

رفتار وصله در ستونهای بتنی تحت بارگذاری رفت و برگشتی

سعید تاروردیلو^{*} و آرش فرجادی^{**}

گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه ارومیه

(دریافت مقاله: ۱۳۸۶/۱۱/۲۵ - دریافت نسخه نهایی: ۱۳۸۸/۶/۲۱)

- چکیده

: واژگان کلیدی

Cyclic Response of Lap Spliced Reinforced Concrete Columns

S. Tariverdilo and A. Farjadi

Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Urmia University

Abstract: Placing column lap splice at possible nonlinear deformation locations may adversely affect the structure's response to strong ground motions. Localization of damage in the splice zone may change the structural response and prevent the load redistribution and development of a uniform pattern of nonlinear excursions among various members. Using laboratory.

** - کارشناس ارشد

* - استادیار

experiments, this study aims to present a model that can be used for predicting the behavior of lap spliced columns. The model is able to include the effects of longitudinal bar arrangement, bar yield stress, and the amount and spacing of transverse bars. It is shown that there is a good correlation between model and experimental results. Also, it is shown that the method of FEMA 356 to evaluate the effect of lap splice on column behavior is conservative. Finally, the results of nonlinear static and dynamic analyses of an ordinary moment resisting frame are presented. This case study indicates large damage localization due to deterioration of lap splice in column sections with nonlinear deformation

Keywords: Lap splice, Slip, Shear-friction, Localization.

تعداد آرماتورهای طولی موجود در مقطع	n	ضریب مربوط به خرابی تغییر مکان	a_1
تعداد آرماتورهای طولی وصله شده در صفحه	N	ضریب مربوط به خرابی انرژی	a_2
ترک		سطح مقطع آرماتورهای طولی وصله شده	A_b
تعداد ساقهای خاموت عمود بر صفحه ترک	n_t	سطح مقطع خاموت	A_h
تعداد خاموتها در طول وصله	n_t	پوشش	c
محیط مقطع بلوک بتنی حول آرماتور وصله	p	قطر هسته بتنی مقطع دایره ای	D'
فاصله میانگین بین آرماتورهای وصله شده در	s	قطر آرماتور طولی وصله شده	d_b
وجه بحرانی ستون		تغییر مکان متناظر انهدام	d_f
سختی یا مقاومت اولیه	s_0	قطر خاموت	d_h
سختی یا مقاومت مربوط به پرخه ad	s_d	تغییر مکان ماکزیمم	d_{max}
نیروی توسعه یافته در آرماتور وصله	T_b	انرژی جذب شده در بارگذاری رفت و برگشتی	E_{hys}
مقدار لغزش	u	انرژی جذب شده در بارگذاری یکنوا	E_{mon}
کرنش اصطکاکی که برابر با کرنش حاصل از لغزشی به اندازه فاصله بین دو آج متولی است.		مدول الاستیسیته آرماتور	E_s
با فرض آنکه فاصله دو آج متولی ۱۰ میلیمتر باشد، مقدار این کرنش مساوی $10 / l_s$ (l_s بر حسب میلیمتر) خواهد بود		تنش اصطکاکی (تنش پیوستگی حداقل نظری مقاومت باقیمانده)	f_r
کرنشهای الاستیک	ϵ_{se}	تنش توسعه یافته در آرماتور وصله	f_s
کرنشهای لغزشی	ϵ_{ss}	ماکزیمم تنش توسعه یافته در وصله	$f_{s,max}$
کرنش متناظر با تنش پیوستگی ماکزیمم	ϵ_s	مقاومت کششی بتن	f_t
میزان کاهندگی سختی و یا مقاومت	δ_s	مقاومت تسليم خاموت که برابر با $0.015E_s$ گرفته شده است	f_{yh}
		طول وصله	l_s

۱- مقدمه

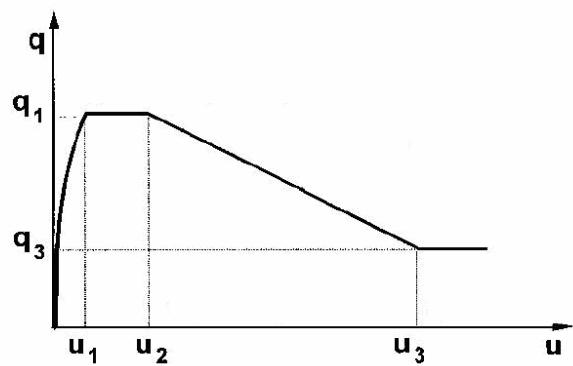
عرضی - که منجر به عدم محصور شدن گی هسته بتنی، رفتار نامناسب وصله، کمانش آرماتورهای طولی و یا شکست برشی می شود - و طول کوتاه یا محل نامناسب وصله بوده است [۱]. رفتار نامناسب وصله می تواند ناشی از طول کوتاه آن، قرارگیری

بررسی شکستهای ترد اعضا بتنی در زلزله های گذشته نشانگر آن است که در اکثر موارد علت وقوع شکست ترد، آرایش نامناسب آرماتورهای طولی و فاصله زیاد آرماتورهای

غیرخطی در این محل منجر به وقوع لغزش در وصله شده، می‌تواند رفتار ستون را به شدت تحت تأثیر قرار دهد.

