



فلسفه و مبانی علمی و زوایای پنهان آیین نامه زلزله

دانشگاه بهشتی ۸ اردیبهشت ۱۴۰۴

حسن مقدم
دانشگاه شریف



1. طرح پرسشها / 2-16
2. معرفی مقاله/ 17
3. تاریخچه آیین نامه های لرزه ای 18
4. شکل گیری آیین نامه های لرزه ای بر اساس ایده پنتی/ 18
5. 25 /Accuracy of SEAOC model
6. ابداع شتابنگار، اولین طیفهای زلزله/ 29
7. شکل پذیری / 32 – 48
8. رابطه تقاضا و ظرفیت شکل پذیری 44
9. مشکل مدل نیومارک 45
10. شرط کافی پایداری در فرضیه شکل پذیری 48
11. گزارش ATC: نسل دوم آیین نامه های لرزه ای 49 - 61
12. طیف بازتاب، شتاب پایه و ضرایب رفتار چگونه محاسبه شدند؟/ 53
13. پرسشهایی پیرامون مبانی آیین نامه های نسل دوم 59
14. ماموریت آیین نامه های طراحی 62
15. چه باید کرد؟ 63
16. طیف شتاب یا جابجایی 64
17. مشکل ستون بتنی زوال مقاومت 66
18. دیوار برشی 69
19. راه برون رفت از بن بست: طیف انحراف ثابت 71
20. حل مشکل قاب بتنی: دیوار برشی 73
21. اثر یک تصمیم: آینده شهرهای ایران 76
22. جمع بندی 78

مقدمه

- نشریه ۵۱۹ و آیین نامه ۲۸۰۰
- مآخذ آیین نامه ۲۸۰۰ / ویرایش ۱: ۱ تا ۳-۶
- فرایند ویرایش ۵: آیین نامه ۱ اس سی ای ۷ /



مقدمه: طرح چند پرسش اساس

- مبنای ضوابط ارائه شده چیست؟
 - تحلیل: نظریه ها و تحلیل‌های علمی معتبر؟
 - تجویز: قضاوت مهندسی بر پایه مشاهدات عینی و تجربی؟
 -
- اعتبار و دقت روابط ارائه شده در محاسبه نیروها و جابجاییهای ناشی از زلزله چقدر است؟
- چه ضریب اطمینانی برای نیروی زلزله در نظر گرفته شده؟
- علت ارائه انبوهی از ضوابط و محدودیتهای گوناگون و دست و پاگیر علیرغم ارضای بار زلزله چیست؟ (محدودیت ارتفاع، محدودیت کاربرد در پهنه های پرخطر، محدودیت نامنظمی در پلان و ارتفاع،)
- مبنای علمی روش دینامیکی خطی چیست؟
- تخفیف نیروی زلزله برای سیستمهای مختلف سازه ای یکسان نیست. عامل این تخفیف، ضریب رفتار چگونه محاسبه شده است؟
- نحوه راستایی آزمایشی روابط و ضوابط آیین نامه چگونه است؟
- انواع سازه هایی که طبق ضوابط آیین نامه طرح میشوند تا چه حد تاب آورند؟

نیروی زلزله: مبنای علمی؟

$$V_u = C.W$$
$$C = \frac{S_a}{\left(\frac{R_u}{I_e}\right)}$$
$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u$$

- این روابط چگونه بدست آمده است؟
- الف. تحلیل‌های نظری؟
- ب. فرضیه های متکی به آزمایش؟
- پ. قضاوت مهندسی؟
- ت. درس از زلزله های گذشته؟
- ث. از سایر آیین نامه ها؟

مقدمه: طرح چند پرسش اساس

- مبنای ضوابط ارائه شده چیست؟
 - تحلیل: نظریه ها و تحلیل‌های علمی معتبر؟
 - تجویز: قضاوت مهندسی بر پایه مشاهدات عینی و تجربی؟
 -
- اعتبار و دقت روابط ارائه شده در محاسبه نیروها و جابجاییهای ناشی از زلزله چقدر است؟
- چه ضریب اطمینانی برای نیروی زلزله در نظر گرفته شده؟
- علت ارائه انبوهی از ضوابط و محدودیتهای گوناگون و دست و پاگیر علیرغم ارضای بار زلزله چیست؟ (محدودیت ارتفاع، محدودیت کاربرد در پهنه های پرخطر، محدودیت نامنظمی در پلان و ارتفاع،)
- مبنای علمی روش دینامیکی خطی چیست؟
- تخفیف نیروی زلزله برای سیستمهای مختلف سازه ای یکسان نیست. عامل این تخفیف، ضریب رفتار چگونه محاسبه شده است؟
- نحوه راستایی آزمایشی روابط و ضوابط آیین نامه چگونه است؟

نیروی زلزله: مبنای علمی؟

$$V_u = C.W$$
$$C = \frac{S_a}{\left(\frac{R_u}{I_e}\right)}$$
$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u$$

- این روابط چگونه بدست آمده است؟
- الف. تحلیل‌های نظری؟
- ب. فرضیه های متکی به آزمایش؟
- پ. قضاوت مهندسی؟
- ت. درس از زلزله های گذشته؟
- ث. از سایر آیین نامه ها؟

ویرایش 4

۱-۱ هدف

هدف این آیین‌نامه تعیین حداقل ضوابط و مقررات برای طرح و اجرای ساختمان‌ها در برابر اثرهای ناشی از زلزله است، به‌طوری‌که با رعایت آن انتظار می‌رود:

۱- ساختمان‌های با "اهمیت متوسط" در اثر زلزله طرح، آسیب عمده سازه‌ای و غیر سازه‌ای نبینند و تلفات جانی در آنها حداقل باشد.

۲- ساختمان‌های با "اهمیت زیاد" در اثر زلزله طرح، آسیب عمده نبینند، به‌طوری‌که

در زمان کوتاه مبنای اعتبار این ضابطه چیست؟

۳- ساختمان‌های ؛

الف. تحلیل‌های نظری؟

اجزای سازه‌ای

ب. فرضیه‌های متکی به آزمایش؟

۴- کلیه ساختمان

با اهمیت زیاد

پ. قضاوت مهندسی؟

بهره‌برداری خ

ت. درس از زلزله‌های گذشته؟

۲-۱ زلزله‌های م

زلزله‌های مبنای

ث. اعتبار آیین‌نامه‌های مرجع؟

الف- "زلزله طرح"

دوره بازگشت این رر- - - - -

ویرایش 5

۱-۱ هدف

ساختمانها و ابنیه مشمول این آیین‌نامه بر حسب نوع کاربری به چهار گروه اهمیت تقسیم می‌شوند. هدف این آیین‌نامه تعیین حداقل ضوابط و مقررات برای طرح و اجرای آنها، در برابر نیروها و تغییر مکانهای ناشی از زلزله است، به‌طوری‌که با رعایت آن انتظار می‌رود:

۱- ساختمان‌های با "اهمیت کم" تحت اثر زلزله طرح فرو نریزند.

۲- ساختمان‌های با "اهمیت متوسط" تحت اثر زلزله طرح، ایمنی جانی ساکنان را تامین نمایند و تحت اثر زلزله بیشینه مورد نظر، احتمال فروریزش آنها کم باشد.

۳- ساختمان‌های با "اهمیت زیاد" تحت اثر زلزله طرح، علاوه بر تامین ایمنی جانی ساکنان، آسیب عمده سازه‌ای و غیر سازه‌ای نبینند و تحت اثر زلزله بیشینه مورد نظر، احتمال فروریزش آنها بسیار کم باشد.

۴- ساختمان‌های با "اهمیت خیلی زیاد"، تحت اثر زلزله طرح، قابلیت بهره‌برداری خود را حفظ نمایند و تحت اثر زلزله بیشینه مورد نظر، ایمنی جانی ساکنان را تامین نموده و احتمال فروریزش آنها ناچیز باشد.

۵- ساختمان‌های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد و نیز کلیه ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر و یا بیشتر از ۱۵ طبقه تحت اثر زلزله بهره‌برداری، قابلیت بهره‌برداری خود را حفظ نمایند.

جدول ۳-۱ مقادیر پارامترهای لرزه‌ای (C_d و Ω_o , R_u) سیستم‌های مختلف مقاوم در برابر نیروی زلزله و حداکثر ارتفاع مجاز آن‌ها (H_m)

H_m (بر حسب متر)			C_d	Ω_o	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله	سیستم سازه
SDC-3	SDC-2	SDC-1					
۵۰	۵۰	۵۰	۵	۲٫۵	۷	۹- قاب مهاربندی شده کمانش تاب	ادامه سیستم قاب ساختمانی
۵۰	مبنای اعتبار ارتفاع مجاز قابهای بتنی و فولادی متوسط؟ رای اعضای کارگروه!					۱۰- دیوار برشی فولادی ویژه	
۵۰						۱۱- قاب مهاربندی شده همگرای مختلط ویژه	
۵۰						۱۲- قاب مهاربندی شده واگرای مختلط	
۵۰						۱۳- دیوار برشی مختلط ویژه	
۱۵۰	۲۰۰	۲۰۰	۵٫۵	۳	۷٫۵	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه	پ- سیستم قاب خمشی
غیرمجاز	۱۵	۲۱	۴٫۵	۳	۴٫۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط	
غیرمجاز	غیرمجاز	۱۰٫۵	۲٫۵	۳	۳	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی	
۱۵۰	۲۰۰	۲۰۰	۵٫۵	۳	۷٫۵	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	
غیرمجاز	۲۱	۲۸	۴٫۵	۳	۴٫۵	۵- قاب خمشی فولادی متوسط [۳]	
۰٫۵	۰٫۵	۰٫۵	۳	۳	۳٫۵	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۴]	ت- سیستم
۵۰	۵۰	۵۰	۵٫۵	۳	۶٫۵	۷- قاب خمشی خرپایی فولادی ویژه	
۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰	۵٫۵	۳	۷٫۵	۸- قاب خمشی مختلط ویژه	
۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰	۷٫۵	۳	۷٫۵	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوار برشی بتن آرمه همبند شکل پذیر [۱]	

مبنای اعتبار این ضابطه چیست؟

الف. تحلیل‌های نظری؟

ب. فرضیه های متکی به آزمایش؟

پ. قضاوت مهندسی؟

ت. درس از زلزله های گذشته؟

ث. اعتبار آیین نامه های مرجع؟

اعتبار ضوابط ارائه شده در ویرایش 5؟

الف. تحلیل‌های نظری؟

ب. فرضیه های متکی به آزمایش؟

پ. قضاوت مهندسی؟

ت. درس از زلزله های گذشته؟

ث. اعتبار آیین نامه های مرجع؟

• ۱. اکثریت قریب به اتفاق ضوابط مستند و متکی به حالت ث است زیرا از آس سی ای ۷ اقتباس شده و با رای کارگروه مصوب شده است.

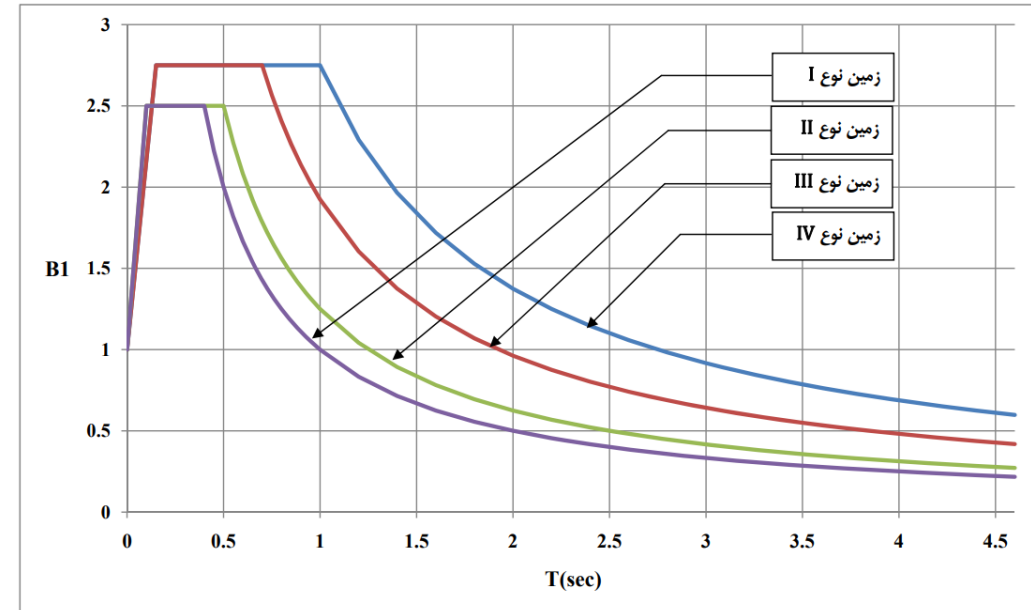
• ۲. در موارد استثنایی مغایر با آیین نامه مرجع عمل شده است مانند قاب بتنی متوسط که در آس سی ای بدلیل عدم شکل پذیری ممنوع شده اما با رای اکثریت کارگروه مجاز گردیده است.



ایراد

- چنانچه معیار بارگذاری اقناع شده است، اینهمه الزامات محدود کننده چه توجیهی دارد؟ / محدودیت ارتفاع مجاز، محدودیت بی نظمی، ...

ضریب کاهش $\times$ مقاومت $\leq$ ضریب افزایش $\times$ نیروی وارده



شکل ۱-۲- ب- ضریب شکل طیف طرح برای انواع زمین‌های مندرج در بند (۲-۴) با خطر زیاد و خیلی زیاد

$$C = \frac{ABI}{R_u}$$

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u$$

$$\Delta_M = c_d \cdot \Delta_{eu} \quad \Delta_a = 0.025h$$

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۵	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۴	۲/۵	۴	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۳/۵	۲/۵	-	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۳	۱۵
	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	۴	۲	۳/۵	۱۵
	۶- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	۵/۵	۳	۴	۱۵
	۷- دیوارهای بتن پاششی سه‌بعدی	۳	۲	۳	۱۰
ب- سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۴	۲/۵	۳	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۲/۵	۱۵
	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	۷	۲	۴	۵۰
	۶- مهاربندی کماتش تاب	۷	۲/۵	۵	۵۰
	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	۵/۵	۲	۵	۵۰
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه [۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	-
ت- سیستم دوگانه پسا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط + دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط + دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۴- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_j h_j^k} V_u$$

$$\Delta_M = c_d \cdot \Delta_{eu} \quad \Delta_a = 0.025h$$

وضعیت تاب آوری اگر:

• نیروی زلزله واقعی بیش مقدار برآورد شده در طرح باشد؟

• طیف زلزله بیشتر باشد؟

• زمان تناوب کمتر باشد؟

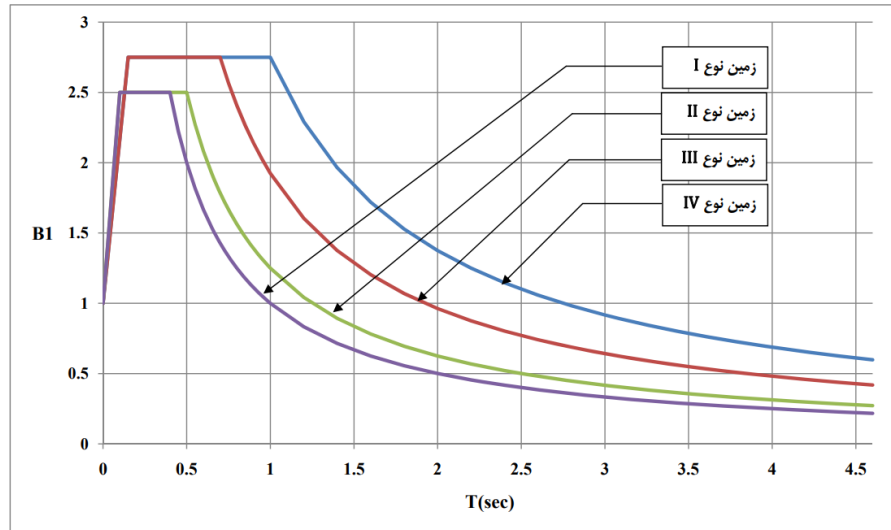
• میرایی کمتر از ۵٪ باشد؟

• زمین نرم تر باشد؟

• توزیع نیروی زلزله واقعی متفاوت باشد؟

• جابجایی غیرارتجاعی در زلزله واقعی متفاوت باشد؟

• نقش جابجایی (دریفت) مجاز در تاب آوری چیست؟



شکل ۲-۱-ب- ضریب شکل طیف طرح برای انواع زمین‌های مندرج در بند (۲-۴) با خطر زیاد و خیلی زیاد

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	۵	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۴	۲/۵	۴	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	۳/۵	۲/۵	۳/۵	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۳	۱۵
	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	۴	۲	۳/۵	۱۵
	۶- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	۵/۵	۳	۴	۱۵
	۷- دیوارهای بتن پاششی سه‌بعدی	۳	۲	۳	۱۰
ب- سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	۴	۲/۵	۳	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۲/۵	۱۵
	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	۷	۲	۴	۵۰
	۶- مهاربندی کمانش تاب	۷	۲/۵	۵	۵۰
	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	۵/۵	۲	۵	۵۰
ب- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	-
ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	۳- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۴- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰

وضعیت تاب آوری اگر:

- بجای یک سیستم لرزه بر از سیستم دیگری استفاده شود؟
- ارتفاع ساختمان بیش از مقدار مجاز باشد؟
- در عمل، بجای ویژه، متوسط، و بجای متوسط، معمولی اجرا شود؟
- در مرحله طرح از ضریب رفتار اشتباه استفاده شود؟

۱-۱ هدف

هدف این آیین‌نامه تعیین حداقل ضوابط و مقررات برای طرح و اجرای ساختمان‌ها در برابر اثرهای ناشی از زلزله است، به‌طوری‌که با رعایت آن انتظار می‌رود:

- ۱- ساختمان‌های با "اهمیت متوسط" در اثر زلزله طرح، آسیب عمده سازه‌ای و غیر سازه‌ای نبینند و تلفات جانی در آنها حداقل باشد.
- ۲- ساختمان‌های با "اهمیت زیاد" در اثر زلزله طرح، آسیب عمده نبینند، به‌طوری‌که در زمان کوتاهی قابل مرمت باشند.
- ۳- ساختمان‌های با "اهمیت خیلی زیاد"، در اثر زلزله طرح، تغییر مقاومت و سختی در اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای نداشته باشند، به‌طوری‌که بهره‌برداری از آنها امکان‌پذیر باشد.
- ۴- کلیه ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر و یا بیش‌تر از ۱۵ طبقه و نیز کلیه ساختمان‌های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد در اثر زلزله بهره‌برداری آسیمی نبینند و قابلیت بهره‌برداری خود را حفظ نمایند.

۲-۱ زلزله‌های مبنای طراحی

زلزله‌های مبنای طراحی در این آیین‌نامه به شرح زیر می‌باشند:

الف- "زلزله طرح" زلزله‌ای است که احتمال فرا گذشت آن در ۵۰ سال ده درصد باشد. دوره بازگشت این زلزله ۴۷۵ سال است.

و پیرامون تضمین‌های آیین‌نامه:

- زلزله ۴۷۵ ساله:
- دوره بازگشت زلزله های طبس، منجیل بم و کرمانشاه؟
- آسیب عمده سازه ای چیست؟
- تلفات جانی حداقل چقدر است؟

و پیرامون تضمینهای آیین نامه:

۱-۱ هدف

ساختمانها و ابنیه مشمول این آیین نامه بر حسب نوع کاربری به چهار گروه اهمیت تقسیم می‌شوند. هدف این آیین نامه تعیین حداقل ضوابط و مقررات برای طرح و اجرای آنها، در برابر نیروها و تغییر مکانهای ناشی از زلزله است، به طوری که با رعایت آن انتظار می‌رود:

۱- ساختمان‌های با "اهمیت کم" تحت اثر زلزله طرح فرو نریزند.

۲- ساختمان‌های با "اهمیت متوسط" تحت اثر زلزله طرح، ایمنی جانی ساکنان را تامین نمایند و تحت اثر زلزله بیشینه مورد نظر، احتمال فروریزش آنها کم باشد.

۳- ساختمان‌های با "اهمیت زیاد" تحت اثر زلزله طرح، علاوه بر تامین ایمنی جانی ساکنان، آسیب عمده سازه ای و غیر سازه ای نبینند و تحت اثر زلزله بیشینه مورد نظر، احتمال فروریزش آنها بسیار کم باشد.

۴- ساختمان‌های با "اهمیت خیلی زیاد"، تحت اثر زلزله طرح، قابلیت بهره‌برداری خود را حفظ نمایند و تحت اثر زلزله بیشینه مورد نظر، ایمنی جانی ساکنان را تامین نموده و احتمال فروریزش آنها ناچیز باشد.

۵- ساختمان‌های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد و نیز کلیه ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر و یا بیشتر از ۱۵ طبقه تحت اثر زلزله بهره‌برداری، قابلیت بهره‌برداری خود را حفظ نمایند.

• زلزله ۴۷۵ و ۲۴۷۵ ساله:

• دوره بازگشت زلزله های طبس، منجیل بم و کرمانشاه؟

• آیا اینها زلزله طرح هستند یا بیشینه؟

• ایمنی جانی چیست؟

• احتمال فروریزی کم چقدر است؟

ریشه علمی آیین نامه

- برای پاسخگویی به پرسشهای مذکور باید:
- ریشه علمی ضوابط آیین زلزله مشخص گردد

مقدم حسن. (1403). آیین نامه های لرزه ای، گذشته، حال و چشم انداز آینده. فصلنامه علوم و مهندسی زلزله.
doi: 10.48303/bese.2024.2029271.1161.106-69.(3)11

bese.ir



سال یازدهم، شماره سوم، پاییز ۱۴۰۳

تاریخ دریافت: ۱۴۰۳/۰۲/۲۶

تاریخ پذیرش: ۱۴۰۳/۰۷/۱۷

DOI: 10.48303/bese.2024.2029271.1161

نوع مقاله: مروری

چکیده

آیین نامه های لرزه ای از ایده ساده ضریب زلزله آغاز و طی یک صد سال به شکل امروزی درآمدند. درک ضوابط پیچیده و به کارگیری درست آن در گرو شناخت مبانی نظری این ضوابط است اما متأسفانه در این باره کمتر بحث شده است. در این مقاله پیدایش و سیر تحولات آیین نامه های لرزه ای و چگونگی تعیین ضریب رفتار، طیف طرح، توزیع نیرو، و تکیه فزاینده بر تحلیل دینامیکی تشریح و دقت مفروضات آیین نامه بحث شده است. پرسش اساسی این است که ضوابط آیین نامه چگونه می تواند سازه را علیرغم فقدان مقاومت کافی ایمن سازد؟ کلید این معما در ضریب رفتار است که باید تغییر شکل ایجاد شده را در محدوده ظرفیت شکل پذیری نگاه دارد. رابطه ضریب رفتار با تغییر شکل لرزه ای، صعوبت تخمین ظرفیت شکل پذیری، چگونگی برآورد ضرایب رفتار فعلی، و مسئولیت آیین نامه های طراحی در ارائه روش محاسبه و تأمین شکل پذیری از محورهای اصلی این گفتار است و نشان داده شده کاهش شدید ظرفیت شکل پذیری در سازه های فولادی به خاطر بروز پدیده جهش

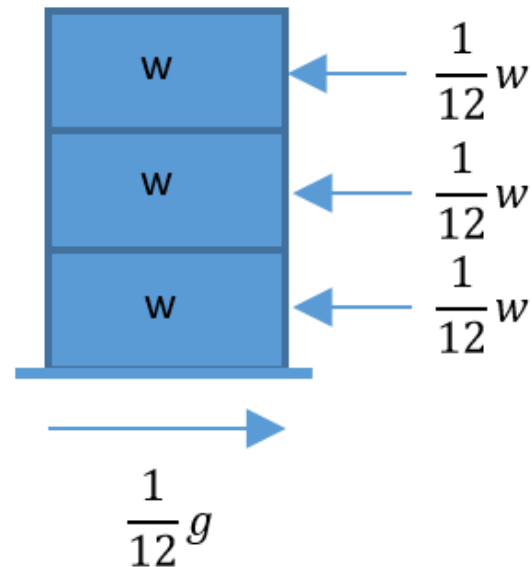
آیین نامه های لرزه ای، گذشته، حال و چشم انداز آینده

حسن مقدم

استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران،

پیدایش آیین نامه های لرزه ای

• نسل اول آیین نامه های لرزه ای: ایده پنتی سنگ بنا



$$V = CW$$

مدل صلب پنتی برای محاسبه نیروی زلزله

تاریخچه آیین نامه های لرزه ای

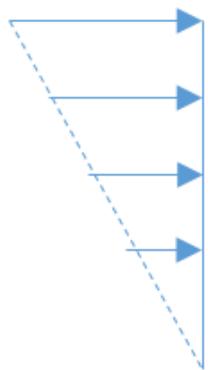
• شکل گیری آیین نامه های لرزه ای بر اساس ایده پنتی

ایده پنتی به تدریج در سایر کشورها پذیرفته شد و با تغییراتی مبنای محاسبه نیروی زلزله قرار گرفت. تا سال ۱۹۳۰ ایتالیا و ژاپن تنها کشورهای دارای آیین نامه زلزله بودند. در ژاپن سانو در سال ۱۹۱۶ مانند پنتی از مدل صلب استفاده کرد و ضریب زلزله را برابر ۰/۳ فرض کرد، اما برای اولین بار در سال ۱۹۲۴ در آیین نامه ساختمان ژاپن رسماً مقدار ضریب زلزله برابر ۰/۱ اعلام شد که در سال ۱۹۵۰ به ۰/۲ افزایش یافت. در سال ۱۹۸۱ و خیلی بعد از امریکا و سایر کشورها، اثر زمان تناوب بر ضریب زلزله وارد آیین نامه ژاپن شد. در امریکا در سال ۱۹۲۷ مدل پنتی در ضوابط یو بی سی وارد شد و ضریب زلزله بسته به نوع خاک بین ۷/۵ تا ۱۰ درصد در نظر گرفته شد. در سال ۱۹۴۳ در ضوابط شهر لس آنجلس برای اولین بار ضریب زلزله به صورت تابعی از تعداد طبقات ظاهر شد.

