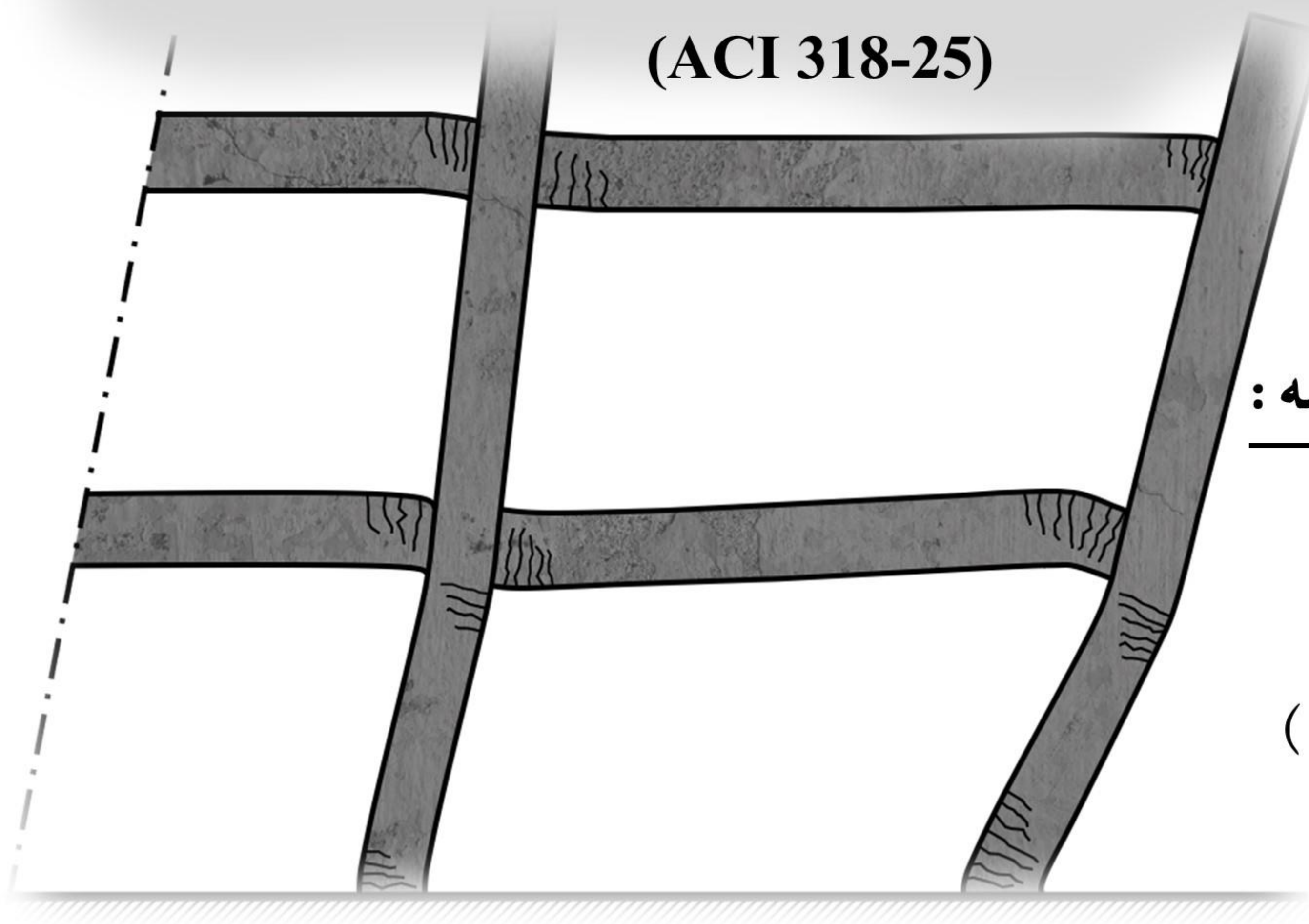


مروری بر روش‌های محاسبات برش طراحی ستون‌های بتن آرمه در

قاب‌های خمشی ویژه

به همراه بررسی مدل تشدید برش ستون‌ها (احتمالاً) در ویرایش آتی از ACI 318

(ACI 318-25)



گردآوری و ترجمه:

جواد قدرتی ینگجه

سیامک حسین‌زاده

ویرایش اول (تیر ۱۴۰۲)

www.PBD.ir

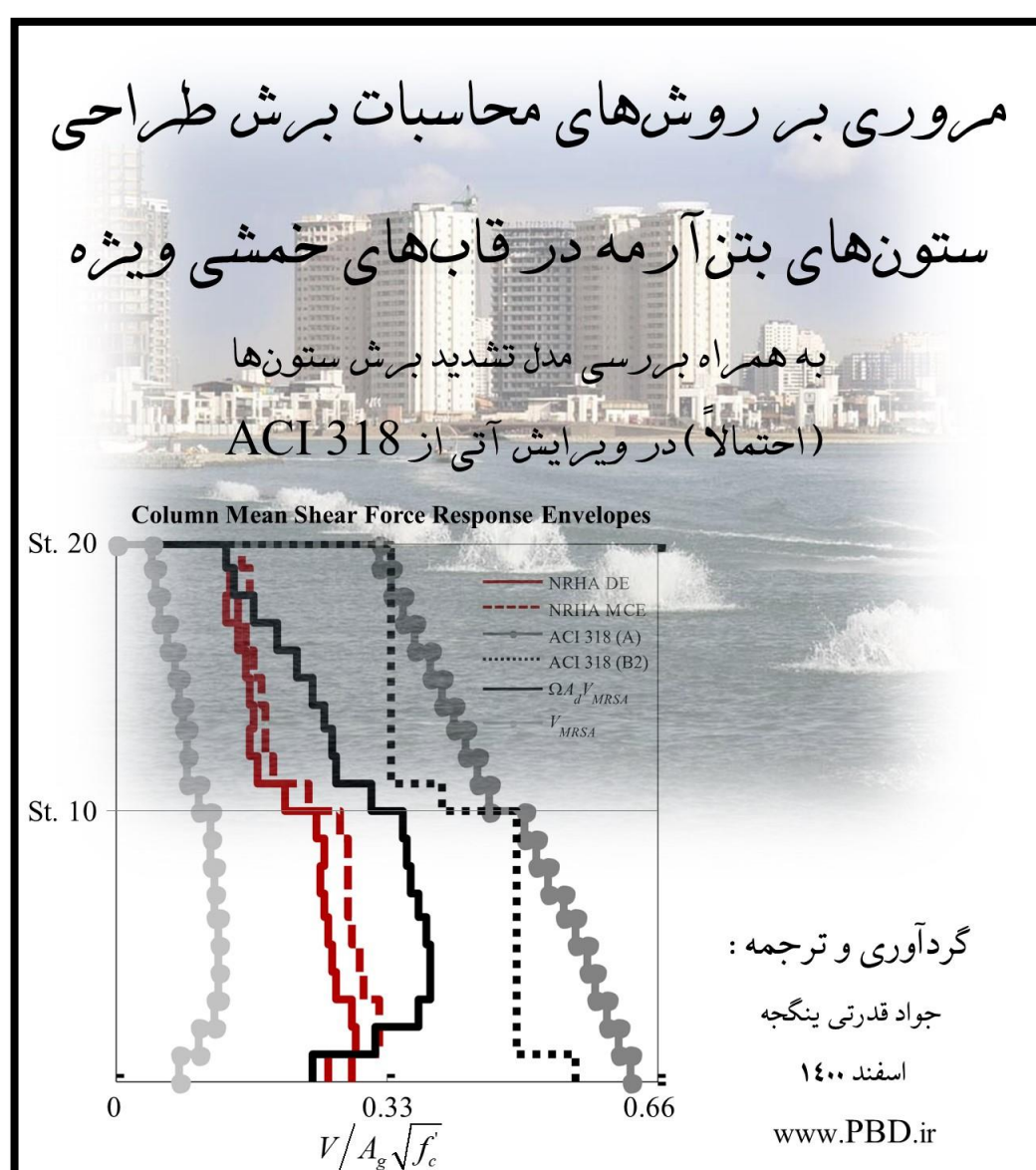


چکیده

اولین نسخه این مقاله با عنوانی مشابه، در اسفند ماه سال ۱۴۰۰ در ۳۸ صفحه منتشر شد ([از این لینک می‌توانید نسخه اول را دانلود کنید](#)). نظر به تکمیل تحقیقات مشترک بین آمریکا و ژاپن برای توسعه ضوابط ACI 318 (مقاله منتشر شده اوناال و همکاران در ژوئن ۲۰۲۳)، اولین ویرایش این مقاله با تغییرات قابل ملاحظه نسبت به نسخه قبلی خدمت شما ارائه می‌شود. موارد جدید اضافه شده در ویرایش اول به صورت زیر است:

- ✓ تشریح پدیده ازدیاد طول تیرها براساس استاندارد سازه‌های بتن‌آرمه نیوزیلند (NZS 3101-06) و پژوهش‌های ژاپنی
- ✓ تشریح محاسبات نیاز برشی در ستون‌های بتن‌آرمه مطابق با روش طراحی براساس ظرفیت در NZS 3101-06
- ✓ تفسیر نتایج آزمایشگاهی ساختمان ۱۰ طبقه بتن‌آرمه (با مقیاس کامل) تست شده در میز لرزه E-Defense ژاپن
- ✓ تشریح مودهای شکست و ظرفیت دورانی ستون‌های بتن‌آرمه مطابق با ASCE 41-23 و ACI 369.1-22
- ✓ تشریح شاخص‌های فروریزش در قاب‌های خمشی بتن‌آرمه برای ارزیابی ریسک این سیستم

نتایج آزمایشگاهی ساختمان ۱۰ طبقه بتن‌آرمه تست شده در E-Defense ژاپن نشان می‌دهد که برش طبقات تحت مولفه ۱۰٪ زلزله کوبه می‌تواند تا ۲ برابر بزرگتر از مقدار برش طبقات نظیر با مقاومت برشی ستون‌ها مطابق با ضابطه ACI 318-19 باشد. متوسط نسبت مذکور برای کل طبقات برابر 1.62 است. به عبارت دیگر مقدار برش طبقات ساختمان تست شده، به طور متوسط 62٪ درصد بزرگتر از مقدار برش نظیر با مقاومت برشی ستون‌ها می‌باشد. بنابراین ستون‌های طراحی شده توسط ضوابط ACI 318-19 کنترل شونده توسط برش می‌باشند، در نتیجه قبل از تسلیم خمشی آرماتورهای طولی، شکست برشی ستون محتمل می‌باشد.

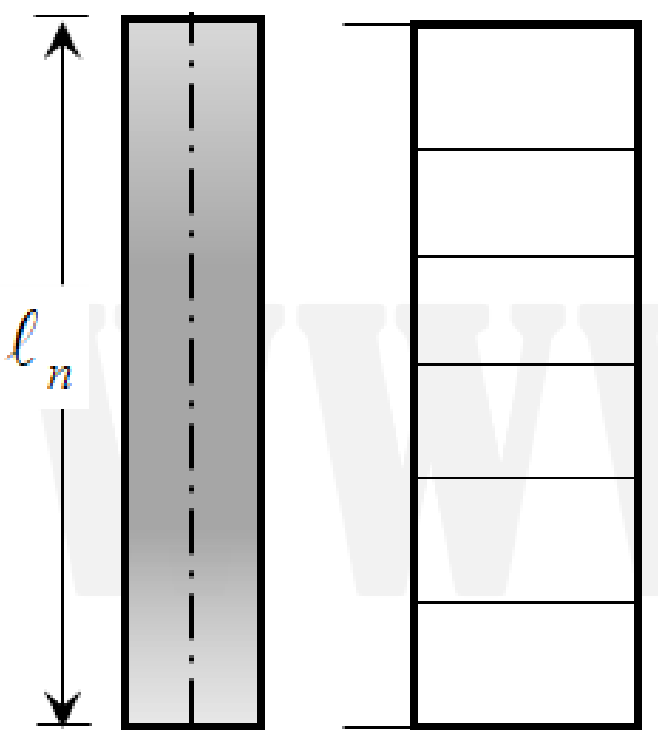
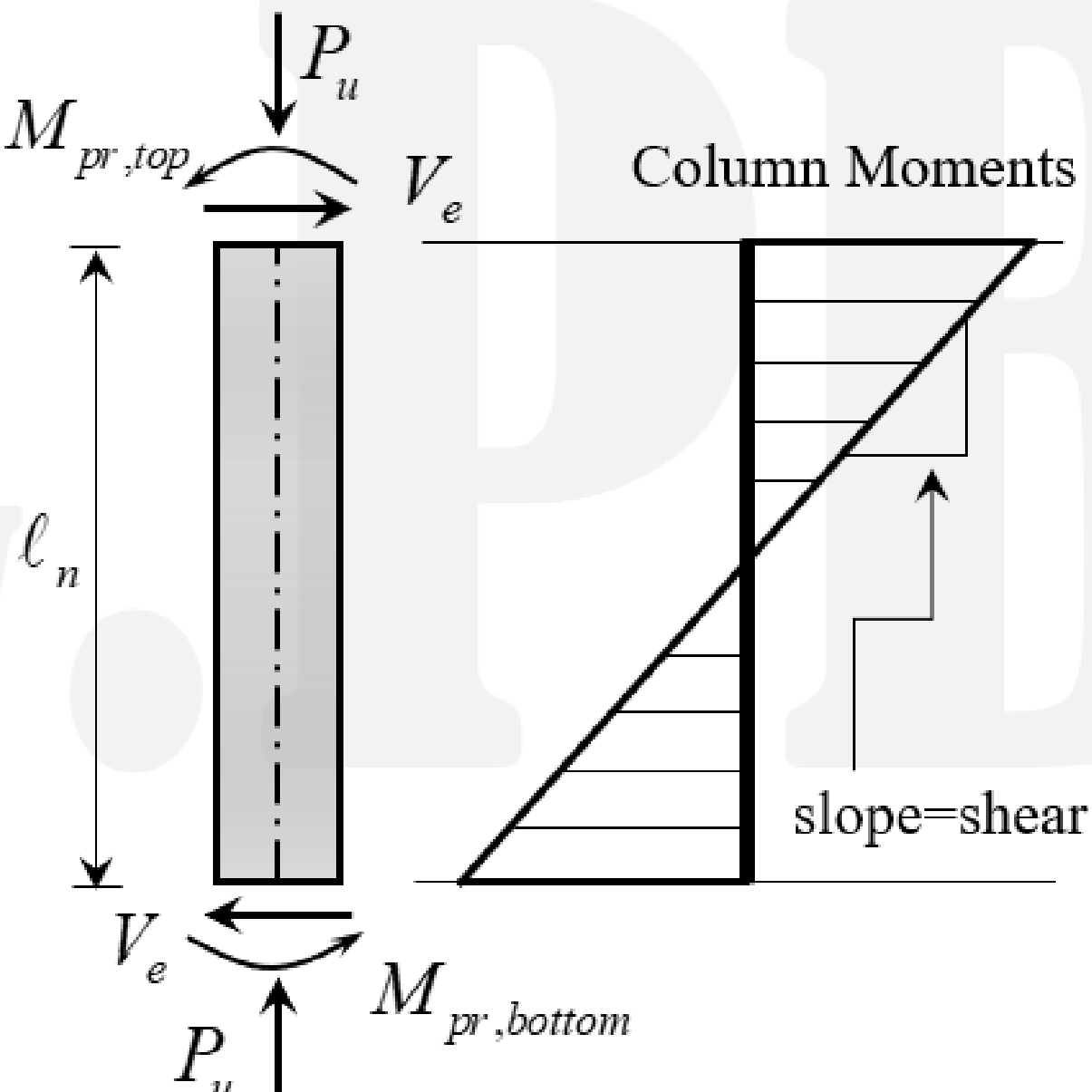
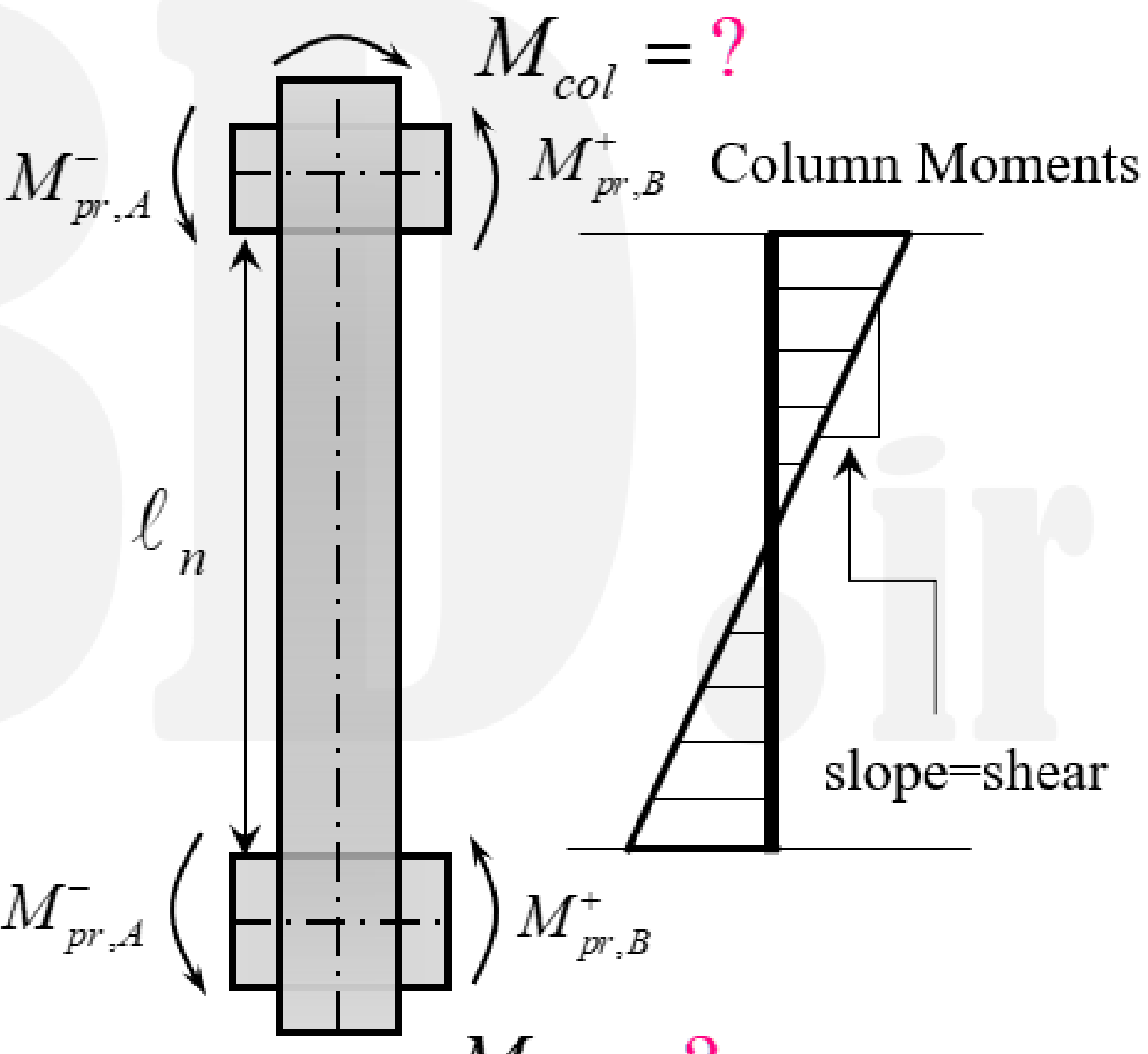


مقدمه

برش طراحی ستون‌ها در قاب‌های خمشی ویژه براساس ACI 318-19 مطابق با تصویر زیر محاسبه می‌شود. استاندارد ACI 318-19 حداقل مقدار برش طراحی ستون‌ها را مقدار نیروی برشی حاصل از تحلیل ارتجاعی براساس ASCE 7 تجویز می‌کند (V_{code}). این استاندارد در ادامه دو رویکرد مختلف از مکانیزم برای محاسبه برش لرزه‌ای ارائه می‌دهد. برش نظیر با مکانیزم ستون و برش نظیر با مکانیزم تیرهای متصل شده به گره اتصال، بایستی محاسبه شده و حداقل مقدار حاصل از این دو روش انتخاب شود، لذا در نهایت برش طراحی توسط این استاندارد به صورت مقابل خواهد بود:

$$V_{Design} = \max \left(V_{code}, \min \left(V_{ACI318(A)}, V_{ACI318(B)} \right) \right)$$

RC Column Design Shear in SMRF, According to ACI 318-19

From Analysis (V_{code})	Column Hinging ($V_{ACI318(A)}$)	Beam Hinging ($V_{ACI318(B)}$)
		



مقدمه

مقدار غالب براساس این مدل معمولاً برش نظیر با مکانیزم تیرهای متصل شده به گره اتصال می‌باشد. لیکن ACI 318-19 ضابطه‌ای در مورد توزیع لنگر بین ستون‌های متصل شده به گره اتصال ارائه نکرده و روند محاسبات را به قضاوت مهندسی واگذار کرده است. نتایج مطالعات آزمایشگاهی و عددی در سیستم قاب‌های خمشی ویژه نشان می‌دهد که برش طراحی ستون‌ها که از مکانیزم شدن تیرها محاسبه می‌شود **کاملاً اشتباه بوده و بایستی اجتناب شود** (مستقل از روش انتخابی برای توزیع لنگر خمشی تیرها بین ستون‌های متصل به گره اتصال). لیکن روش‌های پیشنهادی برای برش طراحی ستون‌های مذکور تقریباً شبیه به روند محاسبه برش طراحی دیوارهای برشی بوده که شامل ضریب تشدید اضافه مقاومت، ضریب تشدید دینامیکی به علاوه اثرات موقعیت ستون است.

پارامترهای موثر در نیاز برشی طراحی ستون‌های بتن‌آرمه به صورت زیر می‌باشد:

- ✓ اثرات اضافه مقاومت در تسلیم خمشی تیرها و ستون‌ها (به‌ویژه عرض بال موثر در تیرها T و L شکل)
- ✓ اثرات مودهای بالاتر یا تشدید دینامیکی (عدم کاهش یکنواخت نیروی زلزله در مودهای مختلف ساختمان)
- ✓ اثرات ازدیاد طول در تیرهای بتن‌آرمه (beam elongation)

در ادامه هر کدام از موارد مطرح شده براساس مراجع مختلف تشریح می‌شود.



اثرات اضافه مقاومت در تسلیم خمشی تیرها و ستونها

معمولاً مقاومت واقعی المانها و سیستمهای سازه‌ای، بیش از مقادیری است که استانداردها به صورت اسمی تجویز می‌کنند. اضافه مقاومت مازاد بر طراحی الزاماً به نفع سازه نبوده و می‌تواند مکانیزم‌های عملکردی فرضی در ابتدای طراحی را به صورت قابل ملاحظه تغییر دهد. به صورت کلی اضافه مقاومت را می‌توان به سه بخش زیر تقسیم کرد:

۱- اضافه مقاومت‌های طراحی

مدل‌های طراحی استانداردها معمولاً دارای حاشیه ایمنی قابل ملاحظه می‌باشد همچنین استانداردها از ضرائب کاهش مقاومت و ضرائب افزایش بار استفاده می‌کنند. این موارد باعث می‌شود "مقاومت واقعی" در برابر "بارهای واقعی" وارده بیشتر باشد.

۲- اضافه مقاومت مصالح

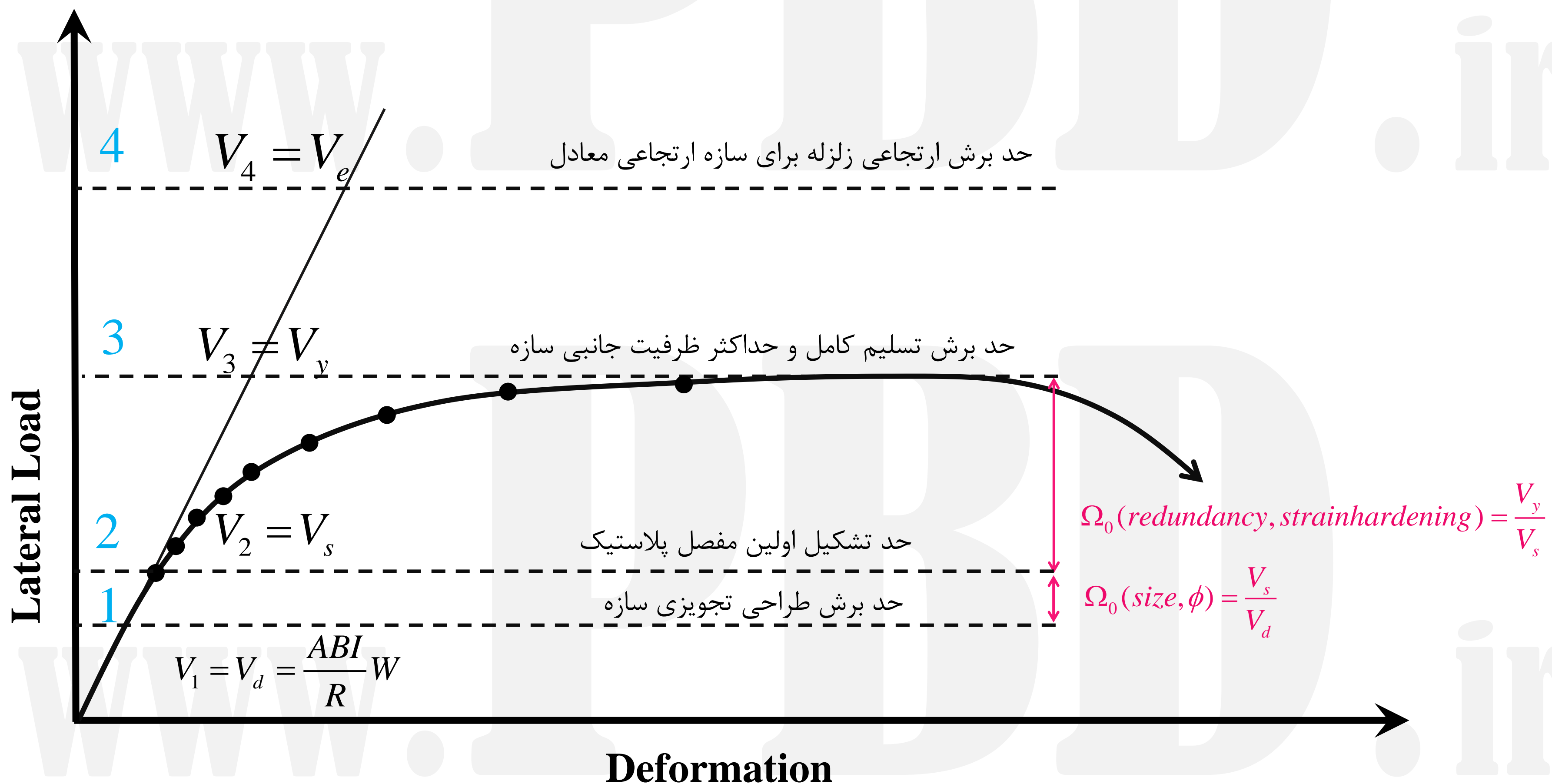
معمولاً مقاومت واقعی مصالح، می‌تواند نسبت به مقاومت اسمی فرض طراحی مقادیر بیشتری داشته باشد. مصالح آرماتورهای طولی به دلیل سخت شوندگی مجدد می‌توانند تنش‌های بسیار بزرگتر از حد تسلیم را تحمل کنند. این موارد باعث می‌شود "مقاومت واقعی" بیش از مقدار فرض طراحی باشد.

۳- اضافه مقاومت سازه‌ای

معمولاً در روند طراحی نرم‌افزاری، مقادیر DCRها (ریشیوها) به مقدار $1/0$ بسته نمی‌شوند لذا ممکن مقدار این ضریب در یک المان در حدود $0/7$ باشد. برای اجرایی شدن طرح، مقادیر آرماتورها و ابعاد المان‌ها تیپ‌بندی می‌شوند. آرماتورهای دال می‌توانند در مقاومت خمشی منفی تیرهای بتنی مشارکت داشته و باعث افزایش مقاومت خمشی تیرها شوند که این مورد معمولاً در روند طراحی لرزه‌ای شبیه‌سازی نمی‌شود. این موارد باعث می‌شود مقدار "مقاومت واقعی" بیش از مقدار فرض طراحی شود.

اثرات اضافه مقاومت در تسلیم خمشی تیرها و ستون‌ها

بخش کوچکی از این اضافه مقاومت‌ها در محدوده رفتار ارتجاعی مصالح بوده و بخش اعظمی از آن‌ها در محدوده رفتار غیرارتجاعی خودش را نشان می‌دهد. با توجه به این که تحلیل‌های تجویزی توانایی شبیه‌سازی بخش غیرخطی مصالح را ندارند بنابراین اضافه مقاومت‌های بخش غیرخطی بایستی به نحو مناسبی در روند طراحی لرزه‌ای وارد شوند. در غیر این صورت می‌توانند تبعات جبران ناپذیری داشته باشند.



اثرات اضافه مقاومت در تسلیم خمشی تیرها و ستونها

در سال ۱۹۸۷ یک تحقیق آزمایشگاهی توسط بهرام شهروز و جک میلی در دانشگاه کالیفرنیا برکلی بر روی سیستم قاب خمشی ویژه انجام شده است. ساختمان ۶ طبقه با مقیاس یک چهارم که در طبقه چهارم عقب روی دارد ضوابط UBC-1983 و ACI 318-83 (1983) را اغنا می کند. برای طراحی تیرهای خمشی از مشارکت دال در وجه کششی تیر صرفه نظر شده است.



Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)

An ACI Standard

Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-19)

Reported by ACI Committee 318

Jack P. Moehle, Chair

Gregory M. Zeisler, Secretary (Non-voting)

SUBCOMMITTEE MEMBERS

Theresa M. Ahlborn
F. Michael Bartlett
Asit N. Baxi
Abdeldjelil Belarbi
Allan P. Bommer
Sergio F. Brena
Jared E. Brewe
Nicholas J. Carino
Min Yuan Cheng
Ronald A. Cook
David Darwin
Curtis L. Decker
Jeffrey J. Dragovich
Jason L. Draper
Lisa R. Feldman
Damon R. Fick
David C. Fields

Anthony E. Fiorato
Rudolph P. Frizzi
Wassim M. Ghannoum
Harry A. Gleich
Zen Hoda
R. Brett Holland
R. Doug Hooton
Kenneth C. Hover
I-chi Huang
Matias Hube
Mary Beth D. Hueste
Jose M. Izquierdo-Encarnacion
Maria G. Juenger
Keith E. Kesner
Insung Kim
Donald P. Kline
Jason J. Krohn

Daniel A. Kuchma
James M. LaFave
Andres Lepage
Remy D. Lequesne
Ricardo R. Lopez
Laura N. Lowes
Frank Stephen Malits
Leonardo M. Massone
Steven L. McCabe
Ian S. McFarlane
Robert R. McGlohn
Donald F. Meinheit
Fred Meyer
Daniel T. Mullins
Clay J. Naito
William H. Oliver
Viral B. Patel

Conrad Paulson
Jose A. Pincheira
Mehran Pourzanjani
Santiago Pujol
Jose I. Restrepo
Nicolas Rodrigues
Andrea I. Schokker
Bahram M. Shahrooz
John F. Silva
Lesley H. Sneed
John F. Stanton
Bruce A. Suprenant
Miroslav Vejvoda
W. Jason Weiss
Christopher D. White



**Bahram
M. Shahrooz**

Professor at the
University of
Cincinnati
Cincinnati, Ohio,
United States

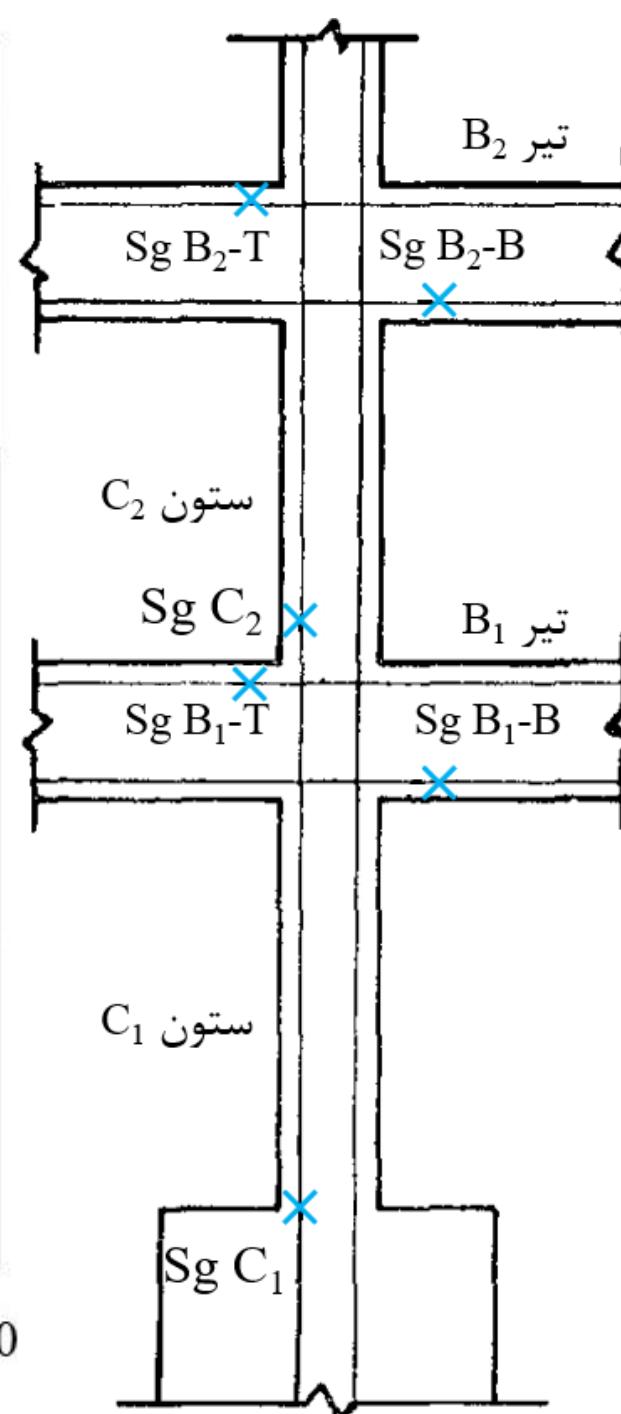
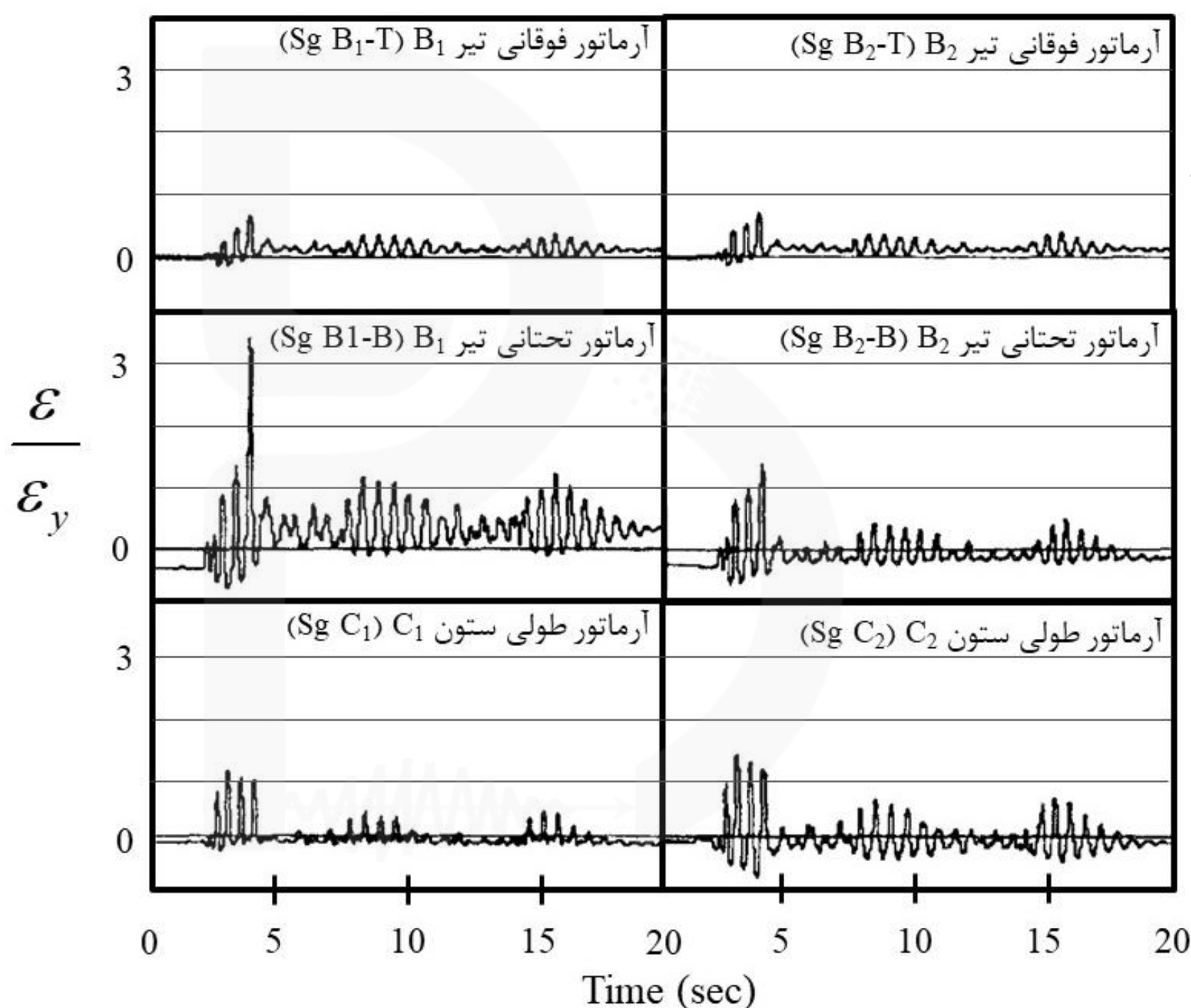


**Jack
P. Moehle**

Professor at the
University of
California, Berkeley

اثرات اضافه مقاومت در تسلیم خمشی تیرها و ستونها

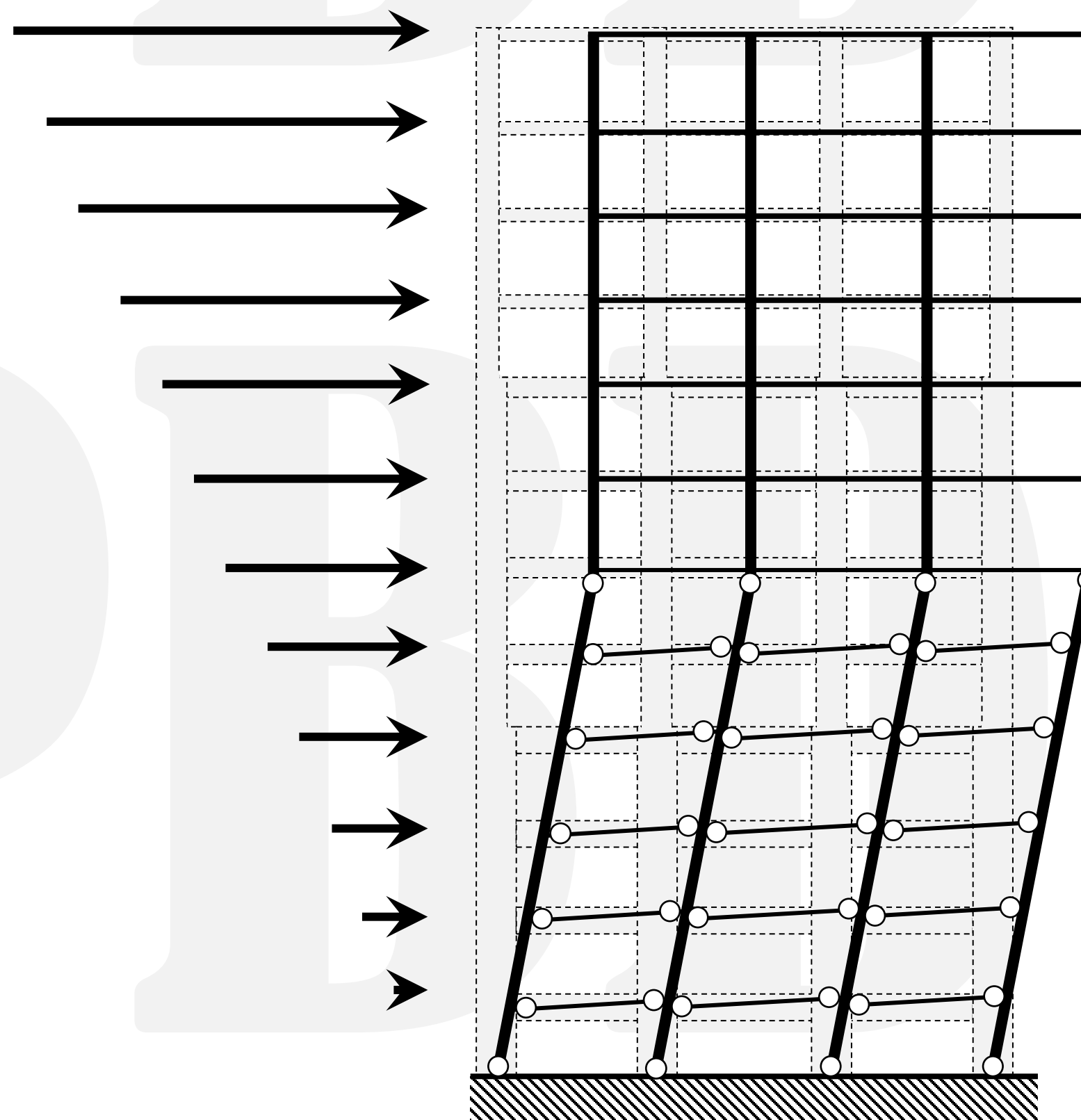
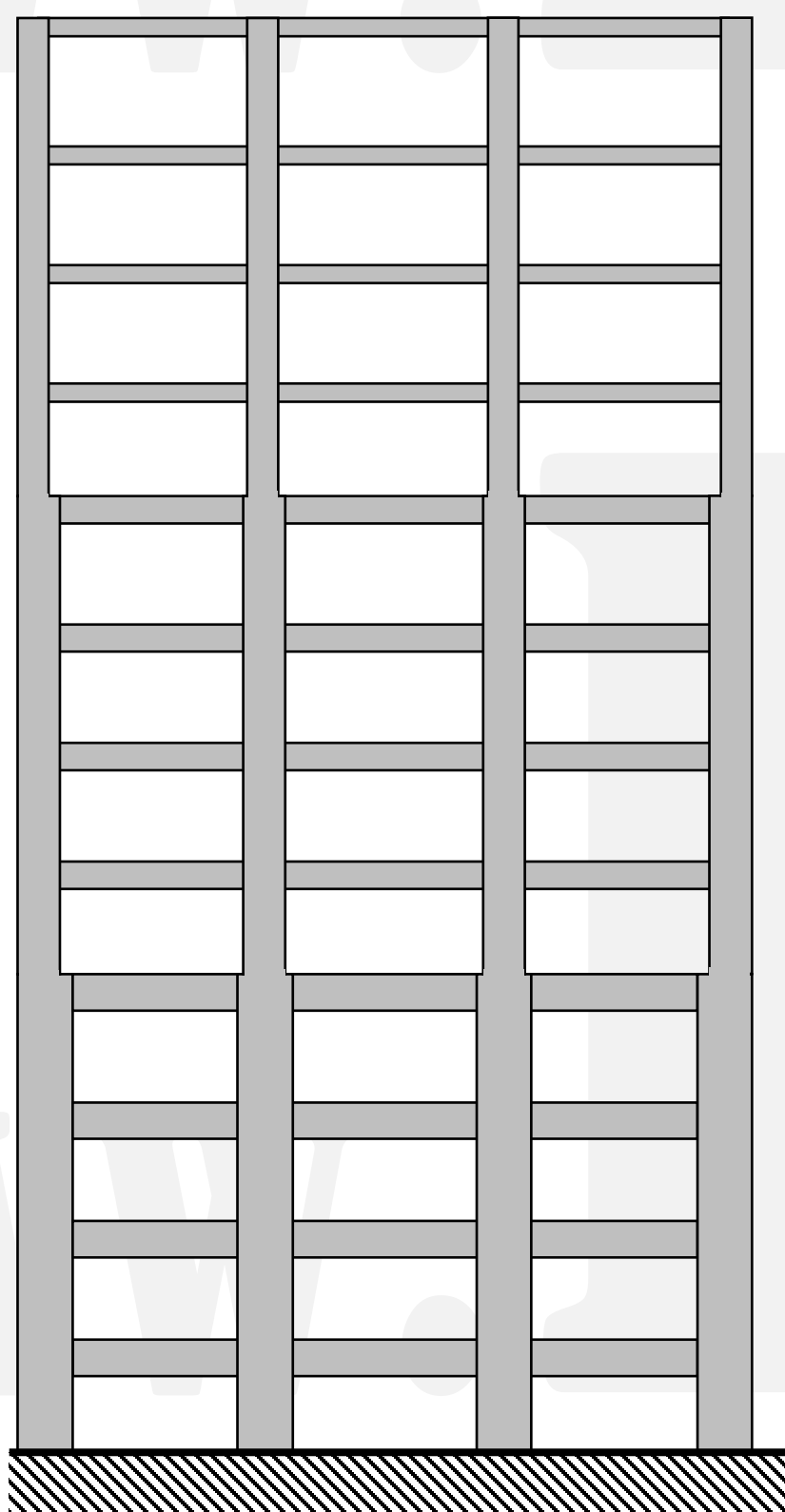
شکل زیر تاریخچه کرنش سنج‌های آرماتورهای طولی تیرها و ستونها را در محل‌های مشخص شده نشان می‌دهد (شهرز و میلی ۱۹۸۷). با وجود رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی، تسلیم خمشی در ستونها مشاهده می‌شود (براساس نتایج کرنش سنج‌های شماره ۹ و ۱۰ که به ترتیب حدود ۱/۰ و ۱/۳ کرنش تسلیم را نشان می‌دهند). بنابراین رعایت ضابطه تیر-ضعیف ستون قوی الزاماً به معنی عدم تسلیم خمشی ستونها در روند باربری لرزه‌ای نمی‌باشد. آرماتورهای تحتانی تیر B1، کرنش‌های بیش از ۳ برابر تسلیم تجربه می‌کند، همچنین کرنش آرماتورهای تحتانی تیر B2، از کرنش تسلیم فراتر می‌روند. این در حالی است که آرماتورهای فوقانی دو تیر B1 و B2 تسلیم نشده و کرنشی به مراتب پایین‌تر از حد تسلیم را تجربه می‌کنند. به عبارت بهتر، هر دو تیر مقاومت خمشی تسلیم مثبت را تجربه کرده و به مقاومت خمشی منفی خود نمی‌رسند. دلیل این اتفاق، مشارکت میلگردهای دال در افزایش مقاومت خمشی منفی تیر می‌باشد. افزایش مقاومت خمشی تیر، موجب افزایش لنگر خمشی ستون شده و در نهایت تسلیم ستون را نتیجه می‌دهد.



نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که الزاماً تیرهای خمشی بر اتصال، تسلیم خمشی مثبت و منفی به صورت همزمان تجربه نخواهند کرد.

اثرات اضافه مقاومت در تسلیم خمشی تیرها و ستونها

مطابق با تحقیقات قبلی، رعایت ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی در قاب‌های خمشی ویژه الزاماً به معنی عدم تسلیم ستونها نمی‌باشد. یکی از دلایل تسلیم خمشی ستونها در قاب‌های خمشی ویژه، اضافه مقاومت خمشی در تیرهای بتن‌آرمه می‌باشد. مطابق با توضیحات قبلی اضافه مقاومت خمشی تیرها از ۱- افزایش ابعاد تیر مازاد بر نیاز مقاومتی ۲- مشارکت میلگردهای مهار شده دال در مقاومت خمشی تیر ۳- اضافه مقاومت مصالح و سخت شوندگی کرنشی، ناشی می‌شود. لازم به ذکر است اضافه مقاومت مصالح در ستون نیز وجود دارد بنابراین گزینه ۳ توسط اضافه مقاومت مصالح ستون جبران خواهد شد. در هر صورت گزینه ۱ و ۲ می‌توانند باعث تسلیم جزئی در ستون شوند. اضافه مقاومت تیرها علاوه بر اینکه منجر به تسلیم ستون خواهند شد، میزان نیروی برشی ستونها را نیز افزایش می‌دهند. حتی اگر اضافه مقاومت خمشی در تیرها ناچیز باشد به دلیل تغییرات لحظه‌ای در الگوی بار جانبی ساختمان در روند بارگذاری واقعی زلزله، تسلیم خمشی ستونها در ارتفاع ساختمان گریز ناپذیر می‌باشد. در زیر نمونه‌ای از مکانیزم ترکیبی تیر-ستون در قاب خمشی ویژه نشان داده شده است (بر گرفته از کتاب "طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه"، جک میلی، ۲۰۱۴)



اثرات اضافه مقاومت در تسلیم خمشی تیرها و ستون‌ها

مکانیزم‌های مختلف در قاب‌های خمشی، وابستگی شدیدی به الگوی بار جانبی دارند. به دلیل تغییر الگوی بار جانبی در حین بارگذاری لرزه‌ای، مکانیزم‌های تسلیم قاب خمشی نیز با زمان تغییر می‌کنند. لیکن مکانیزم‌های که فروریزش کلی را سبب می‌شوند قابل تشخیص هستند. در یک تحقیق (Haselton and Deierlein 2008) تعدادی قاب براساس روش رایج طراحی در آمریکا مورد مطالعه قرار گرفت. رکوردهای زلزله مورد استفاده برای این تحقیق به حد فروریزش یا همان زلزله MCE مقیاس شده‌اند. تصاویر زیر مربوط به ساختمان‌هایی است که در تمامی دهانه‌های آنها قاب خمشی وجود دارد. اگرچه توزیع مفاصل پلاستیک در قسمت اعظم ارتفاع ساختمان شکل می‌گیرد، لیکن مکانیزم‌های فروریزش فقط شامل طبقات پایین می‌باشد. گسترش توزیع مفاصل پلاستیک در بخش‌های بیشتری از ساختمان را می‌توان با افزایش نسبت مقاومت ستون‌ها به تیرها تامین کرد. لیکن برای ساختمان‌های بلندتر مکانیزم فروریزش حاکم بر طراحی، کماکان متمرکز در طبقات پایین ساختمان خواهد بود.



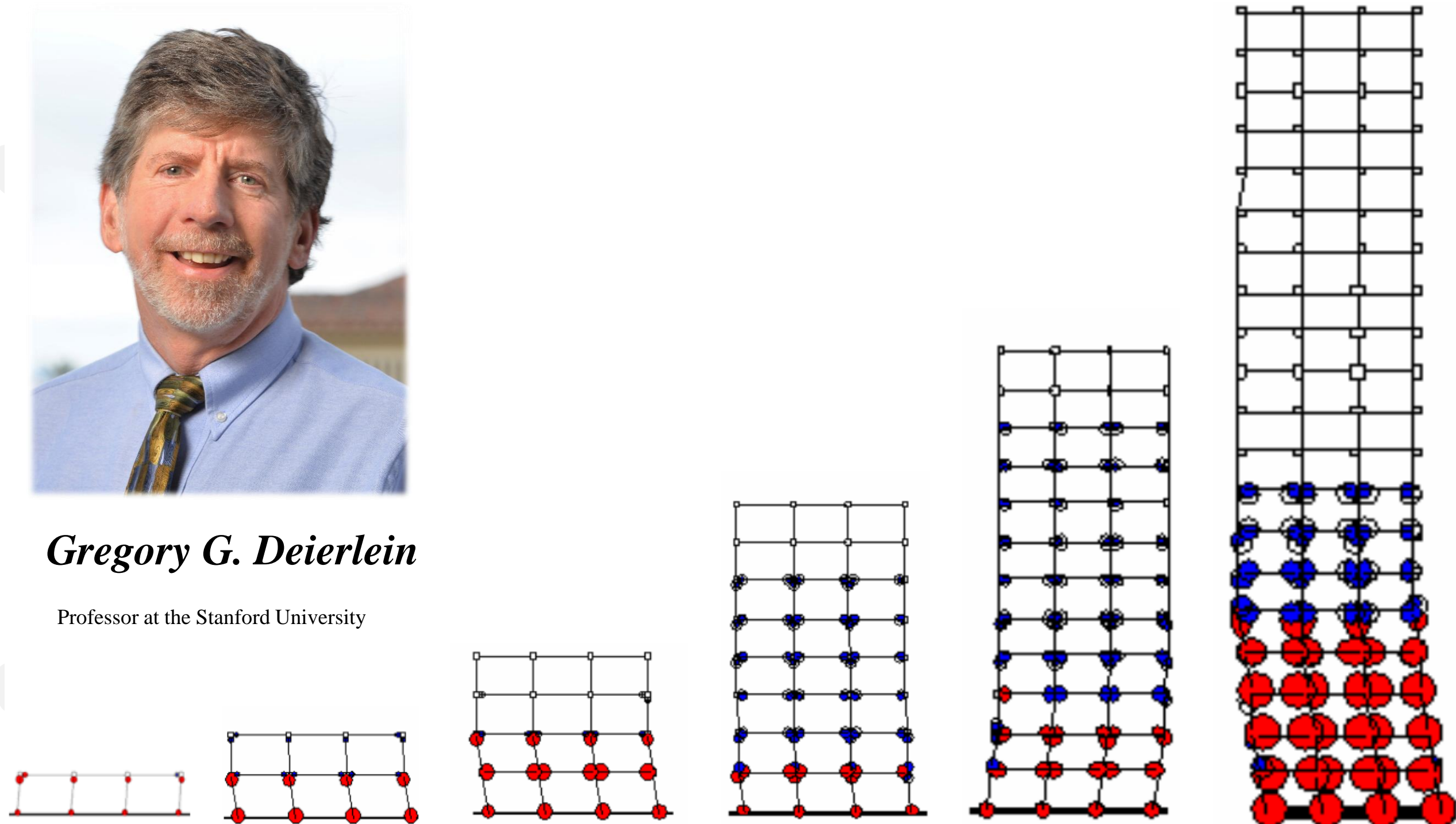
Curt Haselton

Professor at the California State University Chico



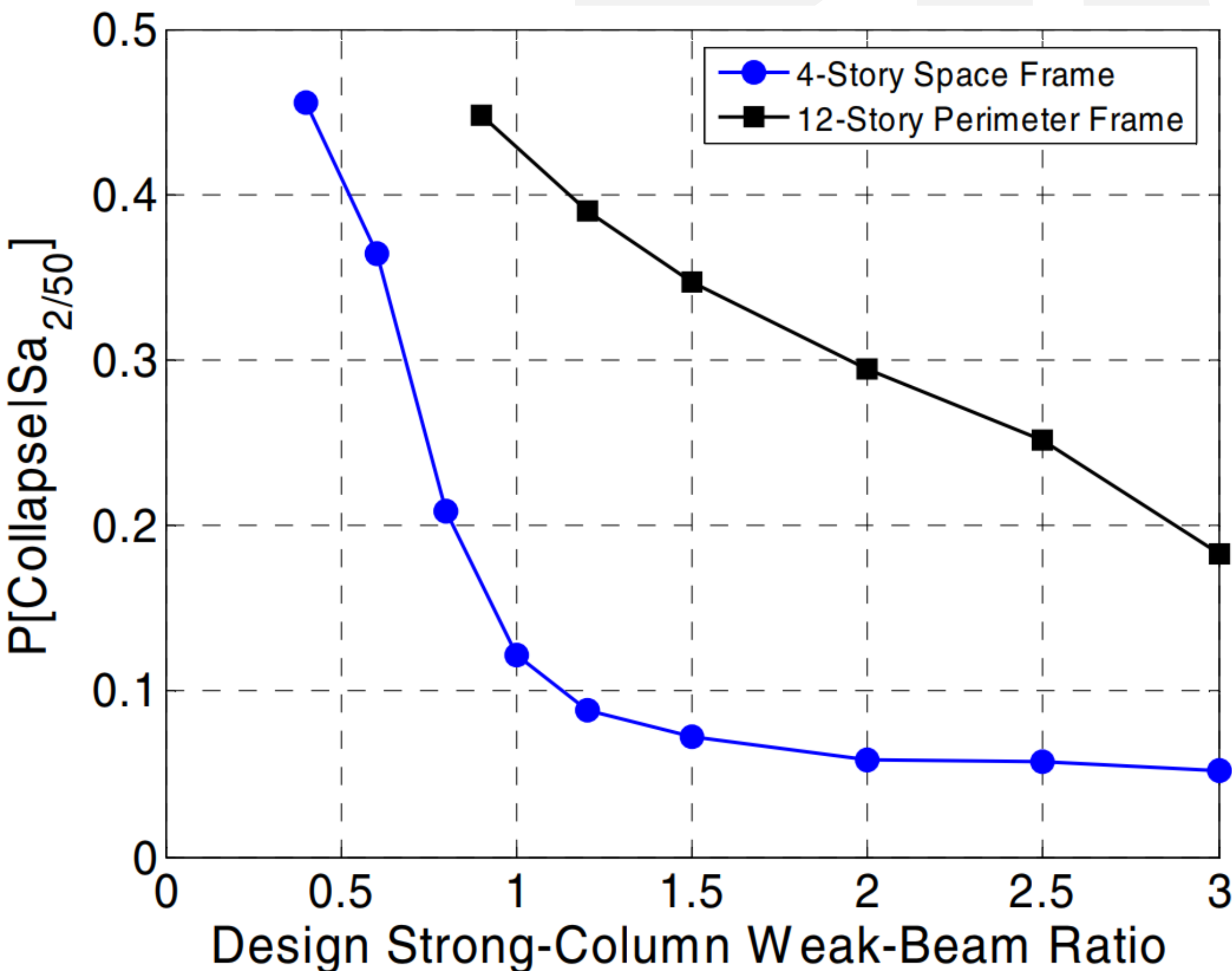
Gregory G. Deierlein

Professor at the Stanford University



اثرات اضافه مقاومت در تسلیم خمشی تیرها و ستونها

اهمیت نسبت مقاومت ستون به تیر را می‌توان از دیدگاه احتمال فروریزش نیز مورد ارزیابی قرار داد. در نمودار زیر احتمال فروریزش (برای زلزله MCE) برای قاب ۴ و ۱۲ طبقه در مقابل نسبت مقاومت طراحی ستون به تیر نشان داده شده است. در ساختمان ۴ طبقه تمامی قاب‌ها خمشی بوده و در ساختمان ۱۲ طبقه قاب‌های پیرامونی خمشی بوده و قاب‌های داخلی ثقیلی می‌باشد. پرواضح است که اثرات افزایش نسبت مقاومت ستون به تیر در قاب ۴ طبقه بسیار بیشتر از قاب ۱۲ طبقه است. برای قاب ۴ طبقه نسبت مقاومت ۱/۰ مزیت قابل ملاحظه‌ای



داشته و بیشتر شدن این مقدار تاثیر قابل ملاحظه‌ای در کاهش احتمال فروریزش ندارد (توجه شود که در قاب ۴ طبقه همه قاب‌ها لرزه‌بر می‌باشند). نتایج مطالعات نشان می‌دهد که طراحی قاب پیرامونی ۱۲ طبقه با نسبت مقاومت ۱/۲ ایمن‌تر خواهد بود.

اثرات مودهای بالاتر یا تشدید دینامیکی

براساس مطالعات آزمایشگاهی و عددی در صفحات قبلی، نشان داده شد که نسبت‌های رایج برای مقاومت‌های ستون به تیر، مانع از تسلیم خمشی ستون‌ها نخواهد شد. علاوه بر اضافه مقاومت‌های مورد بررسی، پاسخ مودهای بالاتر در قاب‌های چند طبقه نیز می‌تواند در تسلیم خمشی ستون‌های بتنی تاثیر قابل ملاحظه‌ای داشته باشد. در تحقیق انجام شده توسط کلی در سال ۱۹۷۴ اثرات تغییرات الگوی بارگذاری در زمان‌های مختلف تحلیل تاریخیچه زمانی به خوبی نشان داده شد. توزیع لنگر خمشی در یک ستون مشخص در حالت‌های مختلف در شکل زیر ارائه شده است (این شکل از کتاب "طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه" جک میلی، گرفته شده است). توزیع سمت چپ مربوط به الگوی بارگذاری طراحی آئین نامه بوده و سایر توزیع‌ها مربوط به زمان‌های متخلف از تحلیل تاریخیچه زمانی می‌باشد که زمان نظیر با هر توزیع در زیر آن درج شده است. پیچیدگی تغییر شکل قاب‌ها تحت اثرات مودهای بالاتر سبب می‌شود تا توزیع لنگر بین ستون‌های متصل شده به یک گره اتصال به صورت **نابرابر** انجام شود. این مورد به وضوح در زمان $5/48$ ثانیه برای سقف‌های ۴ و ۵ مشهود می‌باشد.

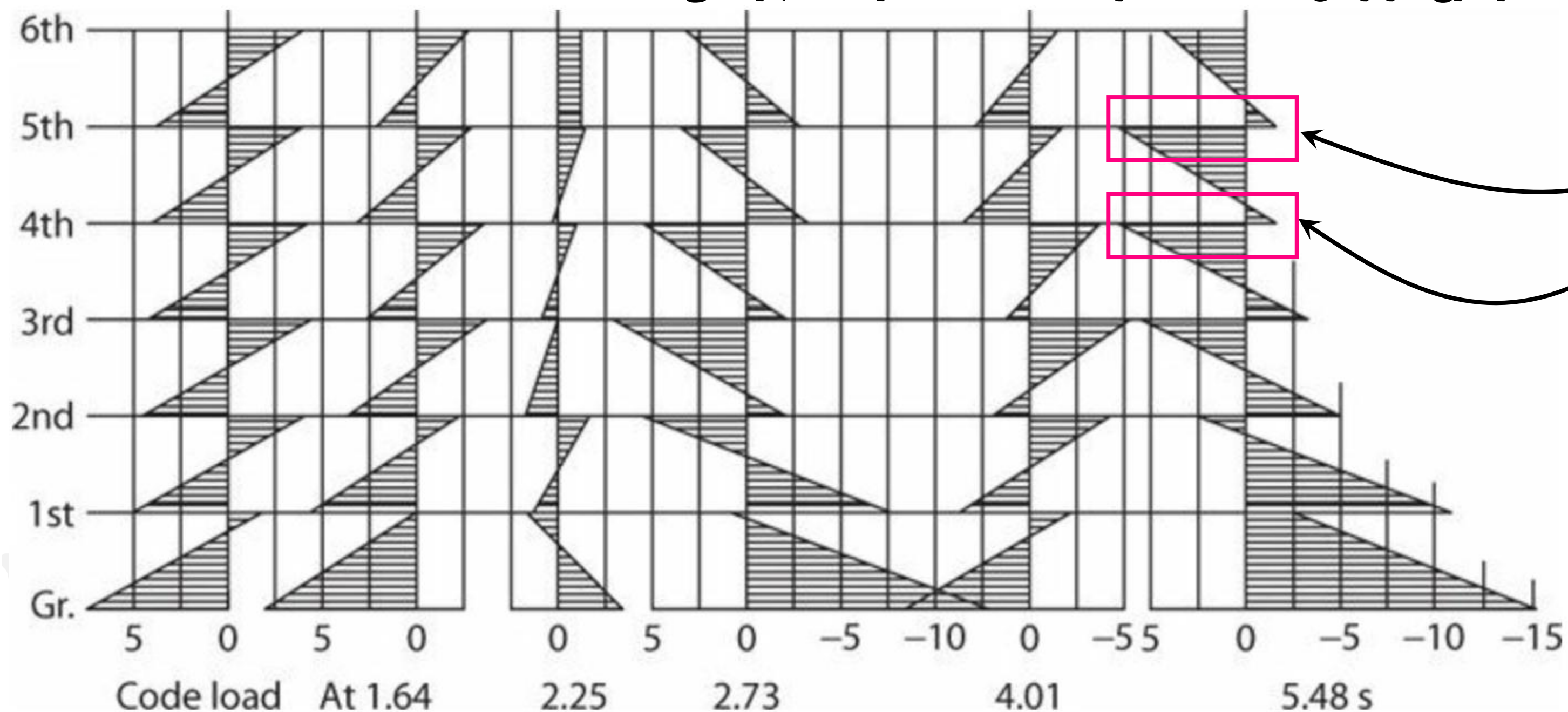
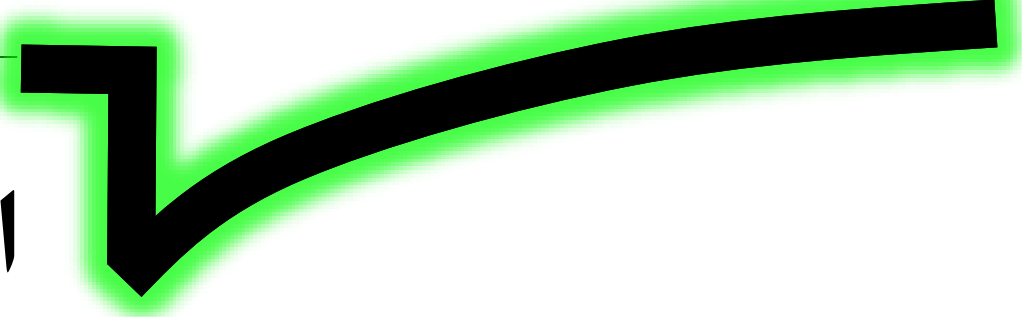
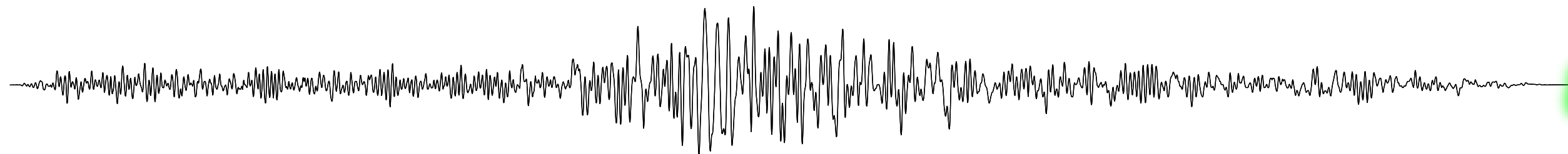
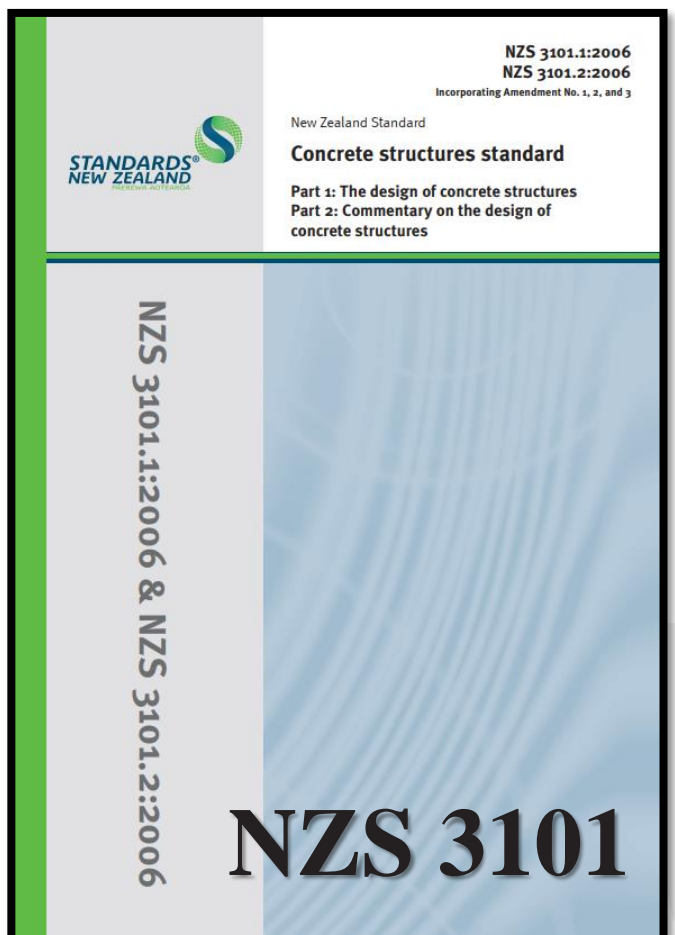


FIGURE 12.16 Column moment distributions calculated for a nonlinear analysis with inelastic beam elements and linear column elements. The results are for the lower 6 stories of a 12-story building. Plot shown left is for code static lateral loading. Remaining results are at times noted during dynamic response history analysis. (After Kelly, 1974.)



اثرات ازدیاد طول در تیرهای بتن آرمه (beam elongation phenomenon)

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame

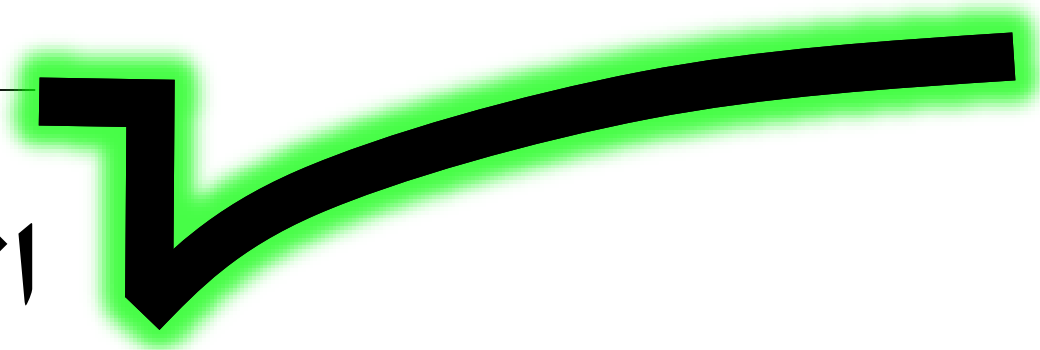
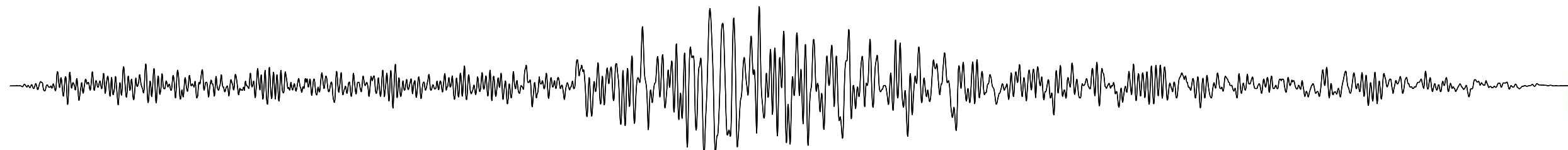


ازدیاد طول : رخداد ترک‌های خمشی و برشی در مقطع بتنی باعث می‌شود کرنش‌های کششی بزرگتر از کرنش‌های فشاری گردد، این کرنش‌های کششی بزرگ، باعث افزایش طول در المان بتن آرمه خواهد شد. با تشکیل مفاصل پلاستیک یا حرکت گهواره‌ای دیوارها در مقابل فونداسیون این افزایش طول تشدید شده و اثرات مهمی در عملکرد سازه‌ها خواهد داشت.

مفاصل پلاستیک ثانویه : نواحی که پتانسیل تغییرشکل‌های غیرخطی دارند ممکن است به دلیل "ازدیاد طول اعضا" یا "اثرات موده‌های بالاتر"، تشکیل مفصل پلاستیک را تجربه کنند.

تفسیر بند ۲-۶-۵-۱۰ : اکثر روش‌های رایج تحلیل سازه، ازدیاد طول در المان‌های بتن آرمه را مدل نمی‌کنند. برای طراحان مهم است تا از اهمیت پدیده "ازدیاد طول" آگاه باشند، به ویژه در جاهایی که اثرات تلاش‌های لرزه‌ای ناشی از آن مدل می‌شود امکان هرگونه اثرات نامطلوب در رفتار لرزه‌ای سیستم وجود خواهد داشت.

ازدیاد طول در بتن مسلح زمانی رخ می‌دهد که ترک‌های خمشی ایجاد شود. این مورد به این دلیل است که در محدوده پلاستیک، کرنش‌های کششی بزرگتر از کرنش‌های فشاری می‌باشد. اثر خالص بزرگتر بودن کرنش کششی باعث می‌شود تا طول تیر محاسبه شده در تار میانی تیر (وسط عمق تیر) نسبت به حالت اولیه افزایش یابد. ازدیاد طول به هنگام تشکیل مفاصل پلاستیک اثرات عمده‌ای دارد، زیرا کرنش‌های کششی در محدوده مفاصل پلاستیک می‌تواند **بسیار بیشتر از** کرنش‌های فشاری باشد، که می‌تواند منجر به ازدیاد طول **به اندازه چند درصد از عمق تیر** باشد.

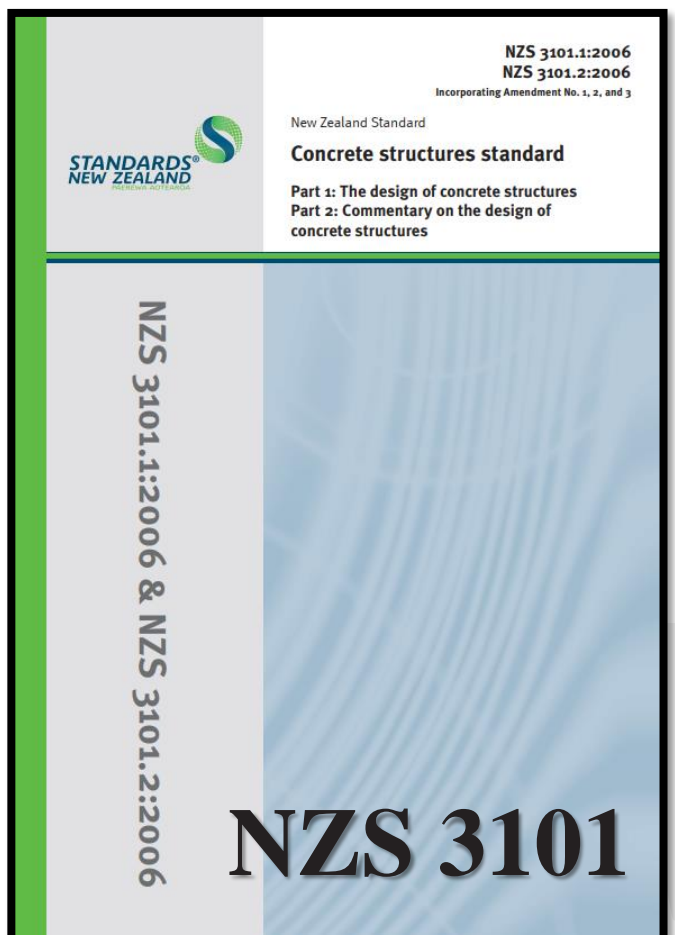


اثرات ازدیاد طول در تیرهای بتن آرمه (beam elongation phenomenon)

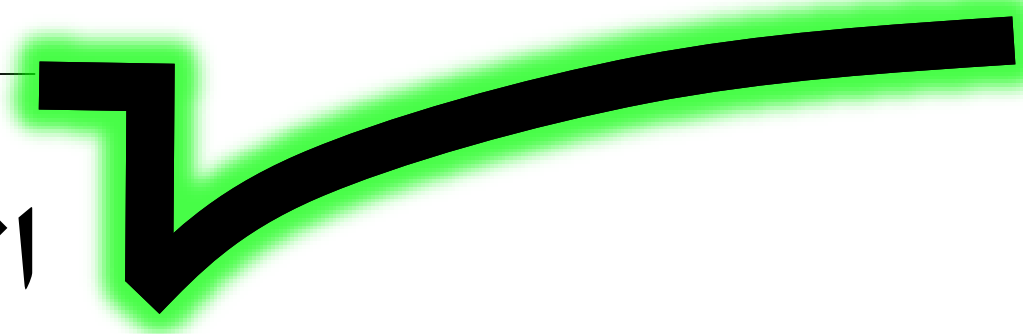
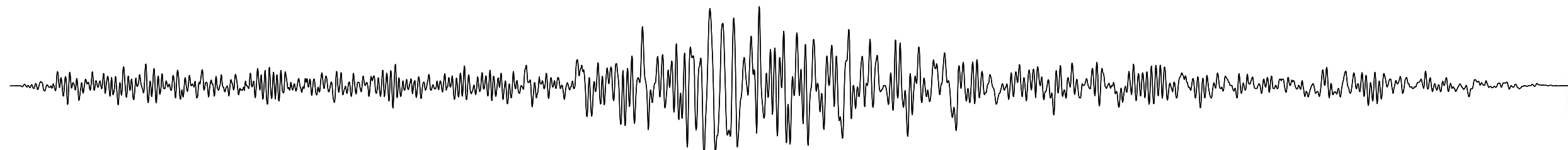
Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame

تفسیر بند ۶-۹-۱ :

همانطور که در بند 7.8 مشخص شد، ازدیاد طول در مفاصل پلاستیک رخ می‌دهد. این پدیده باعث جابجایی المان‌های سازه‌ای و باعث ایجاد نیرو در المان‌هایی که شامل مفصل پلاستیک هستند می‌شود، دو مورد مذکور باعث جابجایی و ایجاد نیرو در سازه پیرامونی خواهد شد. با توجه به اینکه اغلب نرم‌افزارهای موجود به صورت مستقیم این پدیده را مدل‌سازی نمی‌کنند، لذا مهم است که مهندس طراح اثرات نامطلوب این پدیده را به نحو مناسبی در نظر بگیرد. به ویژه تغییرشکل‌های مرتبط با ازدیاد طول، که می‌تواند به طور قابل توجهی حرکت نسبی اعضا مانند



اجزای کف پیش ساخته، پله‌ها، رمپ‌ها و پانل‌ها را نسبت به باقی اجزای سازه‌ای افزایش دهد. جزئیات طراحی تکیه‌های المان‌های مذکور بایستی با در نظر گرفتن حرکات نسبی اشاره شده انجام شود. مقادیر طراحی ازدیاد طول در بند 7.8 ارائه شده است. نیروهای ایجاد شده ناشی از ازدیاد طول می‌تواند تاثیرات قابل توجهی بر عملکرد لرزه‌ای داشته باشد. با این حال، استاندارد نیازی به تعیین مقدار ازدیاد طول در ارزیابی این نیروها ندارد. معیارهای طراحی در بندهای مقتضی آورده شده است، تا براساس بزرگای احتمالی ازدیاد طولی که ممکن است در یک زلزله بزرگ ایجاد شود، سازه پیرامونی توانایی مهار تغییرشکل‌های تحمیل شده را داشته باشد. در مورد دیوارهای سازه‌ای، حداکثر نسبت بار محوری مجاز ($N^*/A_g f_c'$) محدود شده است تا امکان افزایش احتمالی بارمحوری به دلیل ازدیاد طول دیوار فراهم شود.



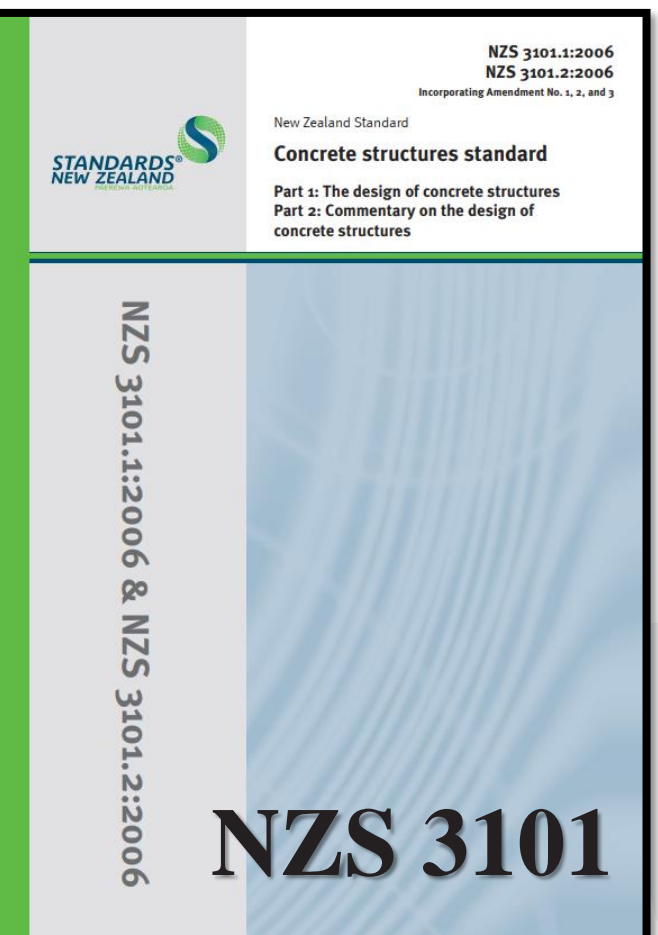
اثرات ازدیاد طول در تیرهای بتن آرمه (beam elongation phenomenon)

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame

۷-۸- ازدیاد طول

۷-۸-۲- بزرگای ازدیاد طول در محدوده پلاستیک برای حالت حدی نهائی

بزرگای مقدار طراحی ازدیاد طول در محدوده پلاستیک به "کل دوران" و "میانگین بار محوری" تحمل شده در زلزله طرح و "یک طرفه بودن یا معکوس شونده بودن مفصل پلاستیک" بستگی دارد. مقادیر داده شده، مقدار ازدیاد طول در وسط عمق عضو می باشد. محاسبه مقدار ازدیاد طول برای هر سطح (زلزله) دیگری، بایستی براساس دوران نظیر با همان سطح (زلزله) در المان مورد نظر انجام شود.



مقدار دوران کلی در یک مفصل پلاستیک، θ_m ، بایستی براساس ضوابط NZS 1170.5 یا سایر استانداردهای بارگذاری محاسبه شود. به طوری که دوران کلی برابر است با دوران تسلیم بعلاوه دروان پلاستیک.

الف) برای مفاصل پلاستیک یک طرفه در تیرهای بتن آرمه، مقدار ازدیاد طول مفصل پلاستیک برابر است با:

$$\delta_{el} \approx \frac{\theta_m}{2} (d - d') \quad \text{(Eq. 7-15(a))}$$

ب) برای مفاصل پلاستیک معکوس شونده در تیرهای بتن آرمه، که در آن بار محوری وجود ندارد، مقدار ازدیاد طول مفصل پلاستیک برابر است با:

$$\delta_{el} = 2.6 \frac{\theta_m}{2} (d - d') \leq 0.036 h_b \quad \text{(Eq. 7-15(b))}$$

براساس NZS 3101 مقدار ازدیاد طول در تیرهای بتن آرمه به مقدار دوران کلی مفصل پلاستیک و عمق تیر وابسته است.

اثرات ازدیاد طول در تیرهای بتن آرمه (beam elongation phenomenon)

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame

تفسیر بند ۷-۸ : مطابق با شکل C7.9، زمانی که اعضای بتن آرمه تحت خمش قرار می گیرند، تفاوت ناشی از مقدار کرنش های فشاری و کششی در آرماتورهای طولی باعث ازدیاد طول در این اعضا می شود. هنگامی که یک ترک خمشی در تیر بتن آرمه ایجاد می شود به دلیل بیشتر بودن مقدار کرنش کششی از مقدار کرنش فشاری مربوطه، ازدیاد طول در المان تیر رخ می دهد. مقدار ازدیاد طول، قبل از تسلیم آرماتورهای طولی کوچک و قابل برگشت است، اما با تشکیل مفصل پلاستیک، ازدیاد طول به طور قابل توجهی افزایش می یابد، 7.39, 7.40, 7.41, 7.42, 7.43. در نواحی که مفصل پلاستیک یک طرفه تشکیل می شود، می توان از تئوری خمش استاندارد برای محاسبه کرنش های طولی در هر دو سمت مفصل استفاده کرد تا ازدیاد طول محاسبه شود. نتایج مطالعات آزمایشگاهی نشان می دهند که معادله 7-15 a ازدیاد طول را برای اهداف طراحی با دقت مناسبی پیش بینی می کند ^{7.43}.

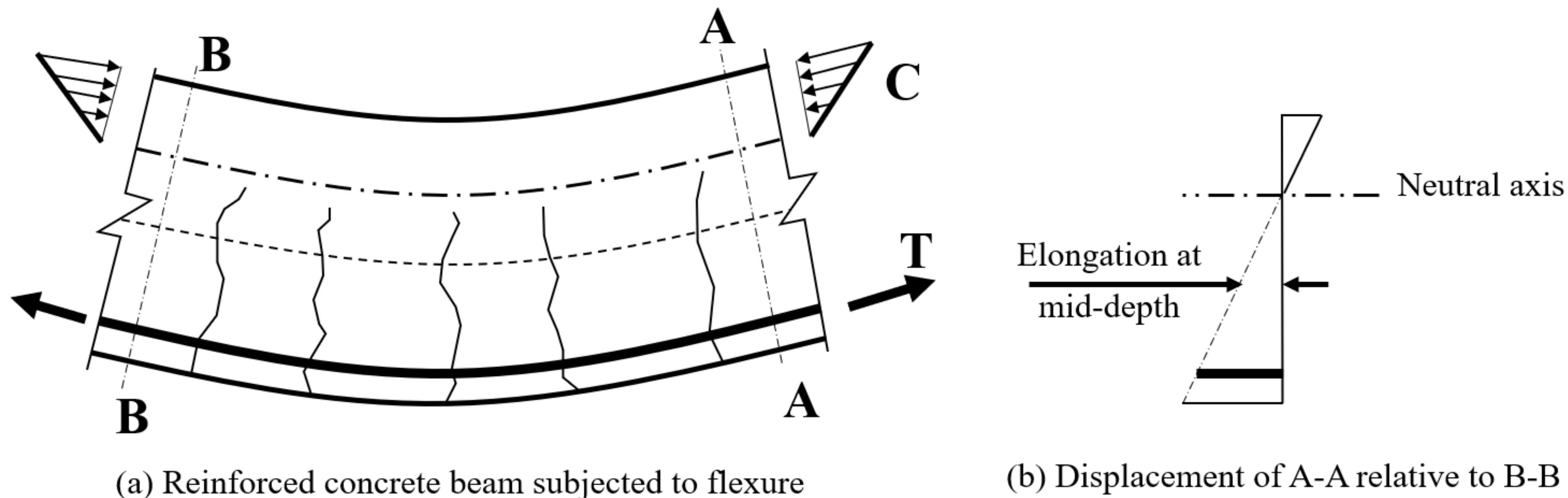
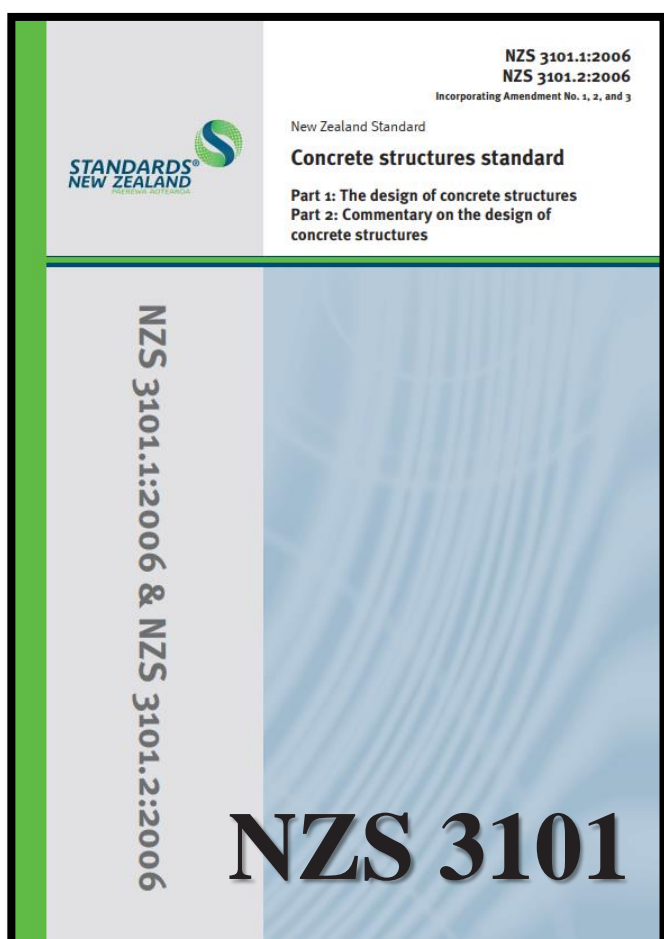


Figure C7.9 – Geometric elongation in a beam



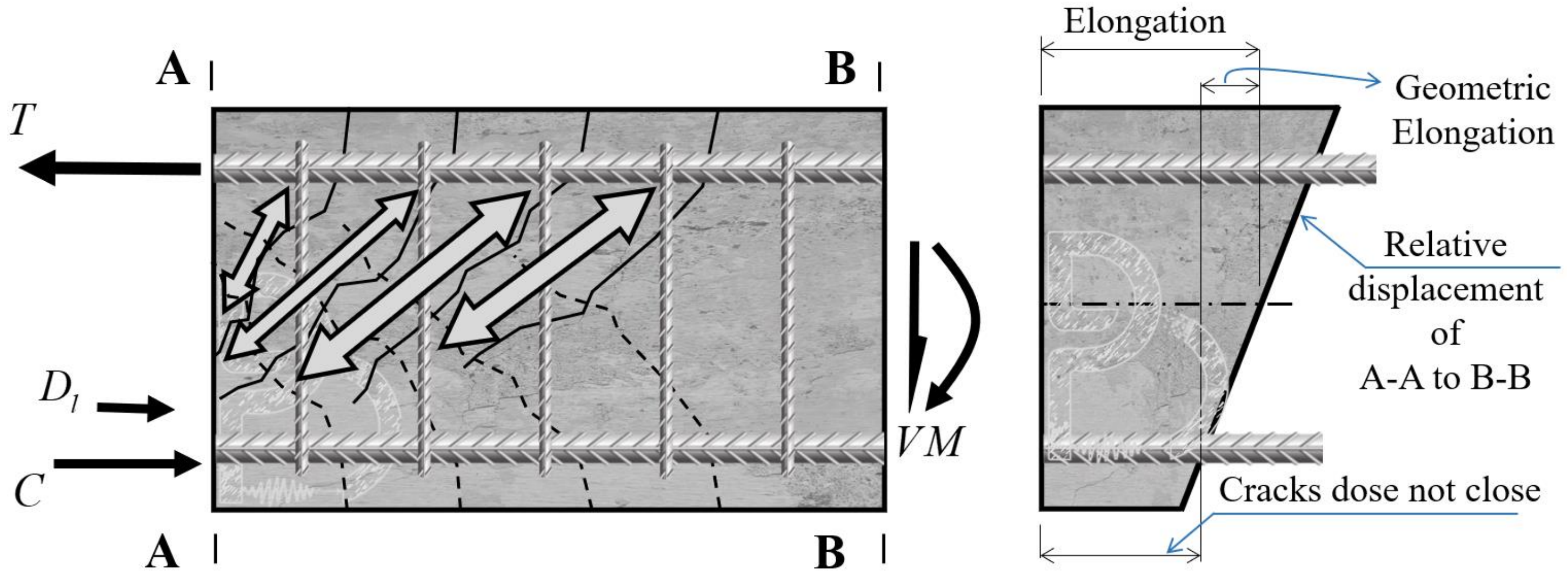
اثرات ازدیاد طول در تیرهای بتن آرمه (beam elongation phenomenon)

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame

تفسیر بند ۷-۸: در نواحی مفاصل پلاستیک که تغییر شکل‌های غیرخطی معکوس‌شونده تحمیل می‌شود، تئوری خمش استاندارد کاربرد نداشته و بزرگی ازدیاد طول نسبت به مقداری که در مفاصل پلاستیک یک‌طرفه ایجاد می‌شود افزایش می‌یابد. این افزایش در ازدیاد طول ناشی از دو مورد زیر است 7.39, 7.41, 7.43.

(الف) تسلیم آرماتورهای طولی منجر به ایجاد ترک‌های عریض خمشی-برشی در ناحیه مفصل پلاستیک می‌شود. تغییر شکل برشی منجر به جابجایی برخی از سنگدانه‌ها در ترک‌های می‌شود و این جابجایی سنگدانه‌ها باعث عدم بسته شدن کامل ترک‌ها در بارگذاری فشاری خواهد شد. این پدیده باعث حفظ کرنش کششی در بخش فشاری مقطع می‌شود.