اکثر تحقیقات انجام شده روی وصله بر محاسبه ماکریم نیروی قابل انتقال توسط آن مرکز بوده است، به عنوان مثال [۴ و ۵]. در این مطالعات که مبنای ضوابط آیین‌نامه بتن آمریکا را نیز تشکیل می‌دهند، ظرفیت مقاومت اتصال توسط دو جمله موازی ارایه می‌شود که جمله اول ظرفیت وصله در حالت محصور شده و جمله دوم اثر محصور شدگی ناشی از آرماتورهای عرضی در افزایش مقاومت وصله را نشان می‌دهد. الیگهاوسن و همکاران برای منحنی تنش پیوستگی-لغزش، روابطی تجربی بر پایه یکسری مطالعات آزمایشگاهی وسیع ارایه دادند [۶]. مطالعات انجام شده که مبنای برخی از تحقیقات بعدی نیز قرار گرفته است بر روی وضعیت تنش پیوستگی-لغزش در اتصال تیر-ستون است که وضعیت منحنی تنش پیوستگی-لغزش آن معمولاً به دلیل محصور شدگی هندسی به مراتب از وضعیت در وصله بهتر است. به همین خاطر تعییم این نتایج برای بررسی وضعیت تنش پیوستگی-لغزش وصله باید با اختیاط صورت گیرد. شکل (۱) منحنی تنش پیوستگی-لغزش پیشنهادی توسط الیگهاوسن و همکاران را نشان می‌دهد [۶]. کمیته اروپایی بتن با استفاده از این نتایج نموداری مشابه شکل (۱) با پارامترهای ارایه شده در جدول (۱)، برای تعریف منحنی تنش پیوستگی-لغزش ارایه کرده است [۷]. همچنان که در این جدول مشاهده می‌شود برای حالت بتن محصور شده مقدار تنش محصور کننده باید در حدود ۷/۵ مگاپاسکال باشد که این مقدار معمولاً توسط آرماتور عرضی و یا مواد کامپوزیت قابل تأمین نیست. به عبارتی براساس این مدل افزایش تنش محصور کننده در حدود معمول، منجر به افزایش تنش پیوستگی ماکریم نمی‌شود و تنها قادر به بهبود رفتار پس از بار حداکثر خواهد بود.

در همین راستا اکثر مطالعات انجام شده روی لغزش بر مدل‌سازی تغییرشکل اضافی ناشی از آن در اتصالات مرکز بوده است. سزن و موهلی با فرض توزیع تنش پیوستگی ثابت ولی متفاوت، برای آرماتور در قسمت تسلیم شده و نشده، دوران



شکل ۱- منحنی تنش پیوستگی-لغزش پیشنهادی الیگهاوسن و همکاران

آن در محل مرکز تغییرشکلهای غیرخطی همزمان با فقدان محصور شدگی مناسب توسط آرماتورهای عرضی باشد. در سازه‌های موجود طراحی شده براساس ضوابط آیین‌نامه‌های قدیمی، طراحی وصله صرفاً برای انتقال فشار بوده که منجر به طول وصله در حدود ۲۰ برابر قطر آرماتور طولی می‌شود. در مقایسه با مقادیری که آیین‌نامه‌های فعلی مقرر می‌دارند، طول کم وصله، منجر به کاهش شدید در انرژی قابل جذب در وصله، تحت بارگذاری رفت و برگشتی می‌شود. در ضمن در ساختمانهای قدیمی مقدار آرماتور عرضی محصور کننده تابعی از ابعاد مقطع و مشخصات میلگرد های طولی نبوده و فاصله آرماتورهای عرضی نیز زیاد است. عدم وجود محصور شدگی مناسب توسط آرماتورهای عرضی، کاهنگی مقاومت و سختی را تحت بارهای رفت و برگشتی نیز تشید می‌کند. از طرفی با توجه به ضوابط آیین‌نامه‌ها که در آنها برای سطوح شکل پذیری متوجه و معمولی، قرارگیری وصله در پای ستون مجاز دانسته شده است، به عنوان مثال [۲ و ۳]، و به دلیل سهولت در اجرا، در اغلب موارد برای این سطوح شکل پذیری طراحی، وصله آرماتورهای طولی در پای ستون اجرا می‌شود. این محل نامناسبترین محل برای وصله در ستون است، چراکه دقیقاً منطبق بر محل ماکریم لنگر در ستون بوده و احتمال وقوع تغییرشکلهای غیرخطی (تشکیل مفاصل پلاستیک) در آن بسیار زیاد است. بارهای رفت و برگشتی زلزله و مرکز تغییرشکلهای