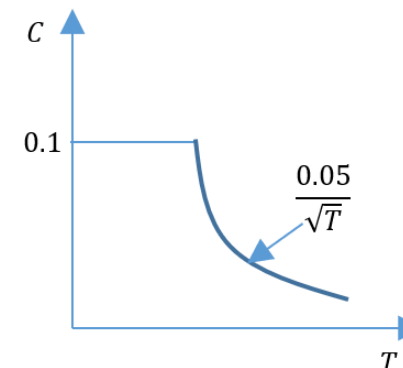
$$C = \frac{60}{(N + 4.5)(100)}$$

زمان تناوب، تشویق قاب، تنبیه دیوار برشی، توزیع مثلثی

در سال ۱۹۵۱ کمیته ای مرکب از اعضای انجمن مهندسان سازه شمال کالیفرنیا و انجمن مهندسان عمران امریکا گزارشی منتشر کرد که در آن توصیه شده نیروی زلزله به صورت تابعی از زمان تناوب در نظر گرفته شده و به صورت مثلثی در ارتفاع ساختمان توزیع گردد. این توصیه در سال ۱۹۵۶ به تصویب شهر لس آنجلس رسید. متعاقبا در سال ۱۹۵۹، در دستورالعمل سیاک ضریب زلزله علاوه بر زمان تناوب، اثر نوع سازه را برای اولین بار با ضریب K در نظر گرفت. این ضریب برای دیوار برشی برابر $1/33$ و قاب خمشی برابر $0/67$ بود.



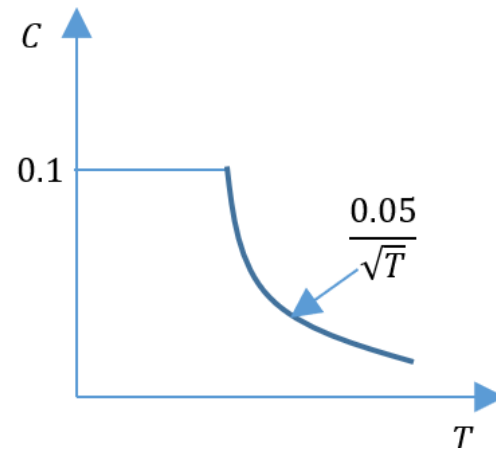
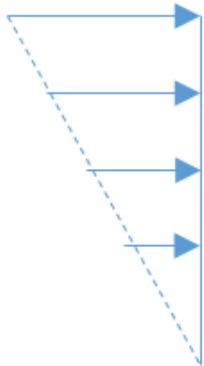
$$V = KCW$$



پرسش: مطالعات علمی پشتوانه ضوابط؟

$$V = KCW$$

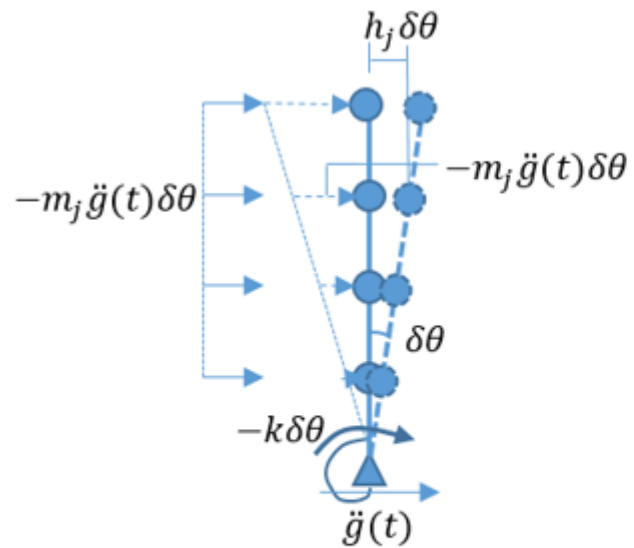
- ضریب زلزله ۰.۱؟
- نمودار C ؟
- ضریب k ؟
- توزیع مثلثی؟



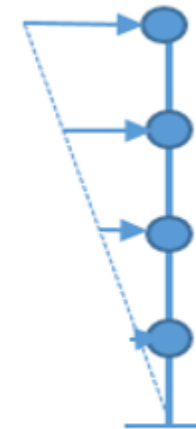
ضریب زلزله در نسل اول آیین نامه های امریکا ۱۹۲۷-۱۹۷۶

1906 San Francisco Rebuilt to 30 PSF Wind
1927 Uniform Building Code ($C=0.075$ to 0.10)
1933 Los Angeles City Code ($C=0.08$)
1943 Los Angeles City Code ($C=\frac{0.60}{N+4.5}$, $N \leq 13$ stories)
1952 ASCE-SEAONC ($C=\frac{K_1}{T}$, $k_1=0.015$ to 0.025)
1959 SEAOC ($V=KCW$, $C=\frac{0.05}{\sqrt[3]{T}}$)
1976 UBC $V=ZIKCSW$
1978 ATC-3 Tentative Recommendation

Rationale for SEAOC's Model



ب. مدل کار مجازی



الف. الگوی توزیع مثلثی نیروی زلزله

توزیع مثلی با مدل میله صلب و فنر قابل تبیین است. در این مدل تعداد درجات آزادی سازه به یک تقلیل می یابد. از ویژگیهای این مدل این است که همه طبقات همواره با هم به جابجایی اوج میرسند. چنانچه شتاب دورانی میله برابر $\ddot{\theta}$ فرض شود، شتاب و نیروی اینرسی طبقه i ام برابر است با $m_i h_i \ddot{\theta}$ و $m_i h_i \ddot{\theta}$. بدین ترتیب، برش طبقه i ام برابر است با $\sum_{j=i}^n m_j h_j \ddot{\theta}$ و برش پایه برابر است با $\sum_{j=1}^n m_j h_j \ddot{\theta}$. برای محاسبه $\ddot{\theta}$ از روش کار مجازی استفاده میکنیم. در شکل نیروهای ایجاد شده در اثر شتاب $\ddot{g}(t)$ نشان داده شده است. با اعمال چرخش مجازی $\delta\theta$ ، کار مجازی نیروها برابر است با:

$$-\sum_{j=1}^n (m_j h_j \ddot{\theta})(h_j \delta\theta) - k\theta \delta\theta + \sum_{j=1}^n (-m_j \ddot{g}(t))(h_j \delta\theta) = 0$$

$$\ddot{\theta} + \omega^2 \theta = -\frac{(\sum_{j=1}^n m_j h_j)}{(\sum_{j=1}^n m_j h_j^2)} \ddot{g}(t)$$

$$\ddot{\theta} + 2\xi\omega\dot{\theta} + \omega^2\theta = -\frac{(\sum_{j=1}^n m_j h_j)}{(\sum_{j=1}^n m_j h_j^2)} \ddot{g}(t)$$

Accuracy of SEAOC model

$$\ddot{\theta} + 2\xi\omega\dot{\theta} + \omega^2\theta = -\frac{(\sum_{j=1}^n m_j h_j)}{(\sum_{j=1}^n m_j h_j^2)} \ddot{g}(t)$$

$\ddot{\theta}(t)$ از حل معادله دیفرانسیل بدست می آید و مقدار اوج آن $\ddot{\theta}_{max}$ حداکثر نیروی اینرسی هر طبقه را برابر $m_j h_j \ddot{\theta}_{max}$ و برش طبقات را برابر $\sum_{j=i}^n m_j h_j \ddot{\theta}_{max}$ بدست میدهد. بدین ترتیب نسبت نیروی هر طبقه به برش پایه برابر است با $\frac{m_j h_j}{\sum_{i=1}^n m_i h_i}$ که همان توزیع مثلی است.

دقت مدل استاتیکی معادل وابسته به $\ddot{\theta}_{max}$ است که به نوبه خود بستگی به شتاب زمین $\ddot{g}(t)$ ، فرکانس و میرایی سازه ω و ξ ، و پارامتر توزیع جرم $\frac{(\sum_{j=1}^n m_j h_j)}{(\sum_{j=1}^n m_j h_j^2)}$ دارد. بدیهی است برای تعیین $\ddot{\theta}_{max}$ میباید مدل‌های مختلف سازه ای برای گستره وسیعی از پارامترهای مذکور در معرض زلزله های زیادی قرار گیرند تا مقدار بدست آمده دارای قابلیت اعتماد کافی باشد. لازمه چنین مطالعه ای در دست داشتن تعداد کافی رکورد زلزله، و تحلیل عددی معادله مذکور برای پهنه وسیعی از پارامترهای مذکور است.

Accuracy of SEAOC model

$$\ddot{\theta} + 2\xi\omega\dot{\theta} + \omega^2\theta = -\frac{(\sum_{j=1}^n m_j h_j)}{(\sum_{j=1}^n m_j h_j^2)} \ddot{g}(t)$$

بر خلاف پنتی که نه شتابنگاشتی در اختیار داشت و نه رایانه ای، در سال ۱۹۵۶ این هردو در دسترس بود اما فارغ از هر تحلیلی، ضریب زلزله بسیاق قبل از $0.1g$ تجاوز نکرد. بدین ترتیب نیروهای پیشنهادی بدون ارتباط نظری روشن با معادلات حاکم بر رفتار ارتعاشی سازه ها و پارامترهای تعیین کننده، و بسیار کوچکتر از واقع بود.

سایر کشورها

اولین آیین نامه سایر کشورها به ترتیب زیر است: نیوزیلند و هند ۱۹۳۵، شیلی ۱۹۳۹، کانادا و شوروی سابق ۱۹۴۱، رومانی ۱۹۴۲، مکزیک ۱۹۴۲، ترکیه ۱۹۴۴، چین ۱۹۷۴. در ایران اولین ضوابط زلزله در بخشی از آیین نامه بارگذاری ۵۱۹ در سال ۱۳۴۸ منتشر شد که در آن ضریب زلزله بدون در نظر گرفتن اثر زمان تناوب برابر $0/08$ در نظر گرفته شده بود. در کلیه این آیین نامه ها ایده ساده پنتی شالوده اصلی را تشکیل میدهد. به مرور ایده ضریب زلزله و نیروی استاتیکی معادل در بسیاری کشورها رواج یافت.

سایر کشورها

ضریب زلزله (نسبت نیروی زلزله به وزن) V/W یک ساختمان بتنی ۵ طبقه آیین نامه های مختلف

کشور	V/W	کشور	V/W	کشور	V/W	کشور	V/W
کانادا	۰/۰۴	هند	۰/۰۶	زلاند نو	۰/۱۲	روسیه	۰/۱۰
چین	۰/۱۱	ایتالیا	۰/۱۰	رومانی	۰/۰۸	یوگوسلاوی	۰/۱۰
آلمان	۰/۰۷	ژاپن	(۱) ۰/۲۰ (۲) ۰/۳۰	امریکا	(۳) ۰/۰۹ (۴) ۰/۱۱		

(۱) زلزله معمولی، (۲) زلزله قوی، (۳) ضوابط UBC، (۴) ضوابط ATC

ابداع شتابنگار، اولین طیفهای زلزله

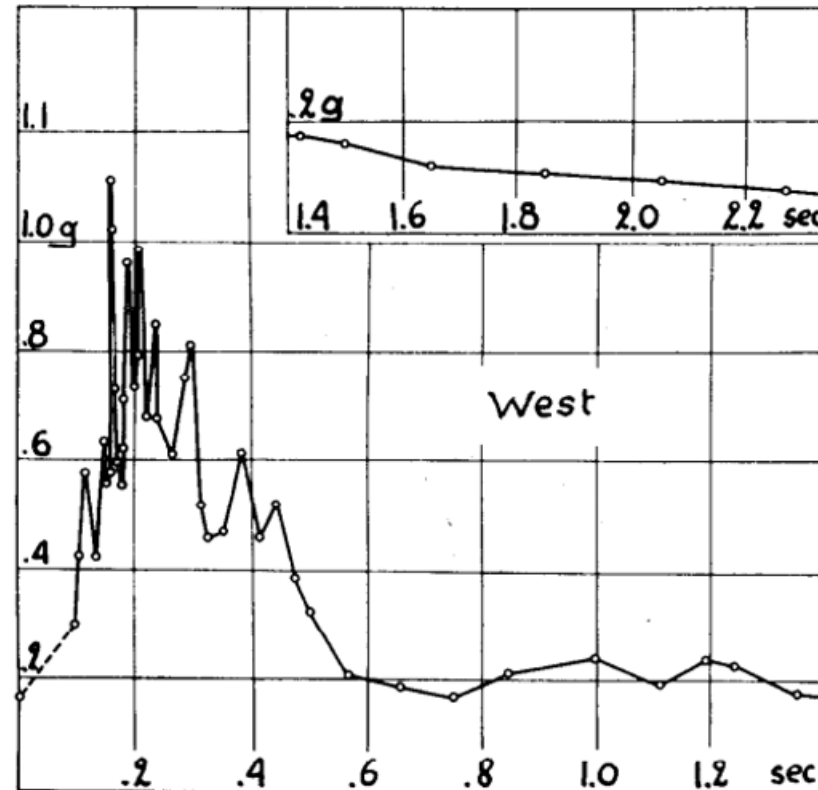
دستگاه لرزه نگار در اواخر قرن نوزدهم ساخته شد و خیلی زود شبکه های لرزه نگاری در ژاپن، ایالات متحده امریکا و سایر نقاط جهان بکار افتاد اما متاسفانه نیروی زلزله را نمیتوان از لرزه نگاشت استخراج نمود زیرا مطابق رابطه زیر، برای محاسبه پاسخ ارتعاش یک سازه نیاز به شتاب زمین $\ddot{v}_g(t)$ میباشد:

$$m\ddot{v}(t) + c\dot{v}(t) + kv(t) = -m\ddot{v}_g(t)$$

در سال ۱۹۳۱ در امریکا بودجه ای برای ساخت دستگاه شتابنگار تخصیص یافت و متعاقباً در سال ۱۹۳۲ دستگاه ساخته شد و شبکه شتابنگار در کالیفرنیا نصب و برای اولین بار در سال ۱۹۳۳ اولین شتابنگاشت ثبت شد (زلزله لانگ بیچ کالیفرنیا). بایوت موضوع پایان نامه دکترای خود را محاسبه طیف شتاب زلزله انتخاب نمود و اولین طیفهای زلزله را در سال ۱۹۴۱ طی مقاله ای منتشر نمود (Biot, 1941).

اولین طیف زلزله

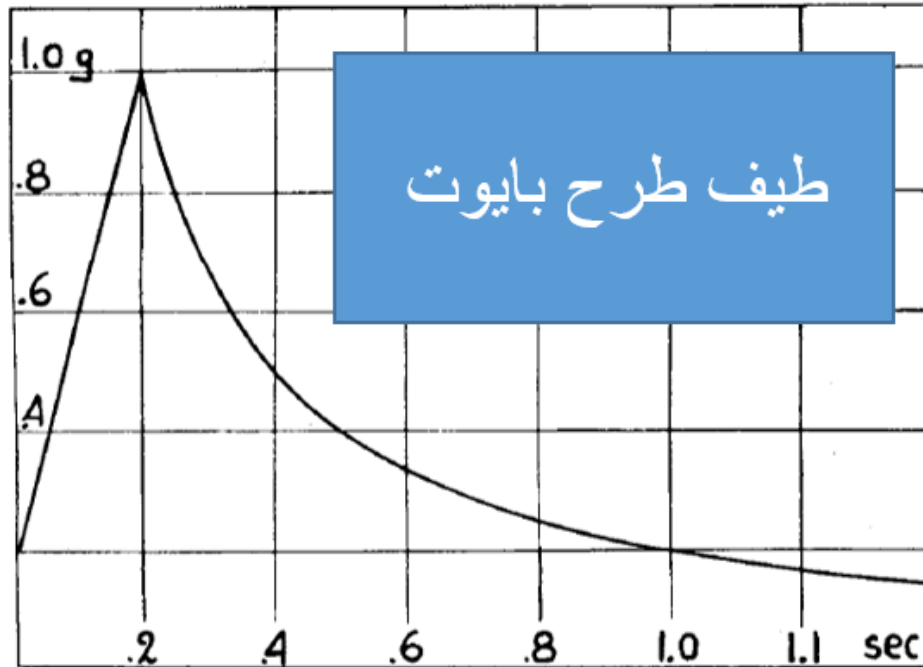
Biot, M. (1941). A mechanical analyzer for the prediction of earthquake stresses. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 31



اولین طیف زلزله در جهان، زلزله: هلنا مونتانا ۳۱ اکتبر ۱۹۳۵ (Biot, 1941)

اولین طیف طرح

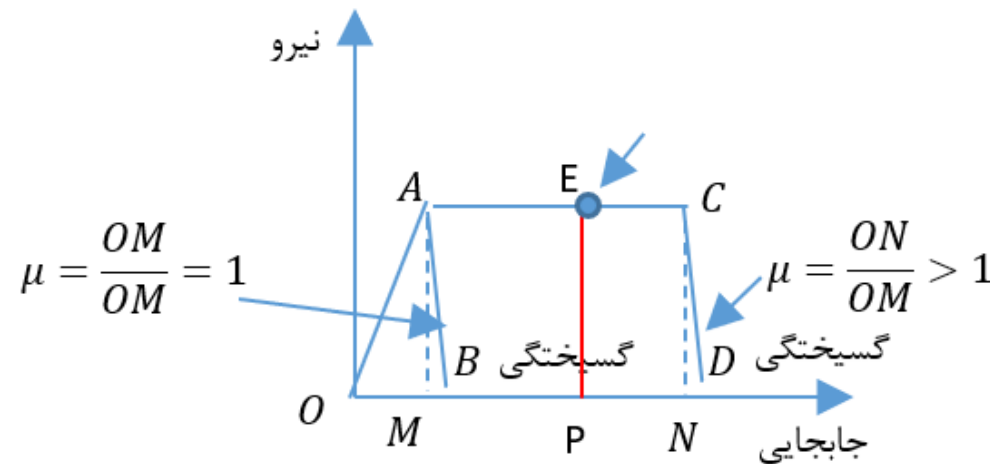
۱۰



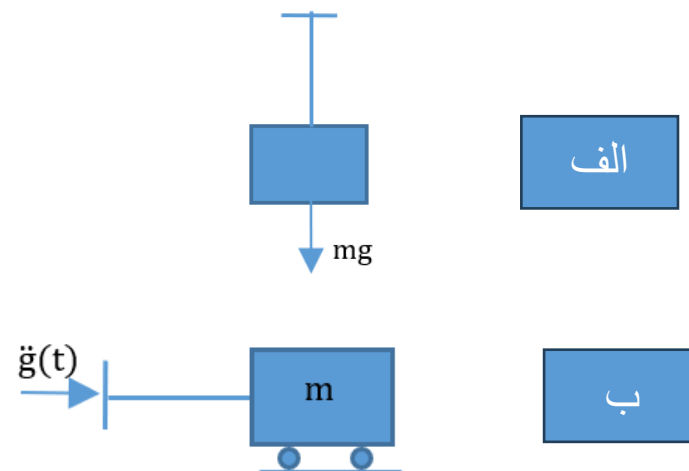
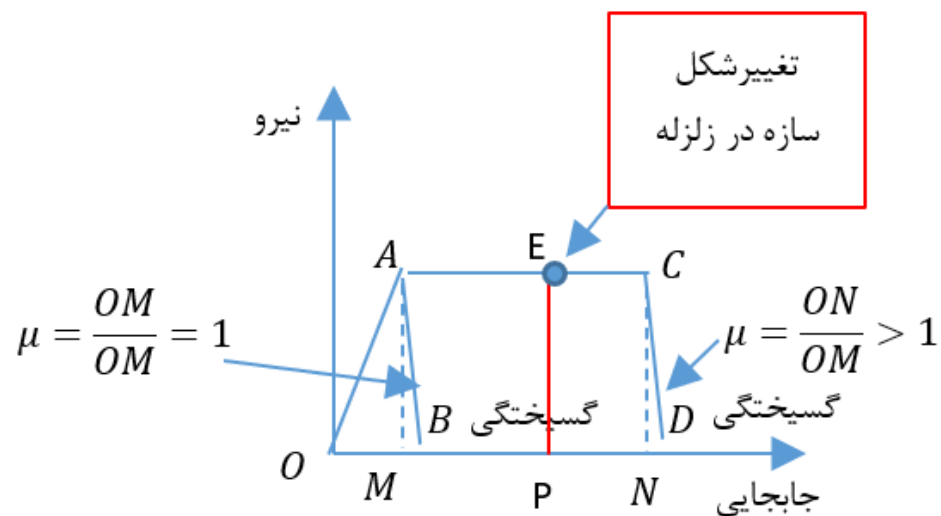
Biot, M. (1941). A mechanical analyzer for the prediction of earthquake stresses. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 31

ابداع ایده شکل پذیری

بایوت (Biot, 1941) نشان داد که شتاب پاسخ زلزله ها بسیار بیشتر از حد انتظار است. واقعیتی که با ثبت زلزله های جدید بارها و بارها تکرار شد. پرسش بسیار اساسی در سالهای ۷۰-۱۹۵۰ این بود که این تفاوت فاحش میان نیروی آیین نامه و واقعیت را چگونه باید تفسیر کرد و چه تبعاتی دارد؟ و سرنوشت سازه هایی که با نیروهایی بسیار کوچک طرح شده اند در زلزله های واقعی چیست؟ بتدریج نظرها متوجه تفاوت نیروی زلزله با سایر نیروها شد و **شکل پذیری** به عنوان عامل پایداری در برابر زلزله مطرح گردید.

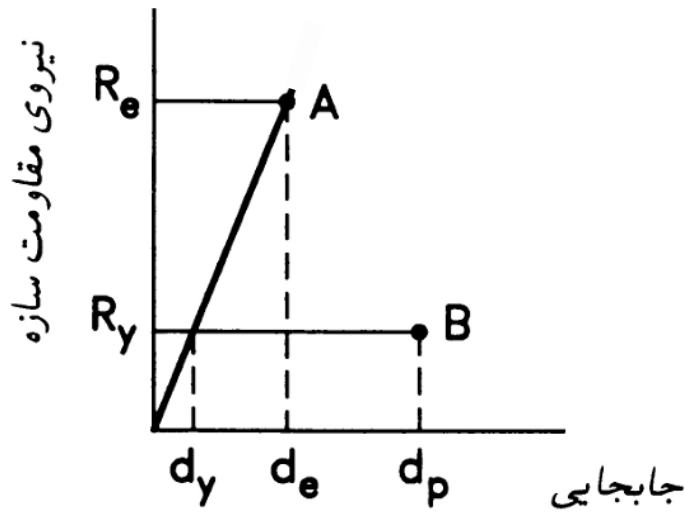


- اگر نیرو بیش از مقاومت باشد کدام سازه میتواند پایدار بماند؟ پاسخ:
- سازه الف نیاز به مقاومت دارد و بدون آن فرو میریزد
- سازه ب نیاز به مقاومت ندارد و بدون داشتن ظرفیت کافی برای تغییر شکل فرو میریزد
- پرسش: چرا ایده شکل پذیری انتزاعی است؟

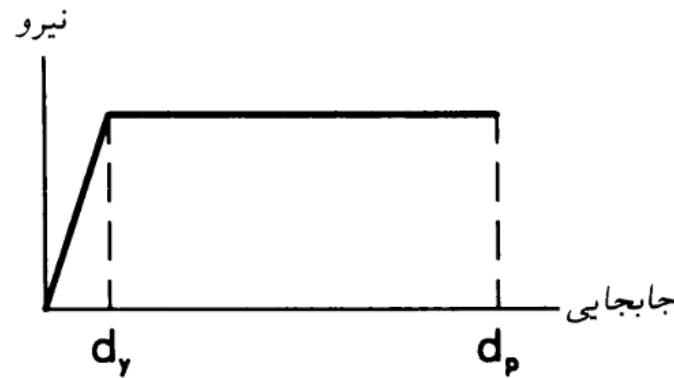


تعریف نسبت مقاومت و شکل پذیری: نیومارک 1970

• چنانچه مقاومت سازه کمتر از نیروی زلزله باشد چه رخ میدهد؟ **تسلیم**



شکل ۱۷.۳ تأثیر کمبود مقاومت بر جابجایی لرزه‌ای

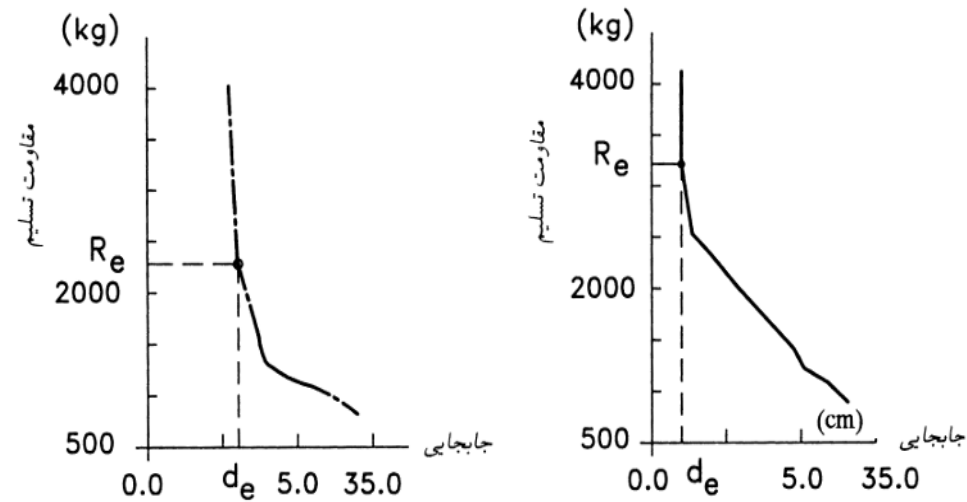


شکل ۱۶.۳ رفتار ارتجاعی خمیری کامل

$$\mu = \frac{d_p}{d_y} = \frac{\text{جابجایی کل}}{\text{جابجایی تسلیم}}$$

$$R = \frac{R_e}{R_y} = \frac{\text{نیروی ارتجاعی زلزله}}{\text{مقاومت سازه}}$$

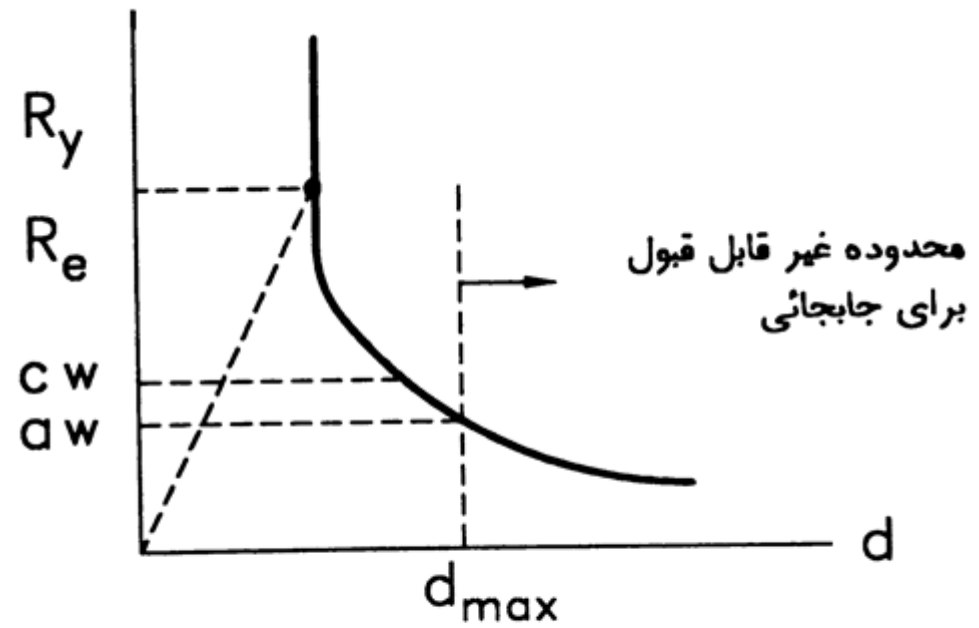
تأثیر کمبود مقاومت: تغییر شکل خمیری



الف. زلزله انکونا (Ancona) ۱۹۷۲ در ایتالیا ب. زلزله گازللی (Gazli) ۱۹۷۶ در شوروی سابق

