به علت تفاوت در نسبت بار ثقلی به نیروی لرزه‌ای برای این ساختمانهاست [۱].

مطالعات موردی زیادی در زمینه اندازه‌گیری این پارامتر توسط محققین مختلف انجام شده است که در زیر به ارائه برخی از آنها پرداخته می‌شود:

- فری من Freeman در سال ۱۹۹۰ ضرایب اضافه مقاومت را برای سه قاب خمشی سه طبقه فولادی محاسبه نمود. نوع منطقه لرزه‌ای این قابها متفاوت می‌باشد به نحوی که یک قاب در ناحیه ۳ و دو قاب دیگر در ناحیه ۴ واقع شده بود. ضرایب اضافه مقاومت پس از اصلاح برای نشان دادن طراحی مقاومت به ترتیب ۱/۹, ۳/۶, و ۳/۳ بدست آمد. همچنین فری من Freeman ضریب مقاومت مربوط به قابهای خمشی بتون مسلح چهار و هفت طبقه را نیز محاسبه نمود، که به ترتیب برابر ۴/۸ و ۲/۸ گزارش شده است [۱].

یانگ Uang نیز مطالعاتی مانند موارد فوق را انجام داده و ضرایب مقاومتی برای سیستم های مختلف ارائه کرد. گستردگی و پراکندگی این مقادیر آن چنان زیاد است که نمی‌توان آنرا به صورت یک ضریب عددی ثابت در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای گنجانده [۲].

استراس Strus و کراونیکلر Krawikler در سال ۱۹۹۰ مطالعات گسترده‌ای در زمینه مقاومت ذخیره شده در ساختمانها انجام دادند. آنها چنین نتیجه گرفتند: « ساختمانهای کوچک و نه بلند، با بخشهای غیرسازه‌ای و اعضای معماری که طراحی آنها بیشتر با بارگذاری قائم، کنترل می‌شوند تا بار زلزله، مقاومت ذخیره بالایی را نتیجه می‌دهند. تأثیر جداکننده‌های غیرسازه‌ای با افزایش ارتفاع، کاهش می‌یابند.» [۱].

در مرجع [۴] روش محاسبه ضریب اضافه مقاومت ( $R_s$ ) برای قابهای خمشی بتون سطح پیشنهاد گردیده است که در آن مقدار ضریب اضافه مقاومت مستقل از تعداد دهانه‌ها، فقط به تعداد طبقات ( $N$ ) بستگی دارد.

$$R_s = 1.34 - 0.0067N + \frac{0.27}{N} \quad (3-1)$$

در زیر به بیان روش محاسبه ضریب اضافه مقاومت  $R_s$  که در ATC-۱۹ ارائه شده است می‌پردازیم. آنچه در گزارش ATC-۱۹ بیان شده است این است که جهت یافتن مقاومت سازه یا قاب سازه‌ای از تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بار افزون) استفاده شود. روش به کار برده شده جهت برآورد مقاومت یک سازه درست است، ولی تحلیل گر نیاز

به انتخاب یک حالت حدی پاسخ دارد. پاسخهای حدی کلی شامل حداکثر تغییرمکان بین طبقه‌ای و حداکثر چرخش مفاصل خمیری می‌باشند. مراحل این روش به ترتیب زیر است:

۱. با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، رابطه برش پایه- تغییرمکان بام را برای یک ساختمان به وجود می‌آوریم.

۲. در تغییر مکان بام مطابق با حالت حدی نهایی پاسخ، نیروی برش پایه  $V_u$  در ساختمان محاسبه شود. مقاومت ذخیره شده ساختمان برابر است با نسبت برش پایه نهایی به برش پایه طراحی