جدول ۱ - مقادیر پیشنهادی کمیته اروپایی بتن برای روابط تنش پیوستگی [۷]

بتن محصور نشده	بتن محصور شده	تعریف محصور شدگی
$c > 5d_b$ $c > 5d_b$ پوشش $10d_b >$ فاصله خالص بین آرماتورهای طولی $A_{st} > nA_s$ یا $f_{con} > 7.5 \text{ MPa}$	$c > d_b$ پوشش آرماتور عرضی $A_{st} > 0.25nA_s$	
d_b : قطر آرماتور طولی nA_s : مساحت آرماتورهای عرضی در برگیرنده A_{st} A_s : مساحت یک آرماتور طولی n : تعداد آرماتورهای طولی در برگرفته شده توسط A_{st}		
$2.5\sqrt{f'_c} \text{ Mpa}$	$2.0\sqrt{f'_c} \text{ Mpa}$	τ_{max}
$0.40\tau_{max}$	$0.15\tau_{max}$	$2.0\sqrt{f'_c} \text{ Mpa}$
1.0 mm	0.6 mm	u_1
3.0 mm	0.6 mm	u_2
فاصله بین آجها	1.0 mm	u_3

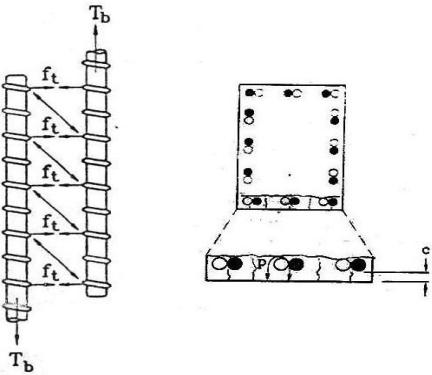
غیرخطی ناشی از تغییرشکل خمشی و قوع لغزش در وصله استفاده کردن و برای به دست آوردن رفتار یکنواخت فنر غیرخطی مدل کننده اثر لغزش، مدل تنش پیوستگی - لغزش هرجلی و میسوت را به کار گرفتند [۱۲]، آن‌گاه با روشی مبتنی بر سعی و خطأ و مقایسه با نتایج آزمایشگاهی، پارامترهای لازم برای تعریف منحنی هیسترزیس (پارامترهای لازم برای مدل کردن کاهنده‌گی سختی، مقاومت و لهیدگی) را تعیین کردند. اشکال اساسی این روش لزوم و سختی محاسبه رفتار فنرها برای هر مقطع و المان متفاوت است.

گویا را و همکاران با استفاده از مدلی ساده از رفتار وصله، اثر آن را در پاسخ لرزه‌ای سازه بررسی کردند [۱۳]. آنها با صرف نظر از اثر لغزش وصله در افزایش تغییرشکل جانبی سازه، تنها اثر آن را در کاهش مقدار ظرفیت خمشی ستون مدنظر قرار دادند. آنها بدین منظور در حالت طول وصله کافی با فرض تسلیم آرماتور، مقاومت خمشی را متناظر رسیدن بتن به کرنش فشاری 35 MPa فرض کردند و در حالت طول ناکافی وصله نیز با کاهش مقدار تنش ماکریم قابل حصول در آرماتور، مقدار مقاومت خمشی مقطع را محاسبه کردند. نتایج تحلیلهای

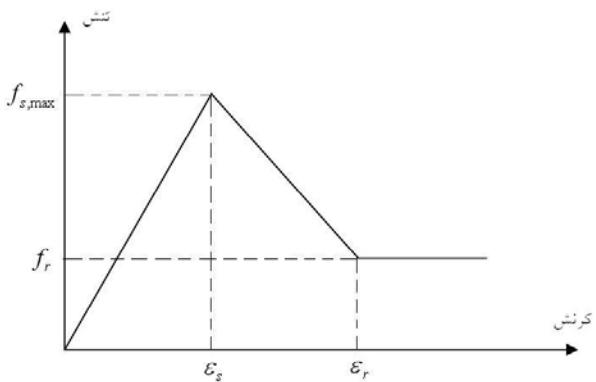
صلب ستون ناشی از تنیدگی آرماتور در اتصال را مورد ارزیابی قرار دادند [۸]. مازونی و همکاران به روشهای مشابه و با فرض اینکه دوران حول وسط مقطع رخ می‌دهد و با استفاده از منحنی تنش-کرنش سه‌خطی برای آرماتور، مقدار دوران ناشی از گسترش تسلیم^۲ در اتصال را محاسبه کردند [۹].