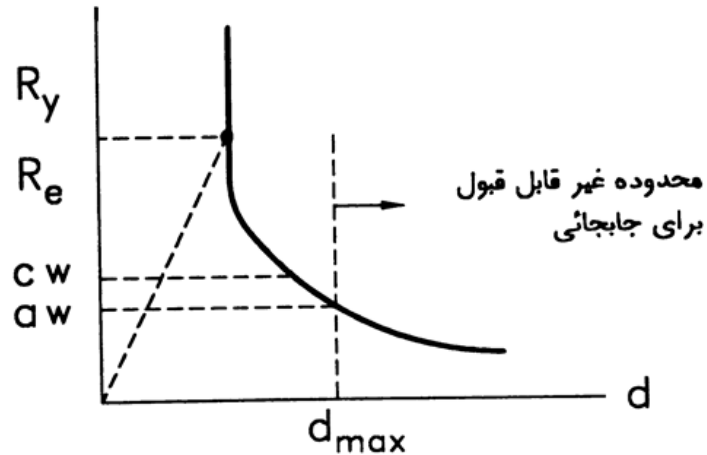
شکل ۱۸.۳ تأثیر کاهش مقاومت بر جابجایی لرزه‌ای (به نقل از مرجع (۸))

- نیروی زلزله برابر مقاومت سازه. چرا؟!
- مقاومت شرط لازم ایستایی نیست. چرا؟!
- مقاومت کمتر = تغییر شکل بیشتر
- با ضریب رفتار میتوان نیروی زلزله را تنظیم کرد. چگونه؟!
- آیا ضریب رفتار دلخواه است؟!
- رابطه شکل پذیری و ضریب رفتار؟



شکل ۸۸.۳ تغییرات جابجایی لرزه‌ای نسبت به مقاومت

کنترل جابجایی سازه با ضریب رفتار



• برای هر زلزله پس از تسلیم سازه:

• ۱. نیروی زلزله برابر است با مقاومت سازه

• ۲. با افزایش مقاومت میتوان جابجایی را کاهش داد و به کمتر از ظرفیت تغییر شکل سازه رساند در این صورت سازه پایدار میماند.

• ۳. برای ماندن در محدوده جابجایی مجاز سازه های سخت تر نیاز به مقاومت کمتری دارند!

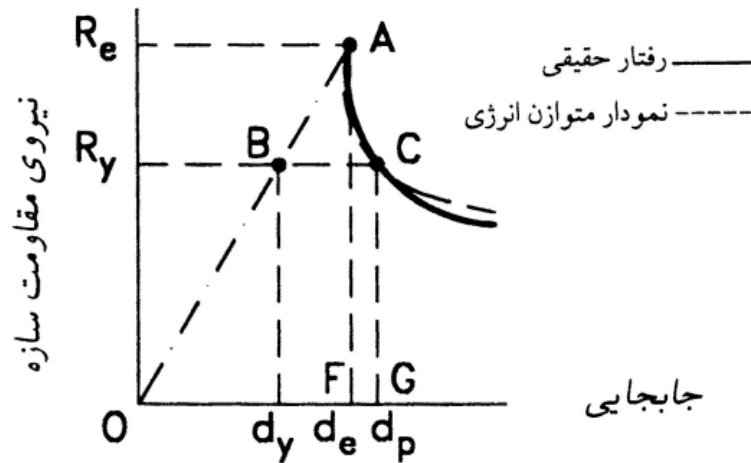
• ۳. ضریب رفتار بطور مستقیم مقاومت سازه را رقم میزند در نتیجه میتواند عامل کنترل جابجایی لرزه ای و محدود نمودن آن در حد جابجایی مجاز (= ظرفیت جابجایی $\times$ ضریب کاهش) باشد.

• ۴. در صورت داشتن طیف جابجایی غیر خطی میتوان ضریب رفتار را طوری تعیین کرد که جابجایی سازه از حد مجاز کمتر باشد. ضریب رفتار سازه های سخت تر مانند دیوار برشی

• بیشتر از سازه های با سختی کمتر مانند قاب خواهد بود!

شکل پذیری تابعی از نسبت مقاومت (ضریب رفتار)

• رابطه نیومارک بر اساس توازن انرژی ارتجاعی و خمیری



$$\mu = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{R_e}{R_y} \right)^2 + 1 \right]$$

شکل پذیری طلب تابع نسبت مقاومت

شکل ۱۹.۳ نمودار مقاومت - نرمی برای سازه‌های سخت (ناحیه شتاب ثابت)

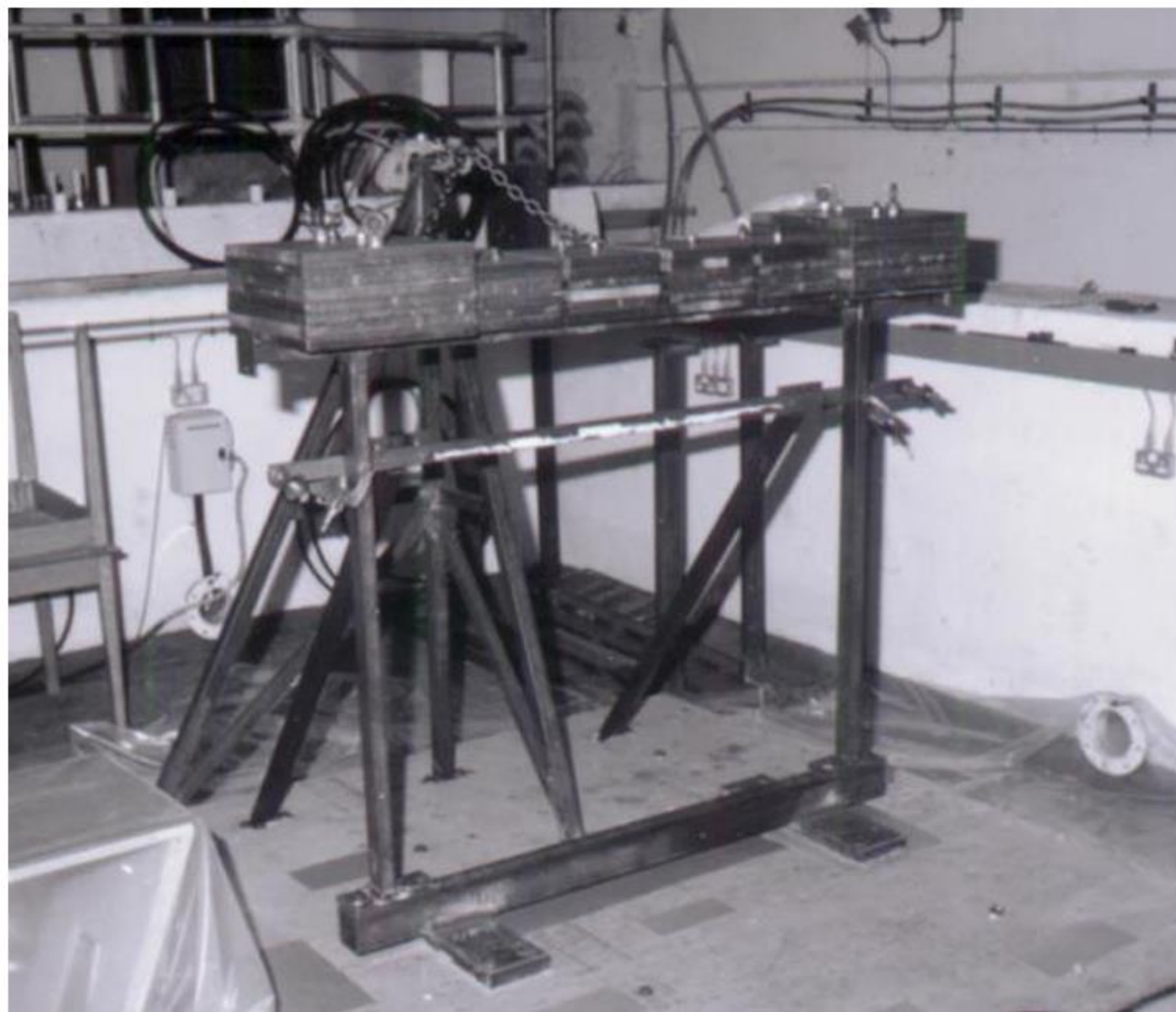
معکوس تابع شکل پذیری

$$R_y = \frac{R_e}{\sqrt{2 \frac{d_p}{d_y} - 1}} = \frac{R_e}{\sqrt{2\mu - 1}}$$

مغالطه: مقاومت تابع نیروی زلزله و شکل پذیری!

$$R = \frac{R_e}{R_y} = \sqrt{2\mu - 1}$$

ضریب رفتار تابع شکل پذیری!



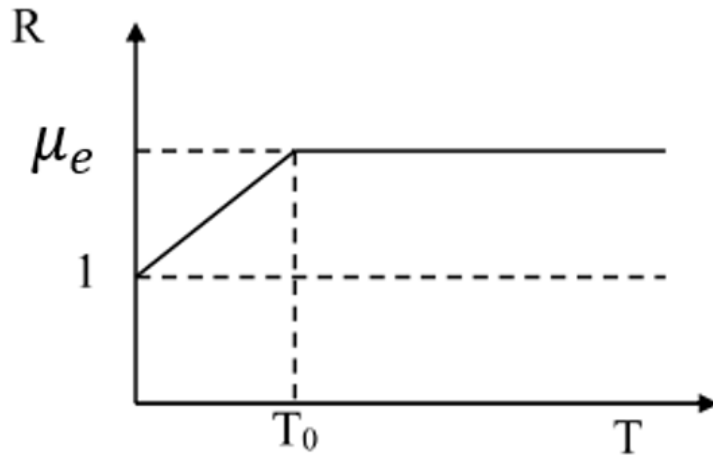
شکل ۳. ۸۶ قاب فولادی که روی میز زلزله نصب شده و تحت شتاب زلزله‌های مختلف قرار می‌گیرد (میز زلزله دانشگاه امپریال انگلیس).

جدول ۴.۳ جابجایی لرزه‌ای یک قاب فولادی با مقاومتی کمتر از حد ارتجاعی
(فرکانس قاب ۲/۲ هرتز و وزن آن ۹۰۰ کیلوگرم بوده است)

μ	μ	R							
رابطه نیومارک	آزمایش		d_p/d_e	d_p	d_y	$R_y(kg)$	$d_e(mm)$	$R_e(kg)$	زلزله
۱۰/۲	۱/۵	۴/۴	۰/۳۳	۵۰	۳۴/۳	۶۰۰	۱۵۱	۲۶۵۰	موننگرو-یوگسلاوی ۱۹۷۹
۵/۳	۱/۶	۳/۱	۰/۵۰	۵۴	۳۴/۳	۶۰۰	۱۰۷	۱۸۸۰	طبس - ایران ۱۹۷۸
۲/۹	۱/۸	۲/۲	۰/۸۱	۶۲/۲	۳۴/۳	۶۰۰	۷۶/۴	۱۳۴۰	پارکفیلد - آمریکا ۱۹۶۶
۱/۹	۲/۱	۱/۷	۱/۲۵	۷۱/۸	۳۴/۳	۶۰۰	۵۷/۶	۱۰۰۸	گازلی - شوروی ۱۹۷۶
۲/۷	۲/۱	۲/۱	۱/۰۳	۷۲	۳۴/۳	۶۰۰	۷۰	۱۲۲۴	السنتر - آمریکا ۱۹۴۰

روابط شکل پذیری و ضریب رفتار

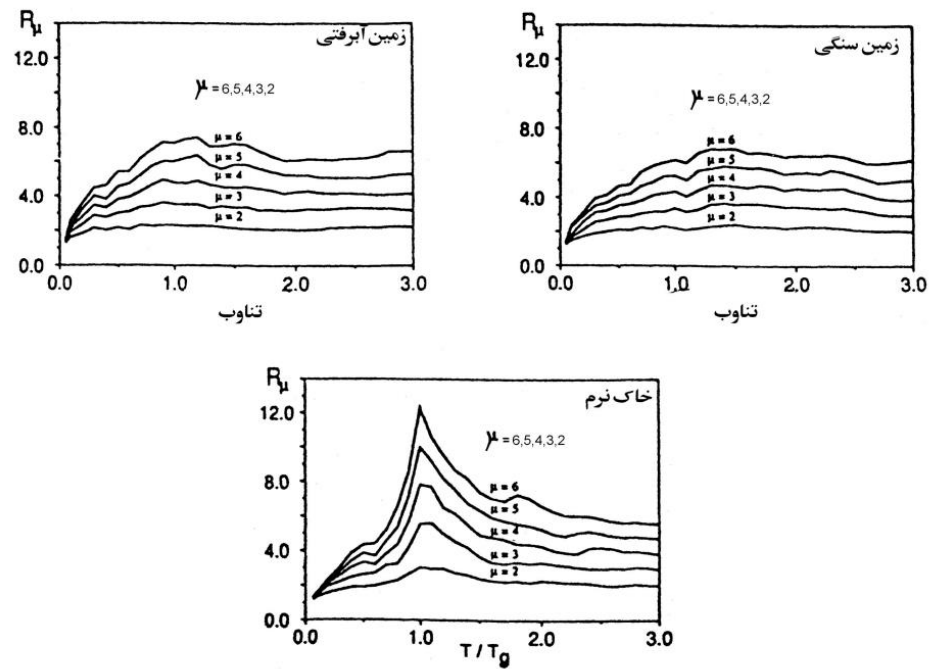
• سایر روابط



طی سالهای ۱۹۶۰ تا ۲۰۰۰ تحقیقات پیرامون این در این زمینه انجام شد که در آن علاوه بر مدل ارتجاعی-خمیری ایده آل، انواع مدل‌های دیگر با سختی و مقاومت کاهنده در معرض زلزله های مختلف قرار گرفتند و روابطی بر اساس نتایج این تحلیلها ارائه شد (Riddell, 1989)، (Fajfar P. V., 1989)، (Krawinkler, 1992)، (Miranda E. , 1993)، (Vidic, 1994)، (Miranda, 1994)، (Riddell R. , 1995)، ، و (Lee, 1999). این مطالعات نشان داد که شکل پذیری طلب علاوه بر ضریب رفتار به زمان تناوب سازه نیز وابسته است. یک نمونه آن رابطه ریدل (Riddell R. H., 1989) است که در آن ضریب رفتار بر حسب شکل پذیری طلب و زمان تناوب سازه برای ساختمانهای کم ارتفاع بر روی زمینهای با T_0 محاسبه میشود.

$$R = 1 + (\mu_e - 1)T/T_0$$

نمودارهای ضریب رفتار برحسب شکل پذیری طلب



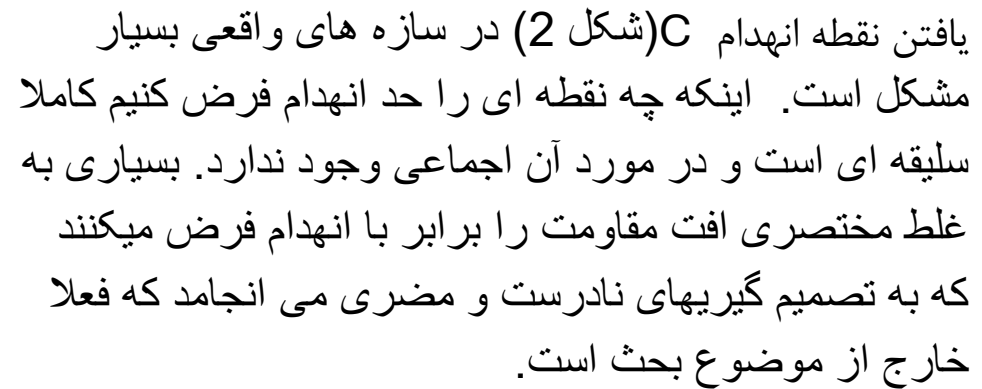
شکل ۳. ۱-۲۷ تغییرات ضریب رفتار نسبت به زمان تناوب و ضریب نرمی برای زمینهای سنگی، آبرفتی متوسط و خاک نرم

رابطه شکل پذیری طلب μ_d و ظرفیت شکل پذیری μ_c

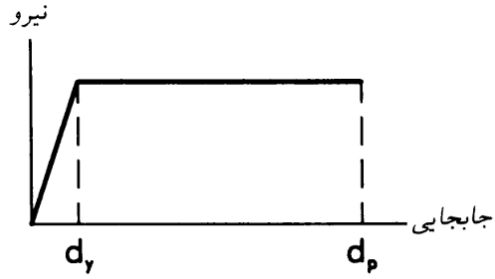
- با توجه به اینکه در طراحی لرزه ای معیار تغییر شکل جایگزین معیار مقاومت شده است، بطور مشابه با استفاده از ضرایبی برای افزایش اثر بار و کاهش ظرفیت، برای پایداری باید معیار زیر اقناع شود:

$$\lambda \mu_d \leq \phi \mu_c$$

- λ ضریب افزایش بار و ϕ ضریب کاهش ظرفیت است



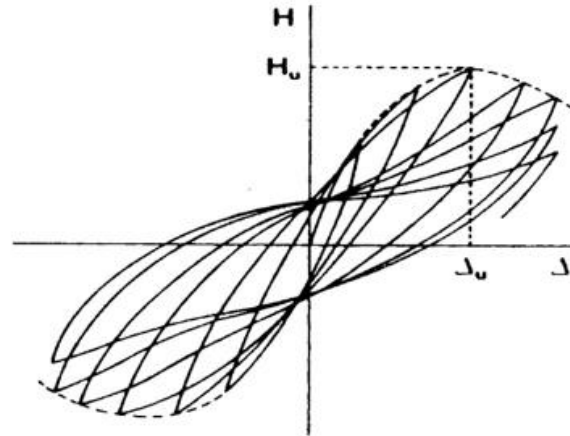
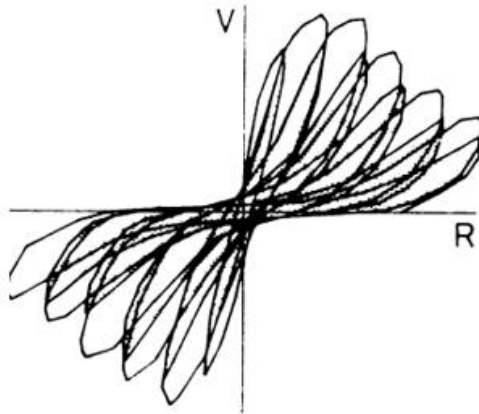
شکل ۲. شکل پذیری طلب و ظرفیت شکل پذیری



شکل ۱۶.۳ رفتار ارتجاعی-خمیری کامل

مشکل مدل نیومارک: تعیین ظرفیت شکل پذیری

- نقطه انهدام کجاست؟
- نقطه تسلیم کجاست؟
- مقاومت سازه چیست؟



شکل ۴. فقدان نقطه انهدام در رفتار واقعی سازه ها

مشکل مدل نیومارک: تعیین ظرفیت شکل پذیری

• شکل پذیری این دیوار برشی چقدر است؟

• بر حسب جابجایی تسلیم متناظر با کدامیک از سه نقطه A، C، و E، و حد انهدام را کدامیک از نقاط B، D، و F فرض کنیم مقادیر بسیار متفاوتی برای ظرفیت شکل پذیری μ بدست می آید. اینکه کدام درست است پاسخ روشنی ندارد و سلیقه ای است

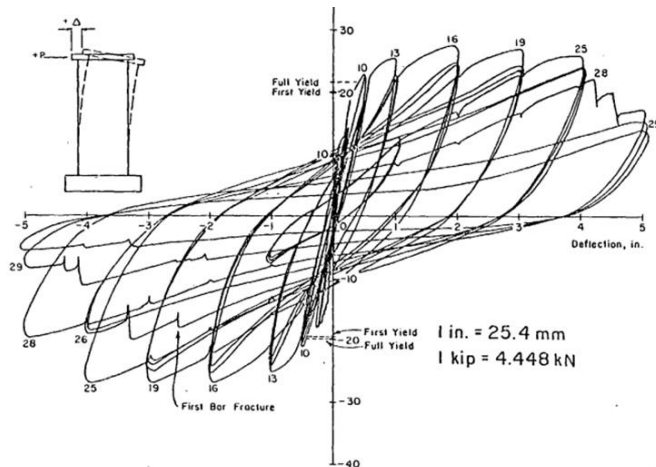
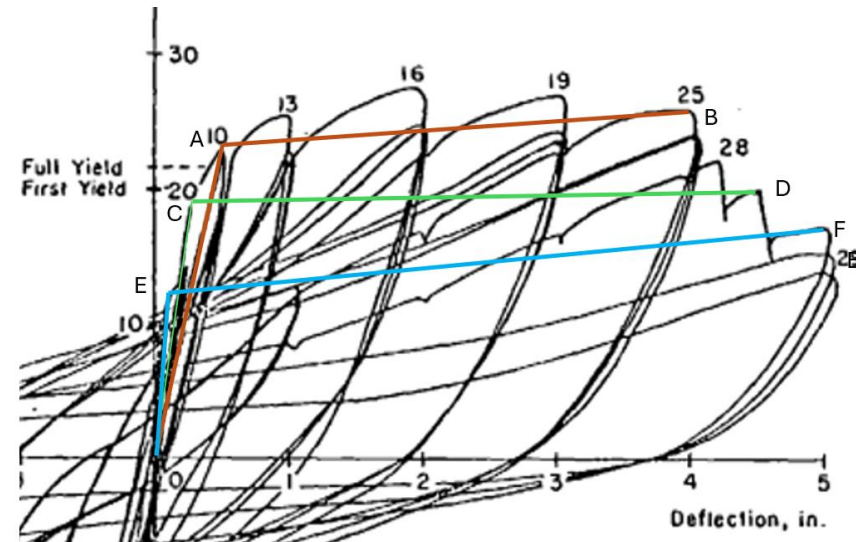
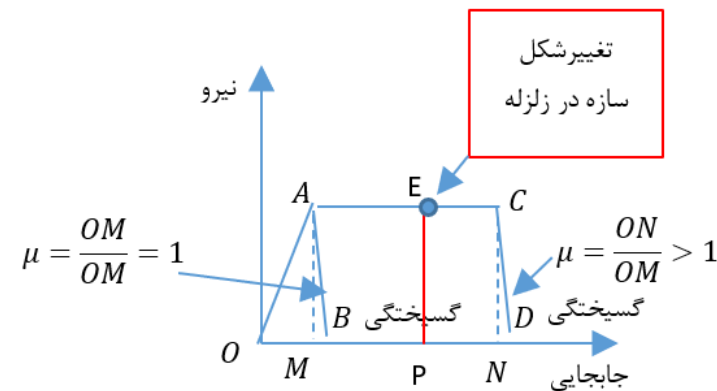
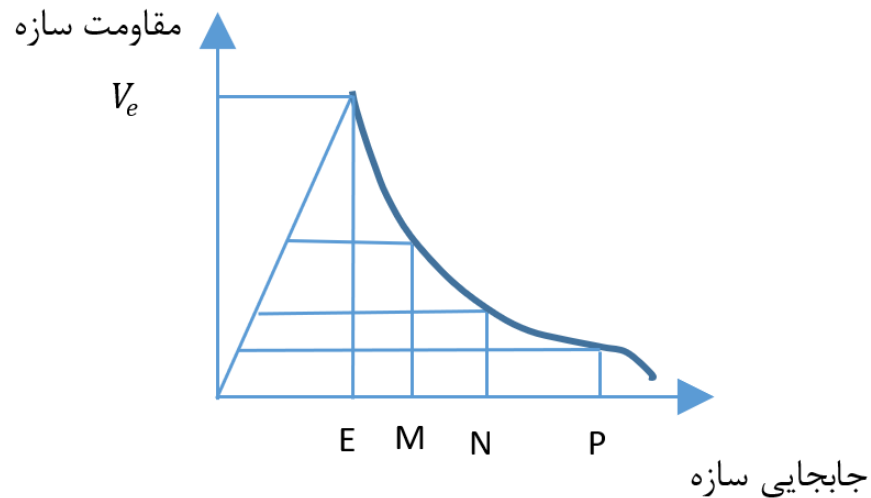


Fig. B-9 Continuous Load-Deflection Plot for Specimen R1



شرط کافی پایداری در فرضیه شکل پذیری

۱. مقاومت شرط کافی برای پایداری است اما شرط لازم نیست
۲. چنانچه مقاومت سازه از نیروی ارتجاعی زلزله کمتر باشد، برای پایداری باید ظرفیت شکل پذیری بیش از تقاضا باشد



گزارش ATC: نسل دوم آیین نامه های لرزه ای

پس از انتشار مقاله بایوت (Biot, 1941) آیین نامه ها با معضل بزرگی مواجه شدند. پردازش شمار زیادی شتابنگاشت ثبت شده در فاصله سالهای ۱۹۴۰ تا ۱۹۷۰ بخوبی روشن ساخت که نیروی زلزله در آیین نامه های نسل اول با واقعیت همخوان نیست و بسیار کوچکتر از واقع در نظر گرفته شده است. تلاش پژوهشگران برای رفع این تناقض متوجه ابداع ایده شکل پذیری شد و تحلیلهای دینامیکی غیرخطی نشان داد کمبود مقاومت موجب تسلیم و ایجاد تغییرشکل خمیری و شکل پذیری طلب میشود. با انتشار نتایج این پژوهشها، انتظار برای هماهنگ شدن آیین نامه با یافته های علمی بالا رفت. در اوایل دهه ۱۹۷۰ در امریکا کمیته ای برای انجام این مهم مأموریت یافت و حاصل کار خود را در سال ۱۹۷۸ منتشر ساخت (ATC (Applied Technology Council), 1978). بر اساس این گزارش برای اولین بار نیروی زلزله بر اساس طیف ارتجاعی محاسبه گردید و اثر رفتار غیرخطی و تسلیم توسط ضریب رفتار در نظر گرفته شد. نیروی ارتجاعی زلزله از ضرب شتاب پایه A در ضریب بازتاب S_a و وزن بدست می آید، $V_e = AS_a W$ ، و نیروی طرح برابر است با

$$V = \frac{AS_a W}{R}$$

$$\Delta_i = C_d \cdot \Delta_e$$

تأثیر جهانی گزارش اسی

گزارش اسی خیلی زود مورد استقبال گسترده قرار گرفت و مبنای نسل دوم آیین نامه های زلزله امریکا و سراسر جهان گردید. در امریکا، ضوابط یوبی سی تا قبل از سال ۱۹۸۸ از مطابق نسل اول بود اما در این سال روش اسی جایگزین شد. در ایران در سال ۱۳۶۶ آیین نامه ۲۸۰۰ جایگزین ضوابط نشریه ۵۱۹ شد. روش محاسبه نیروی زلزله در این آیین نامه کاملاً برگرفته از گزارش اسی سی ۱۹۷۸ بود و برای نواحی مختلف ایران شتاب مبنای طرح مشخص شده بود.