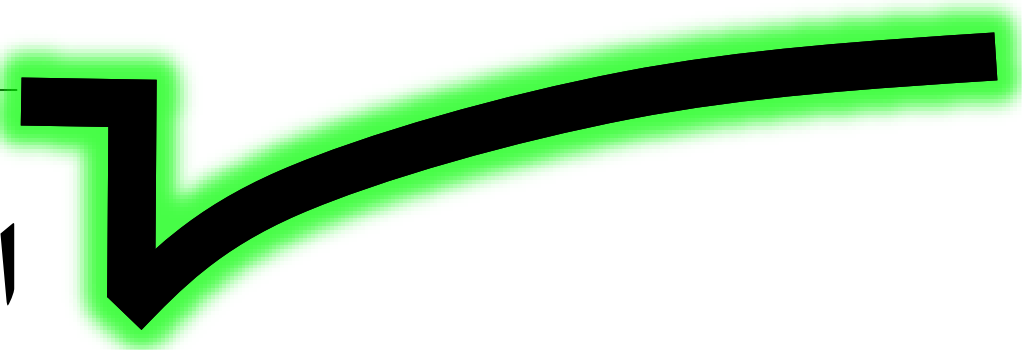
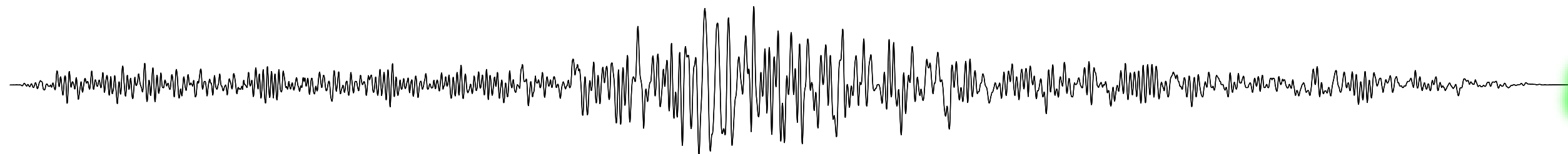
(ب) همانطور که در شکل C7.10 نشان داده شده است، هنگامی که ترک‌های مورب در یک مفصل پلاستیک ایجاد می‌شود، نیروی برشی مقطع تقریباً به طور کامل توسط نیروی کشش در آرماتورهای عرضی و نیروی فشاری قطری در جان تیر تحمل می‌شود. با در نظر گرفتن یک مقطع در محدوده مفصل پلاستیک می‌توان مشاهده کرد که نیروی کششی T ، با نیروی فشاری خمشی C و مولفه افقی نیروی فشاری مورب D_l در تعادل می‌باشد. در نهایت نتیجه این است که در یک تیر بدون بار محوری، نیروی کششی خمشی همواره بیشتر از نیروی فشاری خمشی است. هنگامی که دوران‌ها معکوس بر مفصل پلاستیک اعمال می‌شود، تسلیم به میزان بیشتری در کشش نسبت به فشار رخ می‌دهد. در نتیجه ازدیاد طول بیشتر رخ خواهد داد.



(a) Crack pattern and forces in plastic hinge region

(b) Displacement over length of plastic region

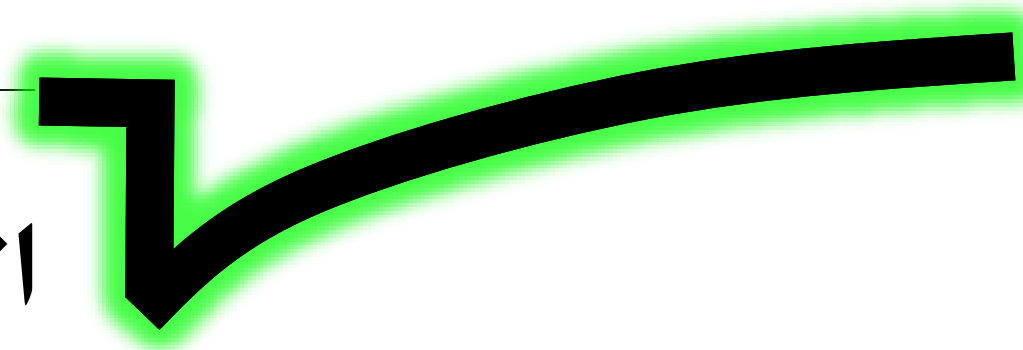
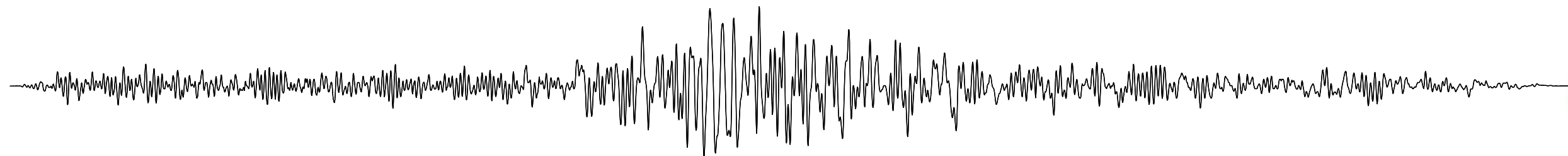
Figure C7.10 – Elongation in reversing plastic region



اثرات ازدیاد طول در تیرهای بتن آرمه (beam elongation phenomenon)

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame

تفسیر بند ۷-۸ : هیچ تئوری ساده‌ای برای تعیین میزان ازدیاد طول در مفاصل پلاستیک معکوس شونده وجود ندارد. چون مقدار ازدیاد طول در مفاصل پلاستیک معکوس شونده به تعداد، بزرگی و توالی جابجایی‌های غیرخطی تحمیل شده به این مفاصل وابسته است ^{7.40}. معادلات 7-15(a) تا 7-15(c) از نتایج تست به دست آمده است. برای کسب اطلاعات بیشتر در ارتباط با ازدیاد طول به مراجع ^{7.39, 7.40} رجوع شود. ^{7.41, 7.42, 7.43} در صورتی که مساحت آرماتورهای فوقانی و تحتانی تیرها برابر نباشد، اگر مساحت کوچکتر در فشار باشد میزان ازدیاد طول کاهش یافته و اگر مساحت بزرگتر در فشار باشد میزان ازدیاد طول افزایش می‌یابد. لیکن در نهایت میانگین ازدیاد طول تیر تغییر قابل توجهی ندارد. اعمال نیروی محوری بر عضو، باعث کاهش ازدیاد طول ناشی از بخش فشاری می‌شود. تعداد محدودی از تست‌ها نشان می‌دهد که نیروی محوری فشاری $0.08 A_g f_c'$ باعث می‌شود که ترک‌ها در بخش فشاری در دوران‌های حالت حدی نهائی بسته شوند. بنابراین در صورت افزایش بار محوری از حد مذکور، تنها ازدیاد طول هندسی لحاظ می‌شود و می‌توان از معادله 7-15(a) استفاده کرد. هنگامی که مفاصل پلاستیک تشکیل می‌شوند، ازدیاد طول قابل توجهی تحمیل می‌شود. المان‌های سازه‌ای پیرامونی از تحقق این ازدیاد طول ممانعت خواهند کرد، این اتفاق باعث ایجاد نیروی محوری فشاری در عضو مذکور و نیروی محوری کششی در المان‌های پیرامونی می‌شود. با توجه به اینکه در اکثر نرم‌افزارها قابلیت شبیه‌سازی مستقیم ازدیاد طول وجود ندارد، لذا در روند تحلیل سازه این مورد شبیه‌سازی نمی‌شود ^{7.39, 7.40, 7.41}. مهم است که طراحان از تبعات ناشی از ازدیاد طول آگاه باشند تا اقدامات لازم برای جلوگیری از اثرات نامطلوب این پدیده را اتخاذ کنند.



اثرات ازدیاد طول در تیرهای بتن آرمه (beam elongation phenomenon)

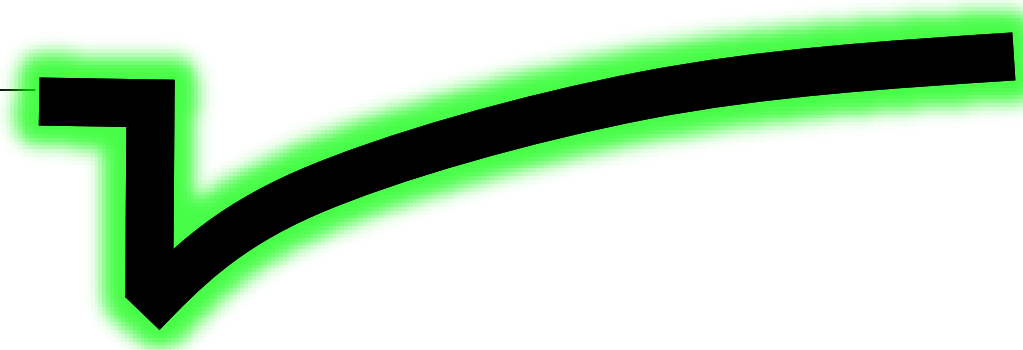
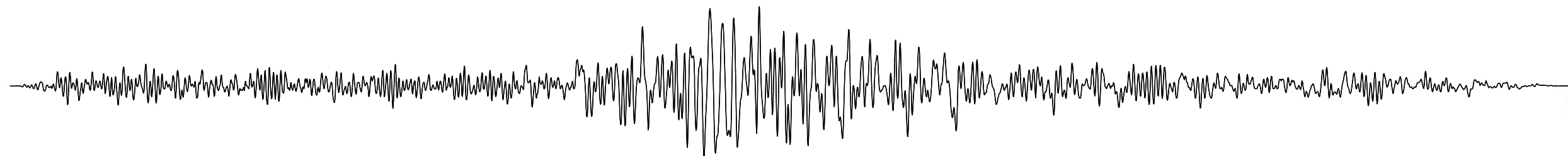
Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame

مکانیزم کلی شکل‌پذیر مطلوب در قاب‌های بتن‌آرمه تشکیل مکانیزم تیری است (تیر ضعیف-ستون قوی). برای اطمینان از رخداد چنین مکانیزمی در زلزله، بایستی مقدار نیاز برشی ستون‌ها به درستی تخمین زده شود. رفتار واقعی ساختمان از دیدگاه‌های مختلفی نظیر اضافه مقاومت تیرها، تشدید دینامیکی و بارگذاری دو طرفه در زلزله مورد بررسی قرار گرفته و ضوابط مربوطه به صورت فرمول‌های ساده وارد استانداردها شده است. به دلیل بارگذاری جانبی قاب‌ها و تحمیل تغییرشکل‌های خمشی به تیرهای بتن‌آرمه، ازدیاد طول در تیرهای بتن‌آرمه رخ می‌دهد. ازدیاد طول مذکور باعث افزایش نیرو و نیاز تغییرشکلی در ستون‌ها می‌شود. اندرکنش سینماتیکی بین تیر دارای ازدیاد طول و ستون‌ها باعث تحمیل بیشتر تغییرشکل به ستون خارجی فشاری (پنجه ساختمان) در طبقه همکف می‌شود. این ستون بیشترین فشار ناشی از لنگر واژگونی ساختمان را دارا می‌باشد. پدیده ازدیاد طول در تیرهای بتن‌آرمه در نیوزیلند توجه ویژه‌ای را به خود جلب کرده است، بخصوص به دلیل فروریزش سقف‌های پیش ساخته که به دلیل افزایش فاصله در بین تکیه‌گاه‌های مفصلی آن رخ داده است.

اخیراً، پژوهش‌های زیادی برای تخمین میزان ازدیاد طول در تیرها (Fenwick and Megget 1993, Restrepo 1993, Matthews 2004,) و توسعه مدل‌های تحلیلی برای شبیه‌سازی دقیق این مکانیزم در تیرهایی که به عنوان بخشی از سیستم مقاوم قاب خمشی هستند انجام شده است (Kabeyasawa et al. 2000, Lau et al. 2003, Peng et al. 2013).

به دلیل اثرات ازدیاد طول در تیرهای بتن‌آرمه، به ستون‌ها خارجی تحت فشاری قاب، نیروی برشی مازاد تحمیل می‌شود. توزیع نیروی برشی به دست آمده از مدل‌هایی که ازدیاد طول را شبیه‌سازی نکرده‌اند نشان از اختلاف قابل ملاحظه نتایج دارد. لذا برای جلوگیری از مکانیزم‌های مخرب (شکست برشی ستون و تشکیل طبقه ضعیف) نیروی برشی مازاد ستون‌های خارجی به دلیل ازدیاد طول در تیرها بایستی لحاظ شود (Fenwick et al. 1996, Kabeyasawa et al. 2000, Kim et al. 2004,).

(Visnjic et al. 2012).



Available Methods for Estimating Seismic Design Shear of RC Column, V_e

ضوابط محاسبه نیاز برشی در ستون‌های بتن‌آرمه براساس مراجع مختلف، در ۵ بخش زیر به صورت عمیق بررسی می‌شود. در نهایت در بخش ۶، ضوابط مربوط به تمامی مدل‌ها براساس نتایج آزمایشگاهی ساختمان ۱۰ طبقه بتن‌آرمه (تست شده در میز لرزه E-Defense) ارزیابی خواهد شد.

1- V_e According to ACI 318-19

2- V_e According to NIST GCR 16-917-40 (Beam Hinging)

3- V_e According to NZS 3101-06

4- V_e According to Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)

5- V_e According to ACI 318-19 Appendix A or ASCE 41-23

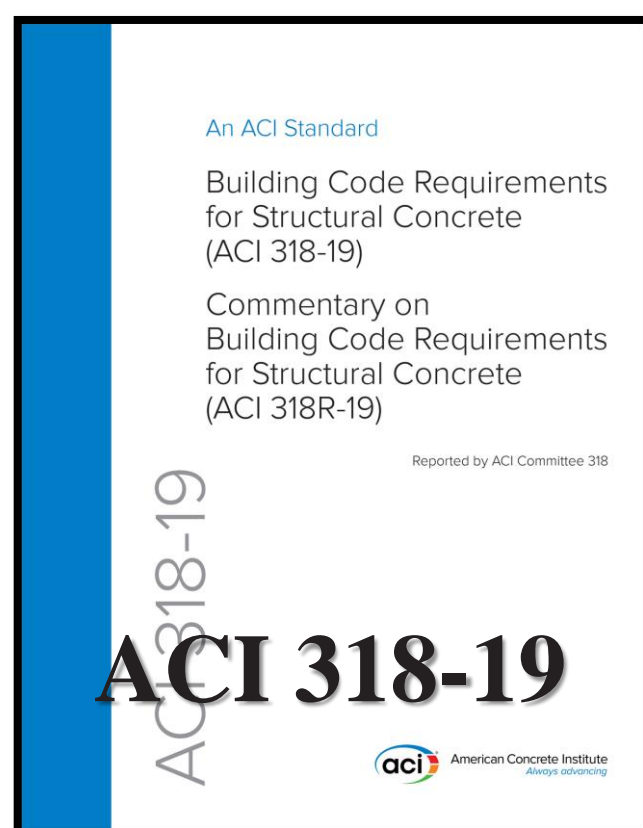
Design Verification Using Nonlinear Response History Analysis

6- St. Shear Demand of the E-Defense 2019 test on a 10-st. building

1- V_e According to ACI 318-19

در حال حاضر طراحی برش ستون‌های قاب خمشی ویژه در آمریکا براساس دو مرجع مختلف انجام می‌شود:

هر دو مرجع مقابل طرح برشی با فرض "تشکیل مفاصل پلاستیک در ابتدا و انتهای ستون" را بیش از اندازه محافظه کارانه تلقی کرده و رویکردهای متفاوتی برای محاسبات نیاز برش لرزه‌ای ارائه می‌کنند. در ادامه این رویکردها تشریح می‌گردد:



1- V_e According to ACI 318-19

18.7.6.1 Design forces

18.7.6.1.1 The design shear force V_e shall be calculated from considering the maximum forces that can be generated at the faces of the joints at each end of the column. These joint forces shall be calculated using the maximum probable flexural strengths, M_{pr} , at each end of the column associated with the range of factored axial forces, P_u , acting on the column. The column shears need not exceed those calculated from joint strengths based on M_{pr} of the beams framing into the joint. In no case shall V_e be less than the factored shear calculated by analysis of the structure.

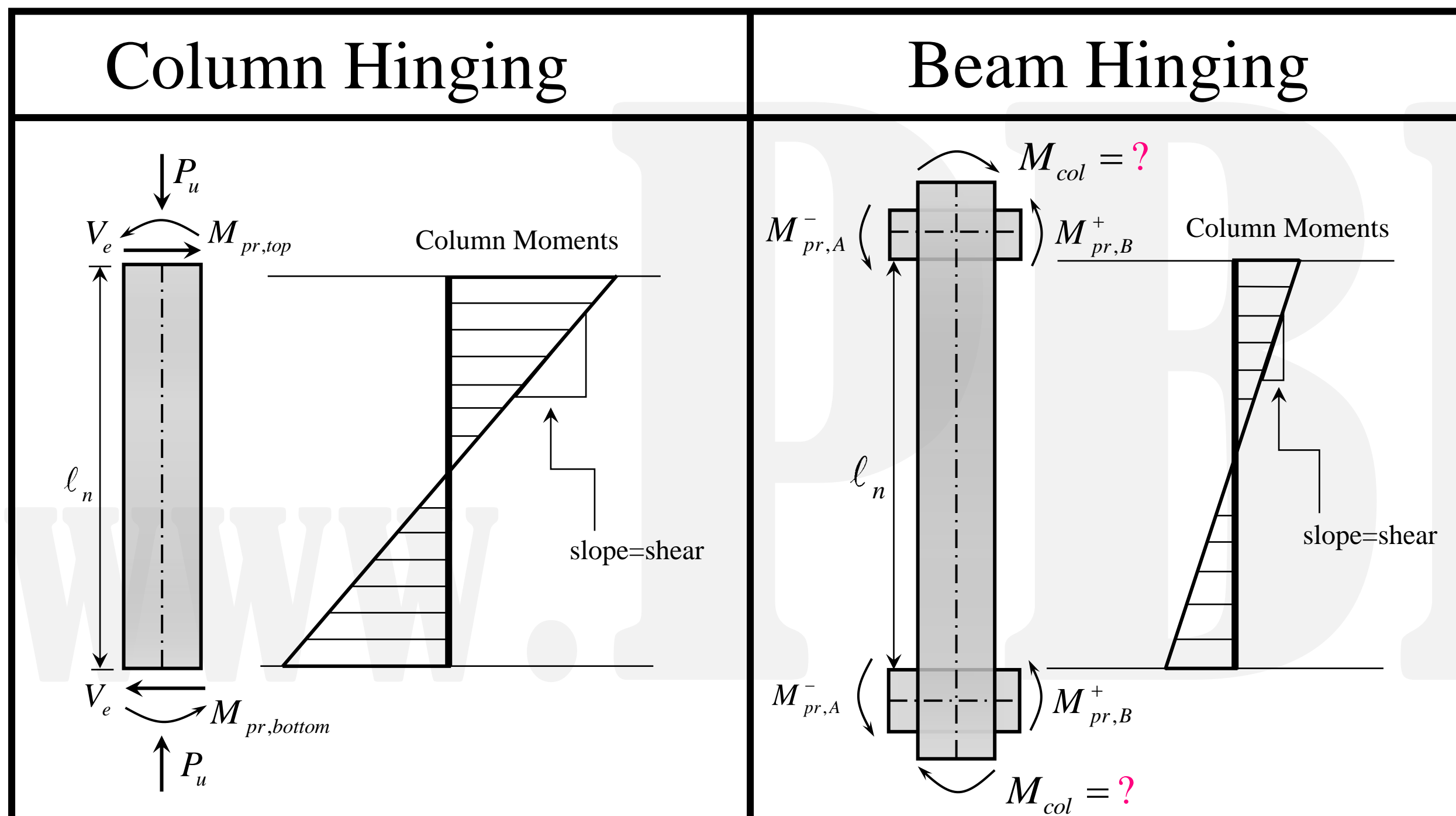
R18.7.6.1 Design forces

R18.7.6.1.1 The procedures of 18.6.5.1 also apply to columns. Above the ground floor, the moment at a joint may be limited by the flexural strength of the beams framing into the joint. Where beams frame into opposite sides of a joint, the combined strength is the sum of the negative moment strength of the beam on one side of the joint and the positive moment strength of the beam on the other side of the joint. Moment strengths are to be determined using a strength reduction factor of 1.0 and reinforcement with an effective yield stress equal to at least $1.25f_y$. Distribution of the combined moment strength of the beams to the columns above and below the joint should be based on analysis.

$$V_{Design} = \max \left(V_{code}, \min \left(V_{ACI318(A)}, V_{ACI318(B)} \right) \right)$$

1- V_e According to ACI 318-19

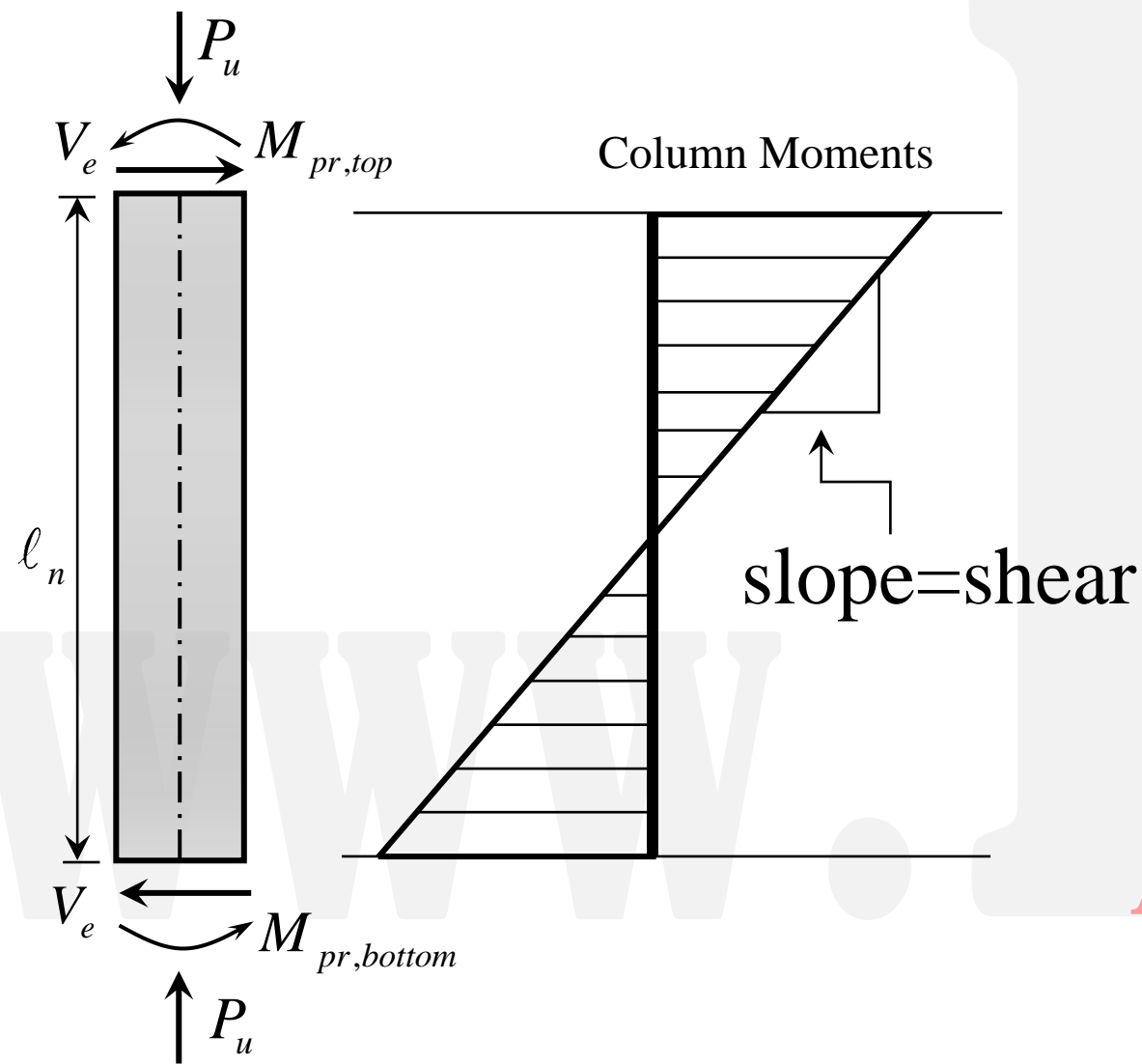
مطابق با ACI 318-19 برش لرزه‌ای طراحی برای ستون‌های SMRF، V_e ، در هیچ موردی نبایستی کمتر از مقدار برش ضریب‌دار محاسبه شده براساس ASCE 7 (تحلیل دینامیکی طیفی یا تحلیل استاتیکی معادل) باشد. در ادامه، ضوابط مقاومت برشی مورد نیاز، الزام می‌کند تا نیروی برشی طراحی ستون براساس حداکثر نیروی‌هایی که در دو انتهای ستون (در برگره اتصال تیر-ستون) می‌تواند تشکیل شود محاسبه گردد. نیروهای گره اتصال براساس بزرگترین مقاومت خمشی محتمل ($M_{pr,c}$) در هر دو انتهای ستون محاسبه می‌شود. بزرگترین مقاومت خمشی محتمل، متناظر با بازه بار محوری ضریب‌دار در ستون تعیین می‌شود. این روش (رویکرد مفصل پلاستیک در ستون‌ها) برای محاسبه برش لرزه‌ای ستون‌های SMRF، در **ACI 318-19 نیز به صورت ضمنی "تخمین بیش از حد نیاز" تلقی می‌شود.** رویکرد تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌ها برای محاسبه برش لرزه‌ای، مقادیر آرماتور عرضی را به حدی تجویز می‌کند که **توجیه اجرایی ندارد.** از این رو حداکثر برش ستون که بایستی در طراحی لحاظ گردد زمانی است که تیرهای اتصال در گره بالا و پایین به حداکثر مقاومت خمشی محتمل خود ($M_{pr,b}$) می‌رسند.



با این حال، ACI 318-19، تصمیم‌گیری در مورد توزیع حداکثر لنگر خمشی محتمل تیرها مابین دو ستون بالایی و پایینی گره اتصال را به عهده مهندس می‌گذارد.

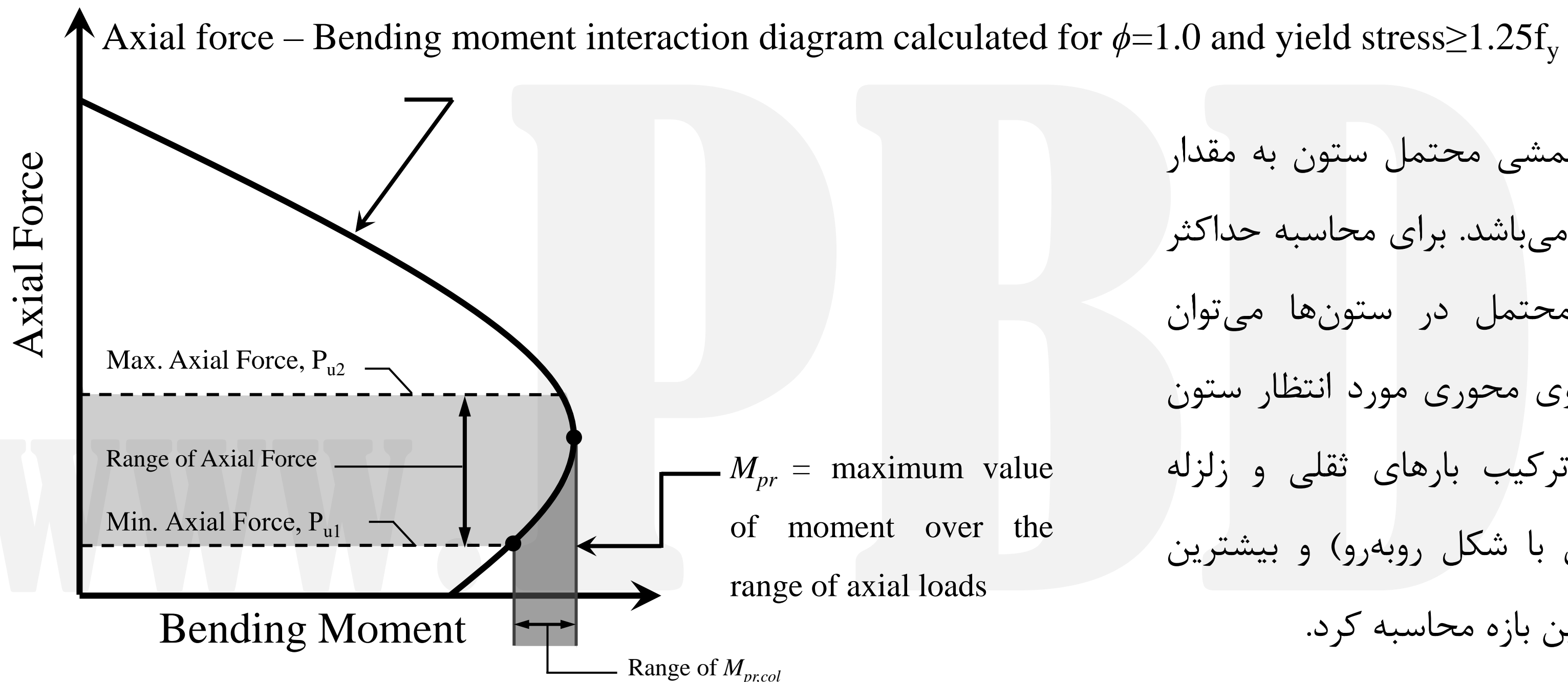
1- V_e According to ACI 318-19

محاسبه برش طراحی در ستون‌های قاب‌های خمشی ویژه بتن‌آرمه با رویکرد تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌ها :



این فرض که $M_{pr,c}$ به طور همزمان در بالا و پایین ستون ایجاد شود، ممکن است فوق‌العاده محافظه کارانه تلقی گردد، مخصوصاً زمانی که ستون‌ها به طور قابل ملاحظه‌ای قوی‌تر از تیرها باشند.

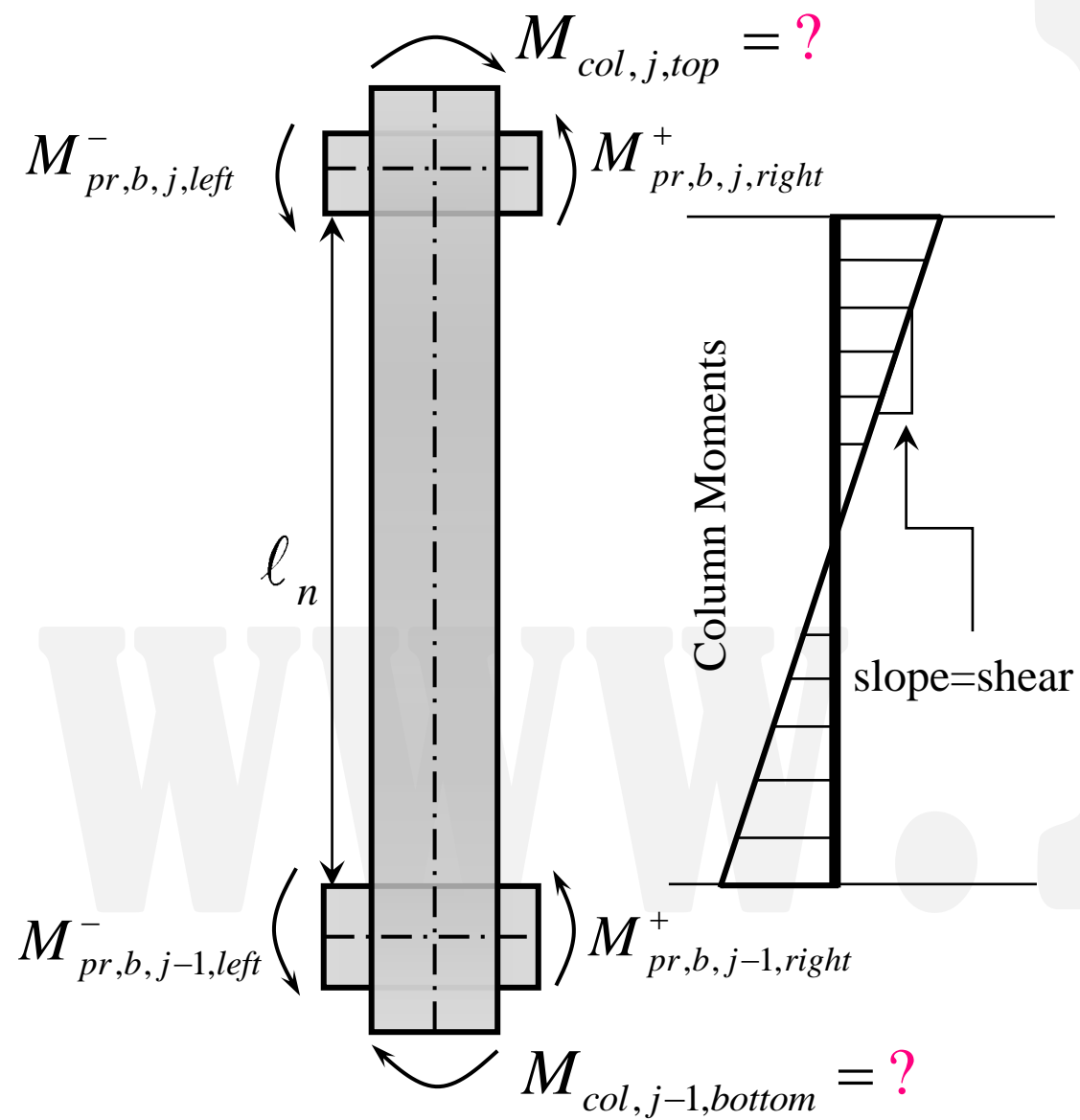
$$\text{ACI 318-19 (A)} \Rightarrow V_e = \frac{M_{pr,bottom} + M_{pr,top}}{l_n}$$



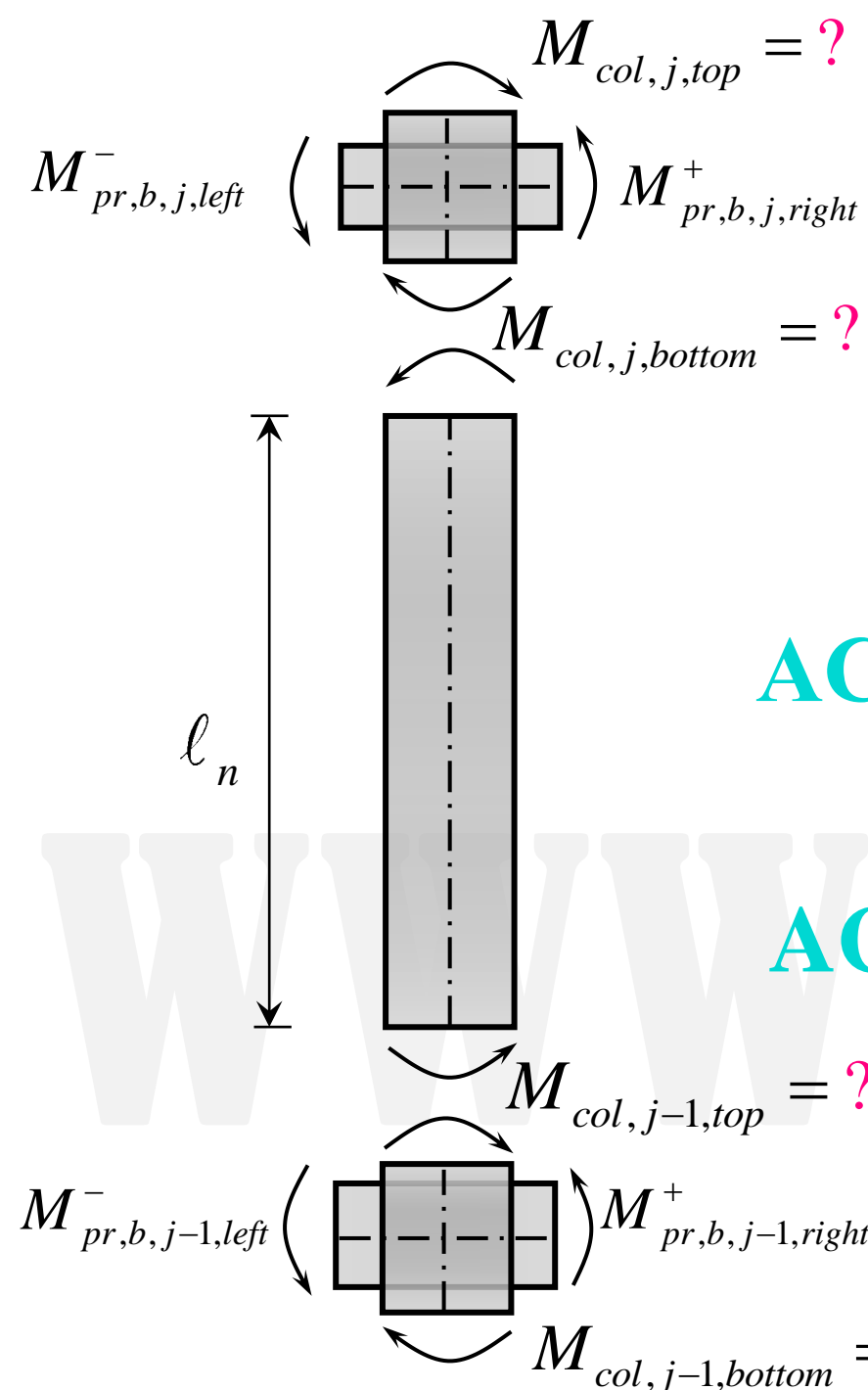
حداکثر مقاومت خمشی محتمل ستون به مقدار بار محوری وابسته می‌باشد. برای محاسبه حداکثر مقاومت خمشی محتمل در ستون‌ها می‌توان دامنه تغییرات نیروی محوری مورد انتظار ستون را با استفاده از ترکیب بارهای ثقیلی و زلزله تخمین زد (مطابق با شکل روبه‌رو) و بیشترین مقدار $M_{pr,c}$ را از این بازه محاسبه کرد.

1- V_e According to ACI 318-19

محاسبه برش طراحی در ستون‌های قاب‌های خمشی ویژه بتن‌آرمه با رویکرد تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها :



در این رویکرد فرض می‌شود تیرهای متصل شده به ستون، به حداکثر مقاومت خمشی محتمل خود رسیده‌اند (تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها). بنابراین برای یک گره مشخص، مقادیر لنگر وارده از سمت تیرها مشخص بوده و بایستی مقادیر لنگر جذب شده توسط ستون‌های بالا و پایین هر گره محاسبه شود. روند رایج در آمریکا فرض می‌کند که ستون‌های بالا و پایین در گره اتصال هر کدام به یک اندازه از مجموع لنگرهای محتمل تیرها سهم می‌برند. این حالت B1 نامگذاری می‌شود. برای بررسی بیشتر این شرایط، حالت دیگری نیز فرض می‌شود، حالتی که در آن ستون‌هایی که در بالا و پایین ستون مورد نظر قرار دارند هیچ سهمی از لنگر خمشی محتمل تیرها نمی‌برند و کل لنگر تیرها، جذب ستون مورد نظر می‌شود. این حالت B2 نامگذاری شده و به عنوان کران بالا برای حالت B1 می‌باشد.



$$M_{col,j,bottom} = M_{col,j,top} = \frac{M_{pr,b,j,left}^- + M_{pr,b,j,right}^+}{2} = \frac{\sum M_{pr,b,j}}{2}$$

$$M_{col,i-1,top} = M_{col,j-1,bottom} = \frac{M_{pr,b,j-1,left}^- + M_{pr,b,j-1,right}^+}{2} = \frac{\sum M_{pr,b,j-1}}{2}$$

$$\text{ACI 318-19 (B1)} \Rightarrow V_e = \frac{M_{col,j,bottom} + M_{col,j-1,top}}{l_n} = \frac{\sum M_{pr,b,j} + \sum M_{pr,b,j-1}}{2l_n}$$

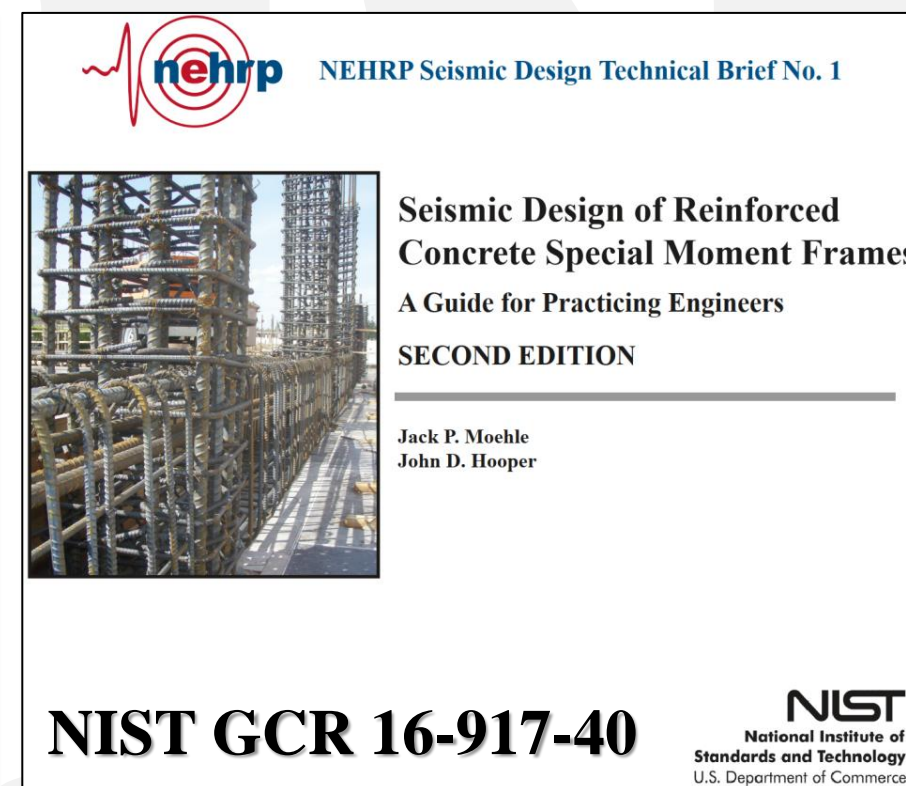
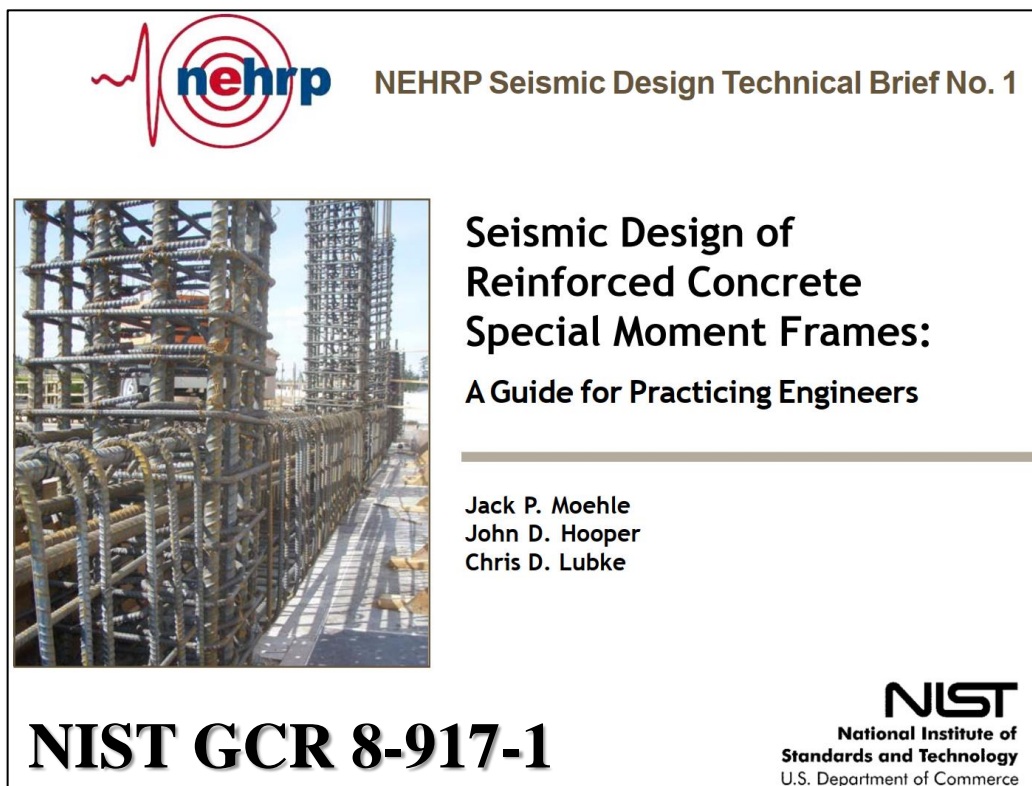
$$\text{ACI 318-19 (B2)} \Rightarrow V_e = \frac{M_{col,j,bottom} + M_{col,j-1,top}}{l_n} = \frac{\sum M_{pr,b,j} + \sum M_{pr,b,j-1}}{l_n}$$

$$\Rightarrow V_{e(B2)} = 2V_{e(B1)}$$

2- V_e According to NIST GCR 16-917-40 (Beam Hinging)

در سال ۲۰۰۸ یک مرجع تحت عنوان NIST GCR 8-917-1 توسط NEHRP منتشر شد. این مرجع، راهنمای بکارگیری ضوابط ACI 318

در طراحی قاب‌های خمشی ویژه می‌باشد.