زیائو و ما ضمن انجام مطالعات آزمایشگاهی، مدلی برای محصور شدگی ناشی از مواد کامپوزیت روی منحنی تنش پیوستگی - لغزش تحت بارگذاری یکنوازیه کردند [۱۰]. آنها با فرض یک منحنی نرم‌شونده برای منحنی تنش پیوستگی - لغزش، مقدار تنش ماکریم قابل حصول را تابعی از مقدار تنش محصور کننده حاصل از مواد کامپوزیت فرض کردند. افزایش تنش پیوستگی ماکریم با افزایش تنش محصور کننده‌گی در این مدل با نتایج الیگهاآسن و همکاران و همچنین مدل پیشنهادی کمیته اروپایی بتن در تضاد است.

چو و پینچرا رفتار رفت و برگشتی ستون با وصله را با استفاده از فنرهای پیچشی غیرخطی که در رفتار آنها اثرات کاهنده‌گی سختی، مقاومت و لهیدگی^۳ لحاظ شده، مدل کردند [۱۱]. آنها از دو فنر پیچشی سری برای مدل کردن دوران



شکل ۳- شکست وصله آرماتورهای طولی در ستون با مقطع مربع مستطیل



شکل ۲- شکل کلی منحنی تنش-کرنش پیشنهادی برای وصله

قرار می‌گیرد.

۲- مدل پیشنهادی برای روابط تنش-کرنش در وصله با توجه به لغزش

شکل (۲) منحنی تنش-کرنش لغزشی پیشنهادی برای آرماتورهای وصله شده را نشان می‌دهد. در این شکل $f_{s,max}$ ماکریم تنش توسعه یافته در وصله، ϵ_s تنش اصطکاکی (نظیر مقاومت باقیمانده)، ϵ_r کرنش متناظر با بیشترین تنش توسعه یافته در وصله، و σ_r کرنش متناظر با تنش اصطکاکی اند. برای تعیین مقادیر تنشهای فوق از روش پیشنهادی پریستلی و همکاران استفاده شده است که در آن ماکریم تنش توسعه یافته در وصله، تابعی از مقاومت کششی بتن فرض می‌شود [۱۵]. به این ترتیب که پیرامون هر آرماتور وصله شده، یک سطح شکست با محیط p و طول l_s در نظر گرفته شده و در حداقل نیروی قابل حصول در وصله از حاصل ضرب مساحت این سطح شکست در مقاومت کششی بتن به دست می‌آید. اگر فرض کنیم که مقاومت در مقابل لغزش، توسط مکانیزم خرپایی با زاویه 45° درجه بین آجاهای آرماتورهای مجاور، یا بین آرماتورها و بتن هسته، به دست آید، آن‌گاه نیروی کششی عرضی با نیروی مقاوم به وجود آمده در آرماتور، شکل (۳) برابر خواهد بود. بنابراین برای بیشترین تنش توسعه یافته در آرماتور وصله، $f_{s,max}$ خواهیم داشت

آنها نشان داد که وقوع لغزش در وصله می‌تواند منجر به افزایش قابل ملاحظه در تغییر شکل جانبی سازه شود.

پیشاستاندارد ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها روشی مبتنی بر فرض توزیع یکنواخت تنش پیوستگی در طول مهاری برای ارزیابی رفتار وصله ارایه می‌کند [۱۴]. در این روش ماکریم تنش قابل حصول در آرماتور متناسب با نسبت طول وصله موجود به طول مهاری آین نامه‌ای فرض می‌شود. در صورت وجود آرماتور محصور شدگی مناسب (که فاصله آنها از یک سوم عمق مؤثر عضو تجاوز نکند) فرض می‌شود که وصله پس از رسیدن به تنش ماکریم، رفتار شکل پذیری داشته و قادر به حفظ تنش ماکریم با افزایش لغزش باشد. در غیر این صورت، پس از حصول تنش ماکریم، تنش آرماتور در یک شاخه نزولی باید در ضربی شکل پذیری دو به بیست درصد تنش ماکریم کاهش یابد.