مهمترین تغییرات در آیین نامه های نسل دوم عبارتند از: ۱. ارائه طیف ارتجاعی زلزله برای پهنه های لرزه ای و انواع زمین، ۲. در نظر گرفتن تسلیم و رفتار غیرخطی سازه، ۳. در نظر گرفتن درجات مختلف شکل پذیری برای سازه های فولادی و بتنی، ۴. ارائه ضریب رفتار برای انواع سازه ها بر حسب درجه شکل پذیری، ۵. تعیین محدودیت ارتفاع بر حسب نوع و درجه شکل پذیری سازه، ۶. ارائه روش محاسبه تغییر مکان غیرخطی، ۷. در نظر گرفتن تحلیل دینامیکی خطی برای سازه های غیرمنظم و یا بلند، ۸. گسترش پهنه کاربرد آیین نامه برای انواع جدیدی از سازه های لرزه بر، ادوات و عایقهای لرزه ای، ادوات و تجهیزات مکانیکی و برقی، میانقابها، تیغه ها و ناسازه ها.

پرسشهای پیرامون روش اتی سی و فرضیات آن

اینک در سراسر جهان آیین نامه های لرزه ای بر پایه فرضیات پیشنهادی اتی سی (ATC Applied Technology Council), (1978) تنظیم شده اند و این روش جدید در طراحی میلیونها بناها بکار گرفته شده است. با این وجود، پرسشهای بسیاری پیرامون آن مطرح است که نیاز به پاسخی روشن و مستدل دارند. یک پرسش ثابت و همیشگی در مورد ضرایب رفتار است.

ضریب رفتار بر اساس شکل پذیری سازه، نیروی طرح را کاهش میدهد. پرسش این است که: ۱. آیا ضرایب رفتار طوری اختیار شده اند که شکل پذیری مورد نیاز از ظرفیت شکل پذیری کمتر باشد؟، ۲. از چه روشی برای محاسبه ظرفیت شکل پذیری استفاده شده؟، ۳. مقادیر منظور شده برای ظرفیت شکل پذیری سازه های مختلف چقدر است؟، ۴. از چه روشی برای محاسبه شکل پذیری مورد نیاز در زلزله استفاده شده است؟، ۵. مقادیر بدست آمده برای شکل پذیری مورد نیاز سازه های مختلف چقدر است؟، ۶. ضریب اطمینان طراحی چگونه تعریف شده است؟ و آیا برای سازه های مختلف ضریب اطمینان یکسانی در نظر گرفته شده است؟

فیما پی ۶۹۵ / یک اعتراف صادقانه بعد از ۳۱ سال! 2009-1978 (بازهم در لفافه)

1.1 Background and Purpose

The Applied Technology Council (ATC) was commissioned by the Federal Emergency Management Agency (FEMA) under the ATC-63 Project to develop a methodology for quantitatively determining global seismic performance factors for use in seismic design.

نحوه تعیین ضرایب
رفتار/ به نقل از فیما
پی ۶۹۵ / سال ۲۰۰۹

Original R factors were based largely on judgment and qualitative comparisons with the known response capabilities of relatively few seismic-force-resisting systems in widespread use at the time. Many recently defined seismic-force-resisting systems have never been subjected to any significant

طیف بازتاب، شتاب پایه و ضرایب رفتار چگونه محاسبه شدند؟

نگارنده برای اول بار نشان داد مطابق رابطه زیر ضرایب رفتار و طیف بازتاب در گزارش اتی سی از همسنگ کردن نیروی زلزله طرح با آیین نامه های نسل اول بدست آمده است

$$V = ZIKCSW = \frac{IAS_a W}{R}$$

در واقع ضریب R طوری تنظیم شده که طیف بازتاب ارتجاعی S_a نسبت به طیف زلزله های واقعی نزدیک شود.

$$S_a = R \cdot \frac{ZKS}{A} \cdot C$$

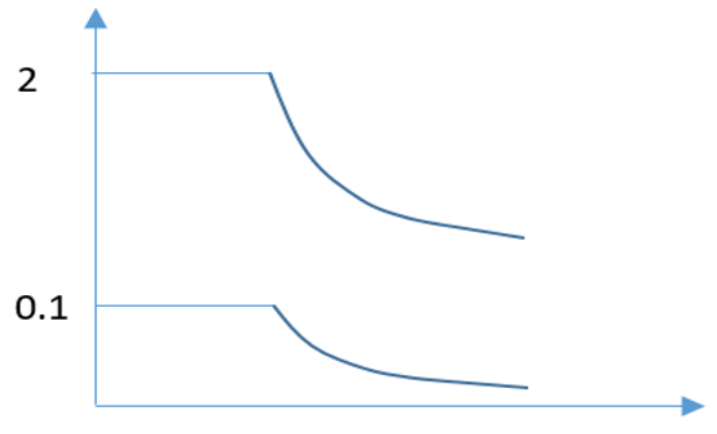
به عنوان مثال برای گروه بزرگی از سازه ها zks برابر ۱ است، در این صورت اگر شتاب اوج زمین برابر ۰/۳۵

فرض شود، با انتخاب عدد ۷ برای ضریب رفتار R ، طیف بازتاب زلزله برابر خواهد بود با:

$$S_a = (7) \frac{1}{0.35} C = 20C$$

طیف طرح

بدین ترتیب با فرض شتاب 0.35 برای زمین و انتخاب عدد 7 برای ضریب رفتار، طیف بازتاب شتاب 20 برابر ضریب زلزله رابطه 4 است و شکل آن کاملاً مشابه و متناسب با شکل 2 به صورت زیر در می‌آید. البته شاخه نزولی در گزارش اتی سی و به تبع آن ویرایش 1 آیین نامه 2800 برابر تابع $1/T^{2/3}$ در نظر گرفته شد که با مدل‌های قبلی مذکور در جدول 1 قدری متفاوت است اما باید توجه داشت که توان T در مدل اتی سی و مدل‌های قبلی، از دل محاسبات ریاضی بدست نیامده و کاملاً فرضی است.



طیف طرح اتی سی بر ساخته از ضریب زلزله آیین نامه های نسل اول

How R was determined?

ضریب R طوری تنظیم شده که طیف بازتاب ارتجاعي S_a نسبت به طیف زلزله های واقعی خیلی مغایرت نداشته باشد.

• ضریب رفتار ۷ از کجا آمد؟

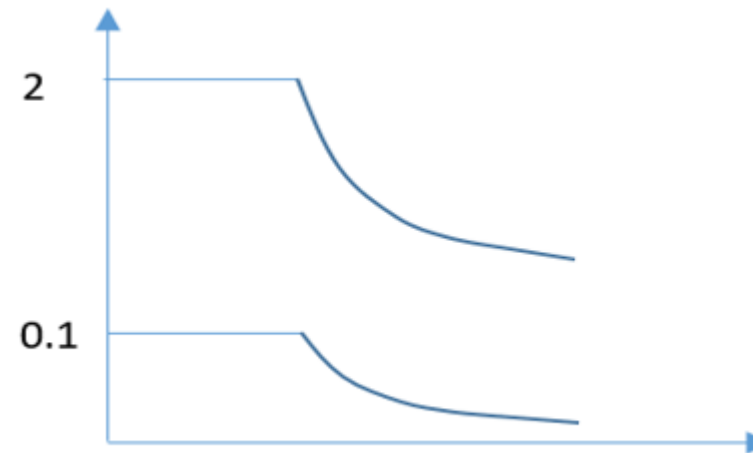
• ضریب رفتار ۵ از کجا آمد؟ ضریب k برای دیوار $1/33$

$$V = ZIKCSW = \frac{IAS_aW}{R}$$

$$S_a = R \cdot \frac{ZKS}{A} \cdot C$$

$$S_a = (7) \frac{1}{0.35} C = 20C$$

برای گروه بزرگی از سازه ها zks برابر ۱ است، در این صورت اگر شتاب اوج زمین برابر $35/0$ فرض شود، با انتخاب عدد ۷ برای ضریب رفتار R ، طیف بازتاب زلزله برابر خواهد بود با:



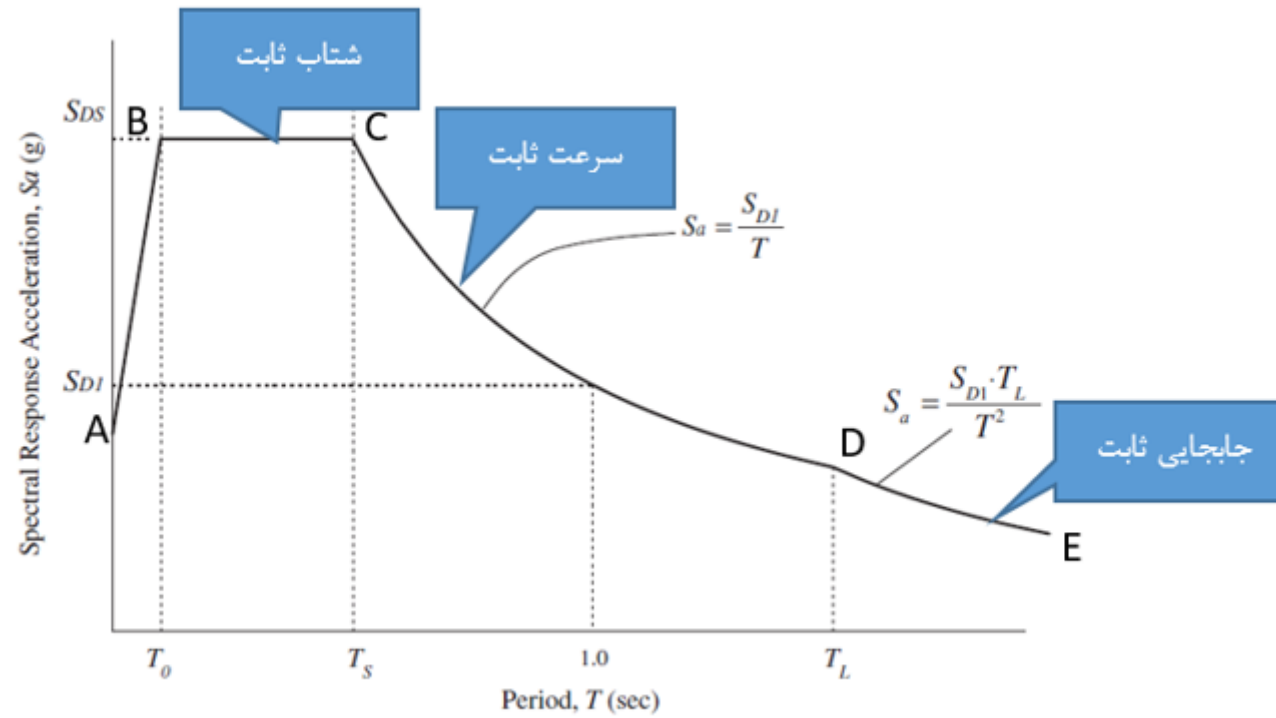
گزارش ا ت ی سی پایه آیین نامه های فعلی

- در امریکا، ضوابط یوبی سی تا قبل از سال ۱۹۸۸ از مطابق نسل اول بود اما در این سال روش ا ت ی سی جایگزین شد. در ایران در سال ۱۳۶۶ آیین نامه ۲۸۰۰ جایگزین ضوابط نشریه ۵۱۹ شد. روش محاسبه نیروی زلزله در این آیین نامه کاملاً برگرفته از گزارش ا ت ی سی ۱۹۷۸ بود و برای نواحی مختلف ایران شتاب مبنای طرح مشخص شده بود.
- مهمترین تغییرات در آیین نامه های نسل دوم عبارتند از: ۱. ارائه طیف ارتجاعی زلزله برای پهنه های لرزه ای و انواع زمین، ۲. در نظر گرفتن تسلیم و رفتار غیرخطی سازه، ۳. در نظر گرفتن درجات مختلف شکل پذیری برای سازه های فولادی و بتنی، ۴. ارائه ضریب رفتار برای انواع سازه ها بر حسب درجه شکل پذیری، ۵. تعیین محدودیت ارتفاع بر حسب نوع و درجه شکل پذیری سازه، ۶. ارائه روش محاسبه تغییر مکان غیرخطی، ۷. در نظر گرفتن تحلیل دینامیکی خطی برای سازه های غیر منظم و یا بلند، ۸. گسترش پهنه کاربرد آیین نامه برای انواع جدیدی از سازه های لرزه بر، ادوات و عایقهای لرزه ای، ادوات و تجهیزات مکانیکی و برقی، میانقابها، تیغه ها و ناسازه ها.

تغییر طیف طرح در امریکا

- در امریکا، پس از چندی ایده اولیه استفاده از پهنه بندی شتاب و طیف بازتاب جای خود را به پهنه بندی طیفهای شتاب داد. اینک بجای پهنه شتاب مبنا در آس سی ای ۷ (ASCE7-22, 2022) مولفه های طیف شتاب برای پریود کوتاه S_s و پریود ۱ ثانیه S_1 از نقشه استخراج و پس از ضرب در ضرایب سایت F_a و F_v که با در نظر گرفتن جنس زمین و پهنه لرزه ای در جداولی داده شده، طیف طرح ساخته میشود. این تغییر در آیین نامه بر اساس پژوهشهای کمپبل و بزرگنیا (Campbell, 2014) صورت گرفته است. در این طیف $S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_s$ و $S_{D1} = \frac{2}{3} F_v S_1$ میباشد و مرز ناحیه جابجایی ثابت T_L در جداول آیین نامه داده شده است.
- توضیحات بیشتر در مورد مدلهای مورد استفاده برای محاسبه مولفه های طیفی در رضائیان و همکاران (Rezaeian, 2021) ارائه شده است.
- طیفهای مشابهی نیز برای ایران تهیه شده است (Farajpour, 2019)، (مقدم, ۱۴۰۲).

US Design Spectra: Based on Newmark's template •



پرسشهایی پیرامون مبانی آیین نامه های نسل دوم

- ۱. آیا ضرایب رفتار طوری اختیار شده اند که شکل پذیری مورد نیاز از ظرفیت شکل پذیری کمتر باشد؟
- ۲. از چه روشی برای محاسبه ظرفیت شکل پذیری استفاده شده؟
- ۳. مقادیر منظور شده برای ظرفیت شکل پذیری سازه های مختلف چقدر است؟
- ۴. از چه روشی برای محاسبه شکل پذیری مورد نیاز در زلزله استفاده شده است؟
- ۵. مقادیر بدست آمده برای شکل پذیری مورد نیاز سازه های مختلف چقدر است؟
- ۶. ضریب اطمینان طراحی چگونه تعریف شده است؟ و آیا برای سازه های مختلف ضریب اطمینان یکسانی در نظر گرفته شده است؟
- علاوه بر این: نحوه تعیین و میزان دقت شتاب پایه، طیف بازتاب، و مدل توزیع نیرو، میزان دقت روشهای استاتیکی، و دینامیکی خطی، و مبنای نظری محدودیت ارتفاع

پرسشهایی پیرامون مبانی آیین نامه های نسل دوم

- ۱. آیا ضرایب رفتار طوری اختیار شده اند که شکل پذیری مورد نیاز از ظرفیت شکل پذیری کمتر باشد؟
• خیر
- ۲. از چه روشی برای محاسبه ظرفیت شکل پذیری استفاده شده؟
• از هیچ روشی استفاده نشده و ضرایب رفتار اولیه صرفاً نقش مبدل converter داشتند. متعاقباً با رای کمیته ها تغییراتی صورت گرفت.
- ۳. مقادیر منظور شده برای ظرفیت شکل پذیری سازه های مختلف چقدر است؟
• هیچ.
- ۴. از چه روشی برای محاسبه شکل پذیری مورد نیاز در زلزله استفاده شده است؟
• هیچ.
- ۵. مقادیر بدست آمده برای شکل پذیری مورد نیاز سازه های مختلف چقدر است؟
• هیچ.
- ۶. ضریب اطمینان طراحی چگونه تعریف شده است؟ و آیا برای سازه های مختلف ضریب اطمینان یکسانی در نظر گرفته شده است؟
• ۱. نامشخص / ۲. غیر قابل محاسبه در چارچوب فعلی

پرسش‌هایی پیرامون مبانی

- نحوه تعیین و میزان دقت شتاب پایه
 - فرضی / مغایر با واقعیات ثبت شده
- طیف بازتاب
 - فرضی / مغایر با واقعیات ثبت شده
- مدل توزیع نیرو
 - فرضی / مغایر با نتایج محاسبات دینامیکی خطی
 - در بازه غیرخطی: بعداً بحث خواهد شد
- میزان دقت روش‌های استاتیکی
 - هیچ
- دقت روش دینامیکی خطی
 - هیچ
- مبنای نظری محدودیت ارتفاع
 - هیچ

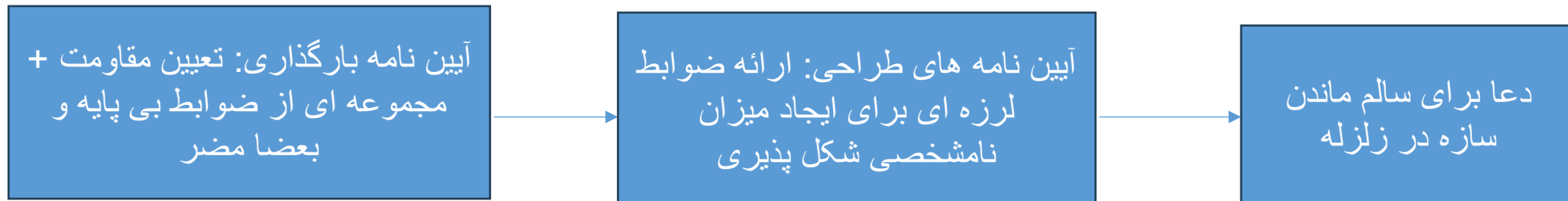
ماموریت آیین نامه های طراحی: حل مشکل

• روش درست تقسیم کار:

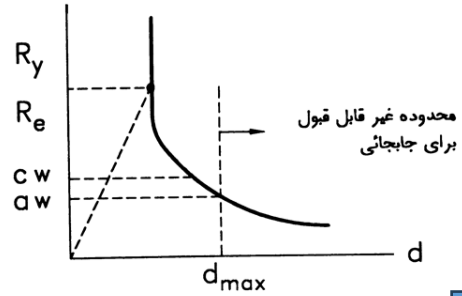


• روش ناقص فعلی: ماموریت نانوشته آیین نامه های طراحی

• : تدوین ضوابط برای ایجاد ظرفیت شکل پذیری لازم برای سازه های با مقاومت داده شده و بدون مشخص نمودن میزان تقاضای شکل پذیری!



چه باید کرد؟ آنکس که نداند و بداند که نداند!



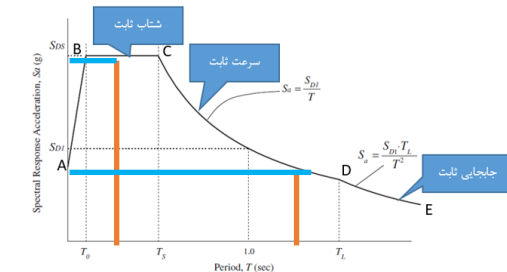
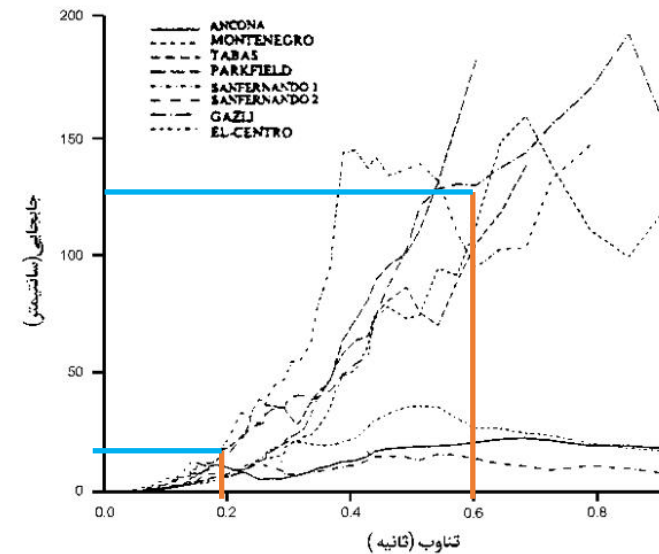
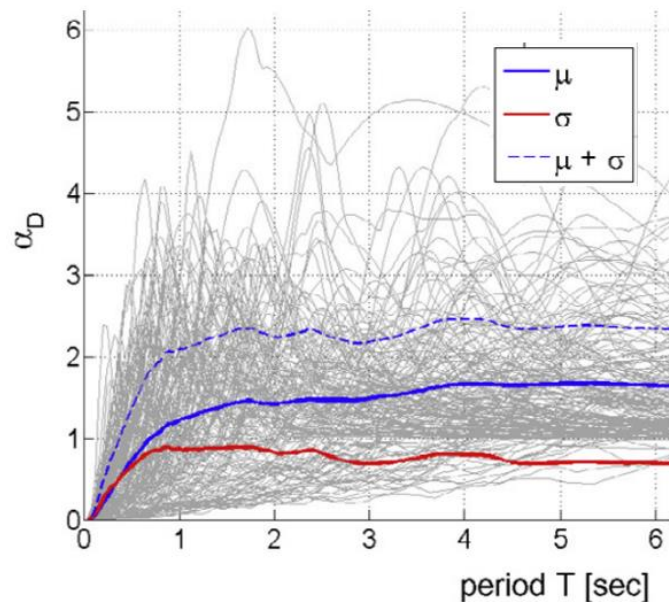
• درک چند نکته سهل اما ممتنع:

- در بازه غیرارتجاعی:
۱. زلزله نیرو نیست بلکه تغییر شکل غیرخطی است
 ۲. نیروی زلزله برابر است با مقاومت سازه
 ۳. پایداری سازه منوط به داشتن ظرفیت تغییر شکل کافی است نه مقاومت