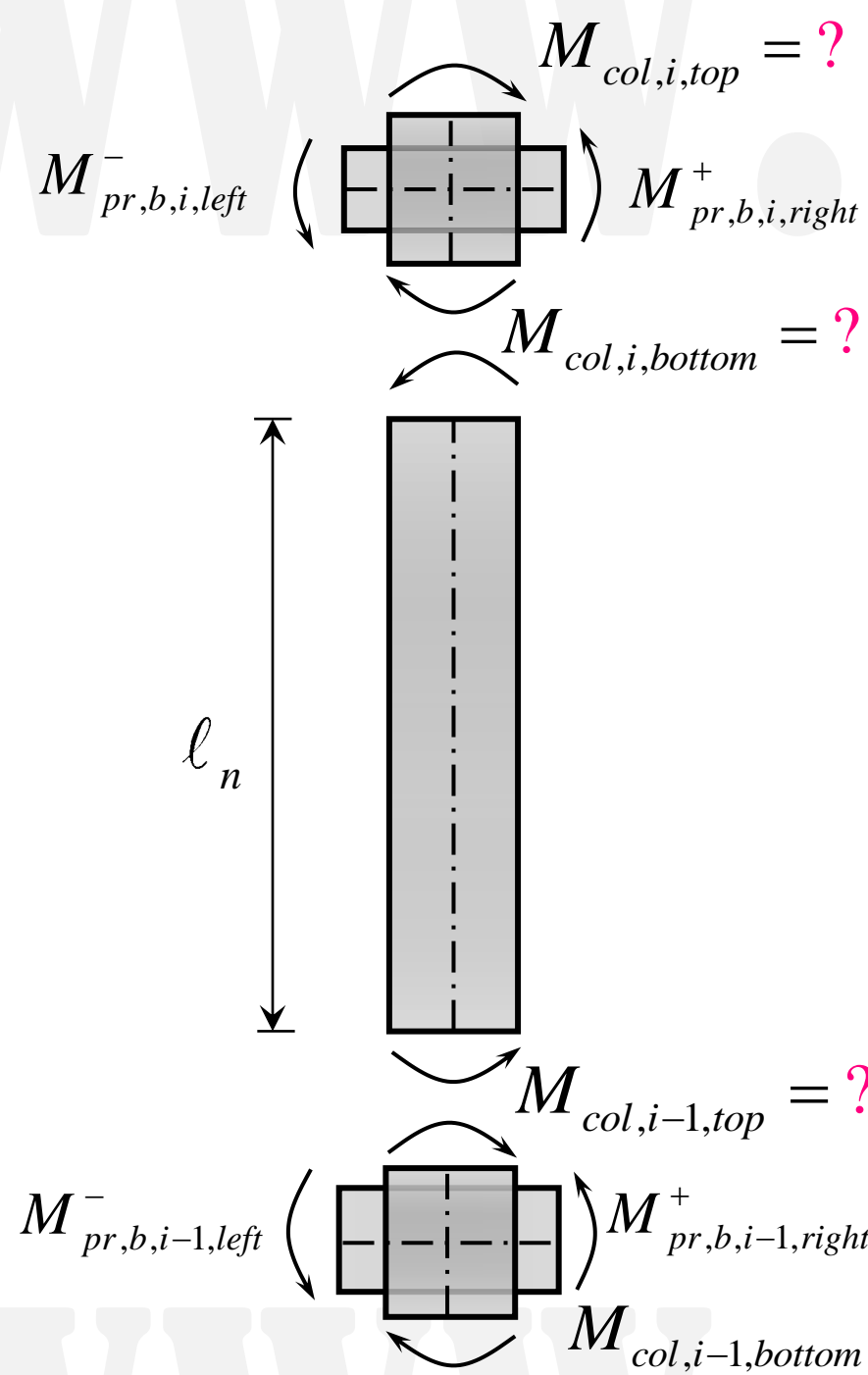


Jack P. Moehle John D. Hooper

راهنمای طراحی NIST نکات کلیدی در طراحی سیستم‌های SMRF، نظیر طراحی خمشی و برشی تیرها و ستون‌ها، طراحی اتصالات تیر-ستون و الزامات مهار را ارائه می‌کند. ویرایش جدید این مرجع در سال ۲۰۱۶ تحت عنوان NIST GCR 16-917-40 توسط NEHRP منتشر شد. هر دو نسخه، طراحی برشی ستون به وسیله رویکرد "تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌ها" را بسیار محافظه کارانه تلقی می‌کنند. لیکن این حالت از طراحی را فقط در "صورت امکان" توصیه می‌کنند. با این حال، برای برخی از ستون‌ها، برش به دست آمده با این روش بسیار بیشتر از آن است که توجیه اجرایی داشته باشد، لذا این مرجع روش محاسباتی جایگزین ارائه می‌کند. NIST عنوان می‌کند: لازم نیست حداکثر برش ستون‌ها بیش از برش نظیر با تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها در نظر گرفته شود (بنابراین NIST GCR 16-917-40 نیز از رویکرد تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها استفاده می‌کند). مشکل این روش در توزیع لنگر خمشی بین ستون‌های موجود در بالا و پایین گره مورد بررسی می‌باشد. یک روش رایج، توزیع حداکثر لنگر خمشی محتمل تیرها، به نسبت سختی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال یا تقسیم لنگر مذکور به دو بخش مساوی بین ستون‌های نظیر می‌باشد. نسخه جدیدتر از NIST عنوان می‌کند که هر دو روش توزیع لنگر معرفی شده می‌توانند تا حد زیادی در خلاف جهت اطمینان باشند.

2- V_e According to NIST GCR 16-917-40 (Beam Hinging)

راهنمای طراحی NIST، پیشنهاد می‌کند مقدار حداکثر برش لرزه‌ای براساس تحلیل ارتجاعي ASCE 7 محاسبه شده (برش حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی، V_{code}) و این مقدار توسط نسبت "اضافه مقاومت تیرها" تشدید شود. V_{code} همان حداقل برش طراحی ستون است که توسط ACI 318-19 معرفی می‌شود. با توجه به این که معمولاً بیش از یک تیر به ستون متصل می‌باشد بنابراین NIST پیشنهاد می‌کند از میانگین اضافه مقاومت تیرهای نظیر استفاده شود. میانگین ضریب اضافه مقاومت برای تیر شماره 1 در طبقه j به صورت زیر محاسبه می‌شود:



$M_{pr,b,i,j}$: حداکثر مقاومت خمشی محتمل تیر شماره 1 در طبقه j

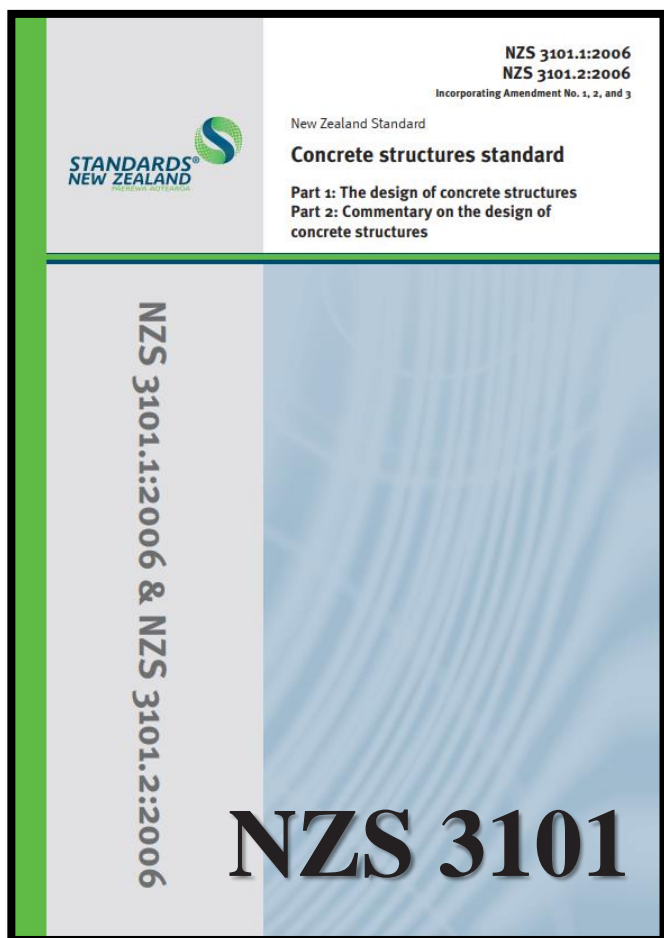
$M_{u,b,i,j}$: لنگر خمشی طراحی تیر شماره 1 در طبقه j

V_{code} : حداکثر برش طراحی حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی براساس ASCE 7

$$\Rightarrow \Phi_m = Average\left(\frac{M_{pr,b,i,j}}{M_{u,b,i,j}}\right)$$

$$\Rightarrow V_{e,col} = \Phi_m \times V_{code}$$

3- V_e According to NZS 3101-06



10.4.7 Transverse reinforcement in columns

10.4.7.2.1 Design shear force

نیروی برشی طراحی ستون‌هایی که در معرض لنگر خمشی و بار محوری قرار می‌گیرند بایستی با در نظر گرفتن نیروهای وارد بر عضو، با ترکیب حداکثر لنگرهای انتهایی محتمل که بزرگترین برش را ایجاد می‌کنند تعیین شود. حداقل مقاومت برشی اسمی مجاز در یک ستون، در حالت حدی نهائی بایستی برابر یا بزرگتر از مقادیر زیر باشد:

الف) برای ساختمان بیش از یک طبقه برابر با $1.6V_E$

ب) برای ساختمان یک طبقه یا پل برابر با $1.5V_E$

پ) در "طبقه اول ساختمان‌های با دو طبقه یا بیشتر" یا در هر سازه‌ای که "نیروهای لرزه‌ای جانبی" یا "ازدیاد طول" بتواند مفاصل پلاستیک را در هر دو انتهای عضو ایجاد کند، مقدار برش طراحی نبایستی کمتر از مجموع مقاومت خمشی محتمل هر دو انتها تقسیم فاصله خالص مابین دو مقطع بحرانی مفصل پلاستیک باشد.

ت) محاسبه نیاز برشی ستون براساس روش‌های A یا B مطابق با پیوست D

تفسیر بند ۱۰-۴-۷: عضایی که پتانسیل تشکیل مفاصل پلاستیک در آنها وجود دارد، برای محاسبه نیروهای برشی طراحی

آنها بایستی از اصول طراحی براساس ظرفیت استفاده کرد. هدف از طراحی براساس ظرفیت، حصول اطمینان از رسیدن به مود

شکست شکل‌پذیر به جای مود شکست غیرشکل‌پذیر مانند شکست برشی یا کمانش آرماتورهای طولی است. پیوست D شامل

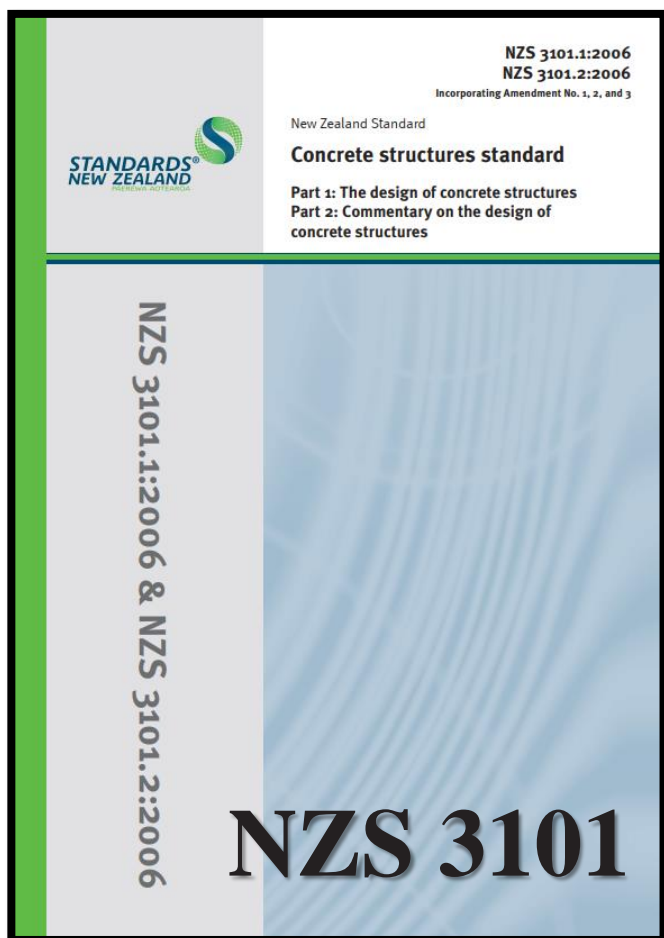
دو روش می‌باشد که ممکن است برای محاسبه تلاش‌های طراحی براساس ظرفیت در قاب‌های خمشی شکل‌پذیر چند طبقه مورد استفاده قرار گیرد. با این حال، نیروی برشی تعیین شده توسط هر کدام از این موارد نبایستی از مقادیر ارائه شده در این بند کوچکتر باشد (موارد الف، ب و پ از بند 10.4.7.2.1)

لازم به ذکر است ازدیاد طول تیرها، که با تشکیل مفاصل پلاستیک همراه است، می‌تواند باعث تشکیل مفصل پلاستیک در پای

ستون‌های طبقه اول و همچنین درست در بالا (پای ستون طبقه دوم) یا درست در پایین (بالای ستون‌های طبقه اول) طبقه اول

گردد. این مورد دلیل ضابطه (پ) از بند 10.4.7.2.1 می‌باشد.

3- V_e According to NZS 3101-06



APPENDIX D – METHODS FOR THE EVALUATION OF ACTIONS IN DUCTILE AND LIMITED DUCTILE MULTI-STOUREY FRAMES AND WALLS (Normative)

D3.2.6 Design shears in columns

نیروی برشی در ستون برای تلاش‌های لرزه‌ای در یک امتداد، V_{col}^* ، بایستی متناسب با یکی از موارد (a) یا (b) اتخاذ شود. مقدار محاسبه شده بایستی در هیچ حالت کمتر از 1.6 برابر نیروی برش ناشی از طراحی لرزه‌ای شود ($1.6V_E$).

(الف) در طبقه اول نیروهای برشی طراحی براساس ظرفیت بایستی بزرگتر مساوی مقدار زیر باشد:

$$V_{col}^* = 1.15 \frac{M_{oc,bottom} + M_{oc,top}}{L_n} \quad (\text{Eq. D-3})$$

که در آن $M_{oc,bottom}$ و $M_{oc,top}$ مقاومت خمشی محتمل بخش بالایی و پایینی ستون طبقه اول و L_n ارتفاع خالص ستون در طبقه اول است. در محاسبه $M_{oc,bottom}$ مقدار افزایش مقاومت ناشی از محصورشدگی در محدوده مفصل پلاستیک بایستی مطابق **2.6.5.5(b)** انجام شود.

(ب) برای ستون‌های بالای طبقه اول به غیر از طبقه آخر، V_{col}^* ، به صورت زیر محاسبه می‌شود.

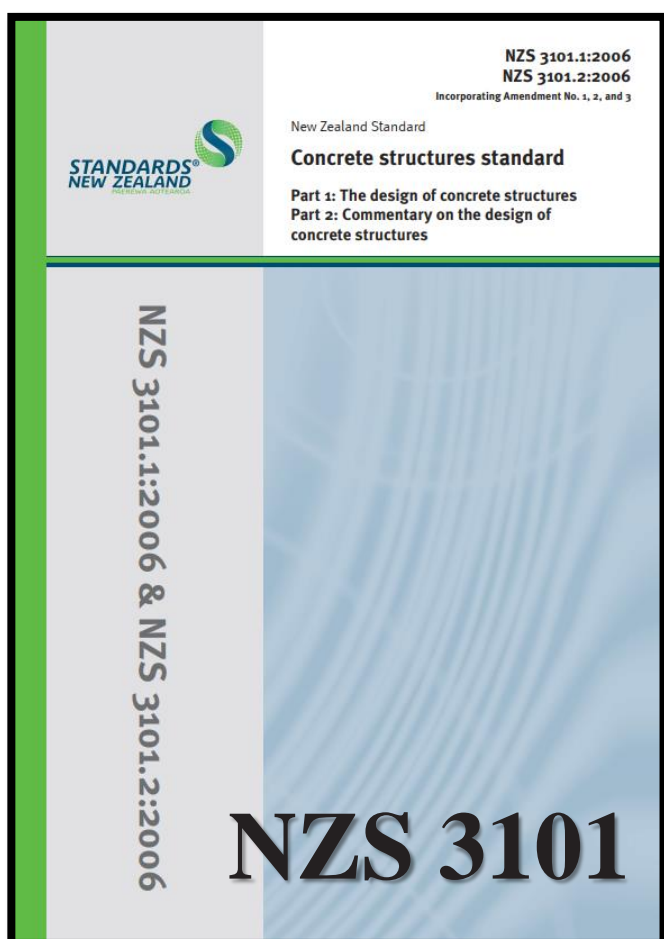
$$V_{col}^* = 1.3\phi'_o V_E \quad (\text{Eq. D-4})$$

به طوری که V_E برش حاصل از تحلیل استاتیکی معادل یا آنالیز مود اول برای تلاش‌های لرزه‌ای بوده و ϕ'_o مقدار متوسط اضافه مقاومت محل اتصال تیر به ستون در هر دو بخش بالایی و پایینی ستون مورد بررسی است.

(پ) در طبقه آخر جایی که انتظار می‌رود ستون‌ها زورده‌تر از تیرها تسلیم شوند بایستی برای محاسبه V_{col}^* ، از معادله D-3 استفاده شود. در مواردی که این شرط برقرار نشود بایستی از معادله D-4 استفاده شود.

(ت) در ستون‌هایی که در دو یا چند محور با تیرها تلاقی دارند، تلاش‌های همزمان برشی ناشی از تیرها در هر محور برای محاسبه نیاز برشی ستون بایستی در نظر گرفته شود.

3- V_e According to NZS 3101-06



APPENDIX D – METHODS FOR THE EVALUATION OF ACTIONS IN DUCTILE AND LIMITED DUCTILE MULTI-STOREY FRAMES AND WALLS (Normative)

CD3.2.6 Design shears in columns

از دیاد طول تیرها در طبقه اول، همراه با تشکیل مفاصل پلاستیک، ستون‌ها را به سمت بیرون هل می‌دهد و نواحی پلاستیک ثانویه را به صورت اجباری در زیر یا بالای اولین طبقه تشکیل می‌دهد. در نتیجه در طبقه اول، نیروی برشی بحرانی با فرض ایجاد مفاصل پلاستیک در بالا و پایین طبقه اول تعیین می‌شود. بنابراین نیروی برشی ستون بایستی براساس معادله D-3 تعیین شود.

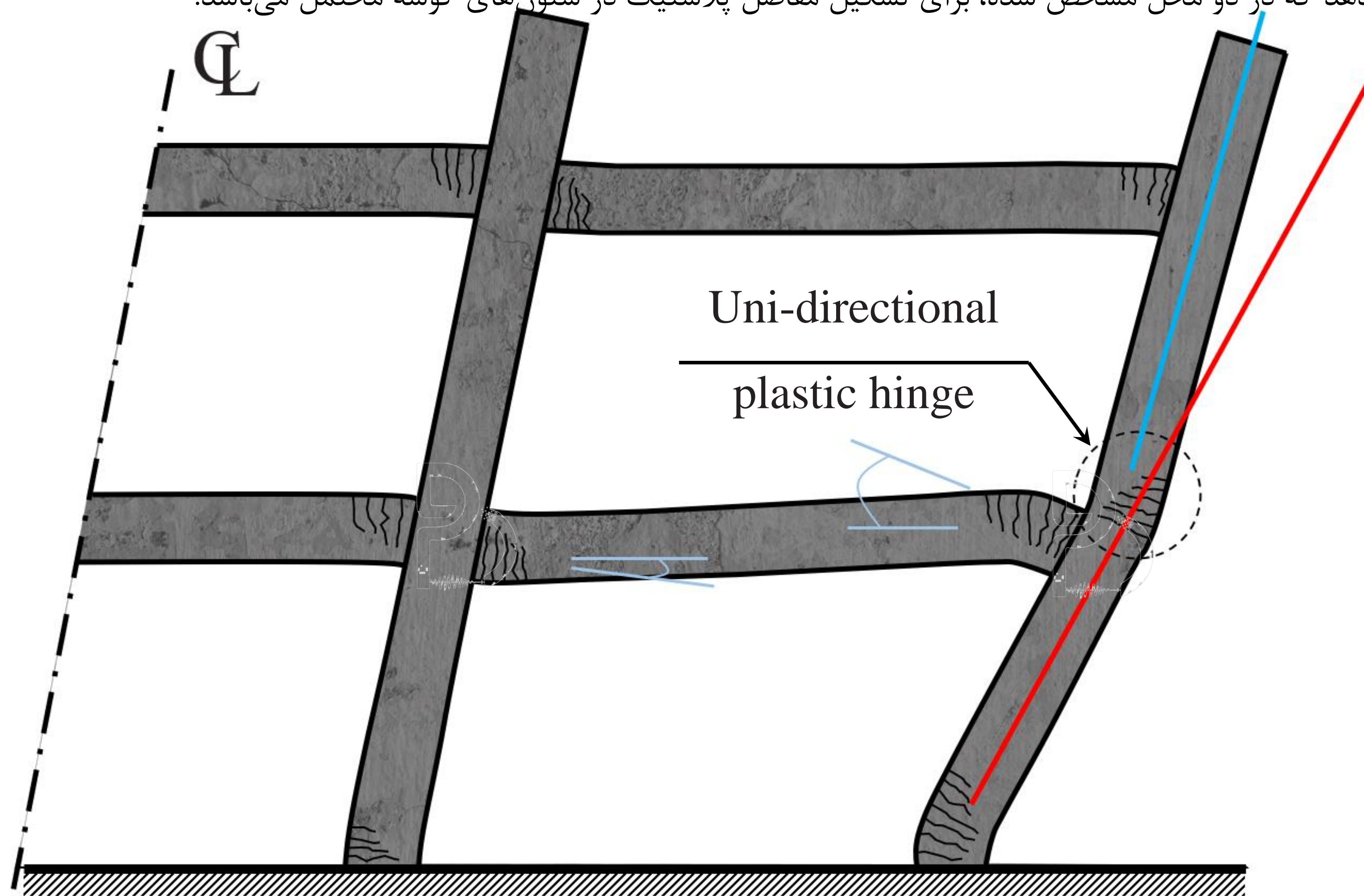
تحلیل قاب‌ها نشان می‌دهد که لنگر خمشی در بالای ستون‌های طبقه اول کوچکتر از مقادیر لنگر در پای ستون است. با این حال، نتایج این آنالیزها به دلیل عدم مدل سازی از دیاد طول تیرها ممکن است گمراه کننده باشد. در نتیجه تشکیل مفاصل پلاستیک ثانویه بایستی در این نواحی پیش‌بینی شود.

نیروی برشی از شیب لنگر محتمل و بحرانی در طول ستون محاسبه می‌شود. با این حال، باتوجه به پیامدهای جدی و نامطلوب برای شکست برشی، محاسبات V_{col}^* (براساس معادلات D-3 و D-4)، با در نظر گرفتن قابلیت اعتماد متفاوت برای طراحی برشی و خمشی به اندازه ۱۵٪ افزایش یافته است.

در ستون‌هایی که با تیرهای دو یا چند محور تلاقی می‌کنند، باید در طراحی برای برش ستون، عمل همزمان نیروهای برشی اعمال شده توسط تیرها در هر محور در نظر گرفته شود. در چنین مواردی مقاومت برشی تامین شده توسط بتن بایستی بین دو محور ستون متناسب باشد.

3- V_e According to NZS 3101-06

یک قاب دو طبقه در نیوزیلند مورد آزمایش قرار گرفته است. مطابق با شکل زیر، ازدیاد طول در تیرهای بتنی در هر دو طبقه تاثیر می‌گذارد. ازدیاد طول تیرها در طبقه اول باعث می‌شود که تغییر شکل ستون‌های طبقه اول مطابق با خط قرمز رنگ بوده، در حالی که تیرهای طبقه دوم با عقب کشیدن ستون‌ها و مهار تغییر شکل آنها باعث می‌شوند تغییر شکل ستون‌های طبقه دوم از خط آبی تبعیت کند. ازدیاد طول تیرها در ستون گوشه تاثیر بسزایی دارد. مفصل پلاستیک نشان داده شده می‌تواند درست در بالا یا درست در پایین سقف اول تشکیل شود. نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که در دو محل مشخص شده، برای تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌های گوشه محتمل می‌باشد.



3- V_e According to NZS 3101-06

پژوهش آزمایشگاهی انجام شده در کره جنوبی برای بررسی تاثیرات نامطلوب ازدیاد طول تیرهای بتن آرمه

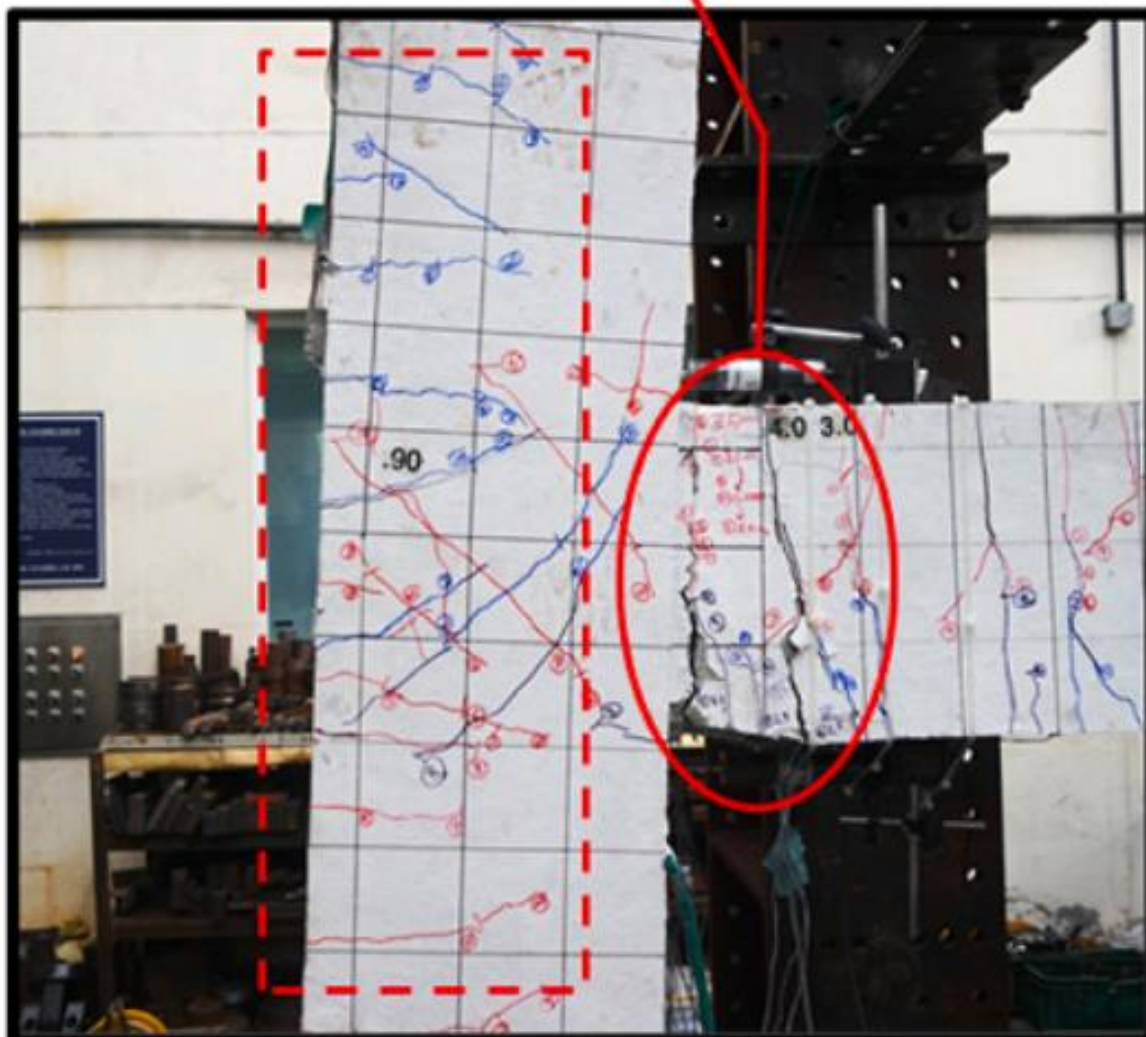
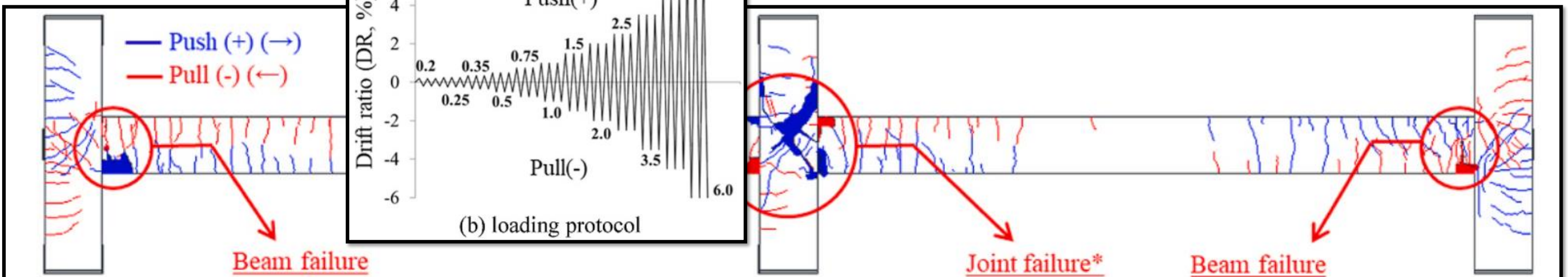
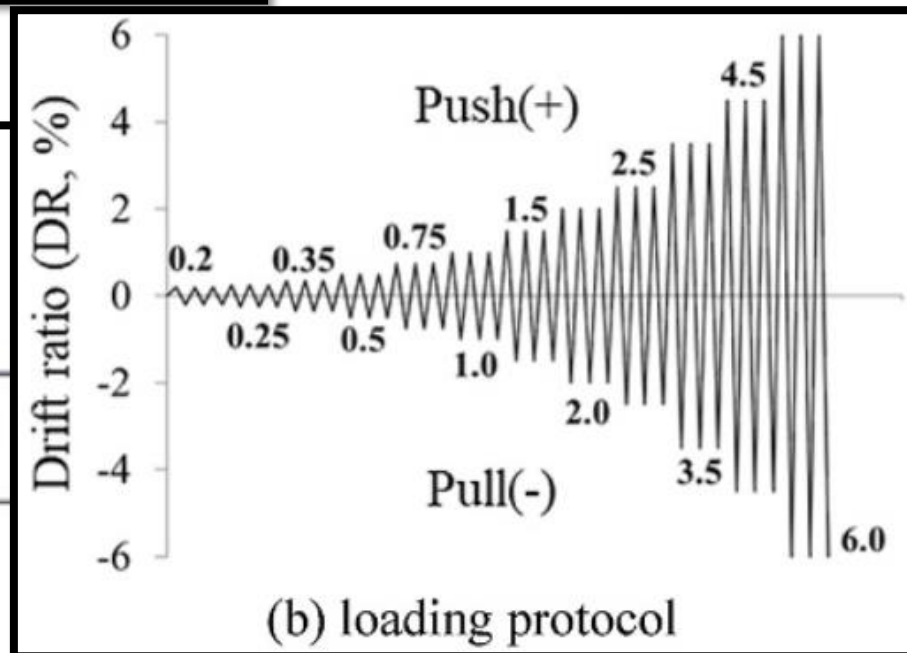
تصویر زیر در دریافت ۶٪ برای قاب گرفته شده است. سیکل‌های سنگین زیادی به این قاب وارد شده است به دلیل ایجاد نیروی محوری در تیر، لنگرهای وارده به سمت وجه خارجی ستون سمت راست بیشتر از وجه داخلی این ستون است. بنابراین در بارگذاری قاب به سمت + یا -، در هر صورت ترک خوردگی در وجه بیرونی ستون رخ می‌دهد. بنابراین می‌توان مفصل پلاستیک در ستون‌های بیرونی را از نوع یک طرفه طبقه بندی کرد.

Journal of Building Engineering 65 (2023) 105764
 Contents lists available at ScienceDirect
 Journal of Building Engineering
 journal homepage: www.elsevier.com/locate/jobee

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame

Jae Hyun Kim^a, Seung-Ho Choi^a, Sun-Jin Han^a, Jin-Ha Hwang^b, Hoseong Jeong^c, Kang Su Kim^c

^a Department of Architectural Engineering, University of Seoul, 163 Siripdae-ro, Dongdaemun-gu, Seoul, 02504, Republic of Korea
^b Gwangju & Jeonnam Center, Korea Conformity Laboratories, 137 Yeosu-sandan-ro, Yeosu-si, Jeollanam-do, 59631, Republic of Korea
^c Department of Architectural Engineering and the Smart City Interdisciplinary Major Program, University of Seoul, 163 Siripdae-ro, Dongdaemun-gu, Seoul, 02504, Republic of Korea



به دلیل پدیده ازدیاد طول در تیرهای بتن آرمه، ترک‌های خمشی فقط در وجه بیرونی ستون خارجی تشکیل می‌شود.

(d) drift ratio of 6.0% (ultimate state)

4- V_e According to Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)



CHARLES PANKOW
FOUNDATION

Building Innovation through Research

ضعف‌های مدل‌های موجود برای تخمین برش طراحی ستون‌های بتنی در قاب‌های خمشی ویژه محققین دانشگاه کالیفرنیا برکلی را بر آن داشت تا در یک تحقیق جامع به بررسی این موضوع پرداخته و یک مدل با جزئیات کامل برای پوشش ضعف مذکور ارائه دهند. این تحقیق در دو بخش آزمایشگاهی و عددی انجام شده است. بخش آزمایشگاهی مربوط به رفتار لرزه‌ای تیرهای بزرگ مقیاس برای ساختمان‌های بلند بوده و بخش عددی مربوط تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی ساختمان‌های بلند با سیستم قاب خمشی ویژه می‌باشد. تامین مالی این تحقیق توسط CHARLES PANKOW FOUNDATION (CPF) انجام شده است. در صفحات بعدی جزئیات تامین مالی این تحقیق ارائه شده است.

Design Considerations for Earthquake-Resistant
Reinforced Concrete Special Moment Frames

By

Tea Višnjić

A dissertation submitted in partial satisfaction of the

requirements for the degree of

Doctor of Philosophy

in

Engineering – Civil and Environmental Engineering

in the

Graduate Division

of the

University of California, Berkeley

Committee in charge:

Professor Marios Panagiotou, Chair
Professor Jack Moehle
Professor Per-Olof Persson

Fall 2014



16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017

Santiago Chile, January 9th to 13th 2017

Paper N° 2333

Registration Code: S-F1463183719

ESTIMATING SEISMIC SHEAR IN COLUMNS OF RC SPECIAL MOMENT FRAMES

T. Visnjic⁽¹⁾, M. Panagiotou⁽²⁾, J. Moehle⁽³⁾

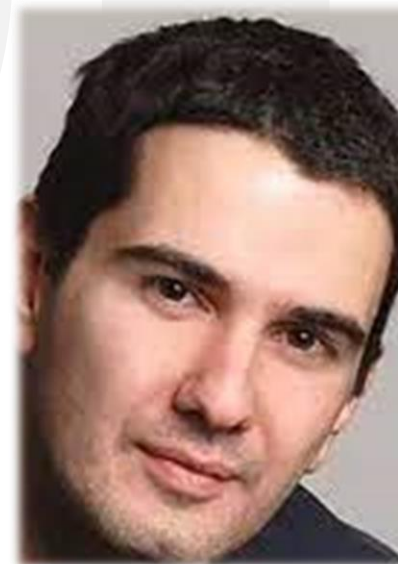
⁽¹⁾ Associate, Exponent Failure Analysis Associates, tea@berkeley.edu

⁽²⁾ Senior Consultant, Nabih Youseff Associates, panagiotou@berkeley.edu

⁽³⁾ T.Y. and Margaret Lin Professor of Engineering, University of California, Berkeley, moehle@berkeley.edu



Tea Višnjić



Marios Panagiotou



Jack P. Moehle

4- V_e According to Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)



CHARLES PANKOW
FOUNDATION

Building Innovation through Research

Beam Hoop Reinforcement for Large Beams in Special Moment Resisting Frames

The tall building design community is in need of a testing program aimed at resolving the requirements for beam hoop reinforcement necessary to achieve adequate performance in large beams in special moment resisting frames (SMRF) in seismic environments. Reinforced concrete SMRFs are a common lateral force resisting system in regions of high seismicity. For tall reinforced concrete SMRF systems, beam cross sections with depth as large as 4 feet are not uncommon. Amount of confinement reinforcement for beam plastic hinges is still a matter of discussion, especially for higher concrete compressive strengths. No test data exist for large members to verify the adequacy of such hoop layout and spacing in satisfying the large plastic rotation demands for major earthquakes. It is important to establish the appropriate requirements. The results of this research study will be proposed for adoption as an ACI 318 code provision that will ensure improved seismic performance of certain reinforced concrete moment frame buildings.

GRANT DETAILS

PROJECT	Beam Hoop Reinforcement for Large Beams in Special Moment Resisting Frames
GRANTEE	University of California, Berkeley
CATEGORY	Concrete
SUBCATEGORY	Seismic
GRANT #	02-10
AWARD AMOUNT	\$93,455
GRANT PERIOD	September 2010 - June 2013
GRANT STATUS	Complete
PRINCIPLE INVESTIGATORS	Jack Moehle, Ph.D.; Marios Panagiotou, Ph.D
INDUSTRY CHAMPIONS	Ron Klemencic; Robert Englekirk
CPF ALLIES	American Concrete Institute Concrete Research Council; Concrete Reinforcing Steel Institute

محققین دانشگاه برکلی با علم به اینکه ضوابط محاسبه نیاز

برشی در ستون‌های قاب‌های خمشی ویژه مطابق با ACI 318

دارای ضعف‌های عمده می‌باشد، از

سال ۲۰۱۰ شروع به پژوهش‌های بنیادین در این زمینه

کرده‌اند. از سال ۲۰۱۰ تا به اکنون مدارک بسیاری (عددی و

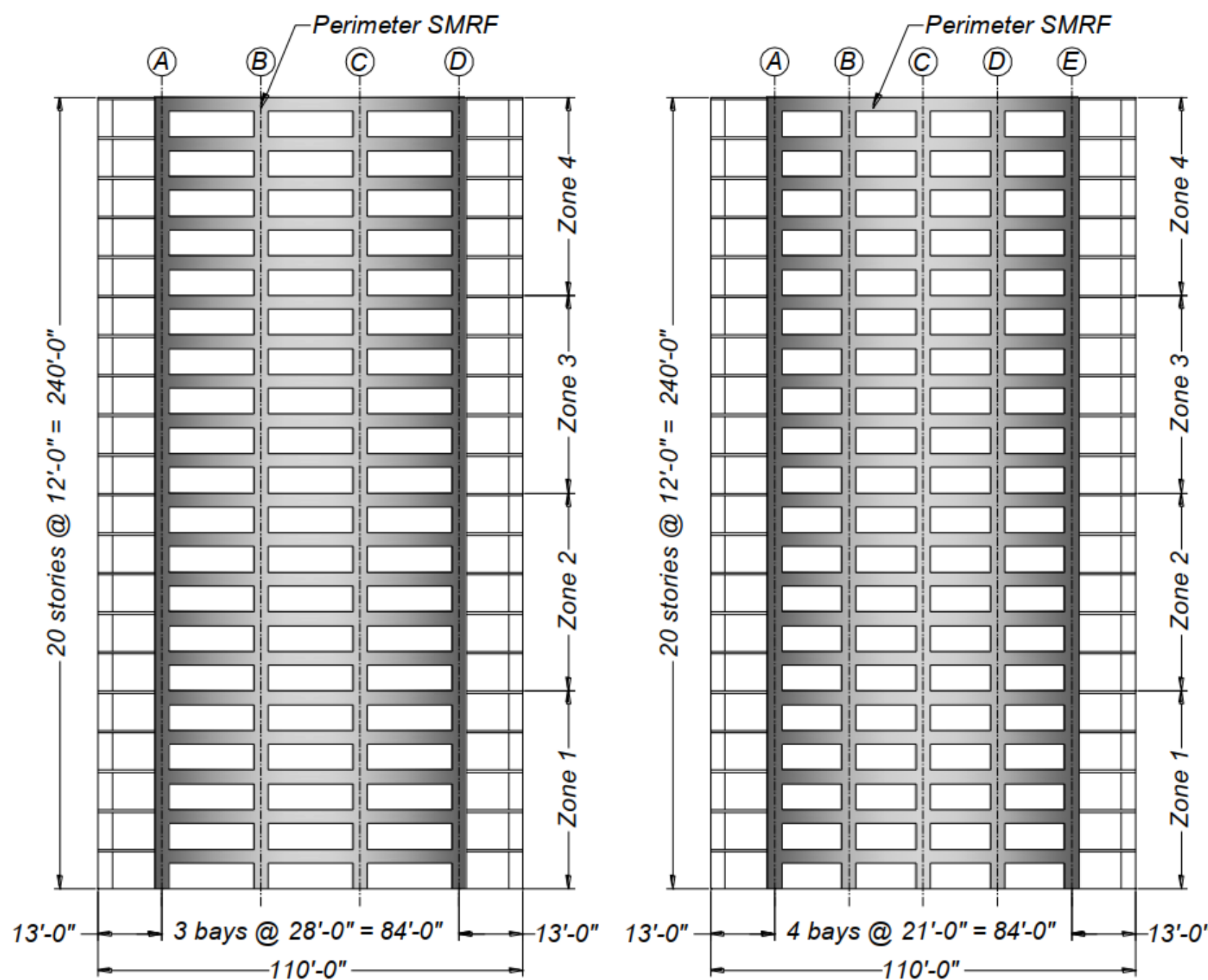
آزمایشگاهی) در این موضوع مهم توسط محققین منتشر شده است

تا ضوابط در استاندارد ACI 318-25 اصلاح شود.

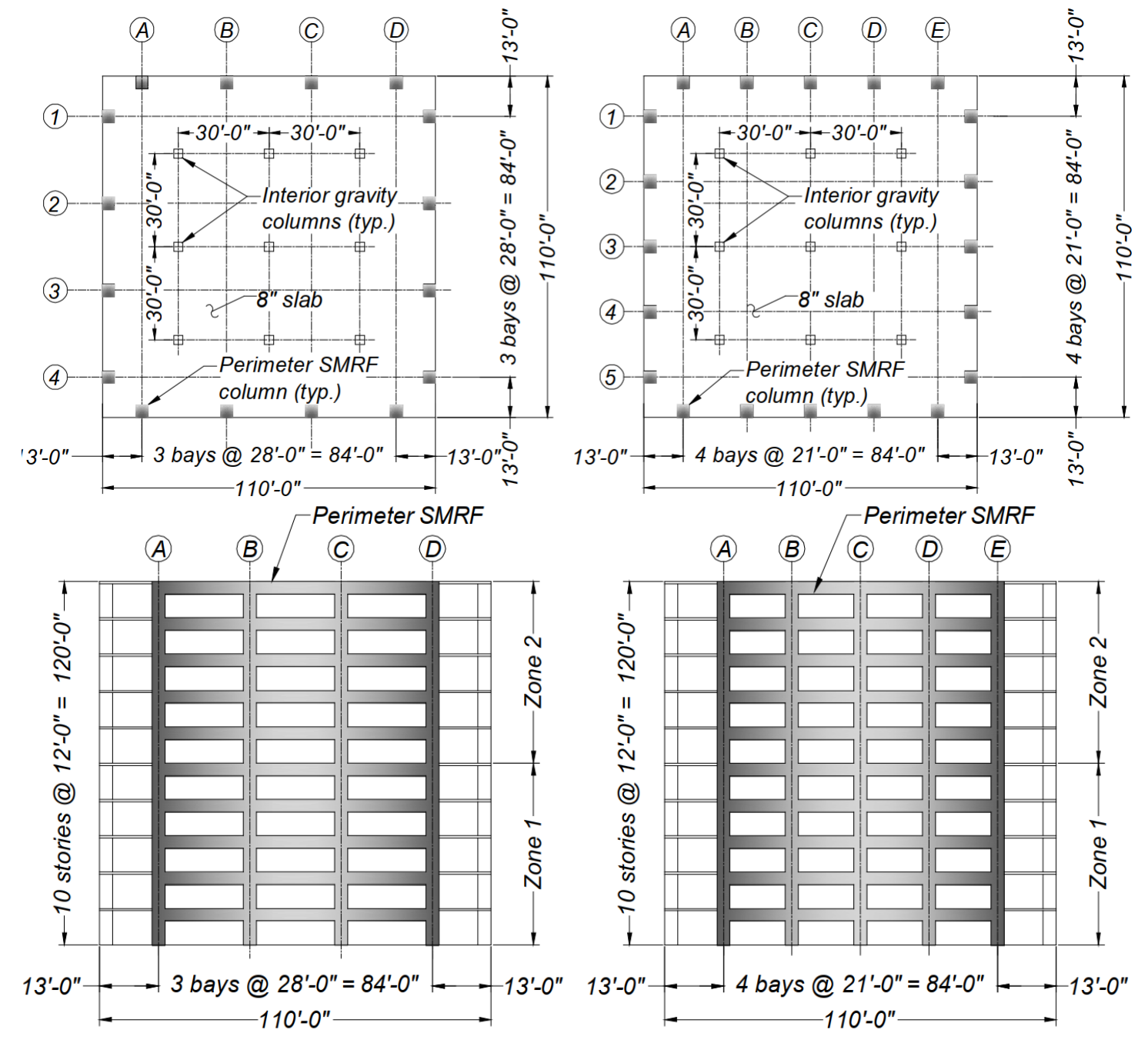
4- V_e According to Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)

برای مقایسه روش‌های ذکر شده با نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، چهار ساختمان ۱۰ و ۲۰ طبقه با سیستم قاب خمشی ویژه در مدل‌های ۳ دهانه و ۴ دهانه مورد مطالعه عددی قرار گرفته است. در زیر مشخصات هر چهار ساختمان ارائه شده است.