این مطالعه در صدد بررسی تحلیلی اثر طول وصله، آرایش آرماتورهای طولی و عرضی در رفتار وصله و در رفتار کلی ستون و مقایسه نتایج این بررسی تحلیلی با روش پیشاستاندارد ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها و نتایج آزمایشگاهی موجود است. بدین منظور ابتدا روشی برای بررسی عددی رفتار ستون با تأکید بر مدل کردن مناسب وصله ارایه شده، آن‌گاه نتایج حاصله از مدل پیشنهادی با نتایج آزمایشات و روش پیشاستاندارد ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها مقایسه می‌شوند. در انتها نیز اثر وصله روی رفتار یک سازه یک‌طبقه یک دهنۀ طراحی شده با شکل پذیری معمولی، مورد بررسی

شده باشد. تغییرشکل در انتهای آرماتور، ناشی از کرنش در آرماتور و لغزش آرماتور نسبت به بتن مجاور است. در این صورت کرنش در هر لحظه برابر خواهد بود با حاصل جمع کرنشهای الاستیک، ϵ_{se} و کرنش لغزشی، ϵ_{ss} : در نتیجه ϵ_{st} ، کرنش کل، به صورت زیر محاسبه می‌شود

$$(5) \quad \epsilon_{st} = \epsilon_{se} + \epsilon_{ss} = f_{s,max} / E_s + u / l_s$$

مقدار لغزش متناظر تنش ماکریم یک میلیمتر فرض می‌شود که از روی آن و با داشتن طول وصله می‌توان مقدار کرنش ϵ را تعیین کرد. کرنش اصطکاکی، ϵ_s ، نیز برابر با کرنش حاصل از لغزشی به اندازه فاصله بین دو آج متواالی، در نظر گرفته می‌شود. با فرض آنکه فاصله دو آج متواالی ۱۰ میلیمتر باشد، مقدار این کرنش مساوی ۱۰ تقسیم بر l_s (میلیمتر) خواهد بود.

از طرفی به علت مشاهده رفتار نرم‌شونده که در آن با افزایش لغزش، تنش قابل انتقال در وصله کاهش می‌یابد، انتظار می‌رود که نتایج آزمایشها تابعی از ابعاد نمونه‌ها باشد (اثر بعدی^۳). نتایج شتر و همکاران، همچنین نتایج ایچینزو و همکاران نیز مؤید همین امر است [۲۰ و ۱۹]. علی‌رغم این مسئله مدل پیشنهادی نظری اغلب مدل‌های موجود، قادر اثر بعد نمونه است. این امر تا حدی به کمی نتایج آزمایشات موجود برای نمونه‌هایی با ابعاد مختلف برمی‌گردد. از طرف دیگر این مسئله نشانگر آن است که باید از مقایسه نتایج آزمایشات انجام شده با ابعاد واقعی و ابعاد کاهش یافته، بدون لحاظ کردن اثر بعدی خودداری کرد.

۳- مدلسازی ستون با وصله

در این مطالعه برای تحلیل اجزای محدود از نرم‌افزار OPENSEES استفاده شده است [۲۱]. این نرم‌افزار علاوه بر داشتن قابلیت پلاستیسته گسترده، کتابخانه مصالح بسیار کاملی نیز دارد. برای مدل کردن ستون از دو المان سری استفاده می‌شود. یکی از این المانها (المان وصله) تغییر شکل در وصله (برای مدل کردن تغییرشکل خمی و تغییرشکل ناشی از

$$(1) \quad T_b = A_b f_s = f_t p l_s$$

برای ستون مستطیلی، شکل (۳)، داریم

$$(2) \quad p = \frac{s}{2} + 2(d_b + c) \leq 2\sqrt{2}(c + d_b)$$

حد بالا در رابطه (۲) زمانی کنترل‌کننده است که فاصله عرضی بین آرماتورهای طولی زیاد باشد. همچنانکه از روابط فوق بر می‌آید از تأثیر فشار محصورکننده ناشی از آرماتورهای عرضی در ماکریم تنش پیوستگی قابل انتقال صرف‌نظر شده است. این مسئله به خصوص تحت بارهای رفت و برگشتی با مشاهدات لوکاس و همکاران، یواتاناتیپا و همکاران، و ماکای و همکاران انطباق دارد [۱۶ - ۱۸].

بعد از رسیدن به ماکریم تنش پیوستگی، یک شاخه نزولی در منحنی تنش آرماتور- لغزش مشاهده می‌شود، شکل (۲)، که تا رسیدن به تنش اصطکاکی، f_r ادامه می‌یابد. از این به بعد تنش موجود در آرماتور وصله دیگر کاهش نمی‌یابد و ثابت می‌ماند. برای محاسبه تنش اصطکاکی از روش برش- اصطکاک استفاده شده است. آرماتورهای عرضی گذرنده از صفحه ترک، اصطکاک لازم برای انتقال نیرو را در وصله تأمین می‌کند. برای فعال شدن این مکانیزم انتقال، وقوع ترک لازم است. با فرض آنکه ضریب اصطکاک سطح شکست μ باشد و نظر به اینکه ماکریم نیروی کششی (نیروی عمود بر سطح شکست) مساوی $A_r f_r$ است، مقدار تنش آرماتور متناظر تنش اصطکاکی به صورت زیر قابل محاسبه خواهد بود

$$(3) \quad n_l n_t \mu A_r f_r = N A_b f_r$$

این رابطه را می‌توان به شکل زیر نیز نوشت

$$(4) \quad \frac{f_r}{f_{yh}} = \mu \frac{n_l n_t}{N} \left(\frac{d_h}{d_b} \right)^2$$

در این محاسبات فرض شده است که تنش توسعه یافته در تمام آرماتورهای طولی مجاور سطح ترک مساوی است و مقدار ضریب اصطکاک سطح شکست نیز $1/4$ گرفته شده است.