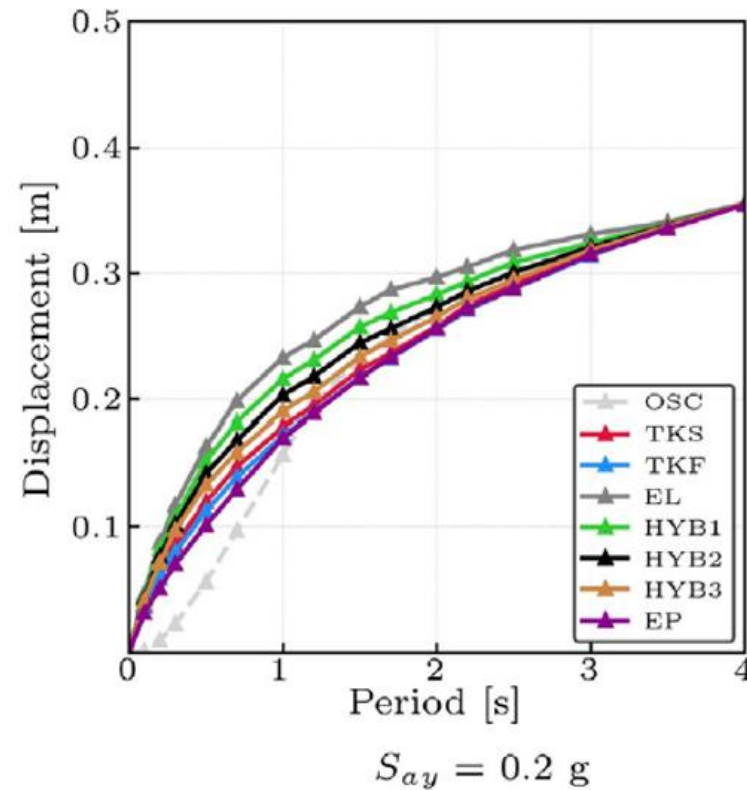
شاخص اثر زلزله: طیف شتاب یا جابجایی؟

- سازه سخت بهتر است یا انعطاف پذیر (دیوار برشی یا قاب) - خطای ۶۰ ساله؟



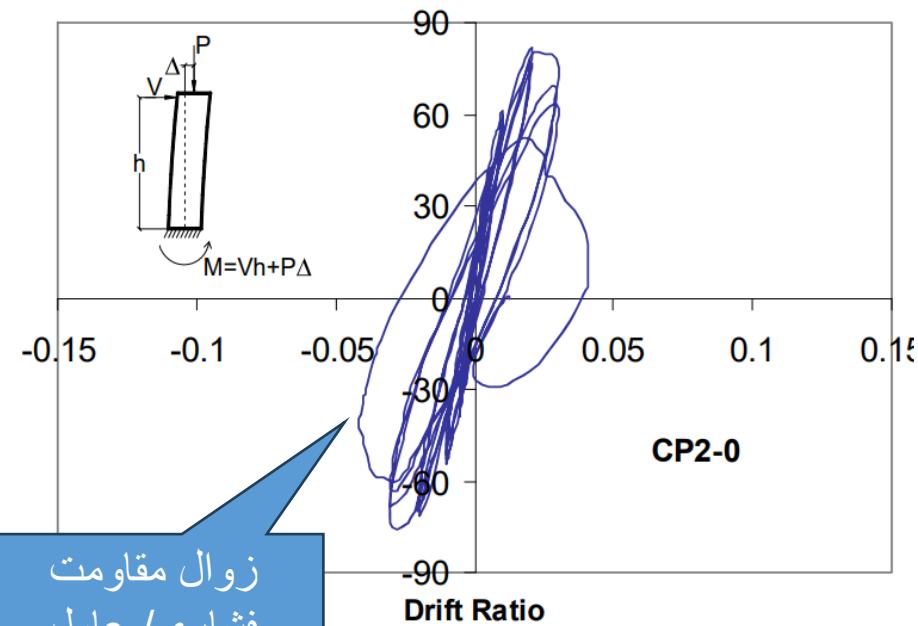
طیف جابجایی زلزله های مختلف (مقدم, ۱۳۸۱) و طیف ضریب بازتاب جابجایی پالرمو (Palermo, 2014)

طیف جابجایی - غیر خطی

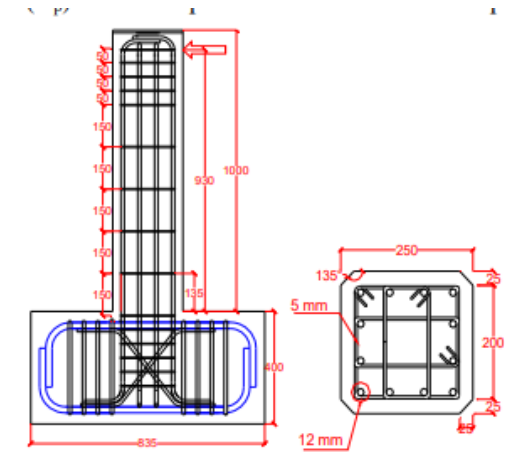


طیف جابجایی غیرارتجاعی برای نسبت مقاومت به وزن $0.2/1$ (Proietti, 2023)

مشکل ستون بتنی: زوال مقاومت فشاری



زوال مقاومت
فشاری/ عامل
فروریزی پنکیکی



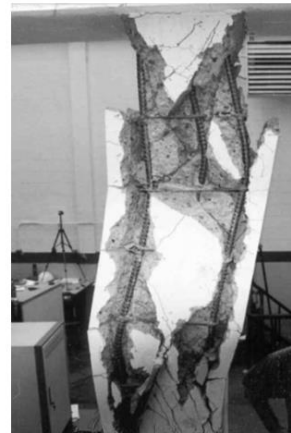
زوال مقاومت فشاری ستون

آزمایش نشان میدهد نمود هنگامیکه ستون بتنی تحت بار جانبی قرار میگیرد با افزایش جابجایی لحظه ای فرا میرسد که مقاومت فشاری ستون بکلی از دست میرود و تحت بار محوری وارده فروریزد. این پدیده توسط محققان مختلف مشاهده و گزارش شده است از جمله سوسیاناوتی و پارک (Soesianawati, Park, & Priestley, 1986). آزمایش نشان داده است مطابق شکل با افزایش نیروی فشاری ستون احتمال خرابی آن بیشتر میشود (Sezen, 2002).

همچنین رک به تز دکترای صمدی
و تز ارشد فلاح تفتی دانشگاه شریف



ب



الف

زوال مقاومت فشاری در ستون بتنی تحت زلزله (آزمایش میز زلزله)

Core crushing/ Loss of axial strength



خم ۱۳۵

خم ۹۰ بجای
عامل ۱۳۵
اصلی انهدام

Cover crushing



Pancake Collapse of RC frames



رفتار دیوار برشی معمولی

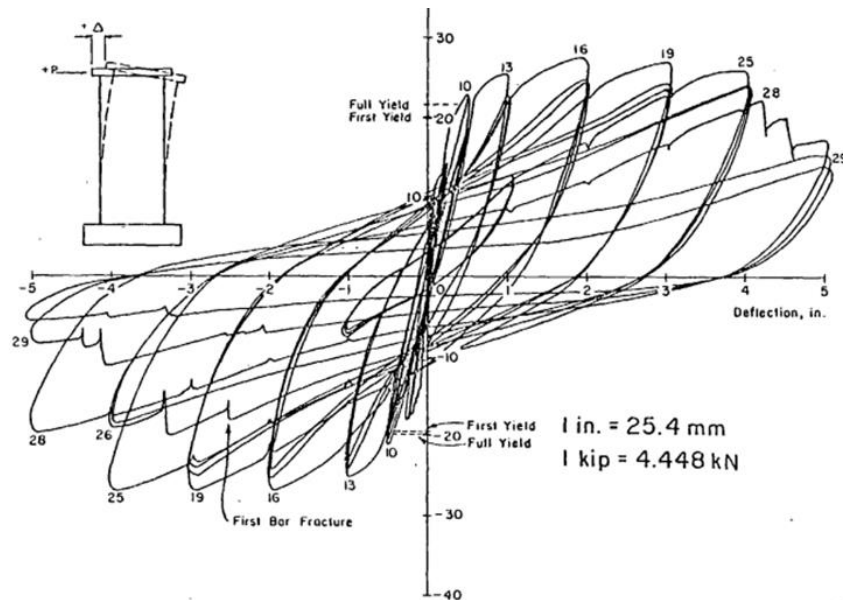


Fig. B-9 Continuous Load-Deflection Plot for Specimen R1

مقاومت دیوار برشی معمولی بدون جزء لبه به ارتفاع ۱۸۰ اینچ در جابجایی ۴ اینچ (انحراف ۲/۲٪) به علت کمانش موضعی و گسیختگی تعدادی از میلگردهای طولی کاهش یافته و در جابجایی ۵ اینچ (انحراف ۲/۸٪) حدود ۵۰٪ مقاومت از میان رفته است. آیا در این مرحله سازه فرو میریزد؟

Oesterle, R. G.; Fiorato, A. E.; Johal, L. S.; Carpenter, J. E.; Russell, H. G. (1976). "Earthquake Resistant Structural Walls. Tests of Isolated Walls." National Science Foundation, Washington, D.C. Research Applied to National Needs., November 1976, 328 p.



دیوار برشی نوشاروی زلزله



Performance of Buildings With Shear Walls in Earthquakes of the Last Thirty Years



Mark Fintel, P.E.

Consulting Engineer
Boca Raton, Florida
(Formerly
Director, Advanced Engineering
Portland Cement Association
Skokie, Illinois)

Mr. Fintel opened his own consulting office in 1984 in Boca Raton, Florida. Prior to that he was director, Advanced Engineering, Portland Cement Association, Skokie, Illinois — where he had worked for 23 years. While there, he was head of PCA's earthquake investigation team. The

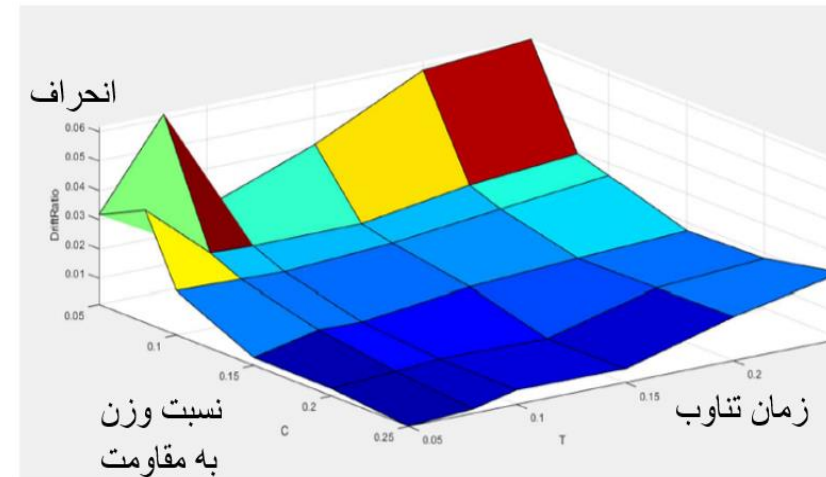
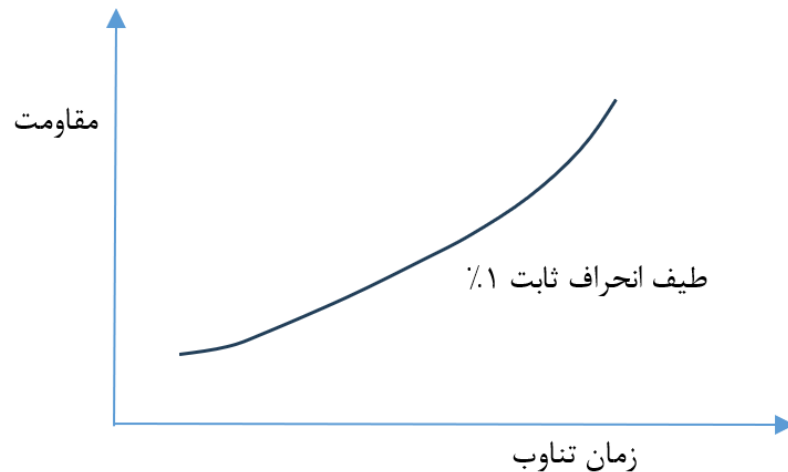
The author describes observations of shear wall performance in severe earthquakes in which modern reinforced concrete buildings stood the test of violent shaking, starting with the Chilean earthquake of May 1960 through most of the subsequent strong earthquakes, up until the Armenian earthquake of December 1988. Despite the excellent behavior of shear wall-type concrete structures as compared to concrete frame-type structures, building codes continued, up until the last decade, to give preference to concrete ductile frame structures (which are subject to higher distortions) while placing a substantial penalty on the use of shear walls. This code approach was due to the lack of experimental and analytical background information on shear wall behavior. While a large body of information on shear walls accumulated during the 1980s, still more experimental and analytical studies are needed to create a solid basis for a rational seismic design approach. The availability of such information should encourage a wider use of shear walls for earthquake resistance.

To the best knowledge of the author, who investigated and reported on the behavior of modern structures in a dozen earthquakes throughout the world, starting with the Skopje earthquake of 1963 through the Armenian earthquake of 1988, not a single concrete building containing shear walls has collapsed. While there were cases

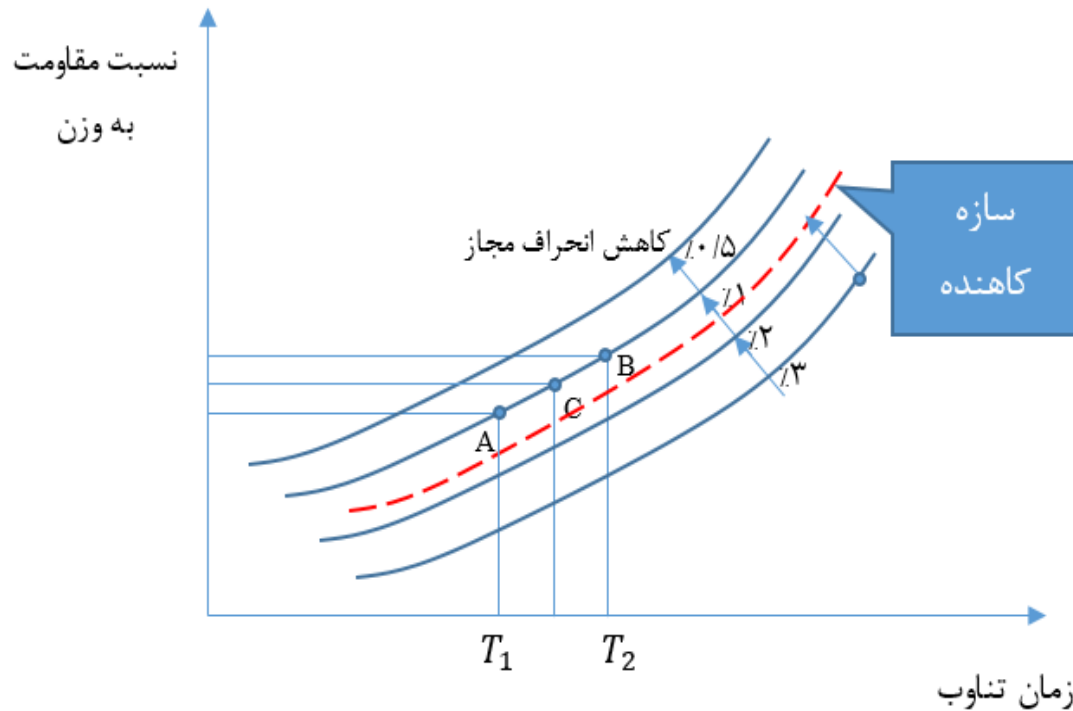
the evolution of the modern an... records. Observations of the behavior

راه برون رفت از بن بست: طیف انحراف ثابت

فرض کنیم طیف سه بعدی برای مجموعه ای از رکوردهای زلزله تهیه و با میانگین گیری طیف سه بعدی طرح تعیین شده باشد که در آن انحراف محور قائم، و نسبت مقاومت به وزن و زمان تناوب محورهای افقی را تشکیل میدهند. از قطع صفحاتی افقی با این سطح سه بعدی، نمودارهای دوبعدی بدست می آید که هر یک مربوط است به یک انحراف ثابت. محورهای این نمودار نسبت مقاومت به وزن و زمان تناوب است. برای هر انحراف یک نمودار وجود دارد که هر نقطه آن مربوط به سازه ای با زمان تناوب و مقاومت مشخص است که وقتی تحت زلزله قرار گیرد انحراف آن کمتر یا مساوی انحراف مشخصه آن نمودار است.



A Vision for the Future: Uniform-Drift Spectra/ Getting rid of R

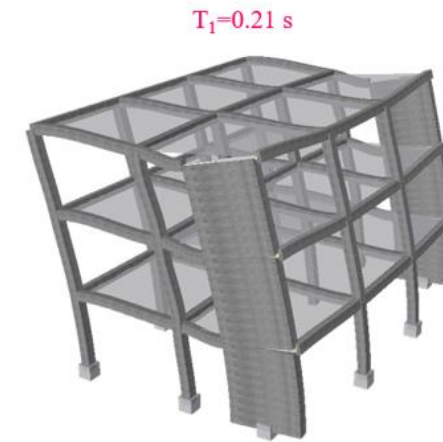
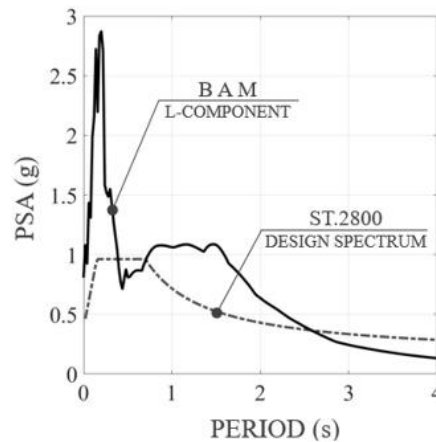


به عنوان مثال فرض کنیم می‌خواهیم سازه را طوری طرح کنیم که حداکثر آن در زلزله از ۱٪ تجاوز نکند. با فرض یک زمان تناوب اولیه T_1 از روی نمودار انحراف ۱٪ نقطه A بدست می‌آید و نسبت مقاومت به وزن مشخص می‌شود. سازه برای این مقاومت طرح شده و زمان تناوب T_2 محاسبه می‌شود. با داشتن T_2 نقطه B و مقاومت و زمان تناوب جدید محاسبه می‌شود. این عمل آنقدر ادامه می‌یابد تا تغییر زمان تناوب قابل اغماض باشد.

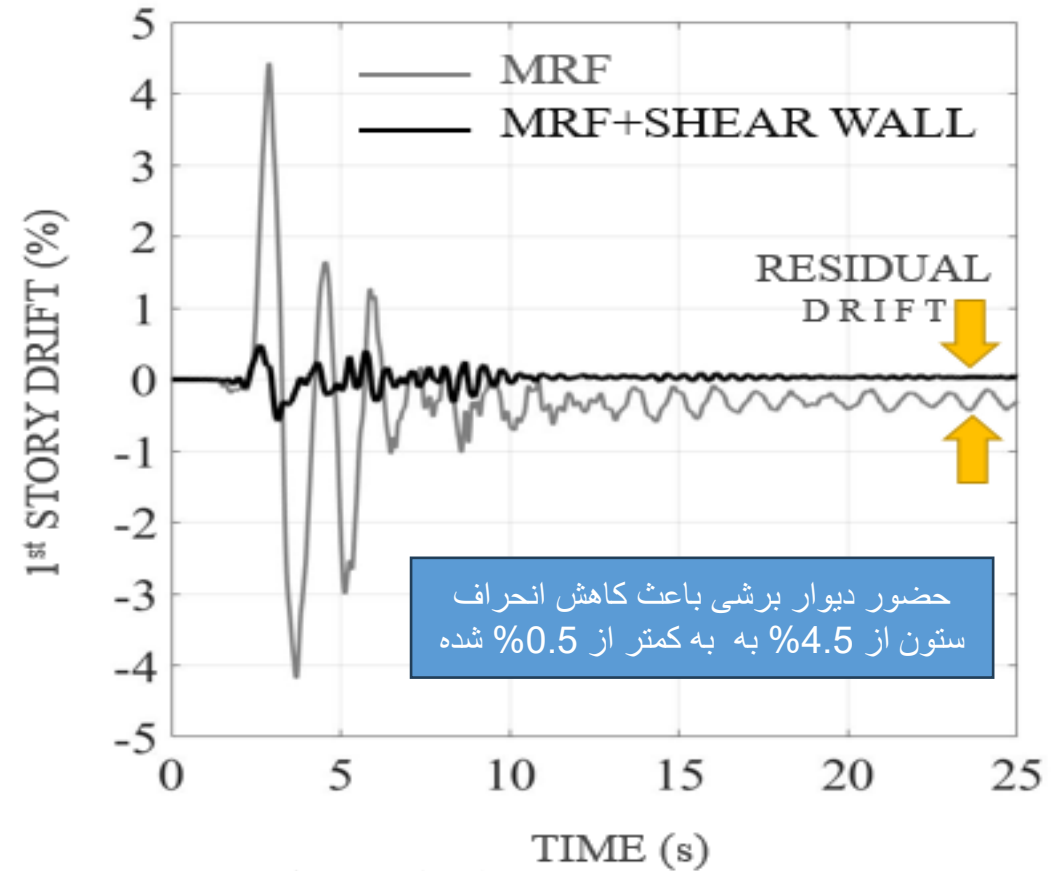
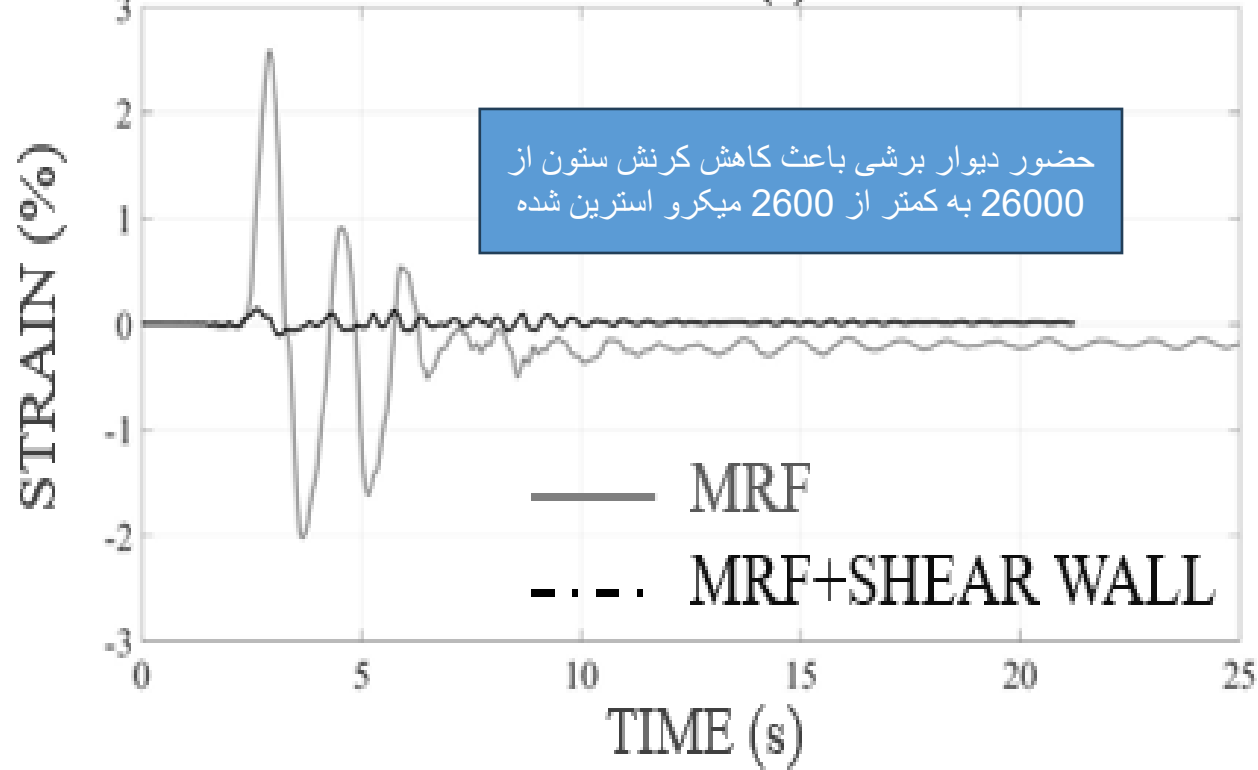
حل مشکل قاب بتنی: دیوار برشی

خردشدگی بتن تحت تنش فشاری مخرب ترین نوع شکست است.

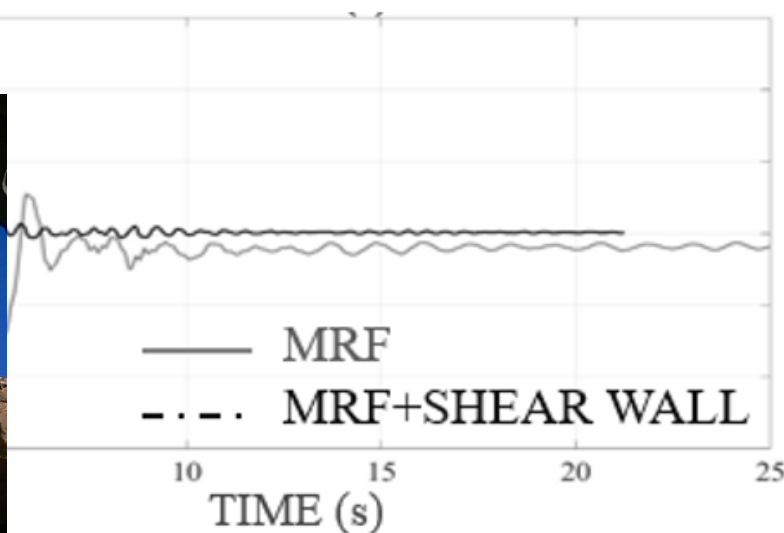
کرنش شکست بتن غیر مسلح در حدود ۳۰۰۰ تا ۵۰۰۰ میکرو استرین است. اما در زلزله مقاطع بتنی تحت کرنشهای بسیار بزرگتری قرار میگیرند. کرنش ایجاد شده در یک ساختمان بتنی سه طبقه تحت زلزله بم ۱۳۸۲ در دو حالت با و بدون دیوار برشی در شکل زیر نشان داده شده است. تحلیل به صورت دینامیکی غیرخطی با استفاده از المانهای فیبری انجام شده است.



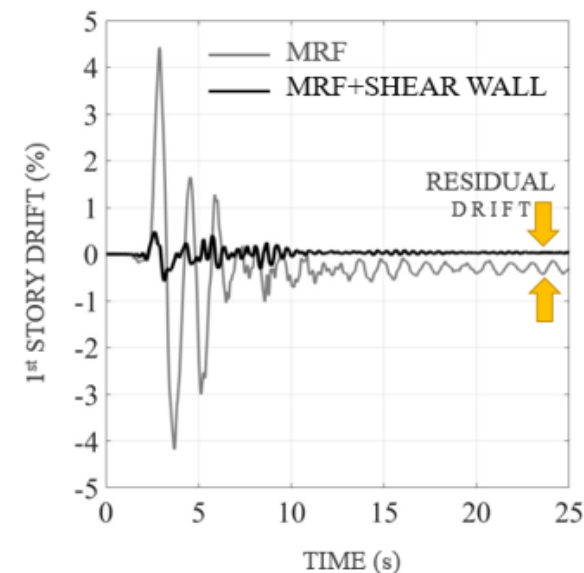
مدل ساختمان بتنی سه طبقه تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت زلزله بم



ملاحظه میشود کرنش ستون به ۲۶۰۰۰ میکرواسترین رسیده که بسیار بیش از حد خردشدگی بتن غیرمسلح پوشش است خردشدگی پوشش ستونهای بتنی یکی از گسترده ترین مدهای خرابی در زلزله است.