Building	Zone	beam			exterior column			interior column		
		b (in.)	h (in.)	ρ_l	b (in.)	h (in.)	ρ_l	b (in.)	h (in.)	ρ_l
A10-3	1	24	36	0.0078	36	36	0.0171	36	36	0.0171
	2				36	36	0.0110	36	36	0.0110
A10-4	1	24	32	0.0071	32	32	0.0154	32	32	0.0185
	2				32	32	0.0117	32	32	0.0154
A20-3	1	28	46	0.0064	48	48	0.0151	48	48	0.0123
	2				48	48	0.0110	48	48	0.0110
	3				44	44	0.0114	44	44	0.0147
	4				44	44	0.0100	44	44	0.0147
A20-4	1	24	38	0.0092	42	42	0.0202	42	42	0.0159
	2				42	42	0.0125	42	42	0.0125
	3				36	36	0.0122	36	36	0.0216
	4				36	36	0.0122	36	36	0.0216

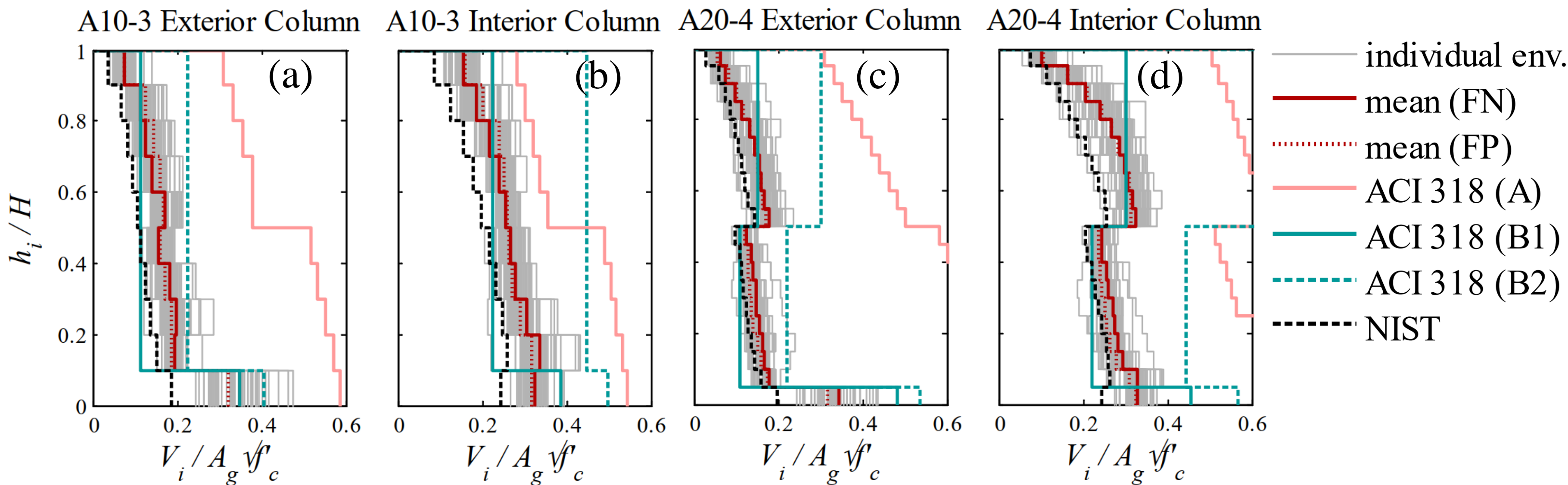


Elevation of 20-story archetype buildings: (a) A20-3 and (b) A20-4



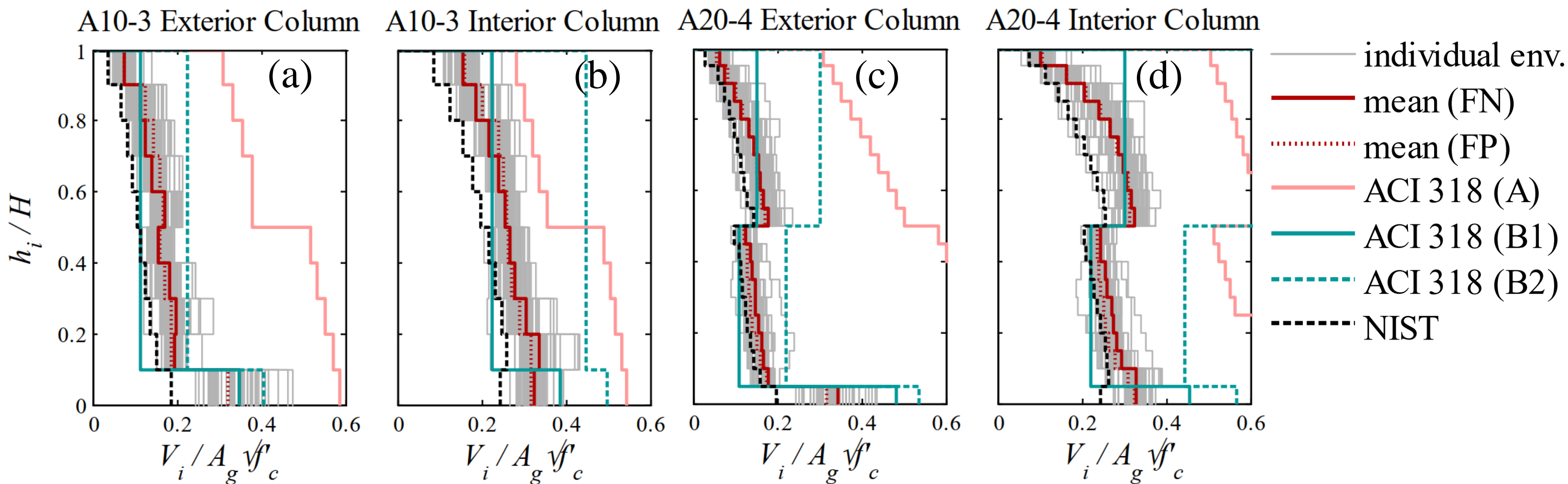
Elevation of 10-story archetype buildings: (a) A10-3 and (b) A10-4

4- V_e According to Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)



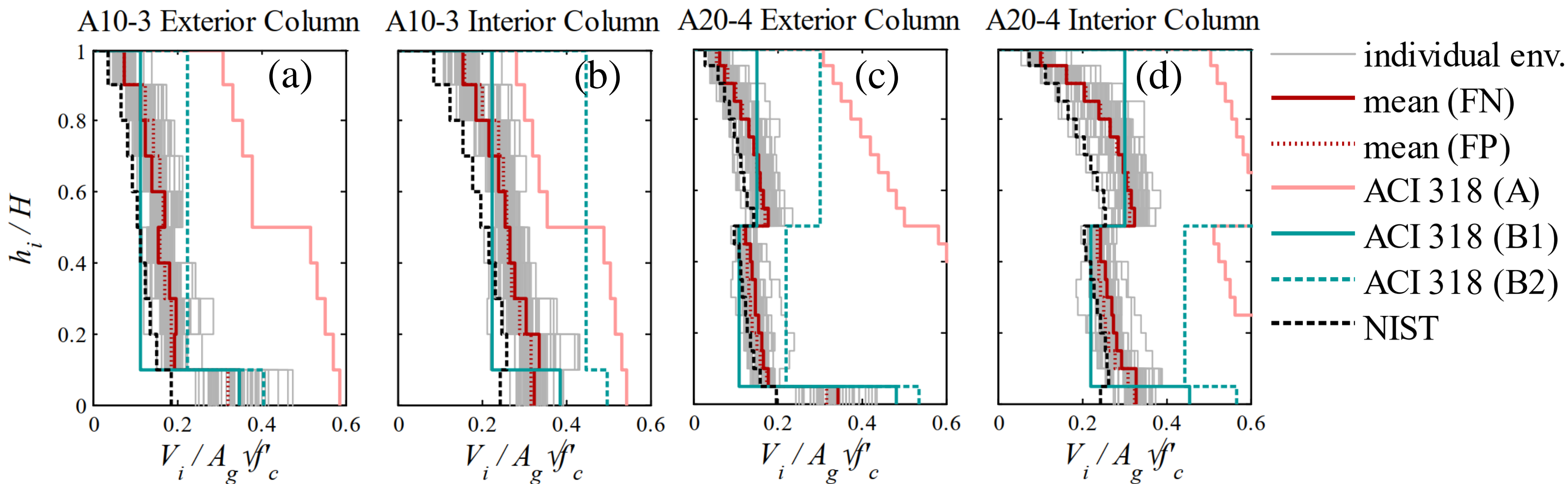
تصویر بالا نمودار پوشش برش ستون‌ها براساس تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی (۳۰ زلزله مقیاس شده برای زلزله سطح طراحی) در دو ساختمان ۱۰ طبقه ۳ دهانه (A10-3) و ۲۰ طبقه ۴ دهانه (A20-4) را نشان می‌دهد. برای هر ساختمان، نمودارها به صورت مجزا، ستون‌های خارجی و داخلی در پلان را نشان می‌دهند. تمامی مقادیر نیروهای برشی به مقدار $A_g \sqrt{f'_c}$ نرمال شده است. A_g مساحت کل مقطع ستون و f'_c مقاومت فشاری بتن به Mpa می‌باشد. خطوط خاکستری، حداکثر برش مربوط به هر کدام از مولفه‌های زلزله در تحلیل غیرخطی می‌باشد. خطوط زرشکی نشان دهنده میانگین برش‌ها برای مولفه‌های عمود بر گسل (FN) و موازی با گسل (FP) می‌باشد. علاوه بر این، مقادیر برش لرزه‌ای محاسبه شده براساس روش‌های محاسباتی ارائه شده در صفحات قبل نیز نشان داده شده است. پر واضح است که برش لرزه‌ای محاسبه شده توسط **اغلب روش‌های رایج**، نسبت به نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی (مقادیر برشی که به هنگام زلزله واقعی رخ می‌دهد) مقدار کمتری دارد.

4- V_e According to Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)



تنها روش مستثنی از این الگو، محاسبات استاندارد ACI 318-19 بر مبنای رویکرد تشکیل مفاصل پلاستیک در دو انتهای ستون‌ها می‌باشد (ACI 318(A) که مطابق با شکل، به عنوان کران بالا برای مقادیر برش ستون‌ها است. این روش برای محاسبه برش لرزه‌ای در ستون داخلی ساختمان ۱۰ طبقه، نسبت به بقیه روش‌ها بهترین تخمین می‌باشد (شکل b). لیکن در بخش پایینی این ساختمان مقدار تخمین توسط این روش برای ستون خارجی بسیار محافظه کارانه است. در ستون داخلی ساختمان ۲۰ طبقه (شکل d) روش ACI 318 (A) مقدار برش را بیش از ۴ برابر نتایج تحلیل تاریخچه زمانی برآورد می‌کند، این مقدار برای ستون خارجی ساختمان ۲۰ طبقه (شکل c) بسیار بیشتر هم می‌باشد. چون در طراحی معمول، ستون‌های خارجی نسبت به داخلی به مقاومت برشی کمتری نیاز دارند. این در حالی است که همین ستون‌های خارجی تحت بارهای فشاری ناشی از واژگونی، ظرفیت خمشی بزرگی را ایجاد می‌کنند.

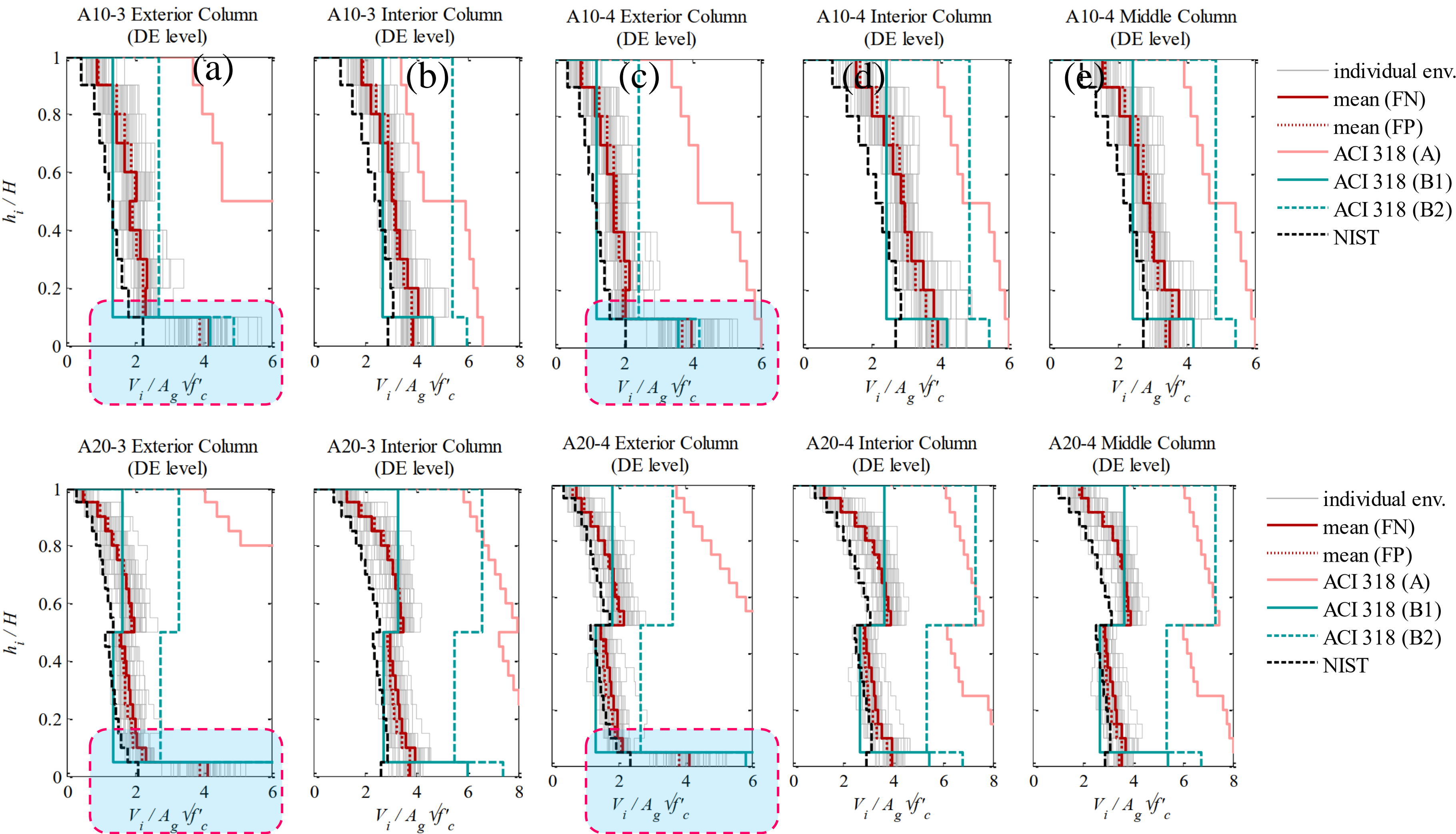
4- V_e According to Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)



همچنین برای تمامی ساختمان‌ها کاملاً واضح می‌باشد که تخمین روش‌های B1 و B2 از الگوی برش ناشی از تحلیل تبعیت نکرده و یک الگوی پلکانی تقریباً یکنواخت دارد. با وجود محافظه کاری آشکار روش B2، این مدل در قاب‌های ساختمانی که ابعاد ستون‌هایشان یکسان نیست تخمین کمتر از واقعیت نیز دارد. مورد مذکور توسط سایر مراجع نیز تایید می‌شود (Visnjic T (2014)). مطالعات پارامتری نشان می‌دهد، با افزایش فزاینده در ابعاد ستون‌های خارجی ساختمان، مقدار برش واقعی ناشی از تحلیل در اکثر ساختمان‌ها بیش از تخمین روش B2 است.

روش پیشنهادی توسط NIST در تمامی موارد، میانگین برش ستون را حداقل ۲۵٪ کمتر از واقعیت تخمین می‌زند. با وجود این ضعف، از آنجایی که مبنای محاسبات این روش براساس تحلیل دینامیکی طیفی می‌باشد لذا الگوی پوش برش حاصل از این روش بیشترین تطابق را با الگوی پوش حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی دارد. این الگو در سایر روش‌ها وجود ندارد.

4- V_e According to Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)



چرا در ستون‌های خارجی، برش در طبقه اول با سایر طبقات اختلاف بسیار زیادی دارد؟

(کادرهای آبی رنگ نشان داده شده)

پاسخ این سوال در ادامه براساس پژوهش‌های Kabeyasawa et al. 2000 و Visnjic 2014 ارائه می‌شود.

4- V_e According to Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)

EFFECT OF BEAM AXIAL DEFORMATION ON COLUMN SHEAR IN REINFORCED CONCRETE FRAMES



Toshimi KABEYASAWA¹, Yasushi SANADA² And Masaki MAEDA³



Toshimi KABEYASAWA



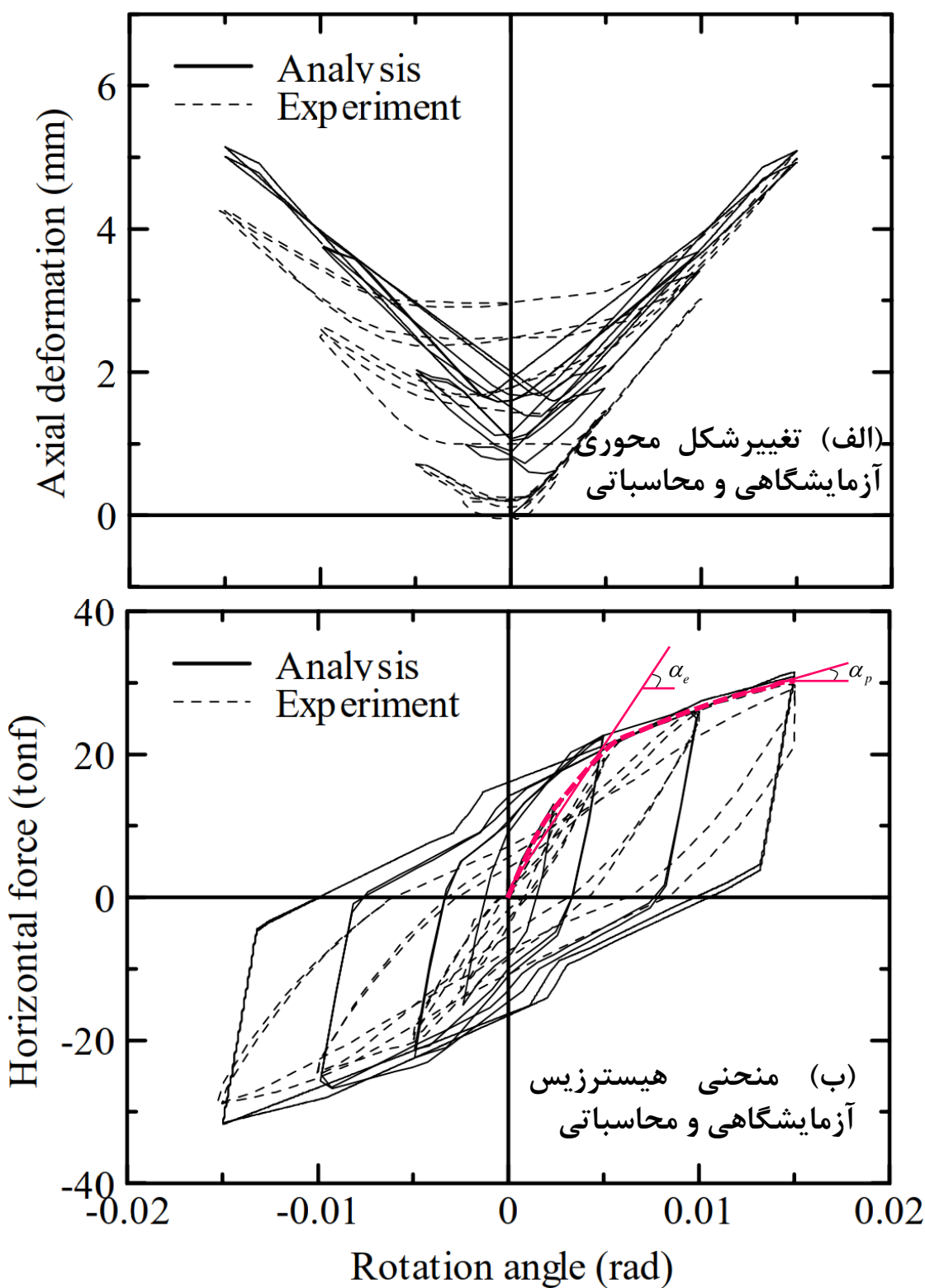
Yasushi SANADA



Masaki MAEDA

سه تن از محققین سرشناس ژاپنی در یک تحقیق ارزشمند به بررسی اثرات ازدیاد طول تیرهای بتن آرمه بر نیروی برشی ستون‌ها پرداخته‌اند. نتایج این تحقیق در ۱۲ امین کنفرانس بین‌المللی مهندسی زلزله در اکلند نیوزیلند در سال ۲۰۰۰ تحت مقاله نشان داده شده ارائه شد. در این پژوهش یک برنامه کامپیوتری برای تحلیل غیرخطی قاب‌های بتن آرمه که در آن اثرات ازدیاد طول تیرهای بتنی دیده شده، توسعه یافت. شبیه‌سازی انجام شده برای تیرها از طریق آزمایش‌های تیر با نیروی مهاری اعمال شده متناسب با ازدیاد طول محوری، صحت سنجی شده است. تحلیل غیرخطی پوش‌آور قاب‌های بتن آرمه با پارمترهای مختلف مانند عمق تیر، تعداد دهانه‌ها و تعداد طبقات در دو بخش با و بدون تغییرشکل‌های محوری تیر انجام شده است. اثرات ازدیاد طول تیر بر نیروی برشی ستون‌ها به صورت تحلیلی و تئوری مورد بررسی قرار گرفته و یک روش ساده و کاربردی برای تخمین تشدید برش ستون‌ها در اثر تغییرشکل محوری تیر ارائه شده است.

4- V_e According to Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)



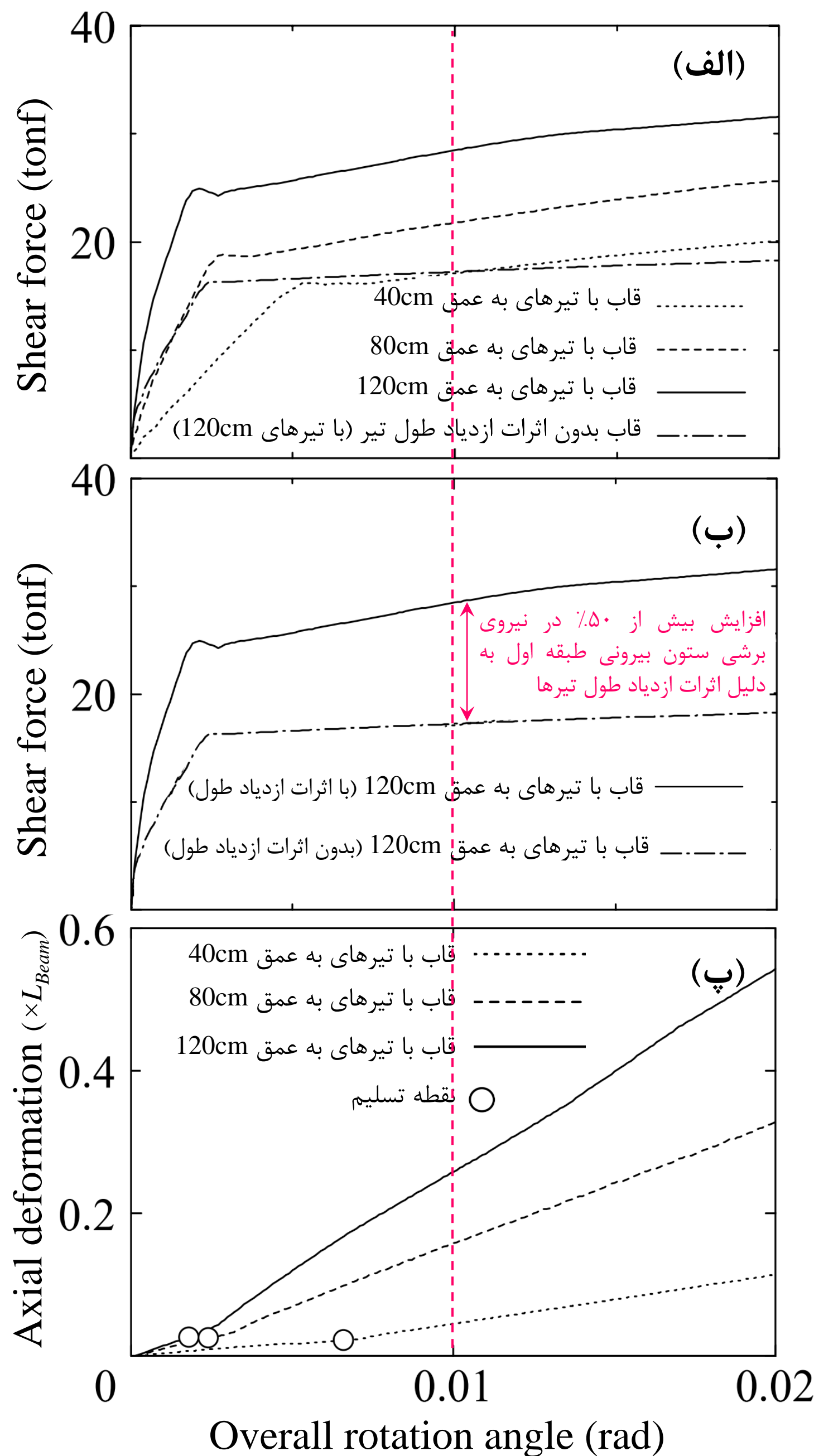
چهار تیر با مقیاس یک دوم تحت خمش نامتقارن و بار محوری متناسب با ازدیاد طول آزمایش شده است. مقدار ثابت سختی انتخاب شده برای نیروی محوری برابر با ۱۰۰ یا ۴۰۰ تن بر سانتی متر بوده که نشان دهنده سختی مهاری جانبی ستون‌ها در نمونه‌های عددی مورد بررسی است. نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی یکی از تیرها با نسبت بعدی ۴ که با مهار ۱۰۰ تن بر سانتی متر تست شده است در شکل‌های مقابل نشان داده شده است. در شکل (الف) مقدار ازدیاد طول محوری تیر براساس مقدار دوران خمشی ترسیم شده است. پر واضح است که مقدار ازدیاد طول محوری تیر وابسته به مقدار دوران خمشی تیر می‌باشد. منحنی هیستریزیس تیر در شکل (ب) نشان داده شده است. نیروی محوری فزاینده ایجاد شده در تیر به دلیل افزایش طول محوری، علاوه بر افزایش مقاومت خمشی تسلیم در تیر باعث ایجاد سخت شوندگی قابل ملاحظه نیز می‌شود (خط چین صورتی پوش نتایج آزمایشگاهی است). این سخت شوندگی علاوه بر **سخت شوندگی مصالح** بوده و در ادبیات فنی به **سخت شوندگی مقطع** شناخته می‌شود. نیروی محوری ایجاد شده در تیر باعث افزایش نیروی برشی در ستون شده و علاوه بر آن افزایش مقاومت خمشی در تیر نیز باعث تحمیل لنگر مازاد بر ستون می‌شود. این موارد همگی باعث افزایش نیاز تغییرشکلی و نیرویی در ستون‌های گوشه خواهد شد. با توجه به شکل (ب) با احتساب اثرات ازدیاد طول محوری تیر، مقدار شیب محدوده سخت شوندگی مقطع می‌تواند تا ۲۰٪ شیب موثر اولیه مقطع افزایش یابد. سخت شوندگی قابل ملاحظه مقطع به دلیل اثرات ازدیاد طول در تیرها توسط پژوهش‌های آزمایشگاهی انجام شده محققین دانشگاه Chongqing چین نیز تایید می‌شود (Wang et al. 2019).

برای بررسی اثرات عمق تیرها، تعداد دهانه‌ها و طبقات، ۹ قاب دو بعدی با هندسه مختلف طراحی شده و مورد ارزیابی قرار گرفت. مشخصات قاب‌ها عبارت‌اند از:

- (الف) **عمق تیرها**: قاب ۴-دهانه و ۴-طبقه با سه تپ تیر به عمق‌های ۴۰، ۸۰ و ۱۲۰ سانتی متر طراحی شده است (در مجموع ۳ مدل).
- (ب) **تعداد دهانه‌ها**: قاب با تعداد دهانه‌های ۴، ۸ و ۱۲ با تیرهای ۱۲۰ سانتی متری و در ۴ طبقه مورد آنالیز قرار گرفت (در مجموع ۳ مدل).
- (پ) **تعداد طبقات**: قاب با تعداد طبقات ۲، ۴ و ۶ با تیرهای ۸۰ سانتی متری و با ۸ دهانه مورد آنالیز قرار گرفت (در مجموع ۳ مدل).

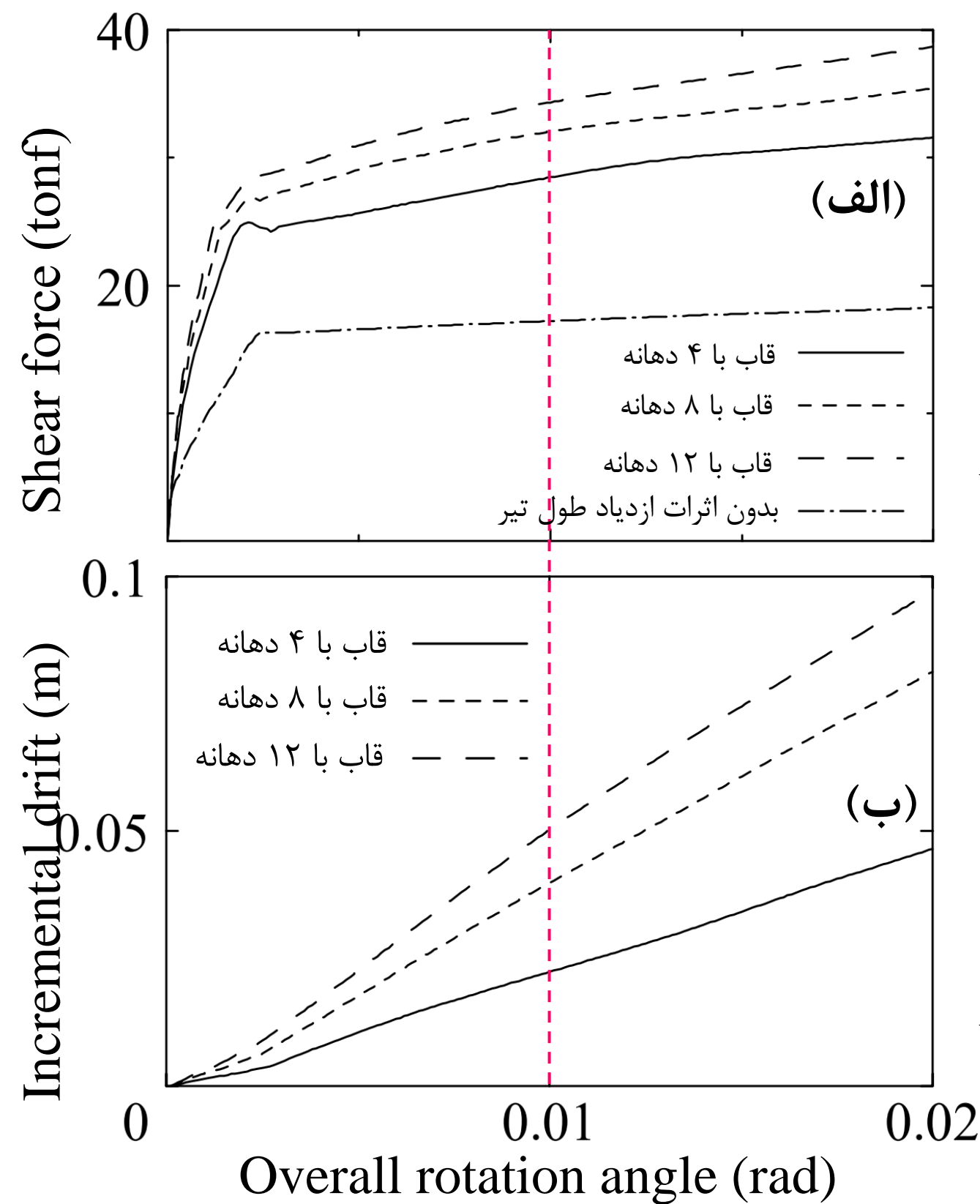
ارتفاع طبقات برابر ۳.۵m و طول دهانه‌ها برابر ۶m می‌باشد. مقطع ستون‌ها به صورت یکنواخت به صورت ۶۰×۶۰ بوده و عرض تیرها ۳۰cm است. بار ثقلی محوری ۱۰ و ۲۰ تن به ترتیب برای گره‌های بیرونی و داخلی اعمال شده است. مقاومت خمشی تیرها برابر آنالیز ارتجاعی تحت بارگذاری لرزه‌ای در نظر گرفته شده، در حالی که میلگردهای ستون‌ها با ضریب بزرگنمایی ۱.۵ طراحی شده تا رخداد مکانیزم تیری تضمین شود. با این وجود مقدار حداکثر مساحت آرماتورهای طولی در هر طبقه به عنوان مقدار طراحی لحاظ شده است. تحلیل استاتیکی پوش‌آور هر کدام از قاب‌ها براساس الگوی بار لرزه‌ای مثلی معکوس انجام شد که برای هر گره در یک طبقه به نسبت مساحت کف مربوطه توزیع شد.

4- V_e According to Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)

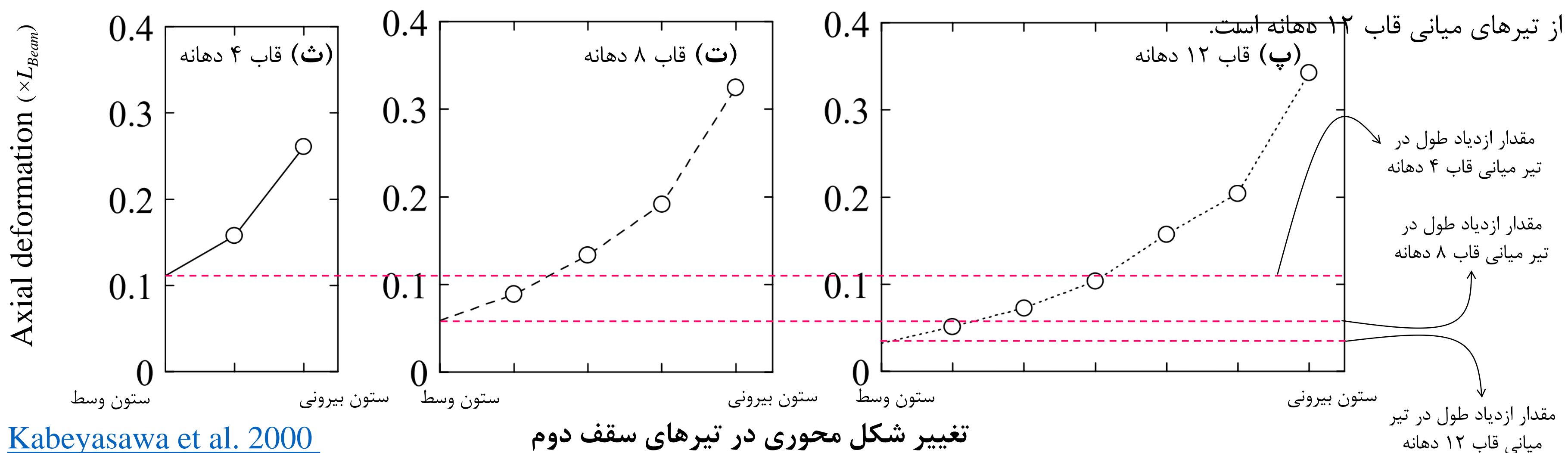


شکل (الف) نیروی برشی ستون بیرونی طبقه اول در بخش فشاری قاب را برحسب نسبت دریافت کلی قاب نشان می‌دهد. قاب‌های این نمودار دارای ۴ طبقه و ۴ دهانه بوده (تعداد طبقات و تعداد دهانه‌ها در این بررسی ثابت است) و تیرهای هرکدام دارای عمق‌های ۴۰، ۸۰ و ۱۲۰ سانتی‌متر می‌باشد. مقدار نسبت دریافت کلی قاب برحسب دریافت ستون مرکزی قاب‌ها به دست آمده است. علاوه بر این، برای قاب با تیرهای ۱۲۰ سانتی‌متری، برش ستون بیرونی طبقه اول، بدون لحاظ کردن اثرات ازدیاد طول نیز ترسیم شده است. براساس شکل (الف) پر واضح است که با افزایش عمق تیر، در یک دریافت کلی مشخص، مقدار برش وارد شده به ستون بیرونی به صورت قابل ملاحظه بزرگتر است. شاید این مورد به دلیل مقاومت بیشتر در تیرهای عمیق‌تر طبیعی به نظر برسد. لیکن در شکل (ب) برای قاب با تیرهای ۱۲۰ سانتی‌متری نیروی برشی ستون بیرونی طبقه اول با و بدون اثرات ازدیاد طول ترسیم شده است (شکل ب همان شکل الف است که نمودار تیرهای ۴۰ و ۸۰ سانتی‌متری آن حذف شده است). این نمودار نشان می‌دهد که اگر اثرات ازدیاد طول تیرها در مدل‌سازی لحاظ شود مقدار برش در ستون بیرونی طبقه اول می‌تواند در دریافت کلی ۱٪ تا ۵۰٪ افزایش داشته باشد. مقدار افزایش برش در ستون بیرونی طبقه اول وابسته به عمق تیرها بوده و با افزایش عمق تیر این افزایش نیز بیشتر خواهد شد. شکل (پ) مقدار تغییرشکل محوری تیرهای طبقه اول که به ستون بیرونی متصل می‌باشند را برحسب نسبت دریافت کلی قاب نشان می‌دهد. مقدار تغییرشکل محوری در این نمودار به مقدار طول خالص تیر نرمال شده است. مطابق با این شکل مقدار ازدیاد طول تیرها متناسب با **عمق تیر** و **نسبت دریافت جانبی** می‌باشد. ازدیاد طول هرکدام از تیرها متناسب با مقدار عمق تیر تا مقدار نسبت دریافت 0.002 rad افزایش می‌یابد. پس از نسبت دریافت 0.002 rad مقدار ازدیاد طول محوری برای تیر به عمق ۱۲۰ سانتی‌متر بسیار بیشتر از تیر به عمق ۴۰ سانتی‌متر می‌باشد، زیرا تسلیم در تیر به عمق ۱۲۰ سانتی‌متر بسیار زودتر از تیر به عمق ۴۰ سانتی‌متر رخ می‌دهد.

4- V_e According to Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)

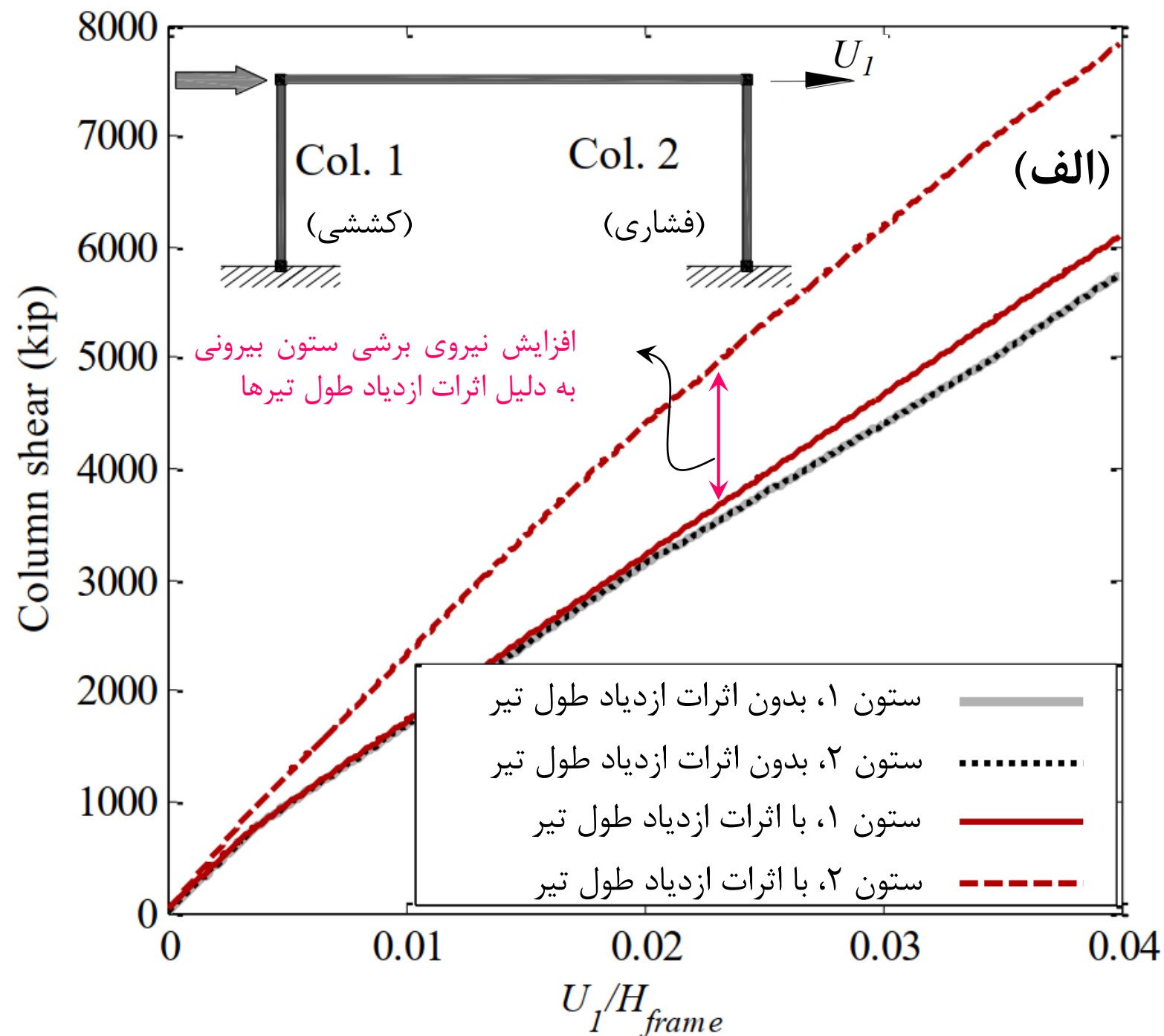


پارامتر کلیدی بعدی که می‌تواند برش در ستون‌های بیرونی را افزایش دهد تعداد دهانه‌های قاب می‌باشد. شکل (الف) رابطه تحلیلی بین نیروی برشی ستون بیرونی طبقه اول در بخش فشاری قاب را برحسب نسبت دریافت کلی قاب در مدل‌های ۴، ۸ و ۱۲ دهانه نشان می‌دهد. ازدیاد طول تجمعی که به ستون بیرونی تحمیل می‌شود در قاب‌های چند دهانه بیشتر خواهد شد به همین دلیل با افزایش تعداد دهانه‌های قاب، مقدار برش تحمیلی به ستون بیرونی نیز افزایش می‌یابد. لذا ستون بیرونی در قاب ۱۲ دهانه بیشترین مقدار برش را متحمل خواهد شد. مقدار دریافت مازاد وارد بر ستون بیرونی طبقه اول در بخش فشاری قاب بر حسب دریافت کلی در شکل (ب) نشان داده شده است. دریافت مازاد اختلاف دریافت بین ستون بیرونی و ستون وسطی در طبقه اول می‌باشد. اگر مقدار ازدیاد طول برای تمامی تیرها یکسان فرض شود در این صورت مقدار دریافت مازاد با افزایش تعداد دهانه افزایش می‌یابد. با این حال، مقدار دریافت مازاد متناسب با تعداد دهانه نبوده و با افزایش تعداد دهانه مقدار افزایش دریافت مازاد کمتر می‌شود. این اتفاق به این دلیل است که مقدار ازدیاد طول تیرهای میانی در قاب‌های با تعداد دهانه بیشتر، کمتر از مقدار نظیر در قاب‌های با تعداد دهانه کمتر می‌باشد. این مورد در شکل‌های پ، ت و ث نشان داده شده است. مقدار ازدیاد طول در تیرهای میانی قاب ۴ دهانه بیشتر



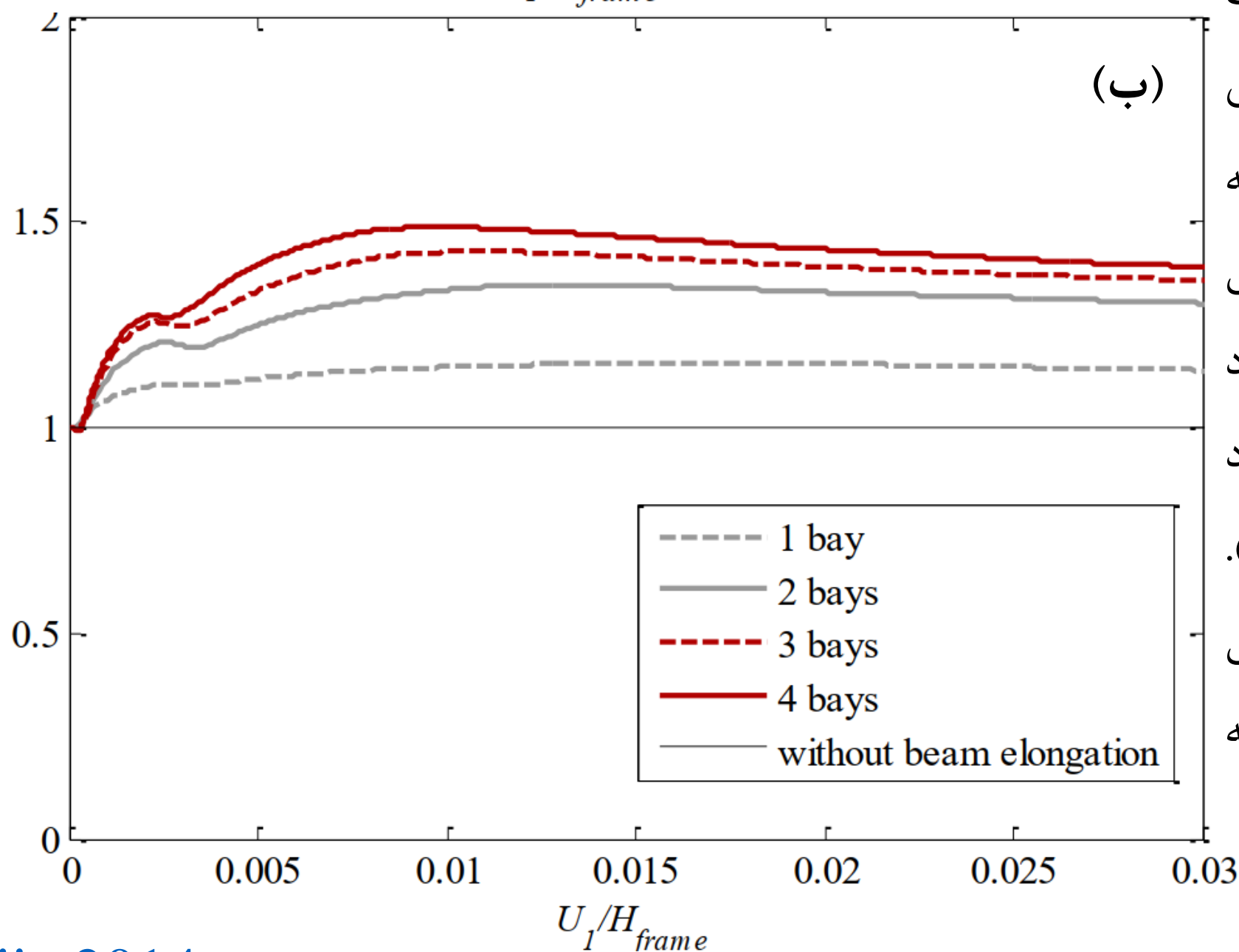
تغییر شکل محوری در تیرهای سقف دوم

4- V_e According to Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)



مطالعات قبلی (Kabeyasawa et al. 2000) نشان دادند که برش مازاد تحمیلی به ستون‌های خارجی به دلیل پدیده ازدیاد طول وابسته به **تعداد دهانه‌ها** و **عمق تیر** می‌باشد. Visnjic 2014 نیز همین نتایج را به دست آورده است. مطابق با شکل (الف) یک قاب یک دهانه یک طبقه مورد مطالعه عددی قرار گرفته است. در این شکل برش ستون‌ها در مقابل نسبت دریافت قاب ترسیم شده است. در صورتی که اثرات ازدیاد طول در تیر مدل‌سازی نشود مقدار برش ستون ۱ (سمت کششی قاب) و ستون ۲ (سمت فشاری قاب) باهم برابر می‌باشند. لیکن در صورت شبیه‌سازی اثرات ازدیاد طول، مقدار برش در هر دو ستون ۱ و ۲ نسبت به حالت قبلی افزایش می‌یابد. مقدار برش در ستون ۱ دارای افزایش جزئی بوده ولی مقدار افزایش برش در ستون ۲ قابل ملاحظه می‌باشد.