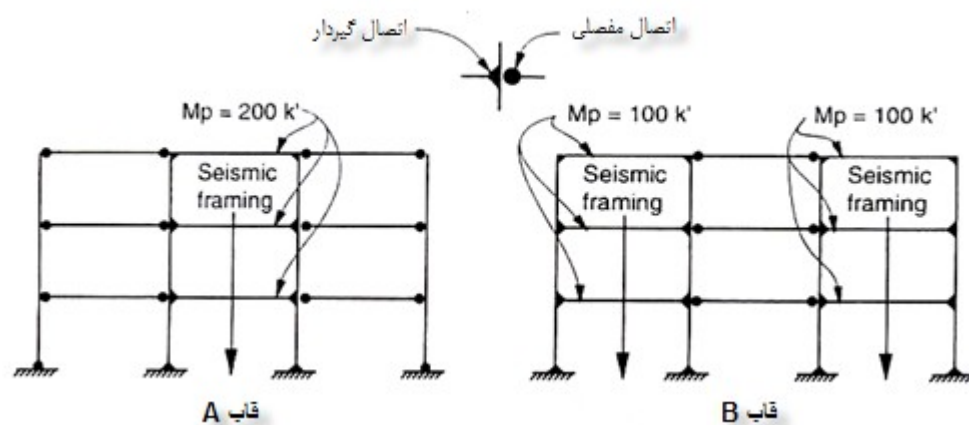
$$R_s = \frac{V_u}{V_d} \quad (۴-۱)$$

### ۱-۲-۴) ضریب قید اضافی

یک سیستم قابی نامعین که برای باربری لرزه‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرد باید از لایه‌های قائمی تشکیل شده باشد که توانایی انتقال نیروهای لرزه‌ای داخلی و غیره را به پی سازه داشته باشد. اگرچه ایجاد نامعینی برای مقابله با نیروی زلزله روش مناسبی می‌باشد، اما با این وجود در کالیفرنیا در سالهای گذشته تمایل بر این بوده است که سیستم‌های قابی مورد استفاده قرار گیرد که در آن تعداد محدودی لایه‌های قائم باربری لرزه‌ای ایجاد شود. به گونه‌ای که کمترین نامعینی ایجاد شود [۱]. این امر احتمالاً به علت عدم درک صحیح مهندسان زلزله از نقش کلیدی نامعینی در پاسخ لرزه‌ای سیستم‌های قابی در زلزله‌های شدید بوده است [۱].

تا آن زمان تحقیقات کمی در زمینه قابهای لرزه‌ای نامعین صورت گرفته بود. تحقیقاتی توسط موسز Mosez در رابطه با قابهایی که برای تحمل بار باد مورد استفاده قرار می‌گرفتند، انجام شده بود (۱۹۷۴). در این تحقیق براین موضوع تأکید شده بود که قابلیت اطمینان مربوط به این قابها بیشتر از قابلیت اطمینان اعضا به صورت جداگانه می‌باشد [۱]. نتیجه این تحقیق به این صورت بیان شده که ضریب کاهش مقاومت با ریشه دوم تعداد مفاصل خمیری نسبت عکس دارد. از این تحقیق می‌توان مشابهاً برای سیستم‌های قابی، که برای مقابله با زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرند استفاده کرد.

دوقاب سازه‌ای شکل (۳-۱) را در نظر بگیرید، قاب A شامل یک دهانه قاب لرزه‌ای می‌باشد که هر کدام از تیرهای مربوط به این قاب ظرفیت لنگر خمیری اسمی برابر ۲۰۰ واحد را داراست. قاب B شامل دو دهانه قاب لرزه‌ای می‌باشد که هر تیر آن، ظرفیت لنگر خمیری اسمی برابر ۱۰۰ واحد را دارا می‌باشد.



شکل (۳-۱) [۱]

نتایج تحلیل غیرخطی برای هر دو قاب مقاومت جانبی ماکزیمم یکسانی را برای این دو قاب نتیجه می‌دهد. با وجود این با استفاده از روش مشابه آنچه موسز Musez پیشنهاد کرده است نسبت مقاومت لنگر خمشی تیرهای قاب A (با هشت مفصل خمیری) نسبت به مقاومت لنگر خمشی تیرهای قاب B (با شانزده مفصل پلاستیک) به صورت زیر می‌باشد:

$$\frac{M_P^A}{M_P^A} = \frac{1}{\sqrt{8}} \cong 1.4$$

(۵-۱)

با توجه به نتیجه فوق، برای رسیدن به یک سطح اطمینان مساوی، مقاومت جانبی قاب A باید ۴۰ درصد بیشتر از قاب B باشد. به عنوان نمونه‌ای دیگر می‌توان مشابهاً دو قاب سه طبقه، سه دهانه را در نظر گرفت که یکی در دهانه