ب. کرنش ستون



الف. انحراف ستون

تغییرات زمانی انحراف طبقه (دریفت) و کرنش ستون

ملاحظه میشود کرنش ستون به ۲۶۰۰۰ میکرواسترین رسیده که بسیار بیش از حد خردشدگی بتن غیرمسلح پوشش است. خردشدگی پوشش ستونهای بتنی یکی از گسترده ترین مدهای خرابی در زلزله است.

آینده شهرهای ایران وابسته به یک تصمیم

مبنای اعتبار ارتفاع مجاز قاب بتنی متوسط؟ رای اعضای کارگروه!

جدول ۳-۱ مقادیر پارامترهای لرزه‌ای (C_d و Ω_o , R_u) سیستم‌های مختلف مقاوم در برابر نیروی زلزله و حداکثر ارتفاع مجاز آن‌ها (H_m)

H_m (بر حسب متر)			C_d	Ω_o	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله	سیستم سازه
SDC-3	SDC-2	SDC-1					
۵۰	۵۰	۵۰	۵	۲/۵	۷	۹- قاب مهاربندی شده کمانش تاب	ادامه سیستم قاب ساختمانی
۵۰	۵۰	۵۰	۶	۲	۶	۱۰- دیوار برشی فولادی ویژه	
۵۰	۵۰	۵۰	۴/۵	۲	۴/۵	۱۱- قاب مهاربندی شده همگرای مختلط ویژه	
۵۰	۵۰	۵۰	۴	۲/۵	۷	۱۲- قاب مهاربندی شده واگرای مختلط	
۵۰	۵۰	۵۰	۵	۲/۵	۵/۵	۱۳- دیوار برشی مختلط ویژه	
۱۵۰	۲۰۰	۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه	پ- سیستم قاب خمشی
غیرمجاز	۱۵	۲۱	۴/۵	۳	۴/۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط	
غیرمجاز	غیرمجاز	۱۰/۵	۲/۵	۳	۳	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی	
۱۵۰	۲۰۰	۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	
غیرمجاز	۲۱	۲۸	۴/۵	۳	۴/۵	۵- قاب خمشی فولادی متوسط [۳]	
غیرمجاز	غیرمجاز	۱۰/۵	۳	۳	۳/۵	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۴]	
۳۵	۳۵	۵۰	۵/۵	۳	۶/۵	۷- قاب خمشی خرابایی فولادی ویژه	
۱۵۰	۲۰۰	۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۸- قاب خمشی مختلط ویژه	
۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰	۷/۵	۳	۷/۵	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوار برشی بتن آرمه همبند شکل پذیر [۱]	ت- سیستم

مبنای اعتبار این ضابطه چیست؟
 الف. تحلیل‌های نظری؟
 ب. فرضیه های متکی به آزمایش؟
 پ. قضاوت مهندسی؟
 ت. درس از زلزله های گذشته؟
 ث. اعتبار آیین نامه های مرجع؟

کشورهایی که بیشترین تعداد زلزله‌های بزرگ را در ۳۵ سال اخیر تجربه کرده‌اند (از سال ۱۹۹۰ تا سال ۲۰۲۵)		قاب خمشی بتن آرمه متوسط در پهنه‌های لرزه‌خیز در آئین‌نامه‌های زلزله کشورهای لرزه‌خیز
1.	China 187	غیرمجاز است.
2.	Indonesia 173	غیرمجاز است.
3.	Iran 112	برای ساخت ساختمان تا ارتفاع ۳۵ متر مجاز است (۱۱ طبقه).
4.	Japan 103	غیرمجاز است.
5.	United States 79	غیرمجاز است.
6.	Turkey 65	غیرمجاز است.
7.	India 59	غیرمجاز است.
8.	Philippines 55	غیرمجاز است.
9.	Peru 51	
10.	Afghanistan 39	
⋮		
16.	Greece 32	
⋮		
20.	Italy 24	
⋮		
27.	Myanmar 15	

بدون هیچ محدودیت ارتفاعی مجاز است.

As of Mar. 30, 2025. Earthquakes with at least \$1M in damages, 10 deaths, a magnitude of 7.5 or a tsunami (one criteria min.)

Source: NOAA

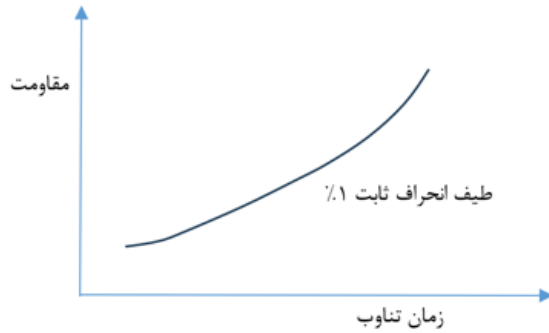


statista



پولاد سازم

محروم شدن از نوشدارو!



جدول ۱-۳ مقادیر پارامترهای لرزه‌ای (C_d و Ω_o , R_u) سیستم‌های مختلف مقاوم در برابر نیروی زلزله و حداکثر ارتفاع مجاز آن‌ها (H_m)

H_m (بر حسب متر)			C_d	Ω_o	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله	سیستم سازه
SDC-3	SDC-2	SDC-1					
۵۰	۵۰	۵۰	۷	۲٫۵	۷	۱- دیوار برشی بتن‌آرمه همبند شکل‌پذیر [۱]	الف - سیستم دیوارهای باربر
۵۰	۵۰	۵۰	۵	۲٫۵	۵	۲- دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه	
غیرمجاز	۱۰٫۵	۱۵	۳٫۵	۲٫۵	۳٫۵	۳- دیوار برشی بتن‌آرمه معمولی	
۱۰٫۵	۱۰٫۵	۱۵	۳	۲٫۵	۴	۴- دیوار برشی بنایی مسلح	
غیرمجاز	۱۰٫۵	۲۰	۳٫۵	۲	۳٫۵	۵- دیوار متشکل از قاب سبک فولادی سردنورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	
غیرمجاز	۱۵	۲۰	۴	۳	۵٫۵	۶- دیوار متشکل از قاب سبک فولادی سردنورد و صفحات پوشش فولادی	
غیرمجاز	۱۰٫۵	۱۵	۳	۲	۳	۷- دیوار بتن پاششی سه‌بعدی	
۵۰	۵۰	۵۰	۷	۲٫۵	۷	۱- دیوار برشی بتن‌آرمه همبند شکل‌پذیر [۱] و [۲]	ب - سیستم قاب ساختمانی
۵۰	۵۰	۵۰	۵	۲٫۵	۶	۲- دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه [۲]	
غیرمجاز	غیرمجاز	۱۵	۳٫۵	۲٫۵	۴	۳- دیوار برشی بتن‌آرمه معمولی	
۱۰٫۵	۱۰٫۵	۱۵	۳	۲٫۵	۴	۴- دیوار برشی بنایی مسلح	
۵۰	۵۰	۵۰	۵	۲	۶	۵- قاب مهاربندی‌شده همگرای فولادی ویژه [۲]	
غیرمجاز	۱۰٫۵	۱۵	۳٫۵	۲	۳٫۵	۶- قاب مهاربندی‌شده همگرای فولادی معمولی	
۵۰	۵۰	۵۰	۴	۲	۷	۷- قاب مهاربندی‌شده واگرای فولادی با تیر پیوند برشی [۲]	
۴۰	۵۰	۵۰	۴	۲	۶	۸- قاب مهاربندی‌شده واگرای فولادی با تیر پیوند خمشی یا خمشی-برشی	

تجربه مارک فینتل

To the best knowledge of the author, who investigated and reported on the behavior of modern structures in a dozen earthquakes throughout the world, starting with the Skopje earthquake of 1963 through the Armenian earthquake of 1988, not a single concrete building containing shear walls has collapsed. While there were cases

آزمایشهای استرلی

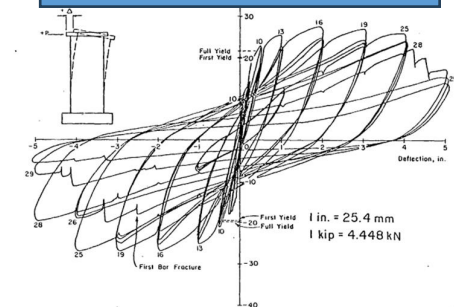


Fig. B-9 Continuous Load-Deflection Plot for Specimen R1

جمع بندی

- علیرغم تغییرات ظاهری زیاد، نیروی زلزله طرح در آیین نامه های نسل دوم نسبت به قبل تغییر چندانی نکرده است. طیف بازتاب صرفاً از ضرب عددی اختیاری در ضریب زلزله آیین نامه آیین نامه های نسل اول بدست آمده و تفاوت فاحشی با طیف زلزله های واقعی دارد، این عدد اختیاری ضریب رفتار نامیده شد.
- تغییرات ضرایب رفتار و وضع محدودیتهای ارتفاعی و سایر الزامات در آیین نامه های نسل دوم حاصل آرای اعضای کمیته های مربوطه و متکی به فرضیاتی است که اساس درستی ندارند و چندان قابل اتکا نمیباشند. این فرضیات عبارتند از: ۱. مقادیر پیشنهادی اتی سی کم و بیش درست است و متضمن ایمنی ساختمان میباشد، ۲. با اعمال ضوابط لرزه ای آیین نامه های طراحی، شکل پذیری ساختمانها تامین میشود.
- ضرایب رفتار فعلی چون بر پایه شکل پذیری سازه های تحت پوشش آیین نامه تعیین نشده اند درجه اطمینان یگسائی را برای سازه های مختلف فراهم نمیسازد و قابها بویژه قابهای بتنی نسبت به سیستمهای سخت نظیر دیوار برشی در معرض ریسک و خسارت بیشتری قرار دارند.

جمع بندی

1. آیین‌نامه‌های لرزه‌ای نسل اول در سال ۱۹۰۹ با گزارش پنتی در ایتالیا آغاز و تا میانه سال‌های ۱۹۸۰ نقش مهمی در کاهش خسارات و تلفات زلزله داشتند. نیروی زلزله مفروض هیچ ربطی به واقعیت نداشت اما الزام برای انجام محاسبات زلزله موجب کنار گذاشتن سازه‌های بنایی و رواج گسترده سیستم‌های قابل محاسبه همچون دیوار برشی، مهاربند و قاب شد که به علت شکل‌پذیری ذاتی عملکرد نسبتاً مناسب‌تری در زلزله داشتند.
2. تحقیقات علمی در فاصله سال‌های ۱۹۶۰-۱۹۸۰ نشان داد نیروی زلزله واقعی می‌تواند بسیار بیشتر از مقادیر مفروض آیین‌نامه باشد اما سازه به شرط ظرفیت کافی برای پذیرش تغییرشکل‌های خمیری می‌تواند پایدار بماند. این ویژگی شکل‌پذیری نام گرفت. در این مقاله رابطه شکل‌پذیری و مقاومت مورد بحث قرار گرفته است.
3. آیین‌نامه‌های نسل دوم از میانه سال‌های ۱۹۸۰ تاکنون بر پایه روش پیشنهادی ATC (ATC, 1978) بنا شده‌اند. در این روش، نیروی ارتجاعی زلزله از ضرب شتاب زمین در ضریب بازتاب محاسبه و بر عددی فرضی بنام ضریب رفتار تقسیم می‌شود تا نیروی زلزله طرح به دست آید.

4. علیرغم تغییرات ظاهری زیاد، نیروی زلزله طرح در آیین‌نامه‌های نسل دوم نسبت به قبل تغییر چندانی نکرده است. شتاب پایه بسیار کمتر از مقادیر واقعی است، طیف بازتاب صرفاً از ضرب عددی اختیاری در ضریب زلزله آیین‌نامه‌های نسل اول به دست آمده است. این عدد اختیاری ضریب رفتار نامیده شد.

5. تغییرات ضرایب رفتار و وضع محدودیت‌های ارتفاعی و سایر الزامات در آیین‌نامه‌های نسل دوم حاصل آرای سلیقه‌ای افراد، و متکی به فرضیاتی است که اساس درستی ندارند و چندان قابل اتکا نمی‌باشند. این فرضیات عبارتند از: (۱) مقادیر پیشنهادی ATC کم‌وبیش درست است و متضمن ایمنی ساختمان می‌باشد، (۲) با اعمال ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه‌های طراحی، شکل‌پذیری ساختمان‌ها تأمین می‌شود.

6. ضرایب رفتار فعلی چون بر پایه شکل‌پذیری محاسبه نشده‌اند درجه اطمینان همسانی را فراهم نمی‌سازد و قاب‌های بتنی نسبت به سیستم‌های سخت نظیر دیوار برشی حاشیه اطمینان بسیار کمتری دارند.

7. برای تضمین ایمنی سازه در زلزله، باید شکل‌پذیری طلب از ظرفیت شکل‌پذیری سازه تجاوز نکند. ATC راهکاری برای محاسبه ظرفیت شکل‌پذیری و شکل‌پذیری طلب ارائه نمود از این‌رو، وضعیت ایمنی سازه‌ها علیرغم تضمین‌های مصرح در آیین‌نامه مشخص نیست. ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه‌های فولاد و بتن با هدف افزایش شکل‌پذیری و جلوگیری از بروز مدهای شکست ترد و نامطلوب نیز جنبه تجویزی داشته و روشی برای محاسبه شکل‌پذیری در دسترس نیست.

8. زوال مقاومت فشاری ستون‌های بتنی و جهش کرنش در اتصالات فولادی مدهای شکست خطرناکی هستند که باید با وضع ضوابط مناسب کنترل شوند.

9. خطر فروریزی پنکیکی قاب‌های بتنی که شهرها و روستاها را تهدید می‌کند می‌تواند با به‌کارگیری سیستم‌های سخت مانند دیوار برشی و میانقاب مهار شود زیرا به‌کارگیری سیستم‌های سخت مانند دیوار برشی، میانقاب و مهاربند راهکار مناسبی برای کاهش انحراف (دریافت) و مخاطرات ناشی از آن است. تقلیل انحراف باعث کاهش دوران تیرها و ستون‌ها، و تخریب ناشی از تشکیل لولاهای شکست، کم شدن کرنش در تیرها و ستون‌ها، کاستن روند زوال مقاومت فشاری ستون‌ها، و ممانعت از خردشدگی پوسته ستون‌ها و تیرها می‌گردد.

10. **انحراف** (دریافت) شاخص مناسبی برای سنجش خسارات سازه‌ای و غیرسازه‌ای است. نسل آینده آیین‌نامه‌های لرزه‌ای با تهیه طیف انحراف بر حسب مقاومت و زمان تناوب زمینه طراحی بر اساس تغییرشکل را فراهم سازند. در این صورت بدون نیاز به استفاده از ضریب رفتار می‌توان سازه‌ها را طوری طرح کرد که خسارات آنها در زلزله همسنگ باشد.

11. تحلیل سازه به دو روش استاتیکی و دینامیکی الزاماً به نتیجه یکسانی منجر نمی‌شود اعم از اینکه سازه منظم باشد یا نامنظم، بلندتر از ۱۵ طبقه باشد یا کوتاه‌تر. اما دقت این دو روش در برآورد نیروهای داخلی تفاوتی ندارد زیرا پس از تسلیم، توزیع نیروهای داخلی عیناً مانند الگوی توزیع نیروی طرح است. ارزیابی الگوی توزیع نیرو بر اساس انحراف (دریافت) است و تحقیقات نشان داده است طرح با روش دینامیکی خطی الزاماً به انحراف کمتری منجر نمی‌شود.

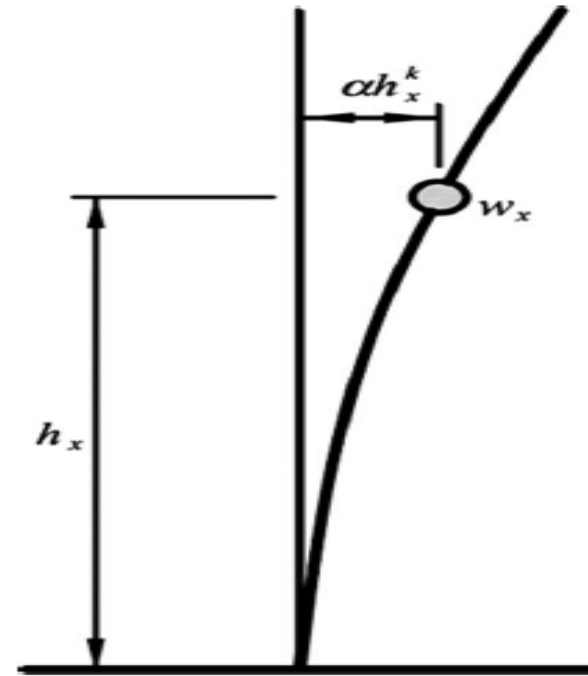
Distribution of Seismic Forces

$$F_x = \omega^2 \alpha h_x^k \frac{w_x}{g}$$

$$V_b = \sum_{i=1}^n \omega^2 \alpha h_i^k \frac{w_i}{g}$$

$$C_{vx} = \frac{F_x}{V_b} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

$$k = 0.5T + 0.75 \leq 2$$

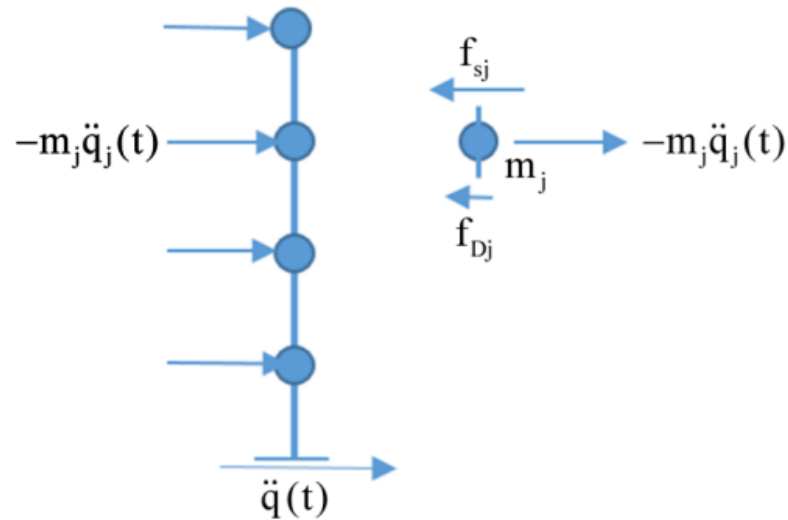


توزیع نیروها بر اساس شکل مد اول شکل C12.8-3 آیین نامه (ASCE7-22, 2022)

ASCE 7-22

- در توجیه علت استفاده از توان k در بند C12.8.2.1 آیین نامه چنین آمده است:
این رابطه بر پایه مدل ساده سازی شده مد اول سازه در شکل زیر استوار است.
- در مورد شکل مد اول آیین نامه چنین میگوید: شکل 3-12.8 c تابعی از k است که بیانگر تاثیر مدهای بالاتر در سازه های با زمان تناوب بزرگتر است. در ادامه آیین نامه اشاره ای به تحقیقات لوپز و کروز (Lopez, 1996) در باره تاثیر مدهای بالا دارد.

ایراد اساسی تحلیل دینامیکی خطی



شکل (۳۶): نیروهای وارد به جرم m_j .

یک سازه (شکل ۳۶) تحت زلزله‌ای با شتاب $\ddot{q}_j(t)$ ، معادله دیفرانسیل حاکم بر حرکت جرم m_j عبارت است از:

$$m_j \ddot{v}_j(t) + f_{Dj} + f_{sj} = -m_j \ddot{q}_j(t) \quad (24)$$

f_{Dj} نیروی میرایی و f_{sj} نیروی مقاوم سازه‌اند که در بازه ارتجاعی برابرند با:

$$f_{Dj} = c_{1j} \dot{v}_1(t) + c_{2j} \dot{v}_2(t) + \dots + c_{nj} \dot{v}_n(t) \quad (25)$$

$$f_{sj} = k_{1j} v_1(t) + k_{2j} v_2(t) + \dots + k_{nj} v_n(t) \quad (26)$$

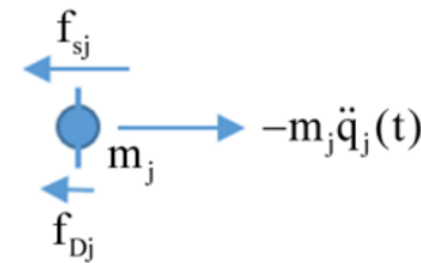
این بدین معنا است که عناصر این ماتریس k_{ij} شروع به کاهش می کنند و به تدریج تعدادی از این عناصر صفر خواهند شد و رابطه (۲۶) تغییر می کند. مثلاً با تشکیل یک لولای خمیری در درجه آزادی ۲، نیروی انتقالی از آن به سایر درجات آزادی ثابت خواهند ماند و نیروی مقاوم در همه درجات آزادی به صورت زیر تغییر می کند:

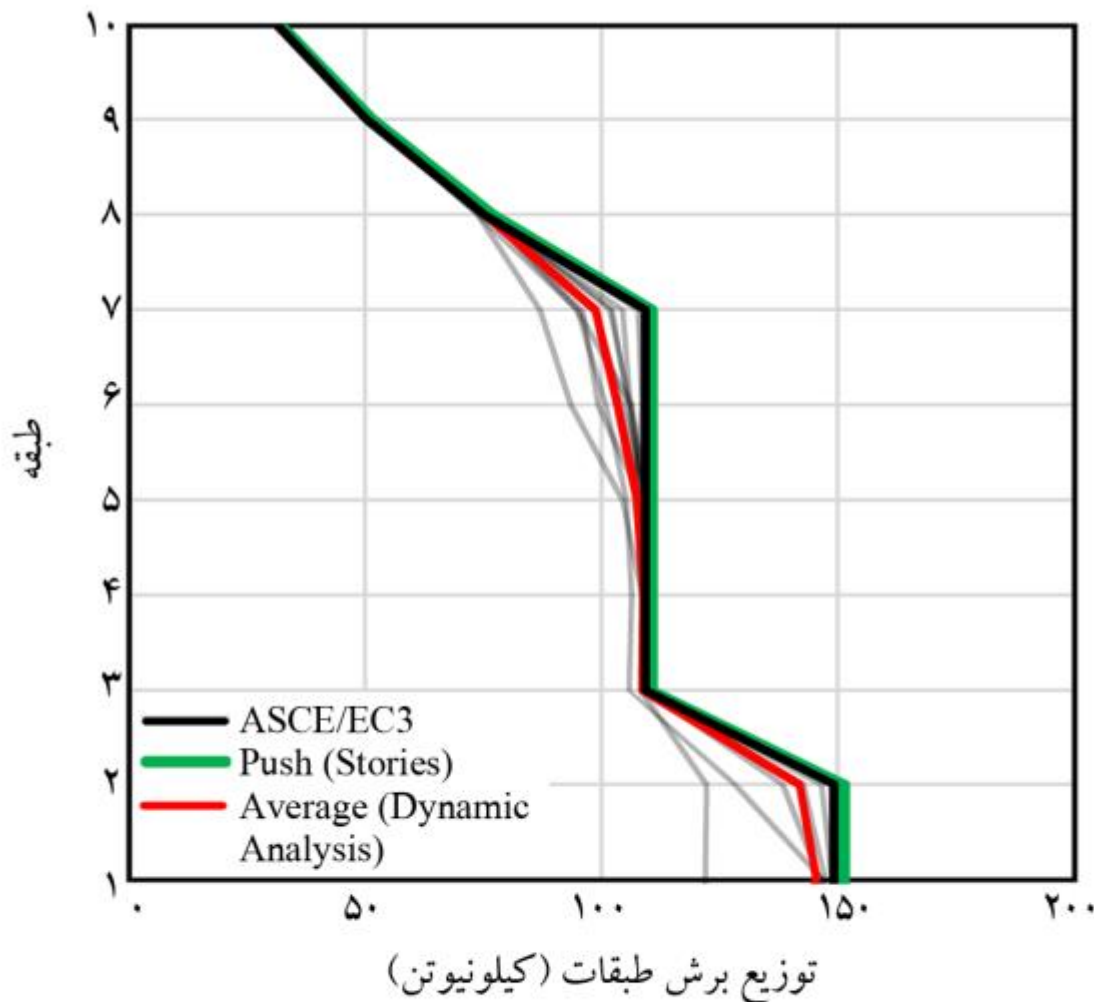
$$f_{sj} = k_{1j}v_1(t) + \boxed{f_{2jy}} + k_{3j}v_3(t) + \dots + k_{nj}v_n(t) \quad (27)$$

بدیهی است معادلات دیفرانسیل حرکت ۲۴ نیز به تبع آن تغییر می کند و جابه جایی ها و نیروها نسبت به حالت خطی متفاوت خواهد بود. پس از تشکیل لولاهای خمیری به تعداد کافی و تسلیم کامل سازه، داریم:

$$f_{sj} = \boxed{f_{1jy} + f_{2jy} + \dots + f_{njy} = f_{jy}} \quad (28)$$

$$m_j \ddot{v}_j(t) + f_{Dj} + f_{sj} = -m_j \ddot{q}_j(t)$$





شکل (۳۷): مقایسه برش طبقات در زلزله‌های مختلف با نیروی آیین‌نامه.

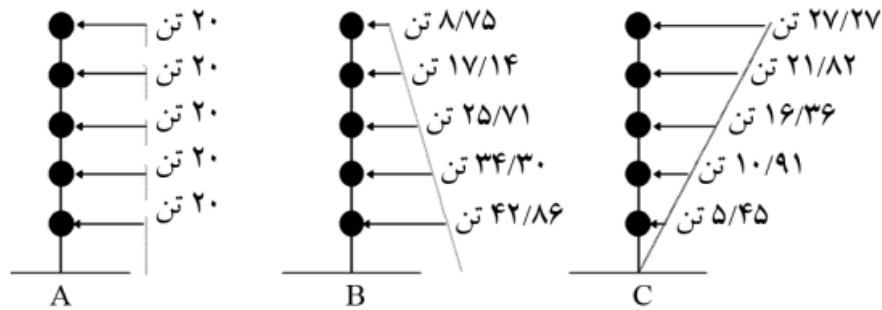
پس نیروی مقاوم سازه در همه درجات آزادی به حد تسلیم خود f_{ly} ، f_{2y} ، ... رسیده و با جمع جبری این مقادیر (که برخی ممکن است منفی باشند) برش تسلیم طبقه زام به دست می‌آید.