در این مطالعه برای بررسی اثر لغزش فرض می‌شود (همچنانکه در قسمت بعد راجع به آن بحث شده است) که تغییرشکل ناشی از لغزش در طولی مساوی l_s از المان متمرکز

می شود

$$s_d = (1 - \delta s)s_0 \quad (6)$$

$$\delta s = a_1 \left(\frac{d_{\max}}{d_f} \right) + a_2 \left(\frac{E_{\text{hys}}}{E_{\text{mon}}} \right)$$

ضرایب a_i در مدل فوق چنان انتخاب شده‌اند که بهترین انطباق با نتایج آزمایشگاهی بهدست آید. این ماده در ضمن قادر به در نظر گرفتن اثر لهیدگی در منحنی هیسترزیس است. برای بهدست آوردن پارامترهای مناسب، پس از تعریف منحنی پوش سه‌خطی برای لغزش و انجام تحلیلهای متعدد و مقایسه آنها با نتایج آزمایشگاهی، بهترین انطباق بین نتایج تحلیلی و آزمایشها، برای مقادیر اندیس آسیب انرژی و جایه‌جایی برابر با 0.02 و 0.0 و پارامتر لهیدگی برای محورهای کرنش و تنش 0.8 و 0.3 بهدست آمد.

با توجه به وقوع رفتار نرم‌شونده نتایج تحلیل اجزای محدود تایع مش (ابعاد المانهای) مورد استفاده در تحلیل خواهد بود [۲۳]. در این مطالعه برای حل این مشکل از روشی مبتنی بر محدود کردن حداقل بعد المان وصله (المان تحتانی ستون) به ارتفاع مقطع استفاده شده است که در اصل مبتنی بر روشی موسوم به باند ترک^۵ است [۲۴ و ۲۵].

۴- مقایسه نتایج تحلیلی با نتایج آزمایشگاهی

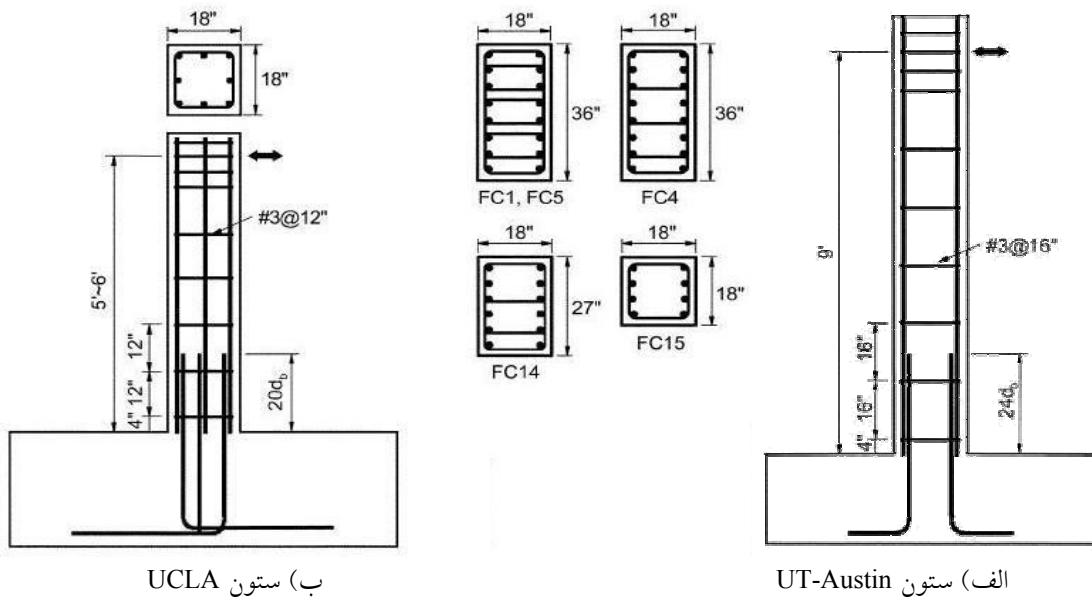
در این مطالعه نتایج تحلیلی با استفاده از مدل پیشنهادی، با نتایج آزمایشگاهی بهدست آمده از کارهای ملک و والاس، و ابوتاها و همکاران مقایسه می‌شود [۲۶ و ۲۷]. به این منظور پنج ستون از کارهای ملک و والاس و سه ستون از کارهای ابوتاها و همکاران انتخاب شده است. جدول (۲) و شکل (۴) مشخصات و جزیيات مربوط به این ستونها را نمایش می‌دهند. همچنانکه در شکل مشاهده می‌شود، در مقایسه با مقادیر پیشنهادی آیننامه‌های جدید، این نمونه‌ها دارای طول وصله کوتاهی - بین ۲۰ تا ۲۴ برابر قطر آرماتور - در پای ستون‌اند. این ستونها در واقع امکان بررسی عملکرد وصله را در ستونهای ساختمانهای قدیمی که بر اساس ضوابط لرزه‌ای طراحی