شکل (ب) ضریب تشدید برش در ستون بیرونی بخش فشاری قاب را برحسب نسبت دریافت قاب در تعداد دهانه‌های مختلف نشان می‌دهد. خط افقی عبوری از مقدار 1.0 در محور قائم، نشان دهنده مدل بدون اثرات ازدیاد طول است که طبیعتاً تشدید در این مدل وجود ندارد. در صورتی که اثرات ازدیاد طول شبیه‌سازی شود مقدار برش در ستون بیرونی نسبت به حالت بدون اثرات ازدیاد طول، افزایش قابل ملاحظه‌ای دارد. مطابق با مطالعات قبلی با افزایش تعداد دهانه‌ها مقدار تشدید برش نیز افزایش می‌یابد (Kabeyasawa et al. 2000). در قاب‌های ۳ و ۴ دهانه که در ساخت قاب‌های خمشی ویژه بسیار متداول است مقدار برش در ستون بیرونی به دلیل اثرات ازدیاد طول تیرهای بتن‌آرمه دارای ضریب تشدید برش 1.4 و 1.5 می‌باشد.



ضریب تشدید نیروی برشی در ستون گوشه در سمت فشاری قاب به دلیل ازدیاد طول در تیرهای بتن‌آرمه

4- V_e According to Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)

مشابه روند ارائه شده در راهنمای طراحی NIST، مدل پیشنهادی برای تخمین برش لرزه‌ای طراحی ستون‌ها نیز، براساس **تشدید** پوش برش حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی (MRSA) می‌باشد تا مقادیر حاصله تطابق مناسبی با نتایج از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی داشته باشد. NIST برای تشدید برش ستون صرفاً از ضریب اضافه مقاومت خمشی المان تیر استفاده می‌کند، لیکن در این مدل علاوه بر ضریب اضافه مقاومت از ضریب تشدید دینامیکی (به دلیل اثرات مودهای بالاتر) و ضریب تغییرات آماری برای پاسخ تک رکوردهای زلزله استفاده می‌شود. مدل پیشنهادی برای برش طراحی ستون (V_e) در طبقه i ام به صورت زیر است:

$$\Rightarrow V_{e,i} = (\kappa_v)(\omega_{v,i})V_{eMRSA,i} = (\kappa_v)(\Omega A_D \Psi_{v,i} \chi) V_{eMRSA,i}$$

κ_v : ضریب تاثیر موقعیت ستون در تشدید برش (ستون داخلی یا خارجی)، برای ستون‌های داخلی برابر 1.0 و برای ستون‌های خارجی برابر با 1.20

$\omega_{v,i} = f(\Omega, A_D, \Psi_{v,i}, \chi_i)$: ضریب تشدید برش طبقه
 $A_D, \Psi_{v,i}$: ضرائب تشدید دینامیکی

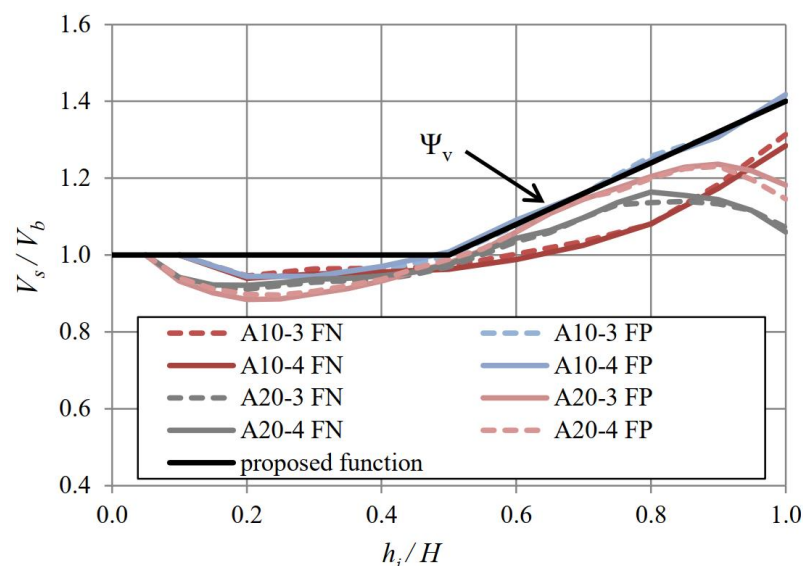
$A_D = V_{base, NRHA} / (\Omega V_{u, MRSA})$: نسبت برش پایه میانگین در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تقسیم بر برش پایه تحلیل دینامیکی طیفی که توسط ضریب اضافه مقاومت تشدید شده است. بنابراین ضریب A_D مقدار برش پایه را به سطح برش تحلیل تاریخچه زمانی افزایش می‌دهد. مقدار پیشنهادی برای این ضریب 1.20 تا 1.25 است.

$\Psi_{v,i} = V_{i, NRHA} / (A_D \Omega V_{u, MRSA, i})$: ضریب تشدید دینامیکی در ارتفاع ساختمان به دلیل مولفه زلزله موازی با گسل و مولفه عمود بر گسل، $V_{i, NRHA}$ ، مقدار میانگین برش طبقات براساس براساس ۳۰ رکورد زلزله می‌باشد. مقدار پیشنهادی برای این ضریب در نصف ارتفاع پایین ساختمان برابر 1.0 و در بام برابر 1.40، برای نصف ارتفاع بالایی ساختمان بین این دو عدد درونیابی خطی انجام می‌شود.

χ_i : این مقدار ضریب اصلاح صدک است. برای دستیابی به مقدار محافظه کارانه تجویزی (یا مطلوب) براساس ضریب تغییرات محاسبه شده در پژوهش، وابسته به تعداد انحراف معیار انتخابی نسبت به مقدار میانگین، مقدار این ضریب تعیین می‌شود.

$V_{u, MRSA, i}$: برش ستون در طبقه i ام براساس تحلیل دینامیکی طیفی خطی

4- V_e According to Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)



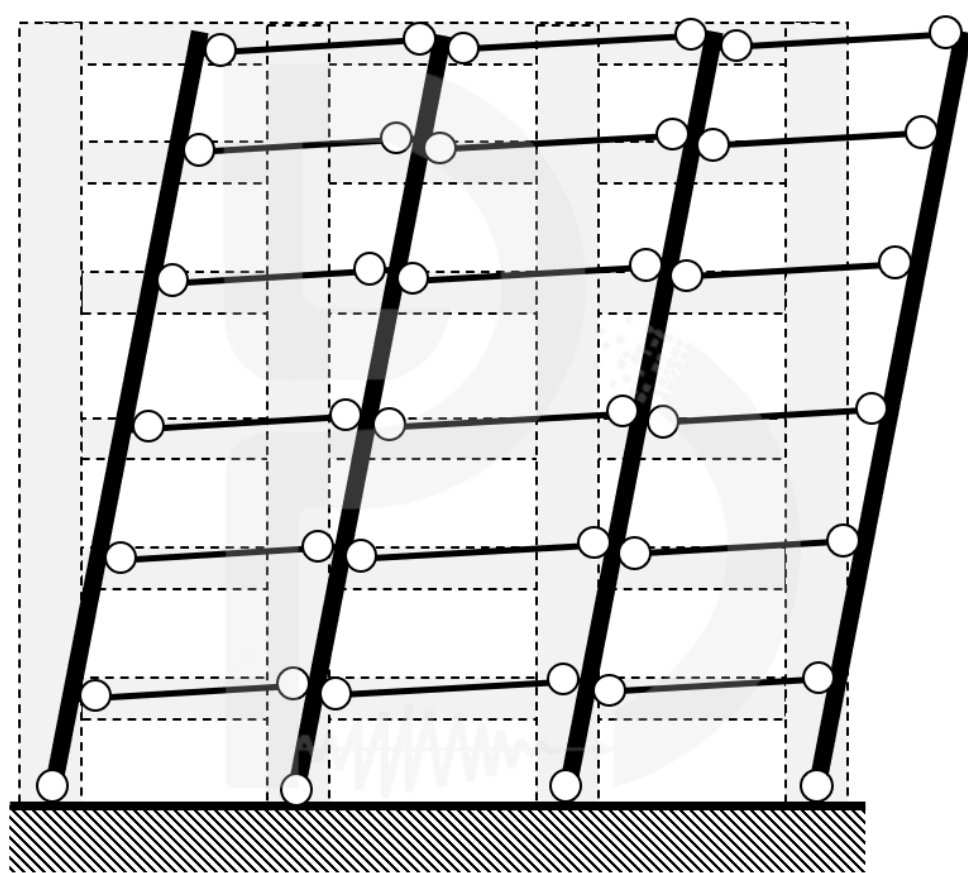
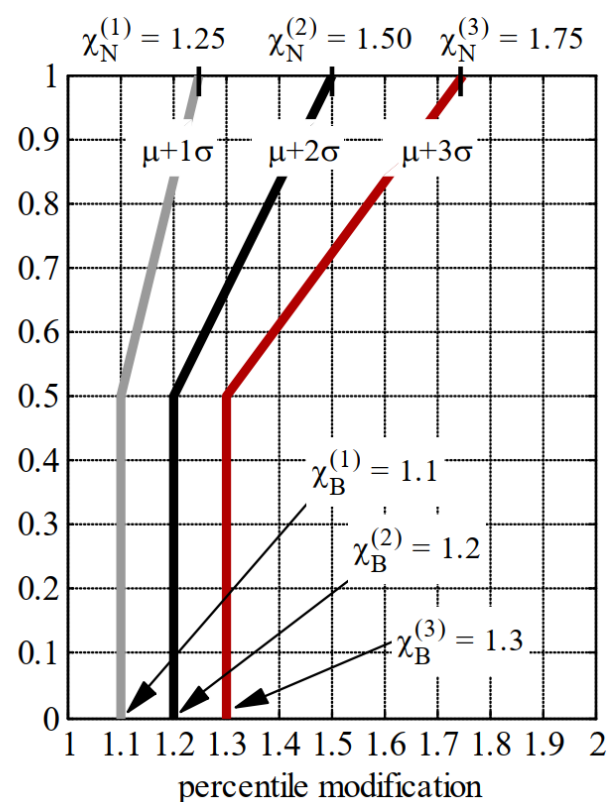
ضریب تشدید دینامیکی در ارتفاع ساختمان به دلیل مولفه زلزله موازی با گسل و مولفه عمود بر گسل، مقدار میانگین برش طبقات براساس براساس ۳۰ رکورد زلزله می‌باشد. مقدار پیشنهادی برای این ضریب در نصف ارتفاع پایین ساختمان برابر 1.0 و در بام برابر 1.40، برای نصف ارتفاع بالایی ساختمان بین این دو عدد درونیابی خطی انجام می‌شود.

$$\Psi_{v,i} = \frac{V_{i,NRHA}}{A_D \Omega V_{u,MRSA,i}}$$

ضریب اصلاح صدک، ضریب تشدید مقدار برش میانگین برای دستیابی به مقدار محافظه کارانه تجویزی (یا مطلوب) براساس ضریب تغییرات محاسبه شده در پژوهش، وابسته به تعداد انحراف معیار انتخابی نسبت به مقدار میانگین این ضریب تعیین می‌شود.

χ_i

بر خلاف مدل NIST (2016) و NZS 3101-06 ضریب اضافه مقاومت ارائه شده توسط Visnjic et al. (2017) برای تک تک ستون‌های به صورت مجزا محاسبه نمی‌شود، بلکه برای کل ساختمان ارائه می‌شود. ضریب اضافه مقاومت ساختمان در این روش براساس حاصل جمع اضافه مقاومت (M_{pr}/M_u) تمامی مفاصل پلاستیک تشکیل شده در مکانیزم ایده‌آل تیر ضعیف - ستون قوی محاسبه می‌شود.



$$\Omega = \frac{\sum_{k=1}^{N_{Col}} M_{pr,c,base,k} + \sum_{k=1}^{N_{Bm}} (M_{pr,b,i} + M_{pr,b,j})}{\sum_{k=1}^{N_{Col}} M_{E,base,c} + \sum_{k=1}^{N_{Bm}} (M_{E,b,i} + M_{E,b,j})}$$

حاصل جمع **لنگر خمشی محتمل** پای تمامی ستون‌ها مطابق شکل رو به رو $\sum_{k=1}^{N_{Col}} M_{pr,c,base,k}$

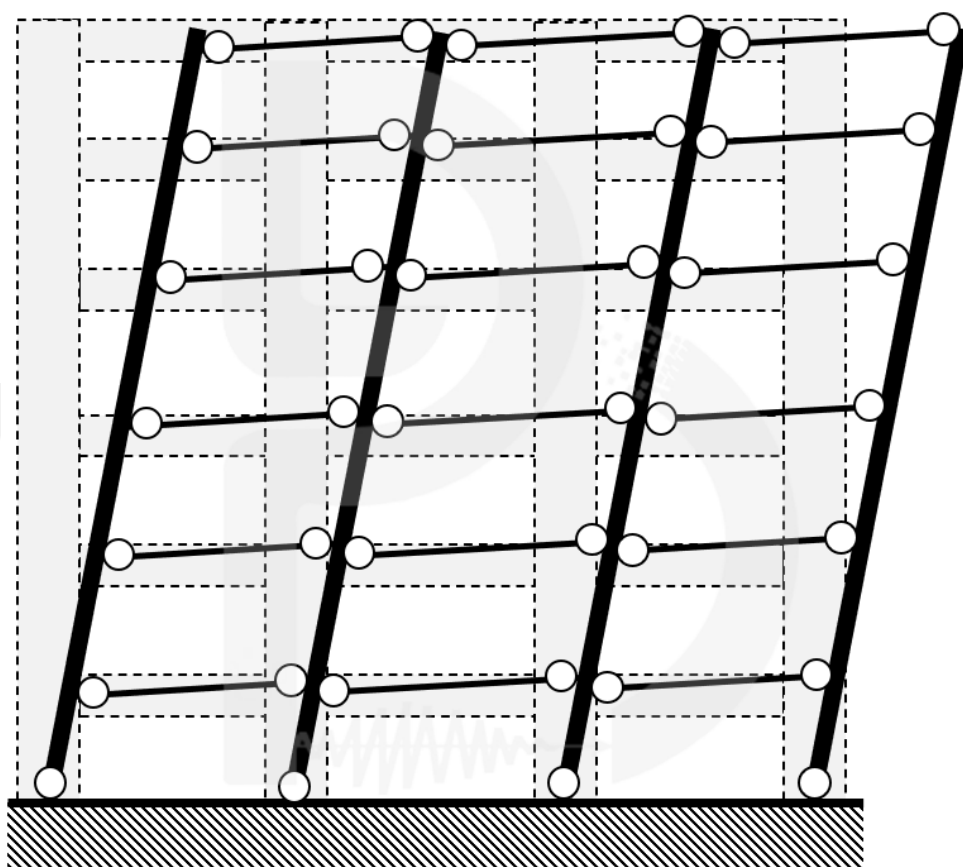
حاصل جمع **لنگر خمشی محتمل** گره i و j برای تمامی تیرهای ساختمان $\sum_{k=1}^{N_{Bm}} (M_{pr,b,i} + M_{pr,b,j})$

حاصل جمع **لنگر خمشی نیاز**، در پای تمامی ستون‌ها براساس تحلیل خطی ارائه شده توسط کد $\sum_{k=1}^{N_{Col}} M_{E,base,c}$

حاصل جمع **لنگر خمشی نیاز**، در گره i و j برای تمامی تیرهای ساختمان براساس تحلیل خطی ارائه شده توسط کد $\sum_{k=1}^{N_{Bm}} (M_{E,b,i} + M_{E,b,j})$

4- V_e According to Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)

بر خلاف مدل NIST (2016) و NZS 3101-06 ضریب اضافه مقاومت ارائه شده توسط Visnjic et al. (2017) برای تک تک ستون‌های به صورت مجزا محاسبه نمی‌شود، بلکه برای کل ساختمان ارائه می‌شود. ضریب اضافه مقاومت ساختمان در این روش براساس حاصل جمع اضافه مقاومت (M_{pr}/M_u) تمامی مفاصل پلاستیک تشکیل شده در مکانیزم ایده‌آل تیر ضعیف - ستون قوی محاسبه می‌شود.



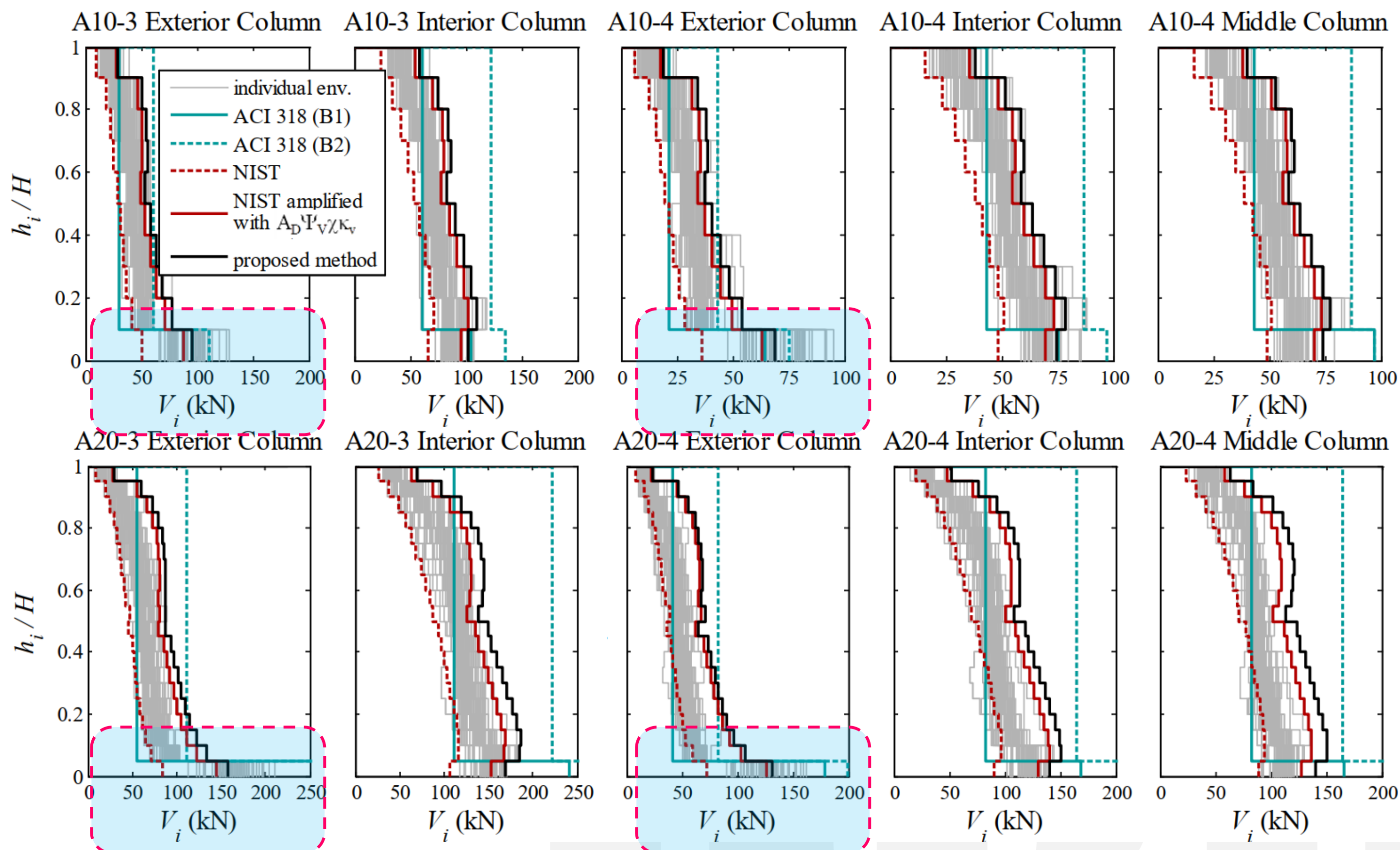
$$\Omega = \frac{\sum_{k=1}^{N_{Col}} M_{pr,c,base,k} + \sum_{k=1}^{N_{Bm}} (M_{pr,b,i} + M_{pr,b,j})}{\sum_{k=1}^{N_{Col}} M_{E,base,c} + \sum_{k=1}^{N_{Bm}} (M_{E,b,i} + M_{E,b,j})}$$

$$\Phi_m (NIST) = Average\left(\frac{M_{pr,b,i,j}}{M_{u,b,i,j}}\right)$$

	A10-3	A10-4	A20-3	A20-4
Φ_m (NIST)	2.58/2.62	2.45/2.5/2.54	2.23/2.20	2.62/2.55/2.48
Ω (Visnjic et al. (2017))	2.81	2.72	2.45	2.80

در جدول بالا مقادیر اضافه مقاومت ارائه شده توسط مدل NIST (2016) و Visnjic et al. (2017) برای هر ۴ ساختمان محاسبه شده است. مدل ارائه شده توسط NIST (2016) برای تک تک ستون‌ها بوده و به صورت (ستون وسط / ستون داخلی / ستون بیرونی) ارائه شده است. مقدار ضریب اضافه مقاومت ارائه شده توسط Visnjic et al. (2017) حدود ۱۰٪ بزرگتر از مقدار ارائه شده توسط NIST (2016) است.

4- V_e According to Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)



با استفاده از مدل تشدید برش (Visnjic et al. (2017)، پوش برش طراحی برای همه ساختمان‌ها تحت زلزله طراحی با انتخاب صدک ۹۸ به صورت اشکال بالا به دست آمده است. علاوه بر مدل NIST که قبلاً تشریح شد، مدل NIST با استفاده از ضرایب تشدید $A_D \Psi_v \chi \kappa_v$ تشدید شده و خروجی آن در اشکال بالا ترسیم شده است. همانطور که مشاهده می‌شود مدل پیشنهادی در اکثر موارد برش محافظه کارانه‌ای ارائه می‌کند. همچنین مدل اصلاحی NIST سطح محافظه کارانه قابل مقایسه‌ای را ارائه می‌دهد.

هر دو مدل پیشنهادی و اصلاحی NIST تخمین کمتری برای ستون‌های خارجی همکف ارائه می‌کنند چون این دو مدل توانایی شبیه سازی ازدیاد طول تیرها را ندارند. بنابراین برای ستون‌های خارجی همکف پیشنهاد می‌شود از روش ACI 318 (A) استفاده شود.

5- V_e According to ACI 318-19 Appendix A or ASCE 41-23

Design Verification Using Nonlinear Response History Analysis

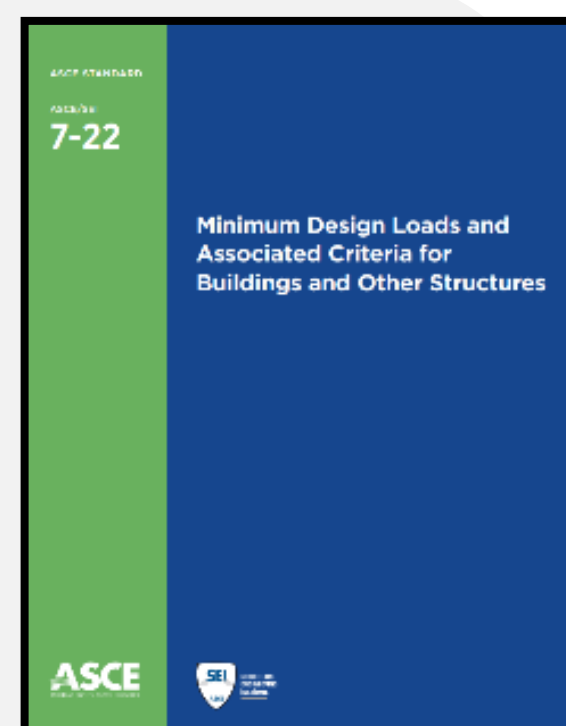
روش جایگزین دیگر **به عنوان بهترین گزینه**، استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت چندین رکورد زلزله ورودی و تعیین برش طراحی ستون‌ها براساس نتایج آماری پاسخ‌های می‌باشد. برای تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در ساختمان‌های بلند می‌توان از پیوست A از استاندارد ACI 318-19، فصل ۱۶ از استاندارد ASCE 7-22 و TBI 2017 یا LATBSDC 2020 استفاده کرد.

هدف پیوست A از استاندارد ACI 318-19:

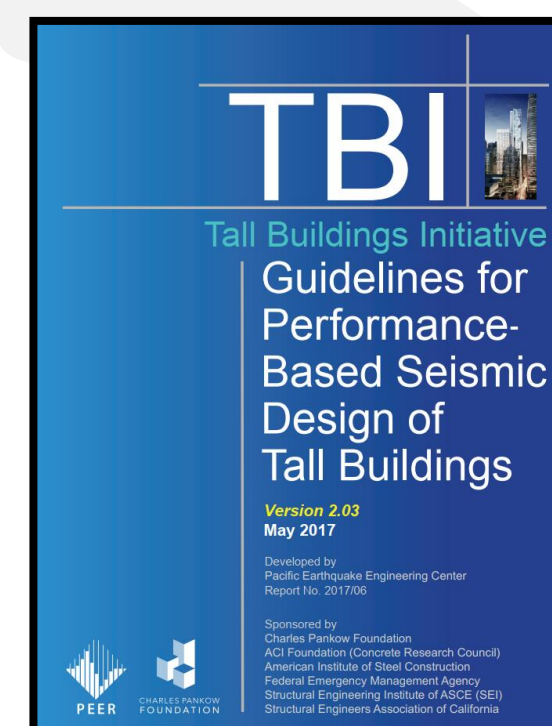
ارائه یک روش مبتنی بر عملکرد برای طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های بلند (طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد) به عنوان جایگزینی برای روش تجویزی ASCE 7 به جهت تامین عملکرد فراتر از حداقل‌های آئین‌نامه (طراحی فراتر از کد)

REFERENCES & APPENDICES 567	
APPENDIX A—DESIGN VERIFICATION USING NONLINEAR RESPONSE HISTORY ANALYSIS	
CODE	COMMENTARY
A.1—Notation and terminology	RA.1—Notation and terminology
A.1.1 Notation	
B = bias factor to adjust nominal strength to seismic target reliabilities	
D_u = ultimate deformation capacity; the largest deformation at which the hysteresis model is deemed valid given available laboratory data or other substantiating evidence	
f_{ce}' = expected compressive strength of concrete, MPa	
f_{ne} = expected tensile strength for nonprestressed reinforcement, MPa	
f_{ye} = expected yield strength for nonprestressed reinforcement, MPa	
ℓ_p = plastic-hinge length for analysis purposes, mm	
R_{ne} = expected yield strength	
V_{ne} = expected shear strength, N	
θ_y = yield rotation, radians	
ϕ_s = seismic resistance factor for force-controlled actions	

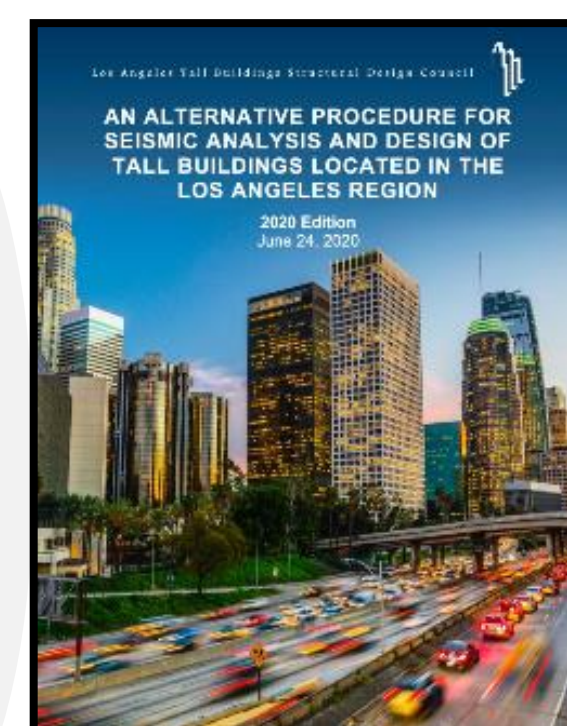
**ACI 318-19
(Appendix A)**



**ASCE/SEI 7-22
(Chapter 16)**



**TBI 2017
(FEMA P-1092)**



**LATBSDC
2020**



5- V_e According to ACI 318-19 Appendix A or ASCE 41-23 Design Verification Using Nonlinear Response History Analysis

طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد چیست؟

طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد با ۲ هدف مختلف در ساختمان‌های طرح از ابتدا و ساختمان‌های موجود استفاده می‌شود. این اهداف عبارت‌اند از:

۱- طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد در ساختمان‌های طرح از ابتدا:

✓ هدف طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد در ساختمان‌های طرح از ابتدا، رسیدن به عملکردی به مراتب فراتر از حداقل عملکرد مورد انتظار آئین‌نامه‌های ساختمانی است.

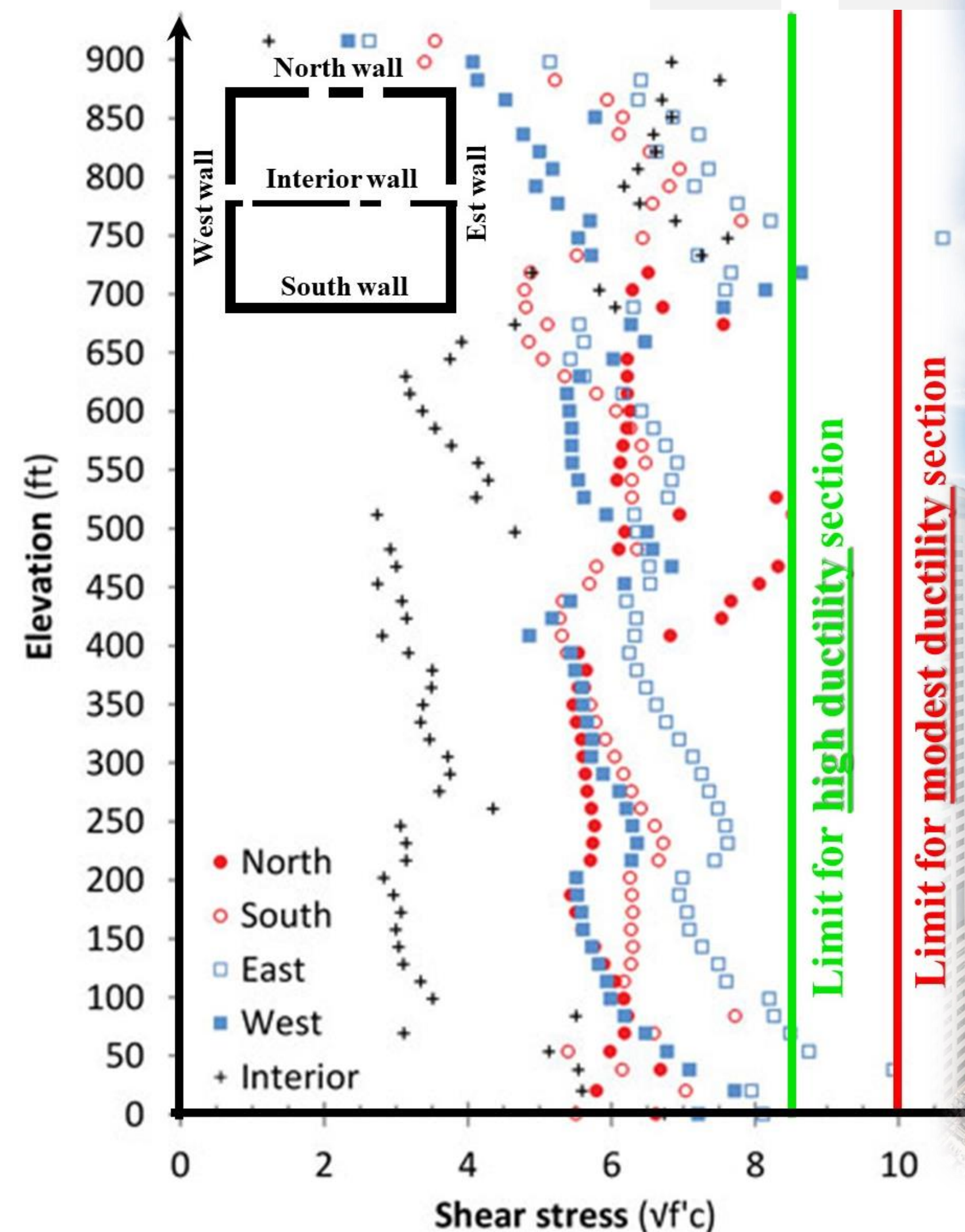
هدف استانداردهای لرزه‌ای برای طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها (گروه ساختمان‌های با اهمیت متوسط) جلوگیری از فروریزش کلی یا بخشی از ساختمان در بزرگترین زلزله محتمل است. به عبارت دیگر استانداردهای لرزه‌ای مدعی می‌باشند که با رعایت حداقل ضوابط طراحی لرزه‌ای آنها، ساختمان‌ها (گروه ساختمان‌های با اهمیت متوسط) در زلزله با دوره بازگشت ۲۴۷۵ ساله به احتمال زیاد دچار فروریزش نخواهد شد. با استناد به تحقیقات معتبر بین‌المللی و چهره‌های شناخته شده در حوزه مهندسی زلزله و نویسندگان کدها و استانداردهای ساختمانی، اغنای حداقل ضوابط طراحی لرزه‌ای به روش تجویزی الزاماً به معنی جلوگیری از فروریزش در زلزله ۲۴۷۵ ساله نمی‌باشد. این در حالی است که استاندارد ACI 318-19 در ارائه برخی ضوابط لرزه‌ای نظیر نیاز برشی ستون‌های بتن‌آرمه نواقص عمده‌ای دارد و بعضاً مقدار پیشنهادی این استاندارد در خلاف جهت اطمینان می‌باشد. این روند در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان نیز تکرار شده است. نتایج خرابی در زلزله‌های اخیر به همراه مطالعات آزمایشگاهی و عددی نیز گواه بر این ادعا می‌باشند. به وسیله قابلیت‌های "طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد" می‌توان رفتار لرزه‌ای ساختمان را به صورت اصولی به سطوح قابل اطمینان ارتقا داد. در سراسر جهان ساختمان‌هایی (غالباً ساختمان‌های مهم و بزرگ مقیاس) وجود دارند که به کمک طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد در آنها، رفتار مصالح بتنی و فولادی در زلزله ۴۷۵ ساله کاملاً خطی بوده و در زلزله ۲۴۷۵ ساله آسیب بسیار محدودی (در حد تعمیرپذیر پس از زلزله) در ساختمان ایجاد می‌شود.

5- V_e According to ACI 318-19 Appendix A or ASCE 41-23

Design Verification Using Nonlinear Response History Analysis

Salesforce Tower, SAN FRANCISCO, CA (61-story)

Maximum Wall Shear Stress



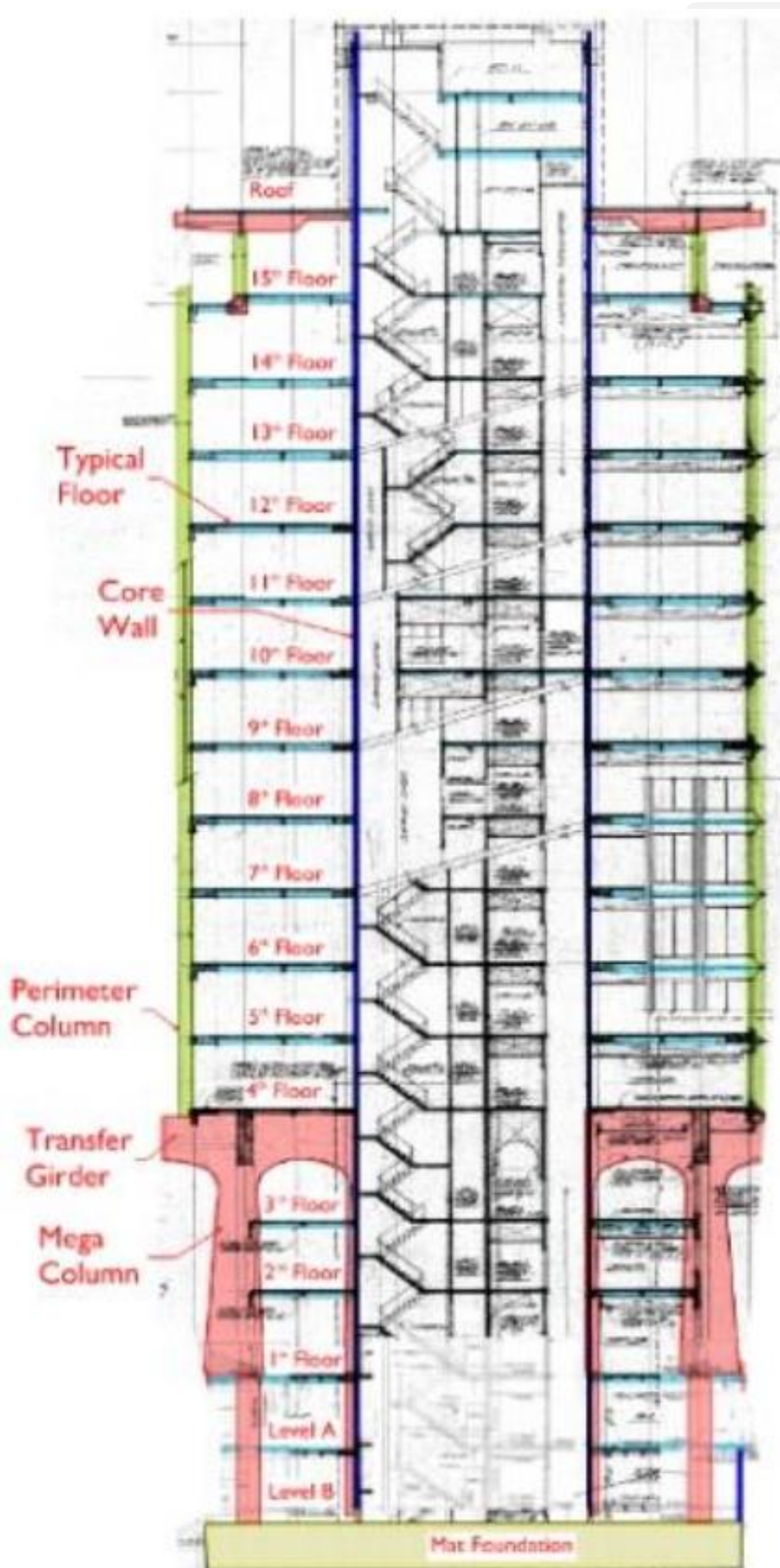
این برج، اولین ساختمان اداری-تجاری در کالیفرنیاست که براساس طراحی مبتنی بر عملکرد (PBSD) طراحی شده است. برج ۶۱ طبقه Salesforce در شهر سانفرانسیسکو و در نزدیک پل Golden Gate بنا شده است. این برج با ارتفاع ۲۷۵ متر (براساس آخرین طبقه اشغال شده) بلندترین ساختمان در غرب رودخانه می‌سی‌سی‌پی است. ارتفاع کل برج ۳۲۶ متر است. این ساختمان دارای سیستم باربر جانبی هسته مرکزی دیوار برشی بوده و طراحی برشی این دیوارها براساس نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در شکل روبه‌رو نشان داده است. ساخت این برج در سال ۲۰۱۳ شروع شده و در ۲۰۱۸ به اتمام رسیده است.

5- V_e According to ACI 318-19 Appendix A or ASCE 41-23 Design Verification Using Nonlinear Response History Analysis

۲- طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد در ساختمان‌های وضع موجود:

ارتقا عملکرد ساختمان‌های وضع موجودی که حداقل الزامات لرزه‌ای ضوابط تجویزی را اغنا نمی‌کنند.

ساختمان‌های موجود **ممکن است** حداقل سطوح عملکردی آئین‌نامه‌ها را **اغنا نکنند**. برای ارتقای سطح عملکرد آنها به حداقل نیاز آئین‌نامه، ممکن است از روش‌هایی استفاده شود که ضوابط آنها در روش‌های تجویزی وجود ندارد (ژاکت فولادی، بتنی یا FRP و ...). در این صورت بایستی از طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد استفاده گردد، این روش به وسیله قابلیت‌هایی که دارد می‌تواند بدون هیچ محدودیتی در استفاده از راهکارهای مختلف بهسازی، تحقق یا عدم تحقق عملکرد مورد نظر را تایید کند. مطابق با شکل روبه‌رو یک ساختمان ۱۷ طبقه در منطقه خلیج کالیفرنیا که در اواسط ۱۹۶۰ ساخته شده است، براساس ضوابط استاندارد ACI 369.1-22 مورد ارزیابی قرار گرفته است. این ساختمان به وسیله تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی آنالیز شده و عملکرد آن از طریق بهسازی به روش الیاف CFRP به سطوح بالاتر ارتقا یافته است.



5- V_e According to ACI 318-19 Appendix A or ASCE 41-23

Design Verification Using Nonlinear Response History Analysis

برای بررسی دقیق عملکرد مگا ستون‌های مشخص شده در شکل صفحه قبلی که بار Transfer Girder های قوسی را تحمل می‌کنند، نتایج تحلیل تاریخچه زمانی بسیار کاربردی است. مطابق با شکل زیر تاریخچه مقاومت برشی ستون براساس مدل ASCE 41 و مدل ارائه شده توسط پریستلی محاسبه شده و با مقدار نیاز برشی حاصل از تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی مقایسه می‌شود. **با توجه به این که مقاومت برشی در ستون‌های بتن‌آرمه مقدار ثابتی نداشته و وابسته به نسبت تلاش‌های خمشی و برشی در المان ستون است لذا این محاسبات برای ستون‌های خاص بسیار کاربردی است.**

مقاومت برشی ستون‌های بتن‌آرمه براساس استاندارد ASCE 41-23 (یا استاندارد ACI 369.1-22) به صورت زیر است:

$$V_{Col} = k_{nl} V_{Col0} = k_{nl} \left[\alpha_{Col} \left(\frac{A_v f_{ytL/E} d}{s} \right) + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_{cL/E}}}{M_{UD}/V_{UD} d} \sqrt{1 + \frac{N_{UG}}{0.5 A_g \sqrt{f'_{cL/E}}}} \right) 0.8 A_g \right] (MPa)$$

شکل زیر نیاز برشی ستون تحت تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و مقاومت برشی ستون براساس مدل‌های

— V_n , Priestley

مختلف را در برابر زمان نشان می‌دهد. مقاومت برشی ارائه شده توسط پریستلی و استاندارد ASCE 41-23 نیز

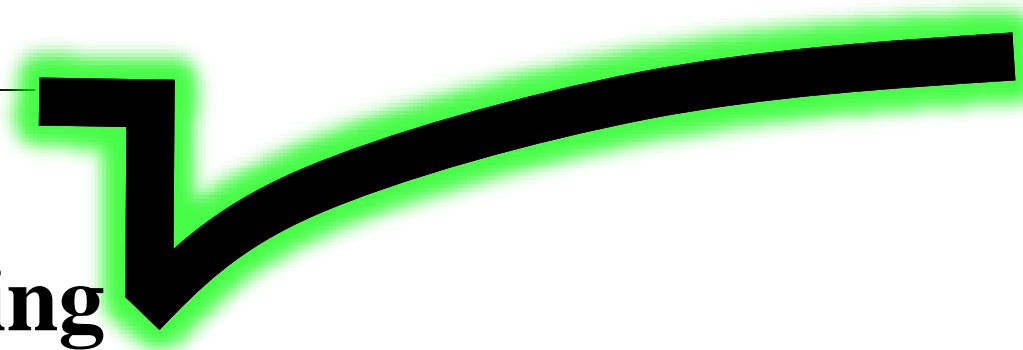
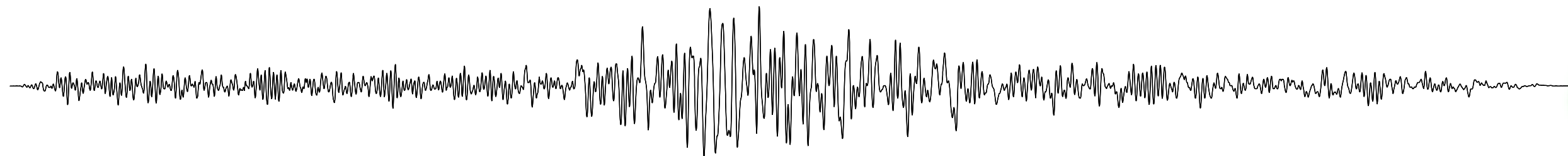
ترسیم شده است. خط مشکی نشان دهنده نیاز برشی ستون در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی است. این مقدار V_n , ASCE 41 ($2 < M/(Vd) < 4$)

— V_n , Demand

هر دو اثر "افزافه مقاومت" و "تشدید دینامیکی" را در دل خود دارد (معادل برش تشدید یافته). پر واضح است



لازم به ذکر است که برش حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی دقت بسیار بالایی داشته و بسیار بزرگتر از مقادیر تجویزی استاندارد



6- St. Shear Demand of the E-Defense 2019 test on a 10-st. building

مقاله زیر که پژوهش مشترک بین محققین آمریکایی و ژاپنی است، به ارزیابی ضوابط استاندارد ACI 318-19 پرداخته است. ارزیابی‌ها براساس نتایج آزمایشگاهی ساختمان بتن‌آرمه تست شده در میز لرزه E-Defense ژاپن، تحت رکورد زلزله کوبه انجام شده است. مدل‌های محاسبات نیاز برشی ستون‌های بتن‌آرمه مطابق با NZS 3101-06، NIST (2016) و Visnjic et al. (2017) و ACI 318-19 همگی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه می‌شوند.