پس می‌توان نتیجه گرفت که پس از تسلیم سازه، نیروهای زلزله صرفاً تابع مقاومت سازه بوده و هیچ وابستگی به زلزله ندارند و مود ارتعاشی چندان نقش مشخصی ندارد زیرا معادله ۲۷ از محدوده خطی خارج شده و مدهای ارتعاشی در هر لحظه تغییر می‌کنند. برش هر طبقه تحت یک زلزله دلخواه همواره کمتر و یا مساوی برش تسلیم آن طبقه است. شکل (۳۷) به خوبی صحت

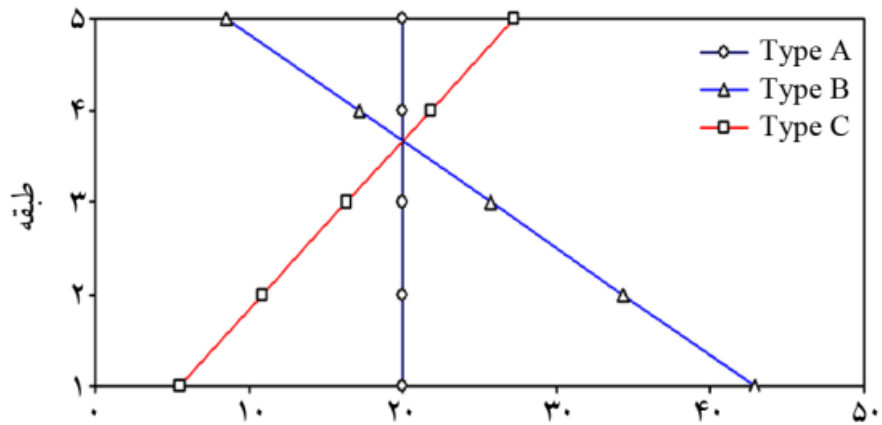
این مطلب را نشان می‌دهد. قاب ده طبقه فولادی طبق آیین‌نامه ASCE7 طراحی و تحت زلزله‌های مختلف قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد در تمام طبقات برش ایجاد شده در کلیه زلزله‌ها کمتر یا برابر برش طرح است.

مقایسه توزیع نیروهای دینامیکی در حالات خطی و غیرخطی

توزیع در حالت خطی ربطی به مقاومت ندارد و تابع زمان تناوب، توزیع سختی و زلزله است
برعکس، در حالت غیرخطی ربطی به زمان تناوب، توزیع سختی و زلزله نداشته و صرفاً تابع توزیع مقاومت است

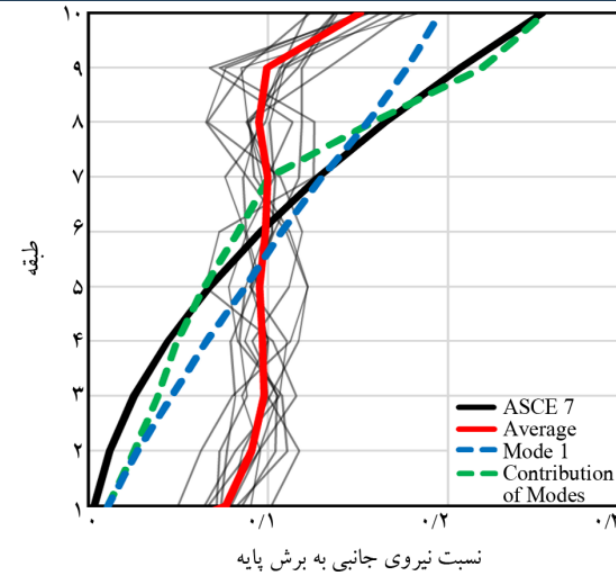


(الف)



(ب)

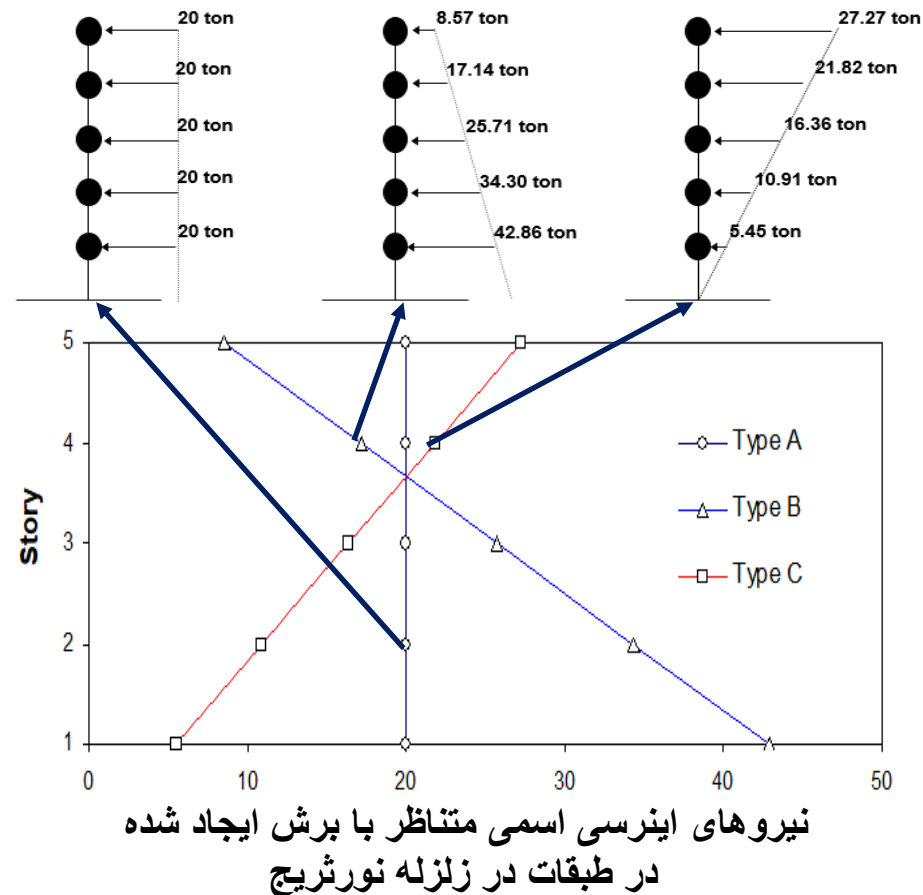
شکل (۳۸): نیروهای اینرسی اسمی متناظر با برش ایجاد شده در طبقات در زلزله نورتریج.

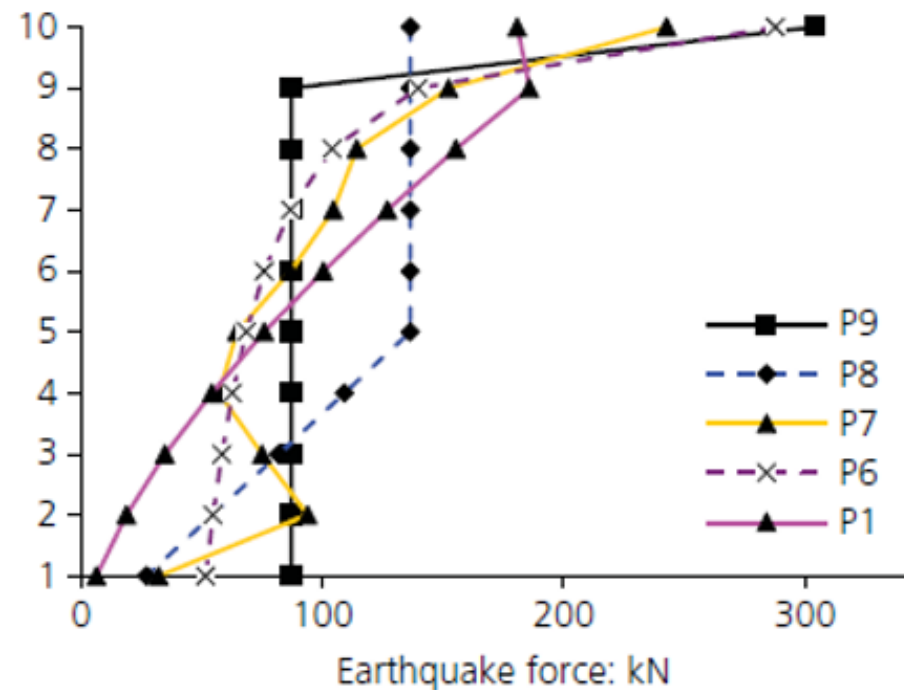


شکل (۳۳): مقایسه توزیع نیروی اینرسی اسمی برای ساختمان‌های فولادی ۳ و ۱۰ طبقه با توزیع آیین‌نامه (ASCE7-22, 2022).

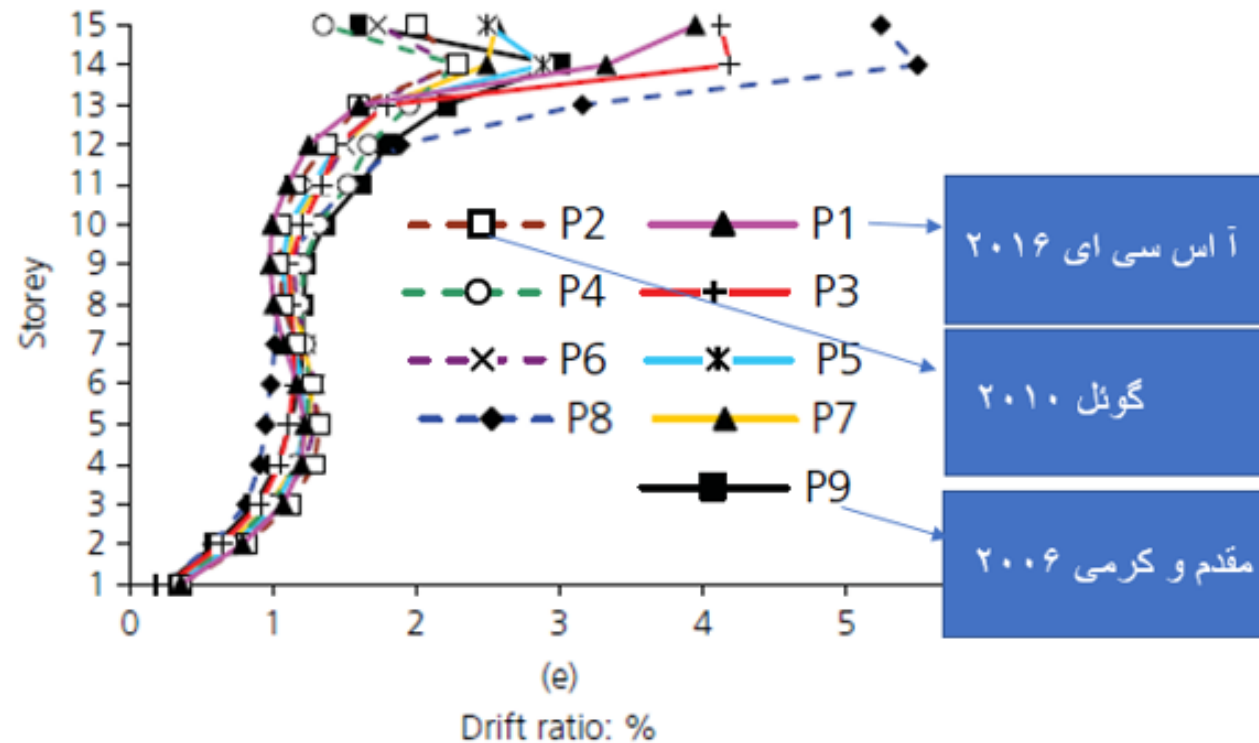
Accuracy of Different Load Patterns

ملاحظه می‌گردد که نیروهای اینرسی اسمی ایجاد شده برای هریک از این مدلها عینا مانند مدل مزبور است. پس دقت هر سه الگو در پیش بینی نیروهای ایجاد شده در زلزله ۱۰۰٪ بوده است. این تحلیل برای زلزله های دیگری نیز انجام و عینا همین نتیجه تکرار آمد. پس میتوان نتیجه گرفت نیروهای ایجاد شده پس از تسلیم ربطی به زلزله نداشته و عینا مانند الگوی توزیع نیروی بکار رفته در طراحی میباشند. از این رو، هر دو روش استاتیکی و دینامیکی خطی نیروهای زلزله را با دقت کامل برآورد میکنند. در اینجا این سوال پیش می آید که کدام بهتر است؟





ارزیابی الگوی توزیع نیرو بر اساس توفیق آن در کاستن از خرابیهای زلزله انجام میشود نه برآورد درست نیروهای ایجاد شده در زلزله. الگوی توزیع در واقع ابزاری است برای توزیع مقاومت و سختی در سازه. استفاده از الگوهای توزیع مختلف و یا توزیع بر اساس تحلیل دینامیکی خطی همگی منجر به آرایش خاصی از توزیع مقاومت و سختی میشوند. سازه هایی که بر اساس این الگوها طرح شده اند در معرض زلزله دچار مقداری خرابی میشوند. الگویی مناسبتر است که منجر به خرابی کمتری شود. بر همین اساس محققان به جستجوی الگوهایی پرداخته اند که بتواند از الگوی توزیع متداول بهتر عمل کند. نمونه ای از این الگوها در نمودارهای P2 تا P9 به نقل از این محققان آمده است: (Goel, 2010)، (Hajirasouliha & Moghaddam, 2009)، (Park, 2007)، (BJI (Building Center of Japan), 1997)، (Deguchi, 2008)، (Kato, 1982)، (Motamedi & Nateghi, 2008) و (Moghaddam & Karami, 2006). نمودار P1 در این شکل الگوی توزیع (ASCE7-22, 2022) میباشد.

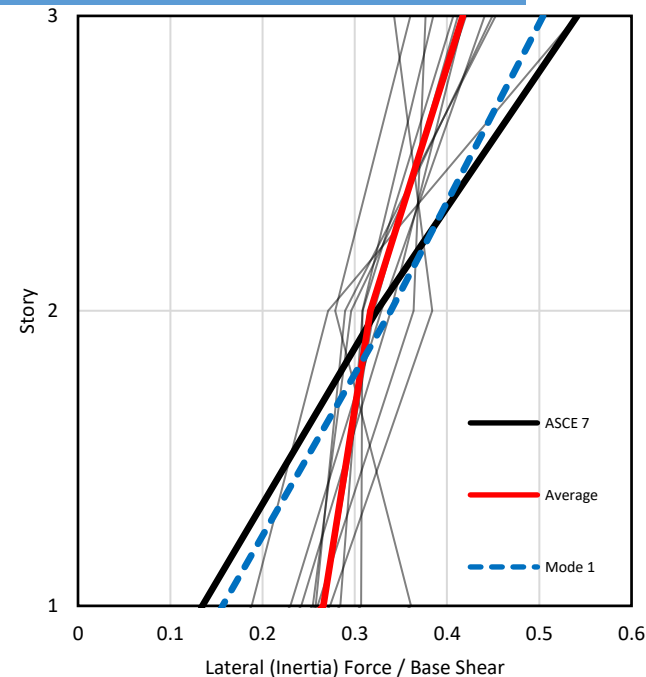
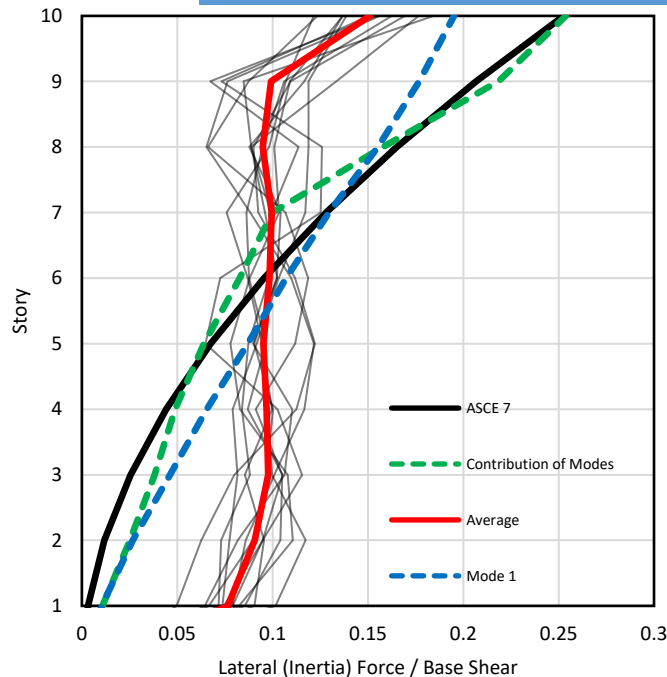


به منظور ارزیابی الگوها، تعدادی قاب خمشی فولادی بر اساس این الگوها طرح و در معرض زلزله های مختلف قرار گرفت (Moghaddam, H., 2018). میانگین انحراف (دریفت) این سازه ها در شکل نشان میدهد که برخی از الگوها نسبت به آیین نامه و بقیه الگوها عملکرد بهتری داشته اند.

میانگین انحراف مدل های قاب خمشی فولادی طراحی شده با الگوهای توزیع مختلف

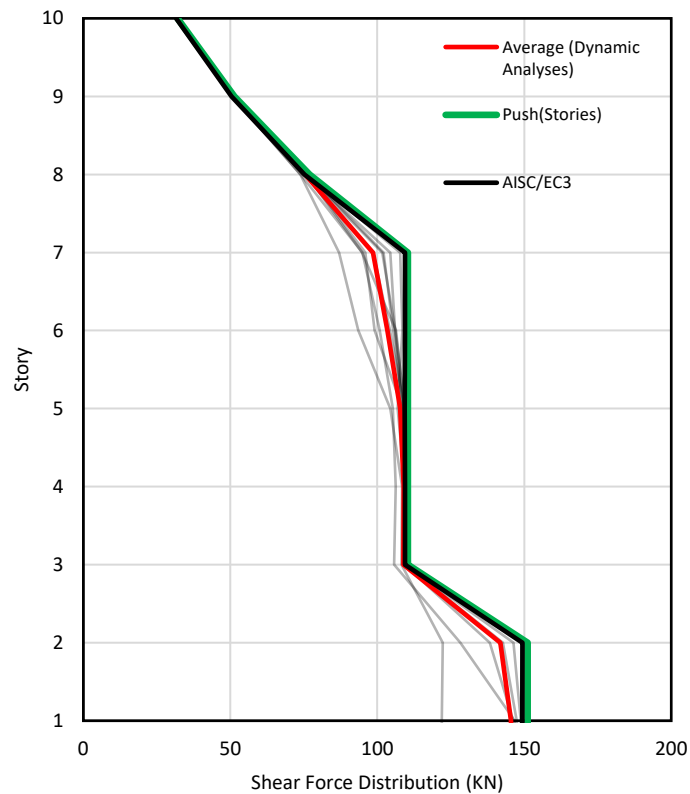
Accuracy of the Code: Linear Analyses

نتایج نشان میدهد توزیع نیروها در هیچ زلزله ای با توزیع آیین نامه انطباق ندارد.
حتی میانگین پاسخ زلزله ها نیز هیچ تطابقی با توزیع مفروض آیین نامه ندارد.



مقایسه توزیع نیروی اینرسی اسمی برای ساختمانهای فولادی ۳ و ۱۰ طبقه با توزیع آیین نامه (ASCE7-22, 2022)
این قابهای خمشی فولادی طبق ضوابط آیین نامه ۲۸۰۰ طرح و تحت ۱۲ زلزله قرار گرفته اند

Accuracy of the Code: Nonlinear Analyses

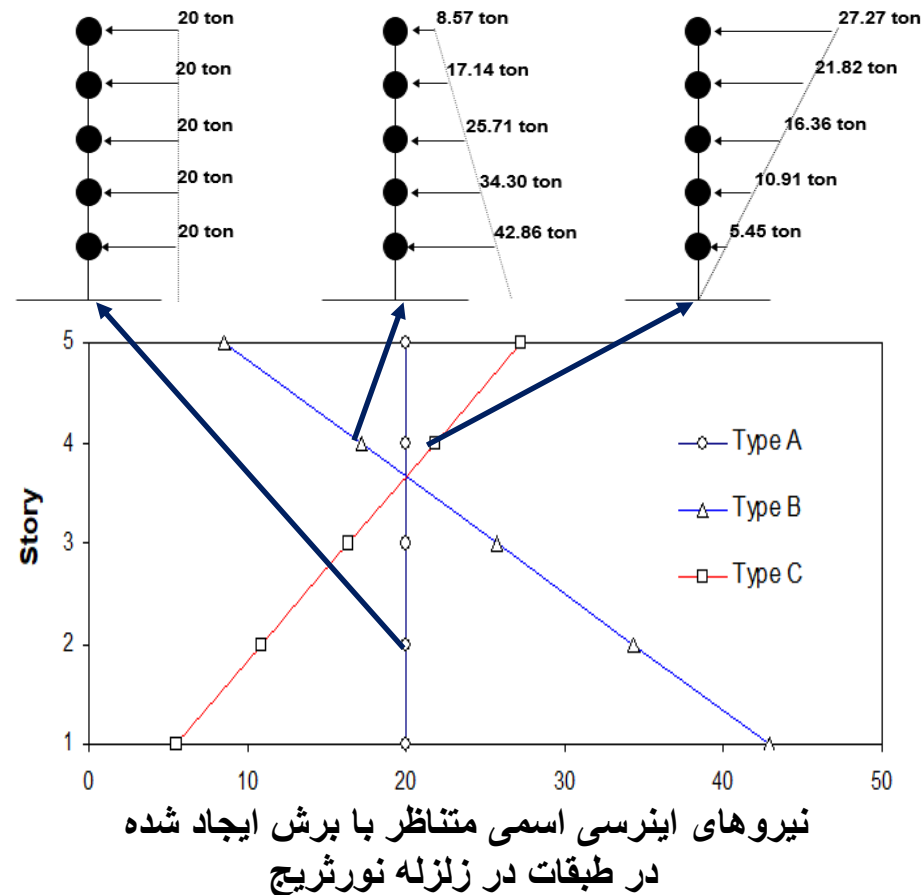


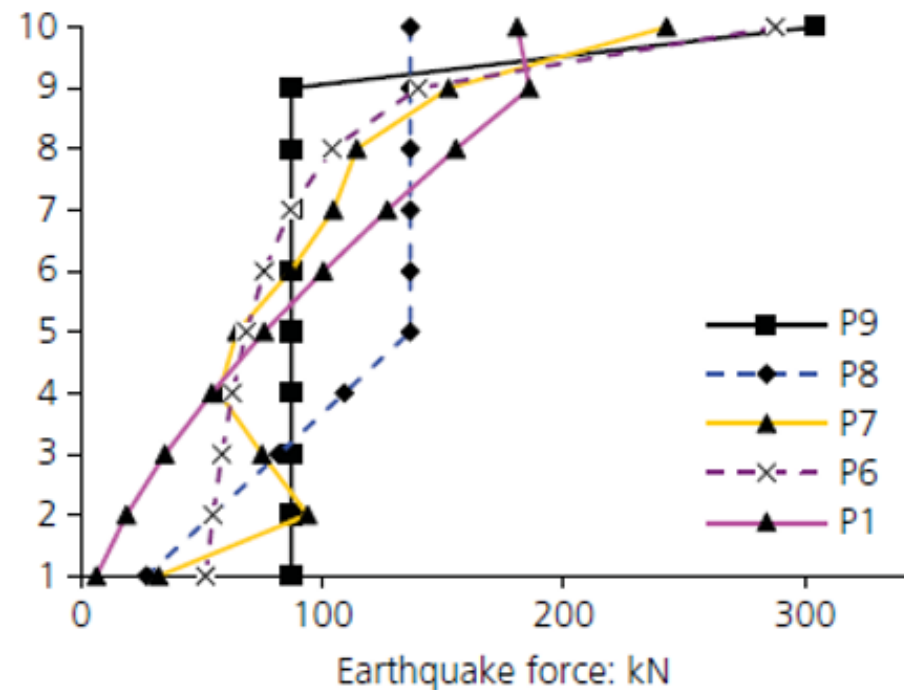
در بازه غیرخطی برش هر طبقه تحت یک زلزله دلخواه همواره کمتر و یا مساوی برش تسلیم آن طبقه است. شکل مقابل به خوبی صحت این مطلب را نشان میدهد. قاب ده طبقه فولادی طبق آیین نامه آاس سی ای ۷ طراحی و تحت زلزله های مختلف قرار گرفته است. نتایج نشان میدهد در تمام طبقات برش ایجاد شده در کلیه زلزله ها کمتر یا برابر برش طرح است.