لغزش) و دومی (المان خمثی) تغییر شکل خمثی در بقیه طول ستون را مدل می‌کنند. در نمونه‌های آزمایشگاهی مورد مطالعه نمونه‌ها به صورت طره بوده و محل تغییرشکل غیرخطی در انتهای گیردار آن است، ولی در سازه احتمال غیرخطی شدن رفتار در دو انتهای المان نیز وجود دارد، که تغییرشکل غیرخطی انتهای فوقانی فقط ناشی از خمث است. با توجه به این امر در مدل‌سازی از یک المان وصله تحتانی و یک المان خمثی فوقانی استفاده می‌شود. المان مورد استفاده المان تیرستون غیرخطی با فرمولیندی مبتنی بر روش نرمی است که قادر به در نظر گرفتن اثر باربرداری در طول ستون، در صورت وقوع رفتار نرم‌شونده در محل تغییرشکل پلاستیک (یا وصله) است. رفتار مقطع به روش مقطع فیری مدل شده است که قادر به محاسبه منحنی ممان-انحنای غیرخطی مقطع بوده و برای انتگرال‌گیری عددی در طول المان از روش گوس-لوباتو با دو نقطه در المان وصله و سه نقطه در المان الاستیک و برای حل معادلات تکرار از روش نیوتون-رافسون با شبی اصلاح شده یا اولیه استفاده می‌شود. در ضمن تحلیلها با روش کنترل جایه‌جایی انجام شده است. برای مدل کردن رفتار بتن از ماده concrete01 استفاده شده است. اثر محصورشدنگی در بهبود رفتار بتن را می‌توان با اصلاح منحنی این ماده در فشار اعمال کرد. برای مدل کردن رفتار آرماتور در مقطع از دو ماده هیستیریتیک و فولاد ۰۱ به ترتیب برای المان وصله و المان الاستیک استفاده شده است. در تحلیلها برای ماده فولاد ۰۱ یک سخت‌شوندگی کرنشی معادل ۵٪ منظور شده است. در المان وصله رفتار آرماتور به دلیل وقوع لغزش نسبت به بتن مجاور، کاهندگی سختی و مقاومت و لهیدگی را از خود نمایش می‌دهد که با توجه به این امر برای مدل کردن رفتار آرماتور در محل وصله از ماده هیستیریتیک استفاده شده است. فرمولیندی این ماده مبتنی بر معیار آسیب پارک-انگ است [۲۲]. در این فرمولیندی میزان آسیب به صورت ترکیبی خطی از جایه‌جایی و انرژی در نظر گرفته می‌شود. در فرمولاسیون مورد استفاده در برنامه OPENSEES کاهندگی سختی و مقاومت به صورت زیر تعیین

جدول ۲- مشخصات نمونه های آزمایشگاهی

بار محوری	بن	آرماتورهای عرضی		آرماتورهای طولی			ابعاد ستون			ستون	محقق
		f'_c, Ksi	f_{yh}, Ksi	مقدار	f_y, Ksi	l_s, in	مقدار	l, in	h, in	b, in	
۰	۴,۷	۵۸	#۳@۱۶	۶۳	۲۴	۱۶ No.۸	۱۰۸	۱۸	۳۶	FC۱	Aboutaha
۰	۲,۸۵	۵۸	#۳@۱۶	۶۳	۲۴	۱۶ No.۸	۱۰۸	۱۸	۳۶	FC۴	
۰	۲,۹۸	۵۸	#۳@۱۶	۶۳	۲۴	۱۶ No.۸	۱۰۸	۱۸	۳۶	FC۵	
۰	۴,۱۷	۵۸	#۳@۱۶	۶۳	۲۴	۱۲ No.۸	۱۰۸	۱۸	۲۷	FC۱۴	
۰	۴,۱۷	۵۸	#۳@۱۶	۶۳	۲۴	۸ No.۸	۱۰۸	۱۸	۱۸	FC۱۵	
۰,۱ $f'_c A_g$	۵,۲۶	۶۹	#۳@۱۲	۷۴	۲۰	۸ No.۸	۷۲	۱۸	۱۸	S۱۰-MI	Melek
۰,۲ $f'_c A_g$	۵,۲۶	۶۹	#۳@۱۲	۷۴	۲۰	۸ No.۸	۷۲	۱۸	۱۸	S۲۰-MI	
۰,۳ $f'_c A_g$	۵,۲۶	۶۹	#۳@۱۲	۷۴	۲۰	۸ No.۸	۷۲	۱۸	۱۸	S۳۰-MI	