Mehmet Emre Unal



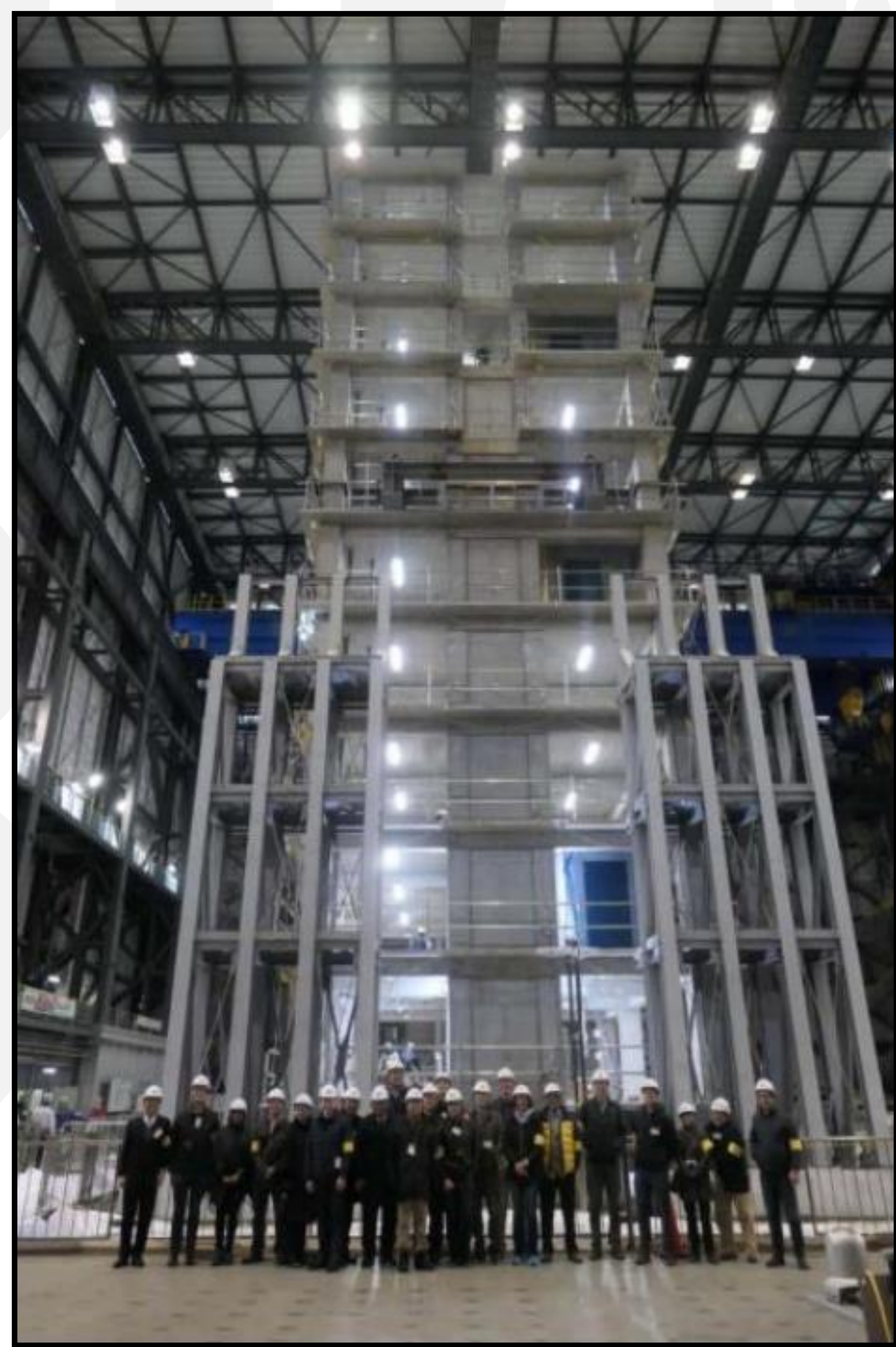
Saman A. Abdullah



Kristijan Kolozvari




John W. Wallace




Bulletin of Earthquake Engineering
<https://doi.org/10.1007/s10518-023-01718-7>

S.I. : TEN-STORY RC FULL-SCALE BUILDINGS



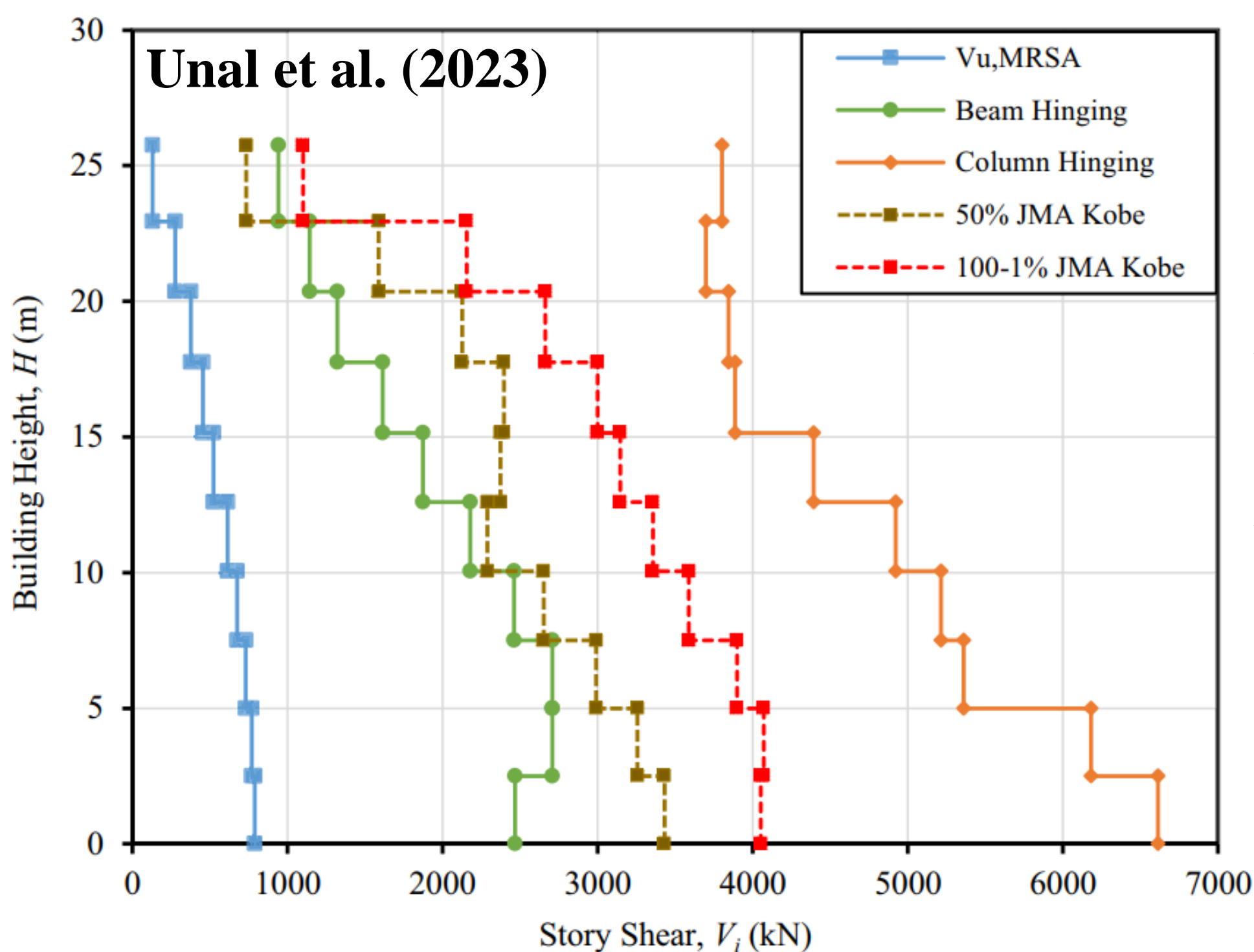
Evaluation of ACI 318-19 provisions for special moment frames and special structural walls using data from the E-Defense 10-story tests

Mehmet Emre Unal¹  · Saman A. Abdullah¹ · Kristijan Kolozvari² · John W. Wallace¹ · Koichi Kajiwara³

Received: 3 June 2022 / Accepted: 5 June 2023
© The Author(s), under exclusive licence to Springer Nature B.V. 2023

6- St. Shear Demand of the E-Defense 2019 test on a 10-st. building ACI 318-19 approach

در شکل زیر نیروهای برشی طبقات در راستای قابی ساختمان ۱۰ طبقه تست شده در E-Defense ژاپن نشان داده شده است. در این نمودار علاوه بر برش حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی ($V_{u,MRSA}$)، برش حاصل از مکانیزم تیرها و مکانیزم ستونها مطابق با ضوابط ACI 318-19 نیز نشان داده شده است. مقدار برش ستونها با فرض مکانیزم تیرها، براساس مقاطع T شکل در تیرها مطابق با ضابطه عرض موثر استاندارد ACI 318-19 محاسبه شده است ($l_n/8$). نتایج ارائه شده در این شکل نشان می‌دهد که نیاز برشی ستونها براساس استاندارد ACI 318-19 ($V_{e,c,ACI}$) توسط مکانیزم تیرها کنترل می‌شود. همانطور که مشاهده می‌شود مقدار برش حاصل از مکانیزم تیرها به صورت قابل ملاحظه کمتر از برش نظیر با مکانیزم ستونها می‌باشد. مقادیر برش طبقات در مقدار حداکثر نسبت دریافت براساس میانگین شتاب‌های اندازه‌گیری شده طبقات در طی انجام تست برای هر دو تحریک ۵۰٪ ($V_{e,c,50\%}$) و ۱۰۰٪ ($V_{e,c,100\%-1}$) زلزله کوبه ترسیم شده است. مقایسه مدل مکانیزم تیرها با نتایج حاصل از رکورد زلزله ۱۰۰٪ نشان می‌دهد که نیاز برشی حاصل از استاندارد ACI 318-19 به طور قابل ملاحظه تخمین کمتر از واقعیت دارد. مقدار میانگین نسبت $V_{e,c,100\%-1} / V_{e,c,ACI}$ برای کل طبقات برابر با 1.62 بوده و مقدار حداکثر این نسبت در طبقه هشتم برابر 2.0 است.



$$Average(V_{e,c,100\%-1} / V_{e,c,ACI}) = 1.62$$

$$Max(V_{e,c,100\%-1} / V_{e,c,ACI}) = 2.0$$

اختلاف بین نتایج تست و استاندارد ACI 318-19 در تحریک ۵۰٪ کمتر می‌باشد. برای تحریک ۵۰٪، حداکثر مقدار نسبت $V_{e,c,50\%-1} / V_{e,c,ACI}$ در طبقه هشتم رخ داده و برابر با 1.61 بوده و کمترین مقدار این نسبت در طبقه پنجم رخ داده و برابر با 1.05 می‌باشد.

$$Average(V_{e,c,50\%} / V_{e,c,ACI}) = 1.24$$

$$Max(V_{e,c,50\%} / V_{e,c,ACI}) = 1.61$$

$$Min(V_{e,c,50\%-1} / V_{e,c,ACI}) = 1.05$$

6- St. Shear Demand of the E-Defense 2019 test on a 10-st. building NIST (2016) and NZS 3101-06 approaches

نیاز برشی در ستون‌های بتن‌آرمه براساس NIST (2016) و NZS 3101-06 نیز محاسبه شده است. برای در هر دو رویکرد (به غیر از ستون‌های طبقه اول) نیاز برشی در ستون‌های براساس تشدید برش حاصل از تحلیل ارتجاعی (V_u) مطابق با معادله زیر انجام می‌شود:

$$V_{e,c} = \omega_v \times \Omega_v \times V_u$$

نیاز برشی طراحی ستون‌های بتن‌آرمه = ضریب تشدید دینامیکی × ضریب اضافه مقاومت × نیاز برشی ستون در تحلیل ارتجاعی

که ω_v ضریب تشدید دینامیکی و Ω_v ضریب اضافه مقاومت است. ضریب اضافه مقاومت در هر دو رویکرد معرفی شده، بر اساس نسبت مقاومت خمشی محتمل به مقاومت خمشی طراحی المان‌های تسلیم شونده در بالا و پایین ستون است (M_{pr}/M_u).

در ستون‌های غیر از طبقه اول، نسبت M_{pr}/M_u ، به صورت کلی با اضافه مقاومت تیرهای متصل شده به بالا و پایین ستون‌ها کنترل می‌شود (تیر ضعیف-ستون قوی). اگرچه NIST (2016) به صورت مستقیم ضابطه مجزایی برای ستون‌های طبقه اول ارائه نمی‌کند، ولی نسبت M_{pr}/M_u در بالای ستون معمولاً با تسلیم تیر کنترل شده و در پای ستون (محل اتصال ستون به فونداسیون) با تسلیم ستون کنترل می‌شود. از سوی دیگر NZS 3101-06 برای محاسبه نیاز برشی ستون‌های طبقه اول استفاده از مدل مکانیزم ستون‌ها را الزام می‌کند. معادله ارائه شده توسط NZS 3101-06 برای محاسبه نیاز برشی ستون‌های طبقه اول به صورت زیر است:

$$V_{e,c} = 1.15 \frac{M_{pr,c,bottom} + M_{pr,c,top}}{L_n}$$

ضریب اضافه مقاومت براساس NZS 3101-06 شبیه به ضریب اضافه مقاومت پیشنهادی NIST (2016) است، با این تفاوت که مقدار M_{pr}/M_u در استاندارد NZS 3101-06 براساس تنش کششی $1.35f_y$ محاسبه شده و در NIST (2016) و ACI 318-19 براساس تنش کششی $1.25f_y$ محاسبه می‌شود.

$$\text{ACI 318-19 \& NIST (2016)} \Rightarrow f_{ye} = 1.25 f_y$$

$$\text{NZS 3101-06} \Rightarrow \text{Likely maximum material strengths} = \phi_{o,f_y} \times f_y = 1.35 f_y$$

6- St. Shear Demand of the E-Defense 2019 test on a 10-st. building NIST (2016) and NZS 3101-06 approaches

مقدار ضریب تشدید دینامیکی (ω_v) در پیشنهادات NIST (2016) برابر با 1.0 در نظر گرفته می‌شود، به عبارت دیگر NIST (2016) ضریب تشدید دینامیکی را برای محاسبات نیاز برشی ستون‌ها لحاظ نمی‌کند. در حالیکه در NZS 3101-06 مقدار ω_v به صورت ثابت برابر با 1.3 لحاظ شده به غیر از ستون‌های طبقه اول که در آنها مقدار ω_v مذکور برابر با 1.15 لحاظ می‌شود.

$$V_{e,c} = \omega_v \times \Omega_v \times V_u$$

$$\omega_v = 1.30$$

\Rightarrow

$$V_{e,c} = 1.3\Omega_v V_E$$

$$\Omega_v = \text{Average}\left(\frac{M_{pr}}{M_u}\right), f_{ye} = 1.35 f_y$$

$$\omega_v = 1.15$$

\Rightarrow

$$V_{e,c} = 1.15 \frac{M_{pr,c,bottom} + M_{pr,c,top}}{L_n}$$

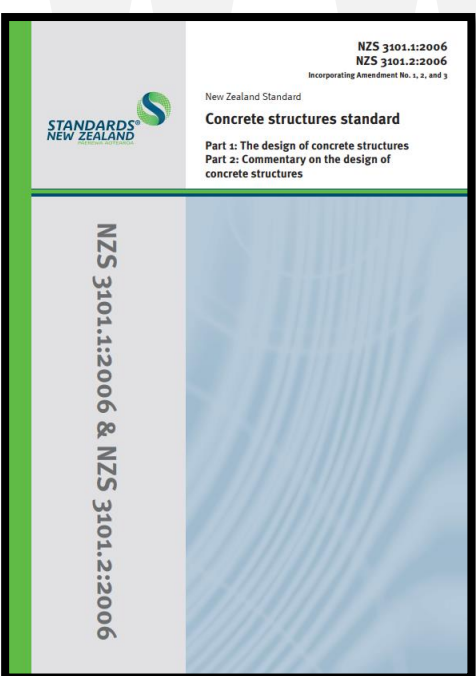
$$\Omega_v V_u = \frac{M_{pr,c,bottom} + M_{pr,c,top}}{L_n}, f_{ye} = 1.35 f_y$$

$$\omega_v = 1.00$$

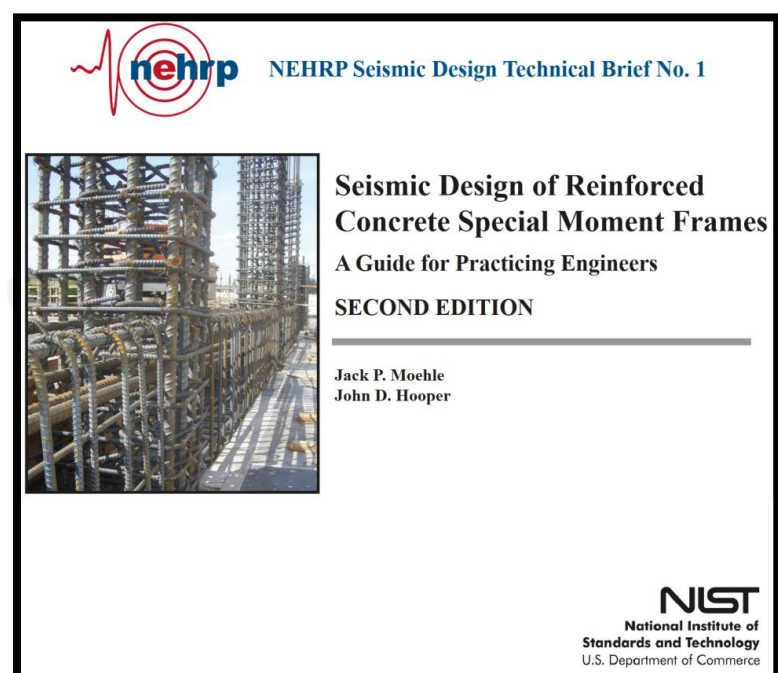
\Rightarrow

$$V_{e,c} = \Omega_v V_E$$

$$\Omega_v = \text{Average}\left(\frac{M_{pr}}{M_u}\right), f_{ye} = 1.25 f_y$$

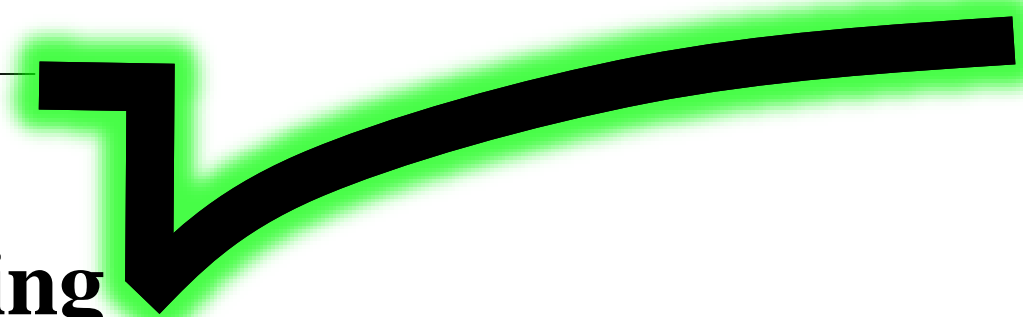
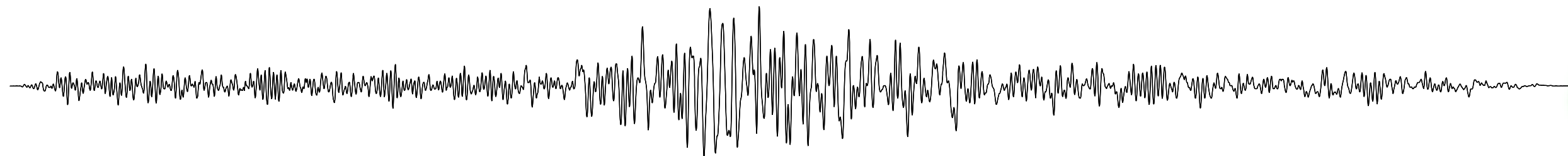


NZS 3101



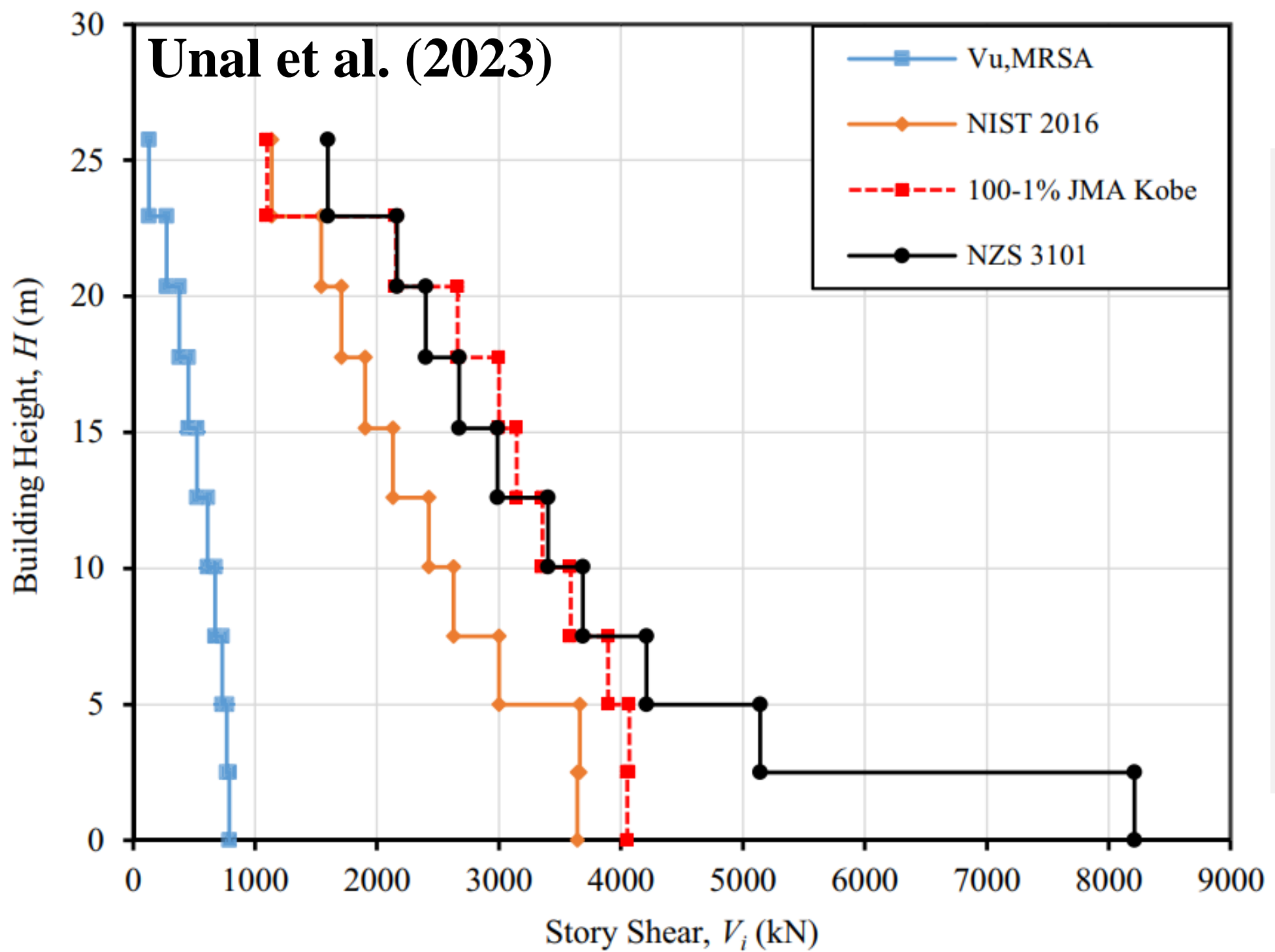
NIST (2016)

(NIST GCR 16-917-40)



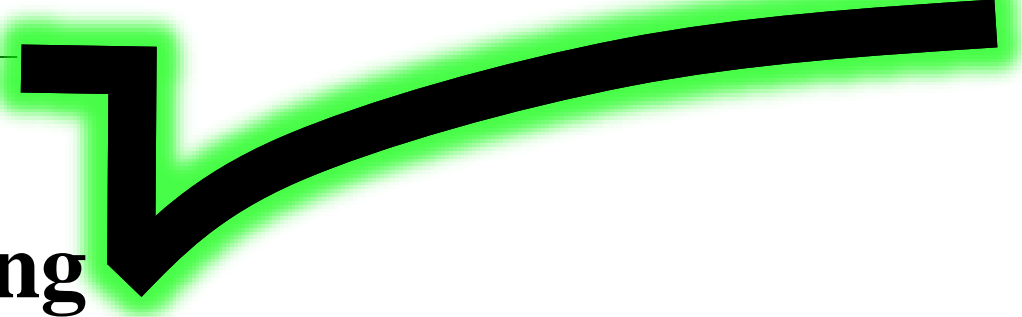
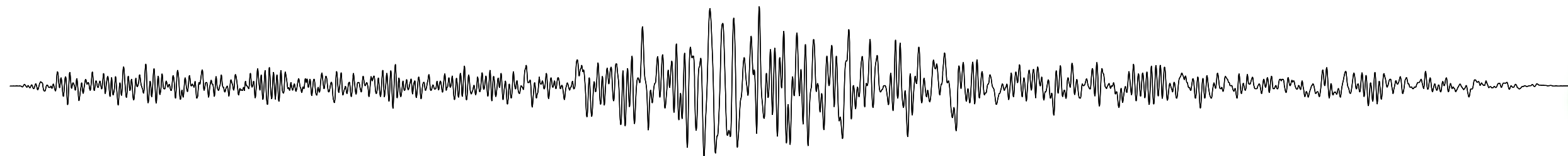
6- St. Shear Demand of the E-Defense 2019 test on a 10-st. building NIST (2016) and NZS 3101-06 approaches

برش طبقات براساس حاصل جمع برش ستونها مطابق با هر دو رویکرد NIST (2016) و NZS 3101-06 در شکل زیر ترسیم شده است. برش تحلیل دینامیکی طیفی طبقات مربوط به $V_{u,MRSA}$ براساس طیف پاسخ زلزله JMA-Kobe 100%-1 با احتساب میرایی 5% محاسبه شده است. برش طبقات برای نتایج آزمایشگاهی که با خطوط قرمز نشان داده شده است براساس شتاب طبقات ثبت شده در تحریک JMA-Kobe 100%-1 محاسبه شده است. مقایسه نتایج در شکل مقابل نشان می‌دهد که NIST (2016)، مقادیر برش را به صورت قابل ملاحظه کمتر از نتایج آزمایشگاهی تخمین می‌زند. مقدار متوسط نسبت نتایج تست تقسیم بر محاسبات NIST (2016)، در تمامی طبقات به غیر از طبقه اول و آخر برابر با 1.40 می‌باشد. برای ستون‌های طبقه اول، مقدار ضریب اضافه مقاومت با محاسبه متوسط نسبت M_{pr}/M_u با فرض مکانیزم ستون در پای ستون و مکانیزم تیر در بالای ستون محاسبه شده است. این رویکرد برای طبقه اول باعث می‌شود نتایج مدل NIST (2016) به نتایج آزمایشگاهی نزدیکتر شود. در طبقه آخر به دلیل مقدار بسیار بالای اضافه مقاومت تیرها، نتایج مدل NIST (2016) بسیار شبیه به نتایج تست است.



$$Average(V_{e,c,100\%-1} / V_{e,c,NIST}) = 1.40$$

رویکرد ارائه شده توسط NZS 3101-06 به دلیل استفاده از **عدد 1.30 برای تشدید دینامیکی و مقدار بزرگتر اضافه مقاومت در آرماتورهای طولی برای محاسبه M_{pr} ، به طور منطقی با نتایج تست انطباق دارد.** نیاز برشی طبقه اول مطابق با NZS 3101-06 به دلیل استفاده از **مکانیزم ستونها و مقدار 1.15 برای تشدید دینامیکی، بزرگتر از نتایج تست است.**



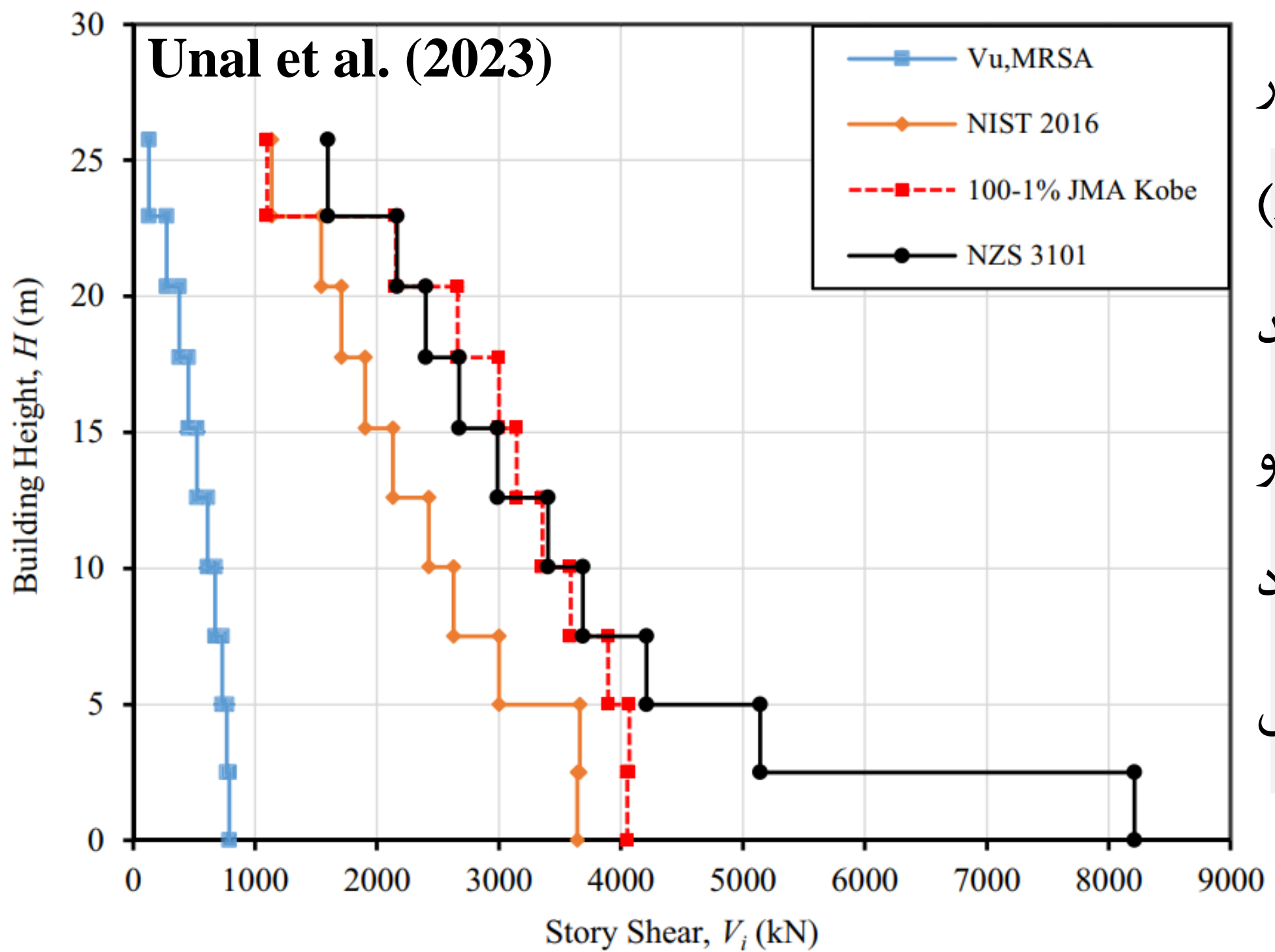
6- St. Shear Demand of the E-Defense 2019 test on a 10-st. building NIST (2016) and NZS 3101-06 approaches

نیاز برشی NZS 3101 برای ستون‌های طبقات به غیر از طبقه اول

$$\frac{\text{نیاز برشی NZS 3101 برای ستون‌های طبقات به غیر از طبقه اول}}{\text{نیاز برشی NIST (2016)}} = \frac{1.3\Omega_{v,NZS} V_E}{\Omega_{v,NIST} V_E} = 1.3 \frac{\Omega_{v,NZS}}{\Omega_{v,NIST}} = 1.3 \frac{M_u}{M_{pr,NIST}} = 1.3 \frac{M_{pr,NZS}}{M_{pr,NIST}} = 1.3 \frac{1.35}{1.25} = 1.4$$

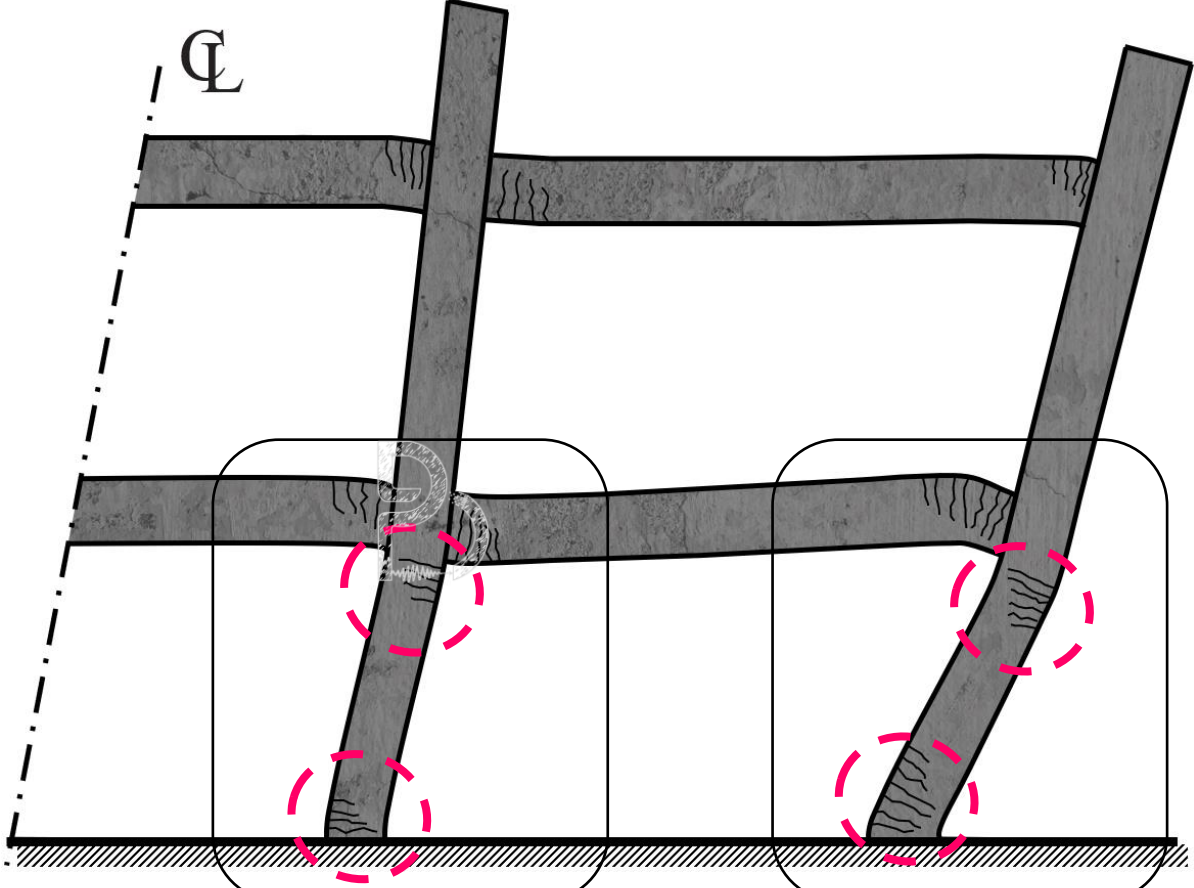
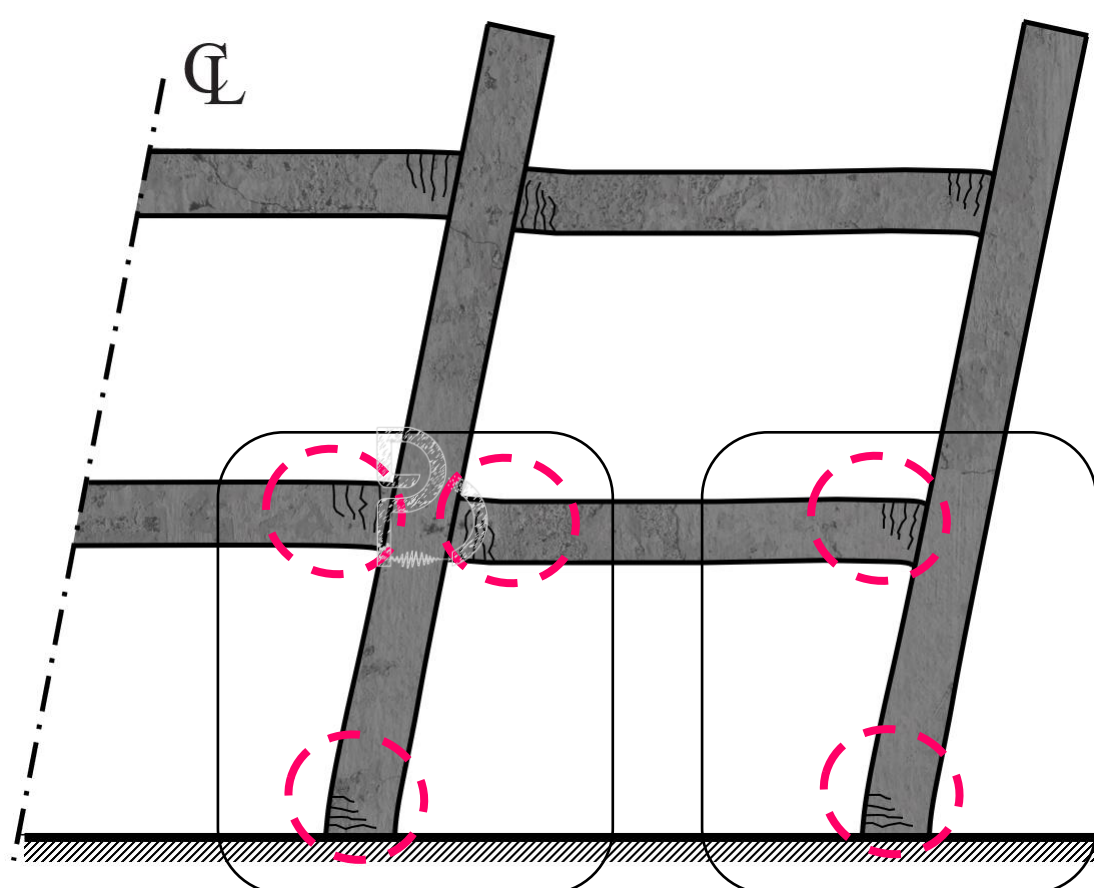
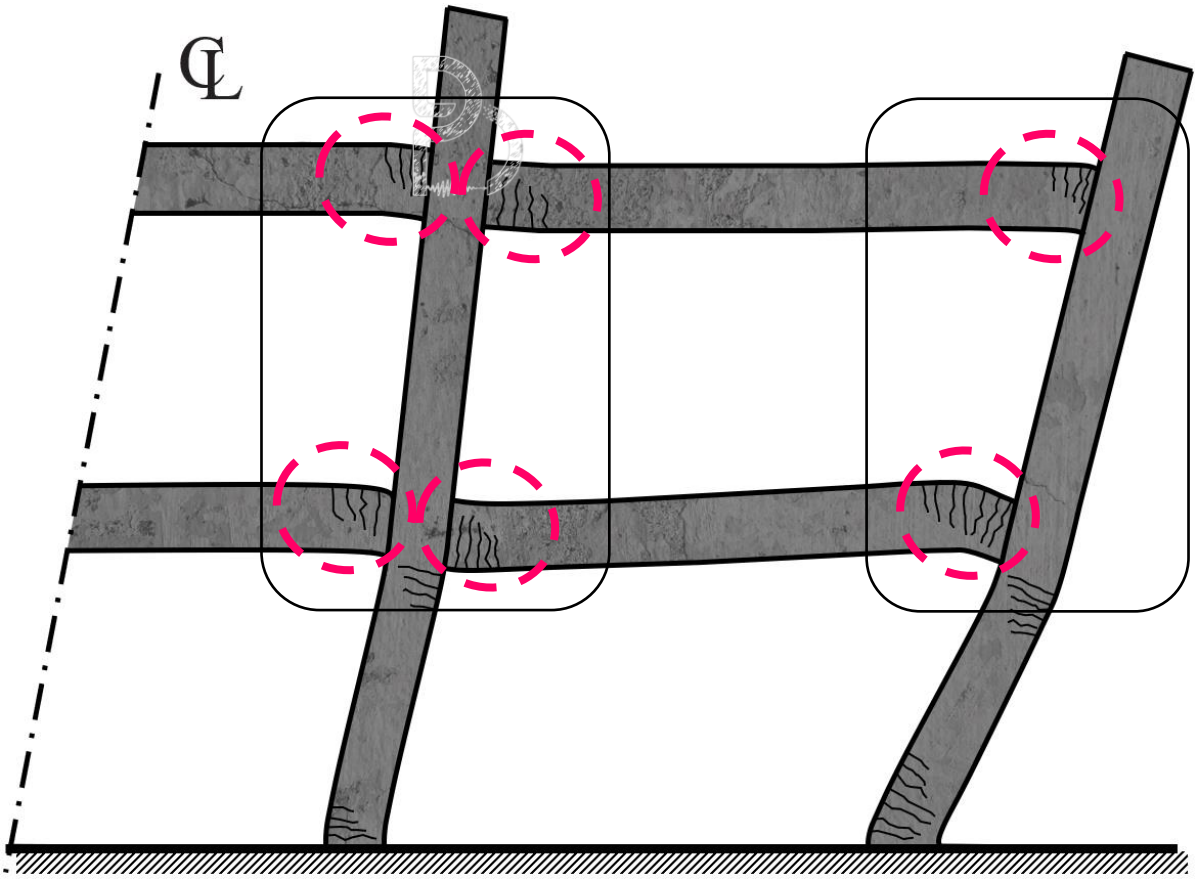
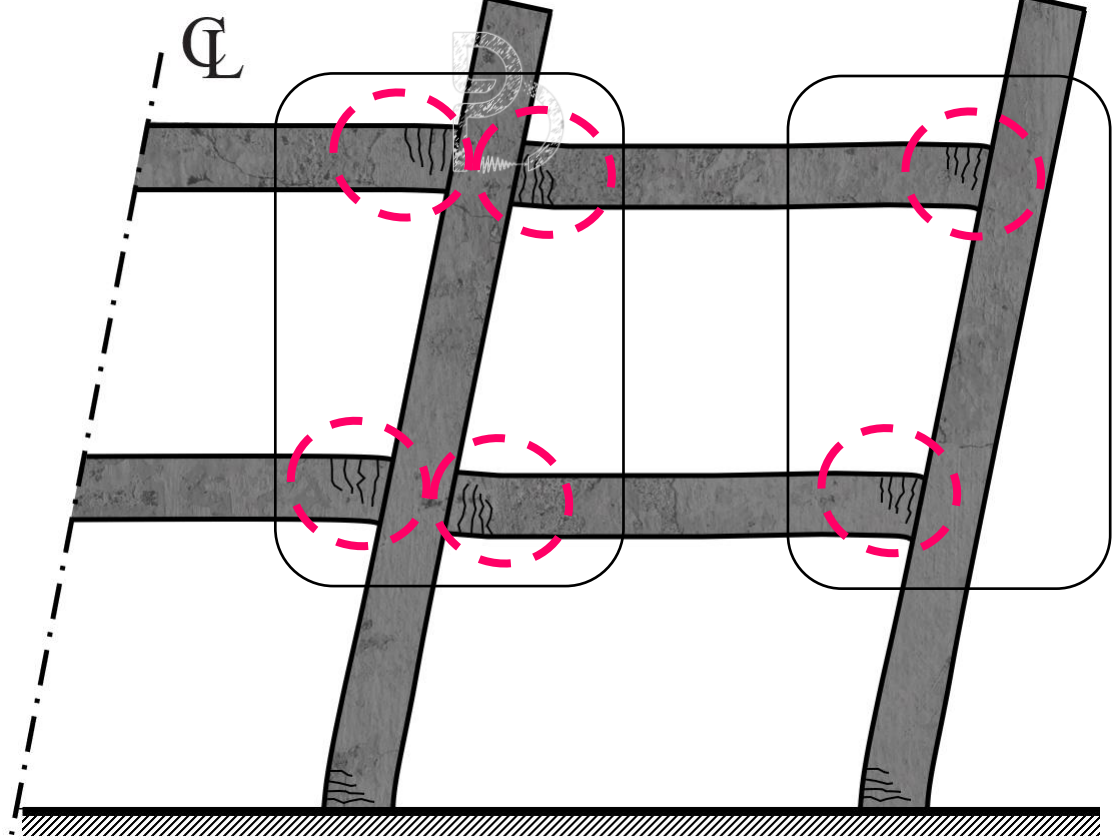
تسلیم در بخش بالایی ستون‌های طبقه اول در رویکرد NZS 3101-06 به دلیل ازدیاد طول تیرهای سقف اول (مکانیزم تیرها در سقف اول) و تحمیل تغییر شکل‌های مازاد به ستون‌ها **مورد نیاز است** (و احتمالاً محافظه کارانه است)، استاندارد NZS 3101-06 عنوان می‌کند که پای ستون‌های طبقه اول فیکس به فونداسیون بوده و ازدیاد طول سقف اول باعث تحمیل تسلیم به بخش بالایی ستون نیز خواهد شد.

نتیجه‌گیری:



براساس نتایج، استفاده از ضریب تشدید دینامیکی در نسخه آتی از استاندارد ACI 318 (ACI 318-25) بایستی در نظر گرفته شود. مقدار ضریب تشدید دینامیکی 1.4 پیشنهاد می‌شود. برای طبقات اول و آخر، مقدار کمتر ولی محافظه کارانه 1.15 پیشنهاد می‌شود (تا زمانی که مطالعاتی بیشتر در دسترس باشد).