مقایسه برش طبقات در زلزله های مختلف با نیروی آیین نامه

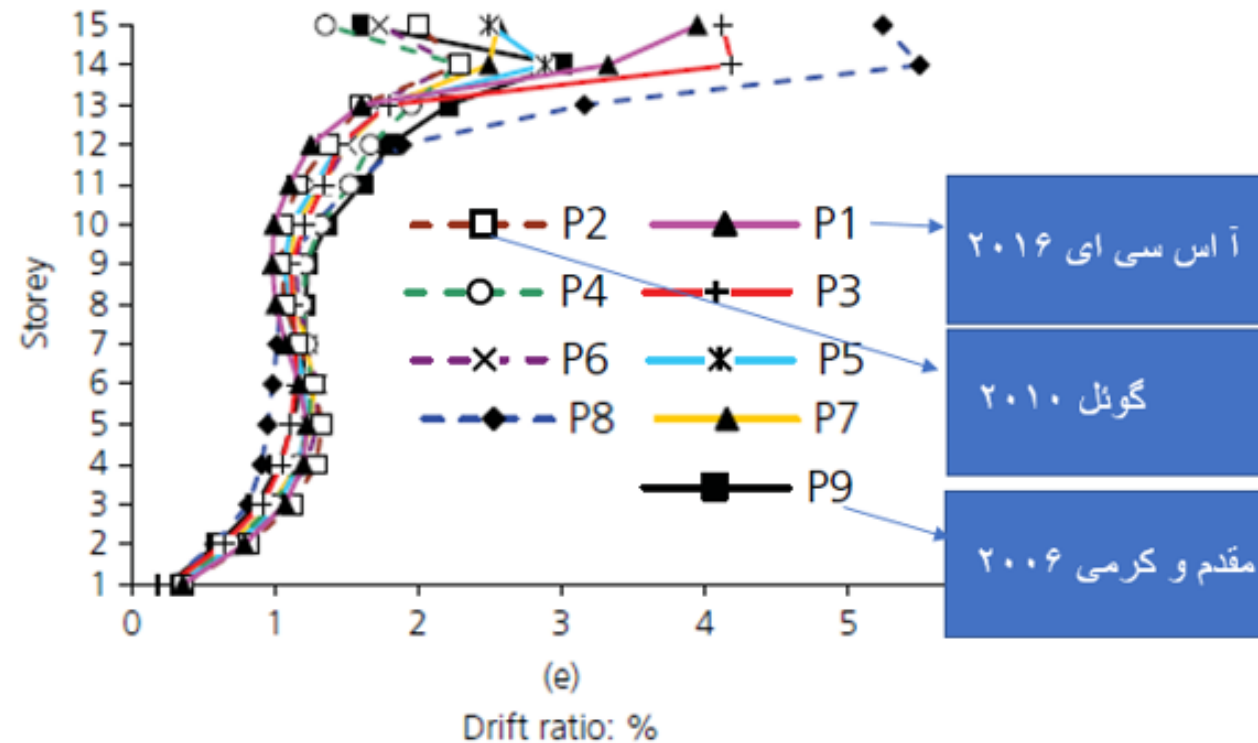
Accuracy of Different Load Patterns

ملاحظه می‌گردد که نیروهای اینرسی اسمی ایجاد شده برای هریک از این مدلها عینا مانند مدل مزبور است. پس دقت هر سه الگو در پیش بینی نیروهای ایجاد شده در زلزله ۱۰۰٪ بوده است. این تحلیل برای زلزله های دیگری نیز انجام و عینا همین نتیجه تکرار آمد. پس میتوان نتیجه گرفت نیروهای ایجاد شده پس از تسلیم ربطی به زلزله نداشته و عینا مانند الگوی توزیع نیروی بکار رفته در طراحی میباشند. از این رو، هر دو روش استاتیکی و دینامیکی خطی نیروهای زلزله را با دقت کامل برآورد میکنند. در اینجا این سوال پیش می آید که کدام بهتر است؟





ارزیابی الگوی توزیع نیرو بر اساس توفیق آن در کاستن از خرابیهای زلزله انجام میشود نه برآورد درست نیروهای ایجاد شده در زلزله. الگوی توزیع در واقع ابزاری است برای توزیع مقاومت و سختی در سازه. استفاده از الگوهای توزیع مختلف و یا توزیع بر اساس تحلیل دینامیکی خطی همگی منجر به آرایش خاصی از توزیع مقاومت و سختی میشوند. سازه هایی که بر اساس این الگوها طرح شده اند در معرض زلزله دچار مقداری خرابی میشوند. الگویی مناسبتر است که منجر به خرابی کمتری شود. بر همین اساس محققان به جستجوی الگوهایی پرداخته اند که بتواند از الگوی توزیع متداول بهتر عمل کند. نمونه ای از این الگوها در نمودارهای P2 تا P9 به نقل از این محققان آمده است: (Goel, 2010)، (Hajirasouliha & Moghaddam, 2009)، (Park, 2007)، (BJI (Building Center of Japan), 1997)، (Deguchi, 2008)، (Kato, 1982)، (Motamedi & Nateghi, 2008) و (Moghaddam & Karami, 2006). نمودار P1 در این شکل الگوی توزیع (ASCE7-22, 2022) میباشد.



به منظور ارزیابی الگوها، تعدادی قاب خمشی فولادی بر اساس این الگوها طرح و در معرض زلزله های مختلف قرار گرفت (Moghaddam, H., 2018). میانگین انحراف (دریفت) این سازه ها در شکل نشان میدهد که برخی از الگوها نسبت به آیین نامه و بقیه الگوها عملکرد بهتری داشته اند.

میانگین انحراف مدل‌های قاب خمشی فولادی طراحی شده با الگوهای توزیع مختلف



شنا خلاف جهت رودخانه؟!

• آاس سی ای ۷-۱۶: حدود ۵۰۰ نفر کارشناس زلزله

Subcommittee on Seismic Loads

John D. Hooper, P.E., S.E., F.SEI, F.ASCE, *Chair*
James G. Soules, P.E., S.E., P.Eng, SECB, F.SEI, F.ASCE,
Vice-Chair

Robert E. Bachman, P.E., S.E., F.SEI, MASCE, *Past-Chair*
Conrad A. Hohener, P.E., MASCE, *Secretary*
Hassain E. Bhatia, P.E., S.E., MASCE
David R. Bonneville, MASCE
Martin R. Button, Ph.D., P.E., MASCE
Finley A. Charney, Ph.D., P.E., F.SEI, F.ASCE
Kelly E. Cobeen, P.E., S.E., MASCE
Charles B. Crouse, Ph.D., P.E., MASCE
Satyendra K. Ghosh, Ph.D., F.SEI, F.ASCE
John D. Gillengerten
Ronald O. Hamburger, P.E., F.SEI
Robert D. Hanson, Ph.D., P.E., F.ASCE
John L. Harris, III, Ph.D., S.E., P.E., SECB, F.SEI, MASCE
James R. Harris, P.E., Ph.D., F.SEI, F.ASCE, NAE
Thomas F. Heausler, P.E., S.E., MASCE
Y. Henry F. Huang, P.E., MASCE
Edwin T. Huston, P.E., F.SEI, MASCE
Martin W. Johnson, P.E., S.E., MASCE
Dominic J. Kelly, P.E., S.E., MASCE
Ryan A. Kersting, P.E., S.E., MASCE
Jon P. Kiland, P.E., S.E., MASCE
Charles A. Kircher, Ph.D., P.E., MASCE
Vladimir G. Kochkin, A.M.ASCE
James S. Lai, P.E., P.E., MASCE
Philip R. Line, MASCE
Sanjeev R. Malashie, Ph.D., P.E., S.E., F.ASCE
Bonnie E. Manley, P.E., F.SEI, MASCE
Igor F. Marinovic, P.E., MASCE
Ronald L. Mayes, Ph.D., P.E., MASCE
Kevin S. Moore, P.E., MASCE
Robert G. Pekelnicky, P.E., S.E., MASCE
Maurice S. Power, P.E., D.GE, F.ASCE
Rafael E. Sabelli, P.E., S.E., MASCE
Gwenyth R. Searer, P.E., S.E., MASCE
Matthew R. Senechal, P.E., MASCE
William L. Shoemaker, Ph.D., P.E., F.SEI, F.ASCE
John F. Silva, P.E., S.E., F.ASCE
Jonathan C. Siu, P.E., S.E., MASCE
Harold O. Sprague, Jr., P.E., F.ASCE
Mai Tong
Eric H. Wey, P.E.
Tom C. Xia, P.E., MASCE
Ben E. Yousefi, P.E., S.E., MASCE
Associate Members
Dennis A. Alvarez, P.E., MASCE
Victor D. Azzi, P.E., MASCE
Scott E. Brennan, Ph.D., P.E., S.E., MASCE
Alexander F. Bykovtsev, Ph.D., P.E.
Philip J. Caldwell, A.M.ASCE
Dominic F. Campi, S.E., MASCE
James A. Carlson
Robert N. Chittenden, P.E., F.ASCE
Brian L. Dancer, P.E., S.E., MASCE
Mukil L. Das, Ph.D., P.E., F.ASCE
Bradford K. Douglas, P.E., MASCE
William J. Egan, Jr., P.E., L.S., MASCE
Gary J. Ehrlich, P.E., MASCE
Stephen L. Fisher, P.E., S.E., MASCE
Bora Gencturk, A.M.ASCE
Rakesh K. Goel, Ph.D., P.E., F.SEI, F.ASCE
Emily M. Guglielmo, P.E., S.E., F.ASCE
Mahmoud M. Hachem, P.E., MASCE
Su F. Hao, C.Eng, AflMASCE
Kyle D. Harris, P.E., MASCE
Wael M. Hassan, P.E., S.E., MASCE
Gerald L. Hatch, P.E., L.S., MASCE
Ronald W. Haupt, P.E., MASCE
Michael F. Howell, P.E., MASCE
Omar A. Jaradat, Ph.D., P.E., D.PE, MASCE
Jerrod G. Johnson
Peyman D. Kavian, Ph.D., P.E., MASCE
Hayne E. Kim, Ph.D., P.E., S.E., MASCE
Nina K. Krsteva, P.E.
Jennifer Lan
Ronald W. LaPlante, P.E., S.E., MASCE
Thang Huu Le, P.E., S.E., MASCE
Jeffrey D. Linville, P.E., MASCE
John V. Loscheider, P.E., MASCE
Nicolas Lucco, A.M.ASCE, *Liaison Member*
Y. Henry F. Huang, P.E., MASCE
Gary E. Mansell, P.E., P.L.S., MASCE
James Marone
Justin D. Marshall, Ph.D., P.E., MASCE
Ricardo A. Medina, Ph.D., P.E., MASCE
Troy A. Morgan, P.E., MASCE
Jordan L. Morris, P.E., S.E., MASCE
Rudy E. Mullia, P.E., S.E., MASCE
Aspasia Nikolaou, Ph.D., P.E., F.ASCE
Thomas J. North, P.E., F.ASCE
Sanaz Rezaei, *Liaison Member*
Nicholas D. Robinson, A.M.ASCE
William N. Scott, P.E., S.E., SECB, MASCE
Bill Staehlin
Andrew D. Stark, P.E., S.E., MASCE
Sayed E. Stoman, Ph.D., P.E., S.E., MASCE
Paul O. Stuart, P.E., MASCE
Thomas J. Szwerczyk, P.E., S.E., MASCE
Aaron M. Talbot, P.E., S.E.
John M. Tehaney, P.E., S.E., MASCE
Matthew J. Tobolski, Ph.D., P.E., S.E., MASCE
Chris Tokas
Brian E. Trimble, P.E., MASCE
Frederick M. Turner, P.E., S.E., MASCE
Victoria B. Valentine, P.E., S.E., MASCE
Miles E. Waltz, Jr., P.E., MASCE
Brian D. Wiese, P.E., S.E., MASCE
Truong-Shuoh E. Yang, P.E., S.E., MASCE
Zia E. Zafir, G.E., P.E., MASCE
Saiying R. Zhou, P.E.
Neil M. Hawkins, Ph.D., F.SEI, Dist.MASCE

Seismic Task Committee on Administration and Quality Assurance

Jonathan C. Siu, P.E., S.E., MASCE, *Chair*
John D. Hooper, P.E., S.E., F.SEI, F.ASCE
Y. Henry F. Huang, P.E., MASCE
Philip R. Line, MASCE
Bonnie E. Manley, P.E., F.SEI, MASCE
Victoria B. Valentine, P.E., MASCE

Seismic Task Committee on Concrete

Satyendra K. Ghosh, Ph.D., F.SEI, F.ASCE, *Chair*
Hassain E. Bhatia, P.E., S.E., MASCE, *Vice-Chair*
James R. Harris, P.E., Ph.D., F.SEI, F.ASCE, NAE
Dominic J. Kelly, P.E., S.E., MASCE
Stephen P. Schneider, A.M.ASCE
Matthew R. Senechal, P.E., MASCE
John F. Silva, P.E., S.E., F.ASCE

Andrew D. Stark, P.E., S.E., MASCE
somas J. Szwerczyk, P.E., S.E., MASCE
ndrew W. Taylor, Ph.D., S.E., MASCE

Seismic Task Committee on Foundations and Site Conditions

artin W. Johnson, P.E., S.E., MASCE, *Chair*
Robert E. Bachman, P.E., S.E., F.SEI, MASCE
avid R. Bonneville, MASCE
lexander F. Bykovtsev, Ph.D., P.E.
ominic F. Campi, S.E., MASCE
harles B. Crouse, Ph.D., P.E., MASCE
ark A. Hershsberg, P.E., S.E., MASCE
onald W. LaPlante, P.E., S.E., MASCE
ang H. Le, P.E., S.E., MASCE
spasia Nikolaou, Ph.D., P.E., F.ASCE
bert G. Pekelnicky, P.E., S.E., MASCE
aurice S. Power, P.E., D.GE, F.ASCE
on Chuan Xia, P.E., MASCE
a E. Zafir, G.E., P.E., MASCE

Seismic Task Committee on General Provisions

n P. Kiland, P.E., S.E., MASCE, *Chair*
nley A. Charney, Ph.D., P.E., F.SEI, F.ASCE
bert N. Chittenden, P.E., F.ASCE
ian L. Dancer, P.E., S.E.
ukil L. Das, Ph.D., P.E., F.ASCE
tyendra K. Ghosh, Ph.D., F.SEI, F.ASCE
nily M. Guglielmo, P.E., S.E., F.ASCE
bn L. Harris, III, Ph.D., S.E., P.E., SECB, F.SEI, MASCE
somas F. Heausler, P.E., S.E., MASCE
ark A. Hershsberg, P.E., S.E., MASCE
ural A. Hohener, P.E., MASCE
ichael F. Howell, P.E., MASCE
Henry F. Huang, P.E., MASCE
Jwin T. Huston, P.E., F.SEI, MASCE
rian A. Kersting, P.E., S.E., MASCE
nifer Lan
onald W. LaPlante, P.E., S.E., MASCE
ilip R. Line, MASCE
ustafa A. Mahamid, Ph.D., P.E., S.E., F.ASCE
annie E. Manley, P.E., F.SEI, MASCE
or F. Marinovic, P.E., MASCE
Victor D. Azzi, Ph.D., P.E., S.E., MASCE
spasia Nikolaou, Ph.D., P.E., F.ASCE
bert G. Pekelnicky, P.E., S.E., MASCE
stef E. Sabelli, P.E., S.E., MASCE
il Staehlin
yed E. Stoman, Ph.D., P.E., S.E., MASCE
ederick M. Turner, P.E., S.E., MASCE
n E. Yousefi, P.E., S.E., MASCE

Seismic Task Committee on Nonbuilding Structures

J. Gregory Soules, P.E., S.E., P.Eng, SECB, F.SEI, F.ASCE, *Chair*
Eric H. Wey, P.E., *Vice-Chair*
Brian D. Wiese, P.E., S.E., MASCE, *Secretary*
Victor D. Azzi, Ph.D., P.E., S.E., MASCE
Robert E. Bachman, P.E., S.E., F.SEI, MASCE
Vincent F. Borov, P.E., MASCE
Philip J. Caldwell, A.M.ASCE
Kyle D. Harris, P.E., MASCE
Ronald W. Haupt, P.E., MASCE
Thomas F. Heausler, P.E., S.E., MASCE
Nina K. Krsteva, P.E.
Sanjeev R. Malashie, Ph.D., P.E., S.E., F.ASCE
Gary E. Mansell, P.E., P.L.S., MASCE
Ricardo A. Medina, Ph.D., P.E., MASCE
yle D. Harris, P.E., S.E., MASCE
Rudy E. Mullia, P.E., S.E., MASCE
Javed E. Muzh, P.E., S.E., F.SEI, F.ASCE
Nicholas D. Robinson, A.M.ASCE
William N. Scott, P.E., S.E., SECB, MASCE
John F. Silva, P.E., S.E., F.ASCE
Harold O. Sprague, Jr., P.E., F.ASCE
Nicholas D. Robinson, A.M.ASCE
Sayed E. Stoman, Ph.D., P.E., S.E., MASCE
Reid E. Strain, P.E., P.Eng, MASCE
Aaron M. Talbot, P.E., S.E.

Seismic Task Committee on Simplified General Provisions

somas F. Heausler, P.E., S.E., MASCE, *Chair*
yle D. Harris, P.E., S.E., MASCE
mes R. Harris, P.E., Ph.D., F.SEI, F.ASCE, NAE
hn D. Hooper, P.E., S.E., F.ASCE
ladimir G. Kochkin, A.M.ASCE
nifer Lan
ilip R. Line, MASCE
annie E. Manley, P.E., F.SEI, MASCE
icholas D. Robinson, A.M.ASCE
wenyth R. Searer, P.E., S.E., MASCE
atthew R. Senechal, P.E., MASCE

Andrew D. Stark, P.E., S.E., MASCE
Thomas J. Szwerczyk, P.E., S.E., MASCE

Seismic Task Subcommittee on Nonlinear General Provisions

Ronald O. Hamburger, P.E., F.SEI, *Chair*
Robert E. Bachman, P.E., S.E., F.SEI, MASCE
Scott D. Campbell, Ph.D., P.E., MASCE
Finley A. Charney, Ph.D., P.E., F.SEI, F.ASCE
John L. Harris, III, Ph.D., S.E., P.E., SECB, F.SEI, MASCE
Sanjeev R. Malashie, Ph.D., P.E., S.E., F.ASCE
Justin D. Marshall, Ph.D., P.E., MASCE
Robert G. Pekelnicky, P.E., S.E., MASCE
Nicholas D. Robinson, A.M.ASCE
Rafael E. Sabelli, P.E., S.E., MASCE
Stephen P. Schneider, A.M.ASCE
Reid F. Zimmerman, P.E., MASCE

Seismic Task Committee on Ground Motions

Charles B. Crouse, Ph.D., P.E., MASCE, *Chair*
Robert E. Bachman, P.E., S.E., F.SEI, MASCE
Russell A. Borkowitz
Alexander F. Bykovtsev, Ph.D., P.E.
Philip J. Caldwell, A.M.ASCE
Nicolas Lucco, A.M.ASCE
Aspasia Nikolaou, Ph.D., P.E., F.ASCE
Maurice S. Power, P.E., D.GE, F.ASCE
David J. Whitehead, P.E., MASCE
Brian D. Wiese, P.E., S.E., MASCE
Zia E. Zafir, G.E., P.E., MASCE

Seismic Task Committee on Masonry

Edwin T. Huston, P.E., F.SEI, MASCE, *Chair*
James R. Harris, P.E., Ph.D., F.SEI, F.ASCE, NAE
Jordan L. Morris, P.E., S.E., MASCE
Gwenyth R. Searer, P.E., S.E., MASCE
John M. Tehaney, P.E., S.E., MASCE
Brian E. Trimble, P.E., MASCE
Frederick M. Turner, P.E., S.E., MASCE

Seismic Task Committee on Nonbuilding Structures

J. Gregory Soules, P.E., S.E., P.Eng, SECB, F.SEI, F.ASCE, *Chair*
Eric H. Wey, P.E., *Vice-Chair*
Brian D. Wiese, P.E., S.E., MASCE, *Secretary*
Victor D. Azzi, Ph.D., P.E., S.E., MASCE
Robert E. Bachman, P.E., S.E., F.SEI, MASCE
Vincent F. Borov, P.E., MASCE
Philip J. Caldwell, A.M.ASCE
Kyle D. Harris, P.E., MASCE
Ronald W. Haupt, P.E., MASCE
Thomas F. Heausler, P.E., S.E., MASCE
Nina K. Krsteva, P.E.
Sanjeev R. Malashie, Ph.D., P.E., S.E., F.ASCE
Gary E. Mansell, P.E., P.L.S., MASCE
Ricardo A. Medina, Ph.D., P.E., MASCE
yle D. Harris, P.E., S.E., MASCE
Rudy E. Mullia, P.E., S.E., MASCE
Javed E. Muzh, P.E., S.E., F.SEI, F.ASCE
Nicholas D. Robinson, A.M.ASCE
William N. Scott, P.E., S.E., SECB, MASCE
John F. Silva, P.E., S.E., F.ASCE
Harold O. Sprague, Jr., P.E., F.ASCE
Nicholas D. Robinson, A.M.ASCE
Sayed E. Stoman, Ph.D., P.E., S.E., MASCE
Reid E. Strain, P.E., P.Eng, MASCE
Aaron M. Talbot, P.E., S.E.

Tehaney, P.E., S.E., MASCE
J. Tobolski, Ph.D., P.E., S.E., MASCE
afir, G.E., P.E., MASCE

Task Committee on Nonstructural Components

Silva, P.E., S.E., F.SEI, MASCE, *Chair*
Gillengerten, *Vice-Chair*
A. Alvarez, P.E., MASCE
J. Bachman, P.E., S.E., F.ASCE
E. Bhatia, P.E., S.E., MASCE
I. Brocken, P.E.
Caldwell, A.M.ASCE
Campbell, Ph.D., P.E., MASCE
arlon
Damianick, P.E., S.E., MASCE
J. Eder, P.E., MASCE
I. Fisher, P.E., S.E., MASCE
I. Gilani, P.E., S.E., MASCE
Harris, P.E., MASCE
W. Haupt, P.E., MASCE
Hawkinson, P.E., MASCE
Hershsberg, P.E., S.E., MASCE
G. Hoenegger, MASCE
Hutchinson, Ph.D., P.E., MASCE
gratta
Kelce, P.E., S.E., R.L.S., F.ASCE
W. LaPlante, P.E., S.E., MASCE
Lloyd, A.M.ASCE
Loscheider, P.E., MASCE
J. Lyons
Mansell, P.E., P.L.S., MASCE
Maske, P.E., MASCE
A. Medina, Ph.D., P.E., MASCE
Morgan, P.E., S.E., MASCE
Mullia, P.E., S.E., MASCE
I. Neckel, AflMASCE
ernun
M. Roschin
J. Rolf-Christian
S. Sadler, P.E., MASCE
N. Scott, P.E., S.E., SECB, MASCE
man
oulages
ry Soules, P.E., S.E., P.Eng, SECB, F.SEI, F.ASCE
J. Sprague, Jr., P.E., F.ASCE
C. Straight, P.E., MASCE
Stuart, P.E., MASCE
J. Tobolski, Ph.D., P.E., S.E., MASCE
K. Valentine, P.E., MASCE
B. Valentine, P.E., MASCE
W. Wiese, P.E., S.E., MASCE
uan Xia, P.E., MASCE

Task Committee on Seismic Isolation

J. Mayes, Ph.D., P.E., MASCE, *Chair*
J. Button, Ph.D., P.E., MASCE, *Vice-Chair*
ukien, P.E., MASCE
Avitran, Ph.D., P.E., MASCE
J. Bachman, P.E., S.E., F.SEI, MASCE
F. Black, P.E., S.E., MASCE
Giammona
J. Gilani, P.E., S.E., MASCE
J. Hanson, Ph.D., P.E., F.ASCE
ao, C.Eng, AflMASCE

Task Committee on Steel

Bonnie E. Manley, P.E., F.SEI, MASCE, *Co-Chair*
Rafael E. Sabelli, P.E., S.E., MASCE, *Co-Chair*
Su F. Hao, C.Eng, AflMASCE
Ryan A. Kersting, P.E., S.E., MASCE
Hayne E. Kim, Ph.D., P.E., S.E., MASCE
Roberto T. Leon, Ph.D., P.E., F.SEI, Dist.MASCE
Sanjeev R. Malashie, Ph.D., P.E., S.E., F.ASCE
Igor F. Marinovic, P.E., MASCE
Justin D. Marshall, Ph.D., P.E., MASCE
William L. Shoemaker, Ph.D., P.E., F.SEI, F.ASCE

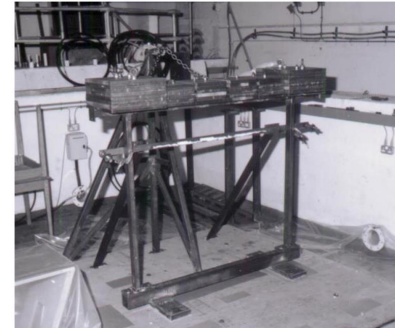
Task Committee on Wood

Philip Line, MASCE, *Chair*
Scott E. Brennan, Ph.D., P.E., S.E., MASCE
Finley A. Charney, Ph.D., P.E., F.SEI, F.ASCE
Y. Henry F. Huang, P.E., MASCE
Vladimir G. Kochkin, A.M.ASCE
Thang Huu Le, P.E., S.E., MASCE
Jonathan C. Siu, P.E., S.E., MASCE
Chris Tokas
Tom Chuan Xia, P.E., MASCE
Truong-Shuoh E. Yang, P.E., S.E., MASCE
Ben E. Yousefi, P.E., S.E., MASCE

Subcommittee on Snow and Rain Loads

Michael J. O'Rourke, Ph.D., P.E., F.SEI, MASCE, *Chair*
Timothy J. Allison, A.M.ASCE
John Cocea, A.M.ASCE
Bruce K. Douglas, P.E., MASCE
John F. Duestenmann, P.E., MASCE
Gary J. Ehrlich, P.E., MASCE
James M. Fisher, Ph.D., P.E., Dist.MASCE
Douglas L. Gadow, P.E., S.E., MASCE
James R. Harris, P.E., Ph.D., F.SEI, F.ASCE, NAE
Thomas B. Higgins, P.E., S.E., MASCE
Daniel G. Howell, P.E., MASCE
Nicholas F. Isymov, P.E., F.ASCE, *Distinguished Member*
Aaron R. Lewis, A.M.ASCE
Scott A. Lockyear, A.M.ASCE
Ian Mackinlay
Joe N. Nunnery, P.E.
George N. Olive, P.E., MASCE
Michael F. Pacey, P.E., MASCE
David P. Raza, P.E., MASCE
Scott A. Russell, P.E., MASCE
Ronald L. Sack, Ph.D., P.E., S.E., F.ASCE
Vincent E. Sogun, P.E., MASCE
Joseph D. Scholze, P.E., MASCE
Gary L. Schumacher, P.E., MASCE
William L. Shoemaker, Ph.D., P.E., F.SEI, F.ASCE

Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures



شکل ۳-۸۶ قاب فولادی که روی میز زلزله نصب شده و تحت شتاب زلزله‌های مختلف قرار می‌گیرد (میز زلزله دانشگاه امپریال انگلیس).





شاد باشید