6- St. Shear Demand of the E-Defense 2019 test on a 10-st. building
 NIST (2016) and NZS 3101-06 approaches

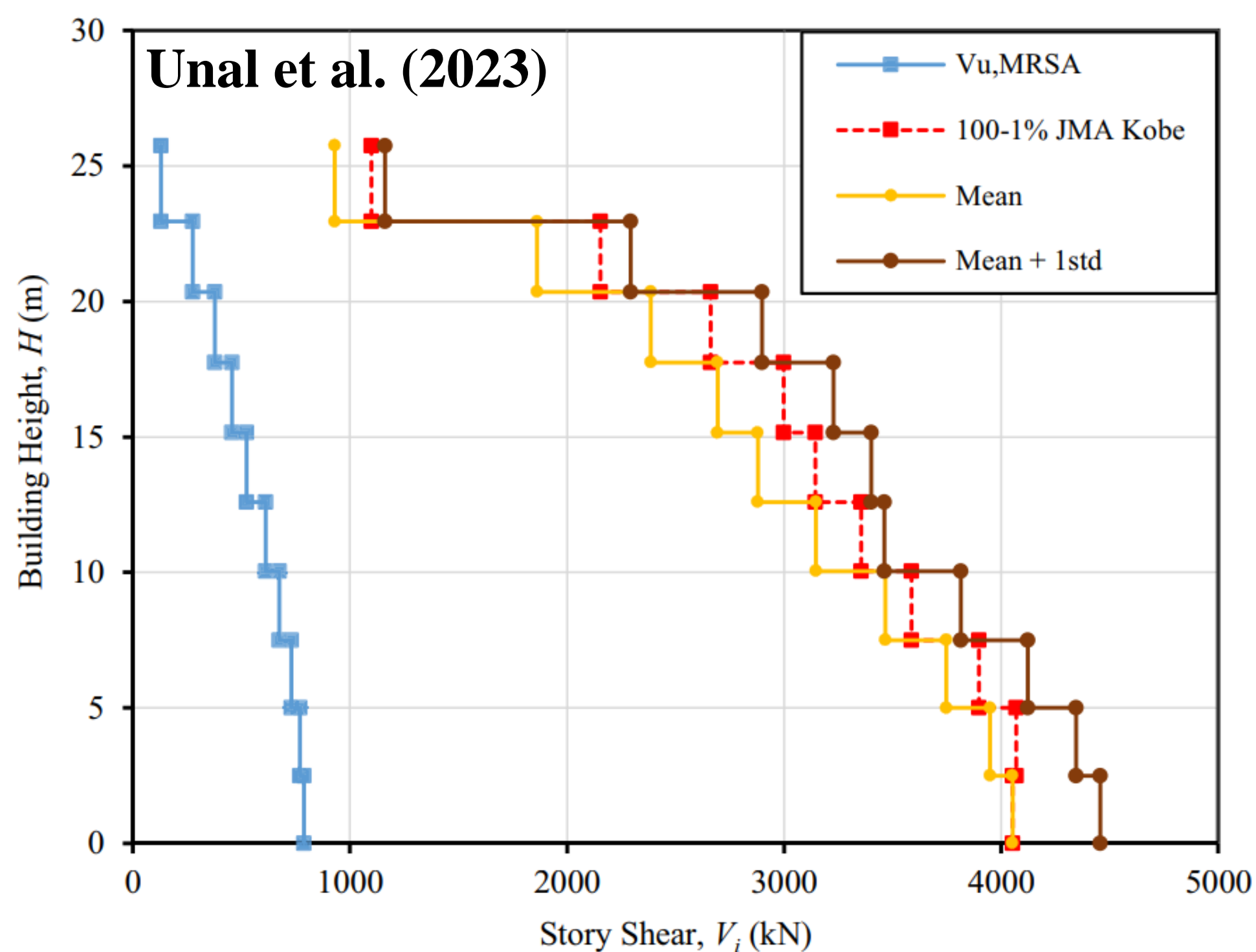
	NZS 3101-06	Unal et al. (2023)
<p>نیاز برشی ستون‌های طبقه اول</p> <p>مکانیزم فرضی جهت محاسبه</p>	 <p>نیاز برشی ستون‌های <u>طبقه اول</u> براساس NZS 3101-06 با <u>مکانیزم کامل در ستون‌ها</u> به دست می‌آید.</p> $V_{e,c} = 1.15 \frac{M_{pr,c,bottom} + M_{pr,c,top}}{L_n}, f_{ye} = 1.35 f_y$	 <p>نیاز برشی ستون‌های <u>طبقه اول و آخر</u> براساس Unal et al. (2023) با <u>مکانیزم ترکیبی ستون و تیر</u> به دست می‌آید.</p> $V_{e,c} = 1.15 \Omega_v V_E, f_{ye} = 1.25 f_y$
<p>برشی ستون‌های سایر طبقات</p> <p>مکانیزم فرضی جهت محاسبه نیاز</p>	 <p>نیاز برشی ستون‌های سایر طبقات براساس NZS 3101-06 با <u>مکانیزم کامل در تیرها</u> به دست می‌آید.</p> $V_{e,c} = 1.3 \Omega_v V_E, f_{ye} = 1.35 f_y$	 <p>نیاز برشی ستون‌های سایر طبقات براساس Unal et al. (2023) با <u>مکانیزم کامل</u> به دست می‌آید.</p> $V_{e,c} = 1.4 \Omega_v V_E, f_{ye} = 1.25 f_y$

6- St. Shear Demand of the E-Defense 2019 test on a 10-st. building Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)

برش طبقات تحلیل دینامیکی طیفی، برش نتایج تست براساس 100-1% و برش حاصل از مدل (Visnjic et al. (2017) براساس مقادیر میانگین و میانگین به علاوه یک انحراف معیار در شکل زیر ترسیم شده است. نتایج حاصل از مقادیر میانگین این مدل اندکی کمتر از نتایج تست و مدل میانگین به علاوه انحراف معیار اندکی بیشتر از نتایج تست تخمین می‌زند.

برای ساختمان ۱۰ طبقه تست شده در E-Defense، مقدار ضریب A_D به صورت نسبت برش پایه ثبت شده در حداکثر دریافت بام تحت 100%-1 به مقدار برش پایه تحلیل دینامیکی طیفی، $V_{u,MRSA}$ ، در حدود 1.20 می‌باشد. این مقدار محاسبه شده از نتایج تست بسیار نزدیک به مقدار پیشنهادی (Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017) برای قاب ۱۰ طبقه ۳ دهانه است.

$$A_D = V_{base, NRHA} / (\Omega V_{u, MRSA})$$

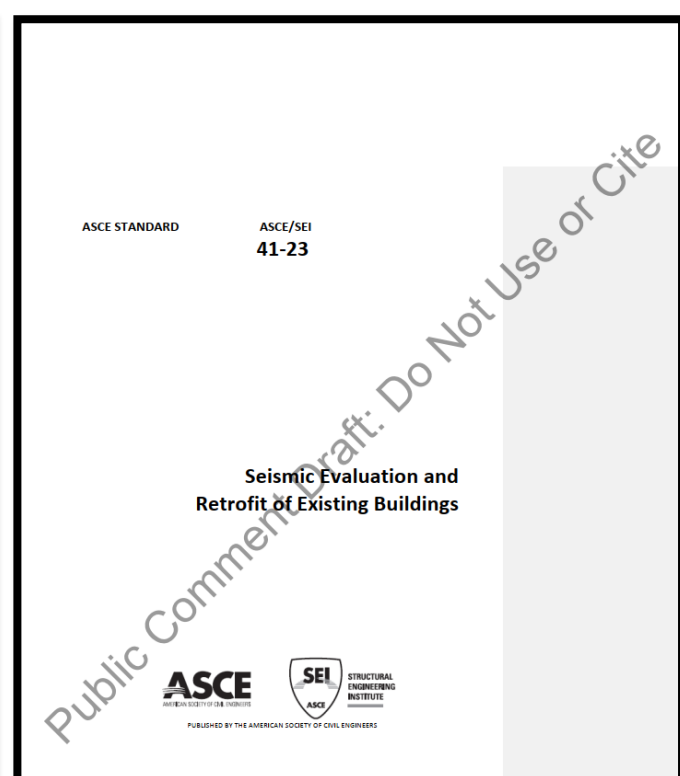
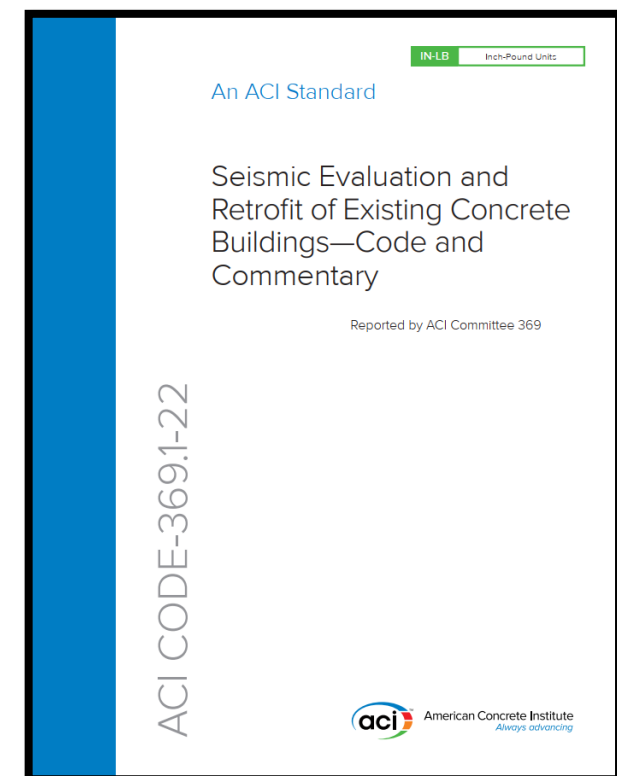


ضریب A_D نسبت برش پایه میانگین در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تقسیم بر برش پایه تحلیل دینامیکی طیفی که توسط ضریب اضافه مقاومت تشدید شده است. بنابراین ضریب A_D مقدار برش پایه را به سطح برش تحلیل تاریخچه زمانی افزایش می‌دهد. مقدار پیشنهادی برای این ضریب 1.20 تا 1.25 است.

Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)

	A10-3	A10-4	A20-3	A20-4
Φ_m (NIST)	2.58/2.62	2.45/2.5/2.54	2.23/2.20	2.62/2.55/2.48
Ω	2.81	2.72	2.45	2.80
A_D	1.16	1.17	1.17	1.07

Evaluation of failure mode of columns according to ASCE 41-23

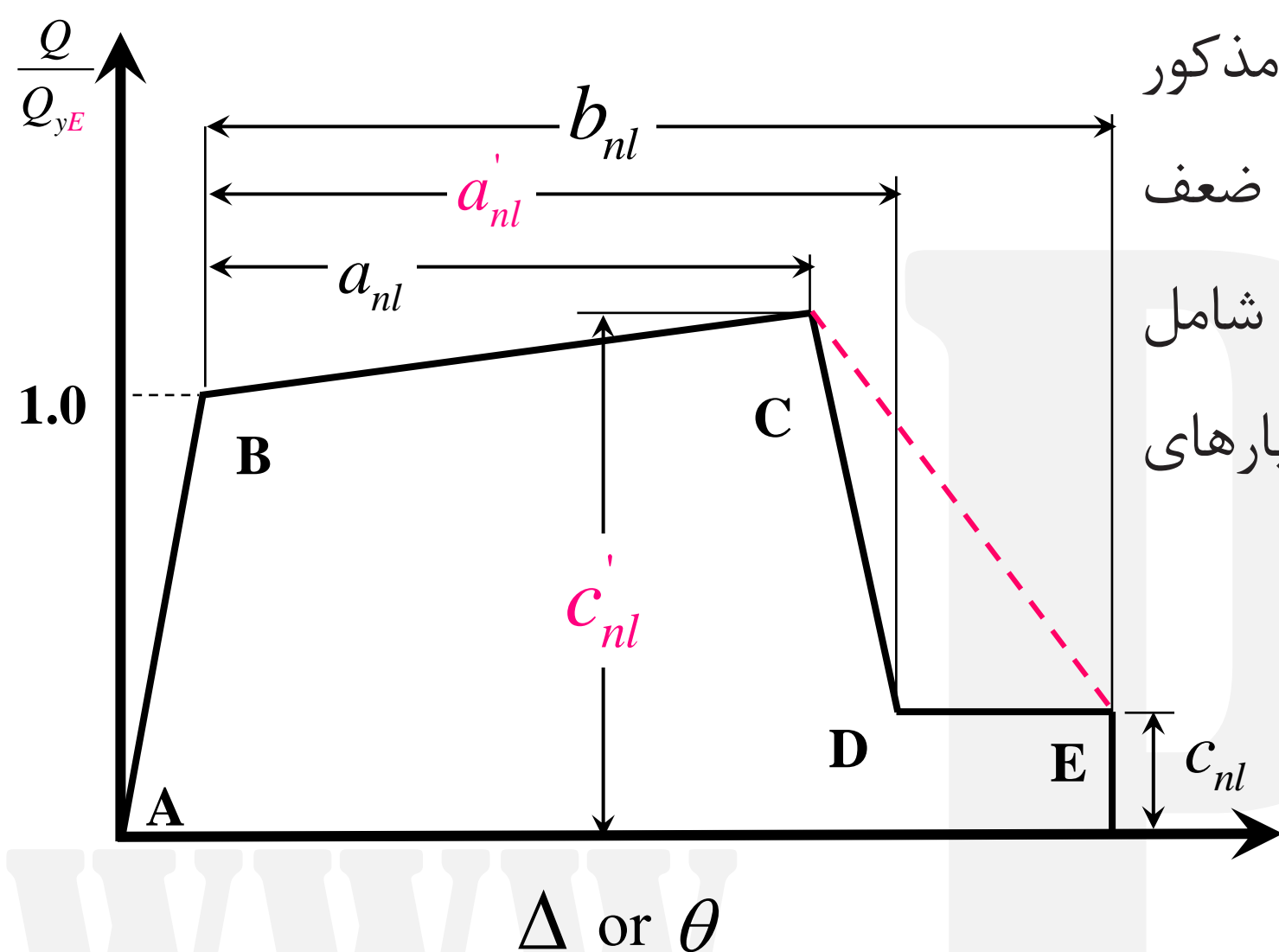


فصل ۱۰ از استاندارد ASCE 41-23 ضوابط ارزیابی ساختمان‌های بتن‌آرمه را ارائه می‌کند. در پیش نویس منتشر شده از این استاندارد، محاسبات مدل‌های غیرخطی در ستون‌های بتن‌آرمه به صورت مستقیم به استاندارد ACI 369.1-22 ارجاع داده شده است. پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش مشخص شده در جداول 4.2.2.2b و 4.2.2.2c از استاندارد ACI 369.1-22 براساس نتایج آزمایشگاهی ستون بتن‌آرمه به دست آمده است. این پایگاه داده که به ستون‌های بتن‌آرمه ACI 369 معروف است، شامل ۳۱۹ ستون مستطیلی و ۱۷۱ ستون دایره‌ای بدون وصله پوششی بوده (Ghannoum et al. 2015 a,b) و ۳۹ ستون مستطیلی آن دارای وصله پوششی می‌باشد

ACI 369.1-22

ASCE 41-23

(Ghannoum 2017). پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرشی که در جداول مذکور ارائه شده است برای ستون‌هایی می‌باشد که رفتارشان توسط ضعف طول مهارتی و ضعف وصله پوششی کنترل نمی‌شود. به عبارت دیگر مودهای شکست لحاظ شده شامل مودهای خمشی، خمشی-برشی و برشی می‌باشد. پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در این ستون‌ها براساس سه مورد زیر محاسبه می‌شود:



(a) Deformation

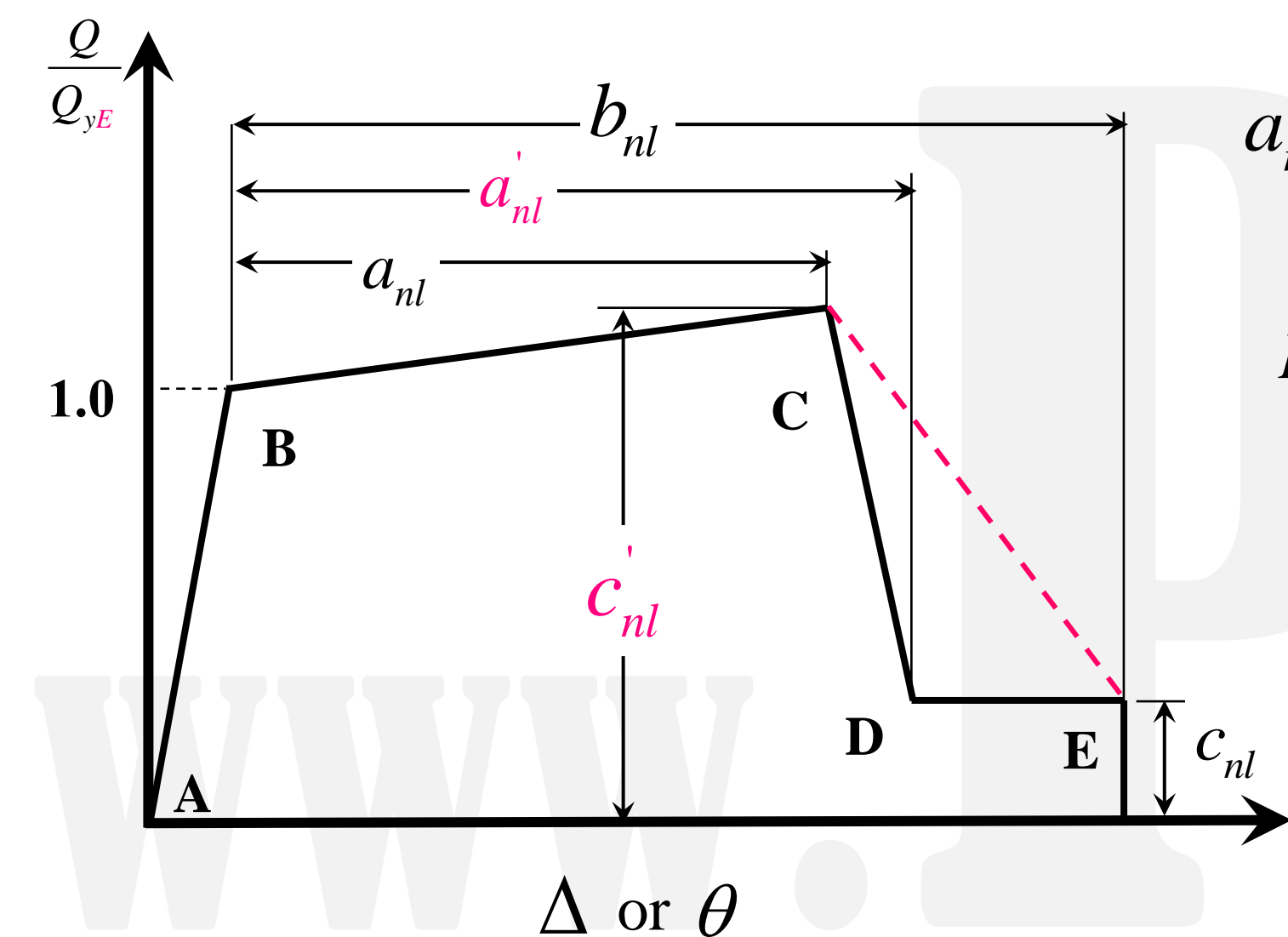
$$\text{نسبت بار محوری} : \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}}$$

$$\text{نسبت آرماتورهای عرضی} : \rho_t$$

$$\text{نسبت نیاز برشی در تسلیم خمشی به ظرفیت برشی} : \frac{V_{MCyDE}}{V_{Co10E}}$$

ACI 369.1-22 Fig. 3.1.2.2.3-Generalized force-deformation relation for concrete elements or components

Evaluation of failure mode of columns according to ASCE 41-23



$$a_{nl} = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{MCyDE}}{V_{Col0E}} \right) \geq 0.0$$

$$\text{For } \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.5 \Rightarrow b_{nl} = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f'_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f'_{cE}}{f_{ytE}}} - 0.01 \geq a_{nl}$$

$$c_{nl} = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \geq 0.0$$

$$IO = 0.15 a_{nl} \leq 0.005, \quad LS = 0.50 b_{nl}, \quad CP = 0.70 b_{nl}$$

$$0.10 \leq \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \quad 0.005 \leq \rho_t \leq 0.0175 \quad 0.20 \leq \frac{V_{MCyDE}}{V_{Col0E}}$$

V_{MCyDE} = shear demand resulting in flexural yielding of the plastic hinges at a moment of M_{CyDE} , lb

M_{CyDE} = M_{Cy} evaluated using expected material properties and applied axial load in accordance with 3.3, in.-lb

M_{Cy} = flexural yield strength of a component as represented by Point B in Fig. 3.1.2.2.3 and determined using fundamental principles given in Chapter 22 of ACI 318, without using a strength reduction factor. M_{Cy} shall be evaluated using lower bound or expected material properties as applicable to force-controlled or deformation-controlled actions, respectively. M_{Cy} shall be evaluated using applied axial loads in accordance with 3.3, in.-lb

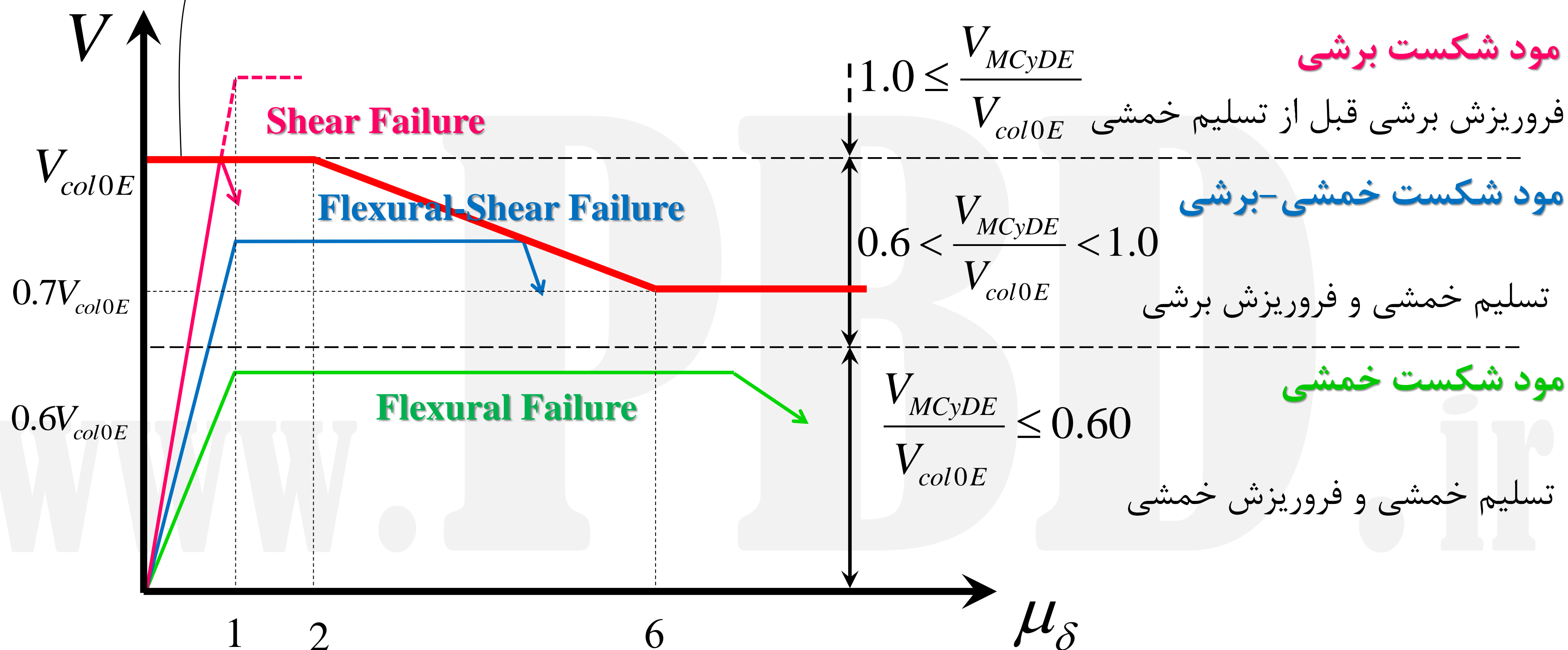
نسبت نیاز برشی در تسلیم خمشی به مقاومت برشی، ستون یکی از پارامترهای موثر در محاسبه مقدار ظرفیت دوران پلاستیک ستون می باشد. مقدار نیاز برشی در تسلیم خمشی ستون، V_{MCyDE} ، بایستی براساس بارمحوری نهائی ستون، N_{UD} ، محاسبه گردد. استاندارد

ACI 369.1-22 پیشنهاد می کند می توان این نیروی محوری را از طریق limit-state analysis نیز به دست آورد.

Evaluation of failure mode of columns according to ASCE 41-23

مطابق با ضوابط ACI 369.1-22، برای ستون‌هایی که انتظار می‌رود شکست خمشی را تجربه کنند ($V_{MCyDE}/V_{Col0E} \leq 0.60$)، از دست دادن ظرفیت باربری جانبی معمولاً به دلیل خرد شدن بتن، کماتورهای طولی و سایر مکانیزم‌های آسیب خمشی اتفاق می‌افتد. برای ستون‌هایی که شکست برشی را تجربه می‌کنند، که می‌تواند شامل شکست برشی قبل از تسلیم خمشی باشد یا بعد از تسلیم خمشی باشد ($V_{MCyDE}/V_{Col0E} > 0.60$)، از دست دادن ظرفیت باربری جانبی معمولاً به دلیل ترک خوردگی شدید قطری است که نشان دهنده آسیب برشی می‌باشد.

$$V_{Col} = k_{nl} V_{Col0} = k_{nl} \left[\alpha_{Col} \left(\frac{A_v f_{yL/E} d}{s} \right) + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_{cL/E}}}{M_{UD}/V_{UD} d} \sqrt{1 + \frac{N_{UG}}{0.5 A_g \sqrt{f'_{cL/E}}}} \right) 0.8 A_g \right] (MPa)$$



Risk Assessment of Reinforced Concrete Moment Frames

Development of Collapse Indicators for Risk Assessment of Older-Type Reinforced Concrete Buildings (2015)

Panagiotis H. Galanis,^{a)} M.EERI, Jack P. Moehle,^{b)} M.EERI

گالانیس و میلی در سال ۲۰۱۵ برای ارزیابی ریکس قاب‌های خمشی بتن‌آرمه، شاخص‌های فروریزش در این سیستم‌ها را توسعه دادند. این پژوهش با تامین مالی FEMA برای تدوین سری‌های ATC 78 انجام شده است. در این پژوهش ساختمان‌ها قاب خمشی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه که هر کدام در هر راستا در پلان دارای ۶ عدد قاب خمشی می‌باشند مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. شاخص‌ها، فاه، نش، د، اند، نه‌هش، به صورت زیر می‌باشد.

۱- افزایش یا کاهش مقاومت خمشی در تیرها برای $R_e = \frac{S_a(T_1) \times (W_{building} / g)}{V_{max}}$ مجموع مقاومت ستون‌ها به مجموع مقاومت تیرهای متصل به یک گره اتصال (نسبت ستون قوی به تیر ضعیف)

$$0.6 \leq \frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} \leq 1.8$$

۲- تغییر مقدار آرماتورهای عرضی ستون‌های بتن‌آرمه برای رسیدن به نسبت‌های مختلف در مقدار نیاز برشی تسلیم خمشی به مقاومت برشی ستون

$$0.6 \leq \frac{V_u}{V_n} \leq 1.2 \quad V_u = 1.2 \frac{M_{n.top} + M_{n.bot}}{l_n}$$

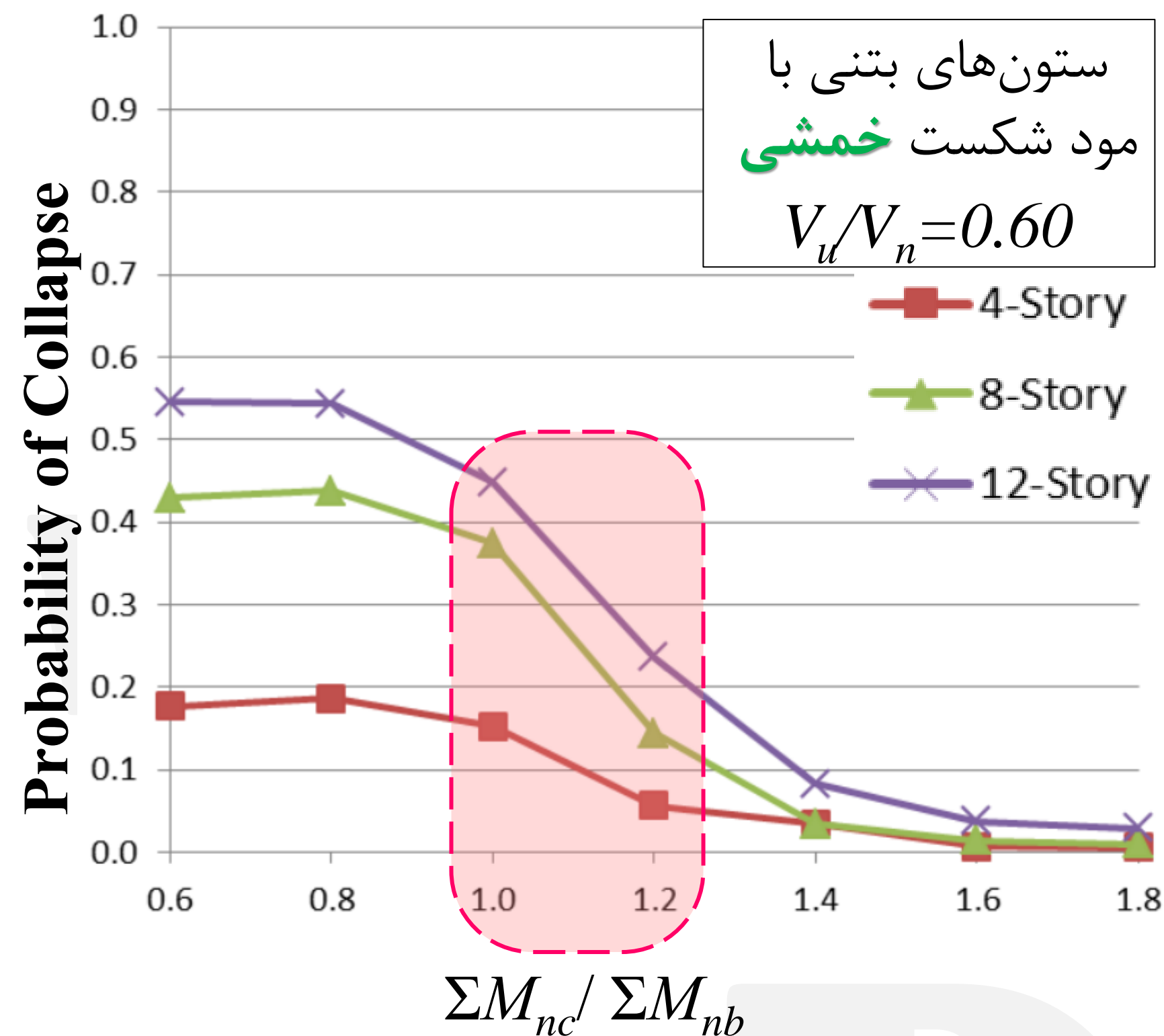
۳- تغییر مقاومت خمشی تیرها و مقاومت برشی ستون‌ها باعث تغییر در مقاومت جانبی ساختمان خواهد شد. برای شفاف‌سازی در مقایسه نتایج، نیاز ارتحای زلزله به مقاومت جانبی حداکثر ساختمان تقسیم شده و به عنوان پارامتر دیگر لحاظ شده است.

$$R_e = \frac{S_a(T_1) \times (W_{building} / g)}{V_{max}}$$

این پارامتر همان ضعف مقاومت جانبی ساختمان است که در استاندارد ASCE 41-23 از طریق پارامتر

$\mu_{strength}$ تعریف می‌شود.

Risk Assessment of Reinforced Concrete Moment Frames



شکل مقابل احتمال فروریزش ساختمان‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه را در مقابل نسبت ستون قوی به تیر ضعیف نشان می‌دهد. نسبت ضعف مقاومتی برای هر سه ساختمان برابر ۳ می‌باشد ($R_e = 3.0$). برای ساختمان‌های طرح از ابتدا این عدد در حدود ۲ الی ۳ بوده و برای ساختمان‌های موجود و ضعیف تا ۶ هم می‌تواند برسد. در شکل مقابل تمامی ستون‌ها دارای مود شکست خمشی می‌باشند (رفتار برشی در این ستون‌ها حاکم نمی‌باشد). برای دستیابی به این مود شکست بایستی نسبت نیاز برشی در تسلیم خمشی بر مقاومت برشی کوچکتر مساوی ۰.۶۰ باشد ($V_u/V_n \leq 0.6$). مطابق با شکل مقابل:

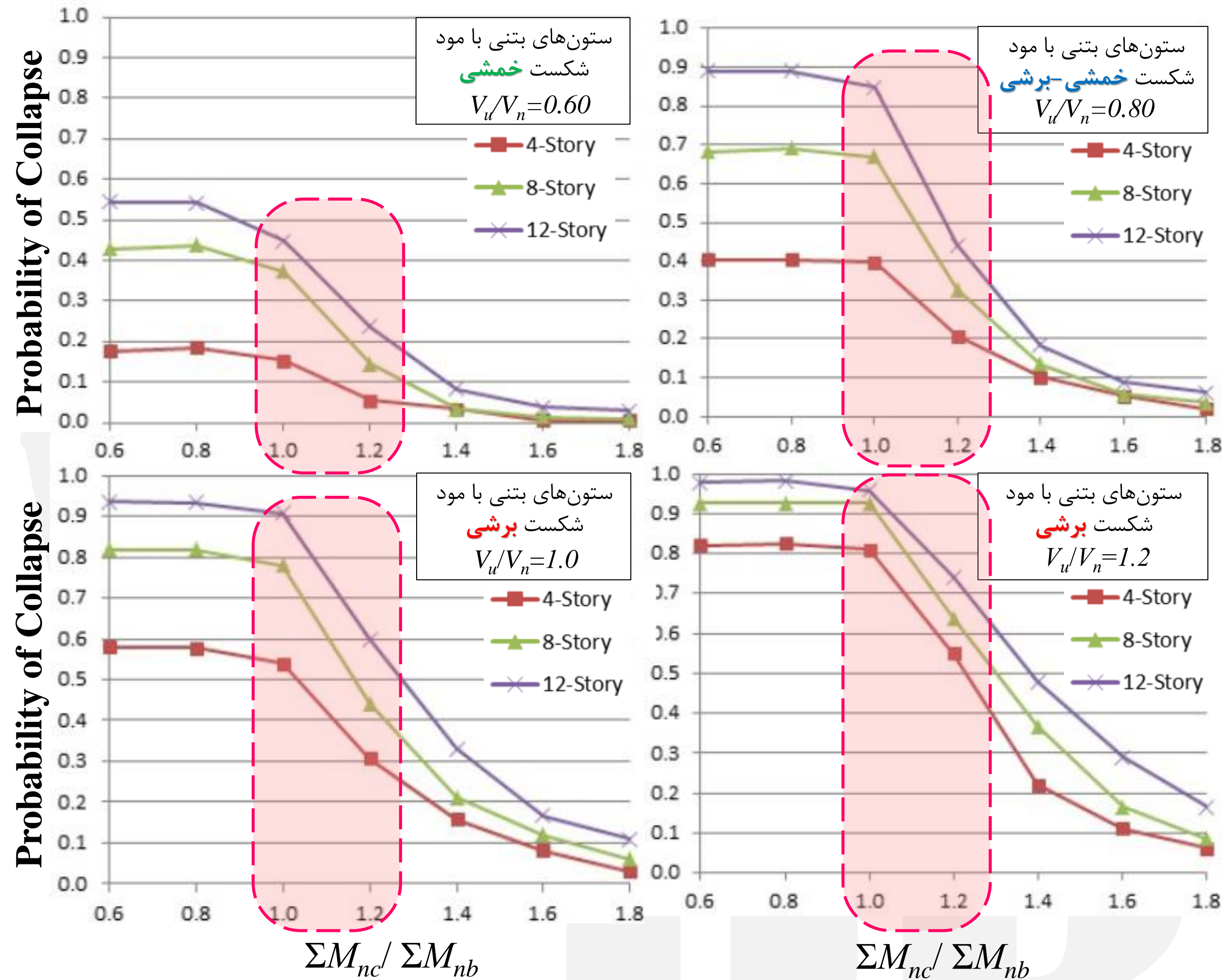
- احتمال فروریزش وابسته به مقدار نسبت ستون قوی به تیر ضعیف است.
- احتمال فروریزش وابسته به تعداد طبقات ساختمان است.

بیشترین مقدار احتمال فروریزش در ساختمان‌ها زمانی است که مقدار نسبت ستون قوی به تیر ضعیف در محدوده ۰.۶ الی ۱.۰ قرار دارد ($0.60 < \Sigma M_{nc} / \Sigma M_{nb} < 1.0$). در هر سه ساختمان، بیشترین کاهش در احتمال فروریزش زمانی رخ می‌دهد که مقدار این نسبت از ۱.۰ به ۱.۲۰ افزایش می‌یابد. در مقدار ۱.۲۰ احتمال فروریزش برای ساختمان ۴ طبقه زیر ۱۰٪ در حالی که برای ساختمان ۸ طبقه در حدود ۱۵٪ و برای ساختمان ۱۲ طبقه در حدود ۲۳٪ می‌باشد.

برای اینکه احتمال فروریزش در ساختمان‌های ۸ و ۱۲ طبقه کمتر از ۱۰٪ شود بایستی نسبت ستون قوی به تیر ضعیف به ترتیب به مقدار ۱.۳۰ و ۱.۴۰ افزایش یابد.

Risk Assessment of Reinforced Concrete Moment Frames

Galanis and Moehle (2015)



در شکل مقابل مقدار نسبت نیاز برشی ستون به مقاومت برشی آن افزایش داده شده و محاسبات آنها در نمودارها ترسیم شده است. مطابق با ضوابط ACI 369.1-22 اگر این نسبت برابر 0.8 باشد ($V_u/V_n = 0.8$) ستون‌های دارای مود شکست **خمشی-برشی** خواهد بود. در صورتی که این نسبت بزرگتر مساوی با 1.0 باشد ($V_u/V_n \geq 1.0$)، ستون‌ها دارای مود شکست **برشی** خواهد بود و قبل از تسلیم خمشی دچار شکست قطری خواهند شد. برای نسبت برشی 0.80 و نسبت ستون قوی به تیر ضعیف 1.20 مقدار احتمال فروریزش برای ساختمان 4، 8 و 12 طبقه به ترتیب در حدود 20٪، 31٪ و 45٪ می‌باشد.

مقدار احتمال فروریزش برای ستون‌های دارای مود شکست برشی به 30٪، 43٪ و 60٪ افزایش می‌یابد. به نظر می‌رسد ستون‌های بتن‌آرمه طراحی شده با استاندارد ACI 318-19 در این ردیف قرار می‌گیرند.

ستون‌هایی که با ضوابط فعلی استاندارد ACI 318-19 طراحی می‌شوند.

$$\Rightarrow \frac{V_u}{V_n} = \frac{1.2 \frac{M_{n.top} + M_{n.bot}}{\ell_n}}{V_n} \geq 1.0 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{احتمال فروریزش قاب 4 طبقه} \geq 30\% \\ \text{احتمال فروریزش قاب 8 طبقه} \geq 43\% \\ \text{احتمال فروریزش قاب 12 طبقه} \geq 60\% \end{array} \right.$$



جمع بندی و نتیجه گیری:

- ۱- نیاز برشی در ستون‌های قاب‌های خمشی ویژه به دو پارامتر مهم "ضریب اضافه مقاومت" و "ضریب تشدید دینامیکی" وابسته است. هیچ کدام از این پارامترهای به صورت مستقیم در استاندارد ACI 318-19 ارائه نشده است.
- ۲- پدیده ازدیاد طول در تیرهای بتن‌آرمه می‌تواند نیاز برشی ستون را تا حد تسلیم خمشی افزایش دهد. ستون‌های پیرامونی طبقه اول می‌توانند تحت این پدیده به تسلیم خمشی برسند لذا نیاز برشی در این ستون‌ها بایستی مطابق با مکانیزم ستونی محاسبه شود.
- ۳- استاندارد سازه‌های بتن‌آرمه نیوزیلند (NZS 3101) بیش از ۱۵ سال است که مدل تشدید برش در ستون‌های بتن‌آرمه را در دل خود دارد و اثرات اضافه مقاومت، تشدید دینامیکی و پدیده ازدیاد طول تیرهای بتن‌آرمه را به درستی شبیه سازی می‌کند.
- ۴- نتایج آزمایشگاهی ساختمان ۱۰ طبقه تست شده در E-Defense ژاپن نشان می‌دهد که نسبت نیاز برشی واقعی به نیاز برشی در ACI 318-19 به طور متوسط در حدود 1.62 بوده و مقدار حداکثر آن می‌تواند تا 2.0 افزایش یابد.
- ۵- نسبت اشاره شده در ردیف ۴ نشان‌دهنده **مود شکست برشی** در ستون‌های بتن‌آرمه قاب‌های خمشی ویژه است. به عبارت دیگر ستون‌های طراحی شده توسط ACI 318-19 قبل از رسیدن به تسلیم خمشی، دچار فروریزش برشی خواهند شد. در این صورت احتمال فروریزش ساختمان، بسیار بیشتر از حد مجاز ارائه شده توسط ASCE 7-22 خواهد شد.
- ۶- مطابق با پیشنهادات (Unal et al. (2023) برای محاسبه نیاز برشی در ستون‌ها می‌توان ضریب اضافه مقاومت را مطابق با NIST (2016) محاسبه کرد و مقدار ضریب تشدید دینامیکی را برابر با 1.40 در نظر گرفت.



سوال مهم و بنیادین!

مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ترجمه استاندارد ACI 318-19 می باشد. اشتباه موجود در ACI 318-19، در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان نیز وجود دارد. با توجه به تحقیقات منتشر شده در ۱۰ سال اخیر، به نظر می رسد اعضای کمیته تدوین ACI 318 نسبت به اشتباه موجود آگاه می باشند.


ستون های قاب های خمشی بتن آرمه طراحی شده با مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ۱۳۹۹ دارای مود شکست برشی هستند و قبل از رسیدن به تسلیم خمشی دچار فروریزش برشی خواهند شد.

- آیا اعضای کمیته تدوین مبحث نهم مقررات ملی ساختمان آگاه به این اشتباه هستند؟
- آیا بایستی تا انتشار ACI 318-25، کماکان طراحی قاب های خمشی ویژه مطابق با این ضابطه اشتباه انجام شود؟
- تکلیف قاب های خمشی ویژه که تا به اکنون طراحی شده اند چیست؟

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column




بیشتر مطالب این مقاله در ویدئو زیر به صورت مفصل تشریح شده است از لینک زیر می‌توانید این ویدئو را از آپارت دانلود کنید.

[دانلود ویدئو](#)

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 


E-Defense 10-Story Tests Implications for US Practice

- 2014 4-Story RC-PT
- 2015 and 2019 10-Story Tests



[این ویدئو در استدیو گروه آموزش‌های آنلاین مادیای ضبط، تدوین و منتشر شده است.](#)

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

 **P**erformance-**B**ased **S**eismic **D**esign
Seismic **E**valuation and **R**etrofit of **E**xisting **B**uildings

کاویا
آموزش های آنلاین مادی

Instructor:
Javad Ghodrati Yengejeh



Performance-Based Seismic Design (PBSD) of buildings has rapidly become a widely used alternative to the prescriptive requirements of building code requirements for seismic design. Various guidelines and standards have been developed to codify and document the implementation of PBSD, including “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings” (ASCE 41-17), the Tall Buildings Initiative’s Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings (**TBI Guidelines**), and the Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council’s An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region (**LATBSDC Procedure**). This handout provides a detailed comparison among each document’s implementation of PBSD for **reinforced concrete** buildings.



Javad Ghodrati Yengejeh

1/24/2023

j.yengejeh@yahoo.com

برای کسب اطلاعات بیشتر

می توانید به جزوه طراحی

عملکردی و بهسازی لرزه‌ای

رجوع کنید.

PBD Handout



References

- ACI Committee 318 (2019) Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute, 628
- Fenwick, R. C. and Irvine, H. M. 1977. Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Loading – Part II Experimental Results. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 10: 174 -185.
- Fenwick, R.C. and Fong A. 1979. "The Behaviour of Reinforced Concrete Beams under Cyclic Loading." University of Auckland Department of Civil Engineering Report No. 176, Auckland, New Zealand.
- Fenwick, R.C. and Megget, L. M. 1993. Elongation and Load Deflection Characteristics of Reinforced Concrete Members Containing Plastic Hinges. New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 26: 28-41.
- Fenwick, R. C., Ingham, J. M., and Wuu, P. J. Y. 1996. The Performance of Ductile R/C Frames under Seismic Loading, in Proceedings, NZNSEE Technical Conference and AGM, New Plymouth, New Zealand.
- [Ghodrati, J. \(2023\) "Performance-Based Seismic Design Handout", www.PBD.ir](#)
- [Haselton, C.B., and G.D. Deierlein \(2008\). *Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment-Frame Buildings*, PEER 2007/08, University of California, Berkeley, CA, 274 pp.](#)
- [Kabeyasawa, T., Sanada, Y., and Maeda, M. 2000. Effect of Beam Axial Deformation on Column Shear in Reinforced Concrete Beams, in Proceedings, 12 World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.](#)
- Kelly, T. (1974). *Some Seismic Design Aspects of Multistorey Concrete Frames*, Master of Engineering Report, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 163 pp.
- [Matthews J.G. 2004. Hollow-Core Floor Slab Performance following a Severe Earthquake, Ph.D. Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.](#)
- [Moehle, J. P.\(2014\). *Seismic design of reinforced concrete buildings*, McGraw-Hill Education, New York, NY, pp. 760.](#)
- [Moehle JP, Hooper JD \(2016\): *Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers*. NEHRP Seismic Design Technical Brief No.1, NIST GCR 16-917-40.](#)
- NZS 3101 (2006) Concrete structures standard, part 1: the design of concrete structures, Part 2: commentary on the design of concrete structures. Standards New Zealand. Wellington, New Zealand
- [Shahrooz, B. and Moehle, J. \(1987\), "Experimental Study of Seismic Response of RC Setback Buildings." Report No. UCB/EERC-87/16. 360 pp.](#)
- [Visnjic T \(2014\): *Design Considerations for Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Special Moment Frames*, *Doctoral dissertation*, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, CA.](#)
- [Visnjic, T., M. Panagiotou, and J.P. Moehle \(2014\). "Seismic Response of 20-Story Tall Reinforced Concrete Special Moment Resisting Frames Designed with Current Code Provisions," *Earthquake Spectra*.](#)
- [Visnjic T, Panagiotou M, Moehle J \(2017\) Estimating seismic shear in columns of RC special moment frames. In: 16th World conference on earthquake. Santiago, Chile, 12](#)
- L. Wang, Y. Tian, W. Luo, G. Li, W. Zhang, S. Liu, C. Zhang, Seismic performance of axially restrained reinforced concrete frame beams, J. Struct. Eng. 145 (5) (2019) 1–12
- P. J. Wuu, "Deformations in Plastic Hinge Zone of R/C Beam in Ductile Frame Structures Subjected to Inelastic Cyclic Loading," University of Auckland, Auckland, New Zealand, 1996.
- Unal, M.E., Abdullah, S.A., Kolozvari, K. et al. Evaluation of ACI 318-19 provisions for special moment frames and special structural walls using data from the E-Defense 10-story tests. Bull Earthquake Eng (2023).