b: عرض مقطع ستون؛ h: ارتفاع مقطع ستون؛ l: طول ستون؛ l_s : طول وصله؛ f_y : تنفس تسلیم آرماتورهای طولی؛ f_{yh} : تنفس تسلیم آرماتورهای عرضی؛ f'_c : مقاومت فشاری بتن؛ A_g : سطح مقطع ناخالص ستون؛ $1\text{ksi} = 6.89\text{MPa}$ ؛ $1\text{in} = 25.4\text{mm}$



شکل ۴- (الف) ستونهای آزمایشگاهی Aboutaha؛ (ب) ستون آزمایشگاهی Melek

کلیه ستونها تحت بارگذاری رفت و برگشتی با استفاده از تاریخچه تغییر مکانی مشابهی مورد آزمایش قرار گرفته اند؛ به این صورت که ابتدا، بارگذاری تا ورود به رفتار غیرالاستیک انجام شده، آنگاه با گامهای متاظر با دریفت نیم درصد، بارگذاری افزایش می یابد. باید به این نکته اشاره شود که جابه جایی و دوران پی و اثرات P-Δ در مدلها در نظر گرفته شده است.

نشده اند، فراهم می کنند. بررسی نتایج آزمایشها نشان می دهد که در تمام نمونه های مورد بررسی، شکست در اثر از بین رفتان پیوستگی بتن و آرماتور در طول وصله رخ داده است و در ضمن ترک خوردنگی بسیار اندکی در قسمت فونداسیون مشاهده می شود. این امر نشان می دهد که نفوذ تسلیم ناشی از تیبدگی آرماتورها در فونداسیون که منجر به دوران صلب پای ستون می شود، عدمه نبوده و از این رو در این مطالعه از آن صرف نظر نشود، عمدۀ نبوده و از این رو در این مطالعه از آن صرف نظر

جدول ۳- پارامترهای مدل پیشنهادی برای نمونه‌های آزمایشگاهی

ε_r	ε_s	f_r/f_{yh}	$f_{s,max}/f_y$	ستون	محقق
۰/۰۲۲	۰/۰۰۳	۰/۳۹	۱/۰۰	FC1	Aboutaha
۰/۰۲۲	۰/۰۰۲۶۵	۰/۲۵	۰/۷۹	FC4	
۰/۰۲۲	۰/۰۰۲۷	۰/۳۹	۰/۸۱	FC5	
۰/۰۲۲	۰/۰۰۳	۰/۲۶	۰/۹۵	FC14	
۰/۰۲۲	۰/۰۰۳	۰/۲۰	۰/۹۵	FC15	
۰/۰۲۲	۰/۰۰۳۲۵	۰/۲۶	۰/۷۸	S10.MI	Melek
۰/۰۲۲	۰/۰۰۳۲۵	۰/۲۶	۰/۷۸	S20.MI	
۰/۰۲۲	۰/۰۰۳۲۵	۰/۲۶	۰/۷۸	S30.MI	

ارزیابی اثر وصله روی رفتار یک سازه نمونه

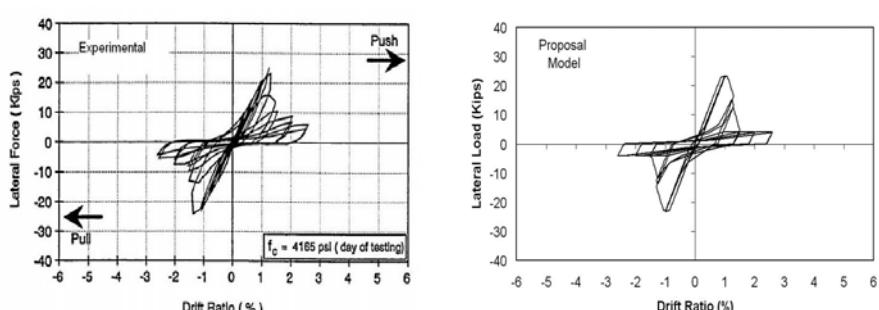
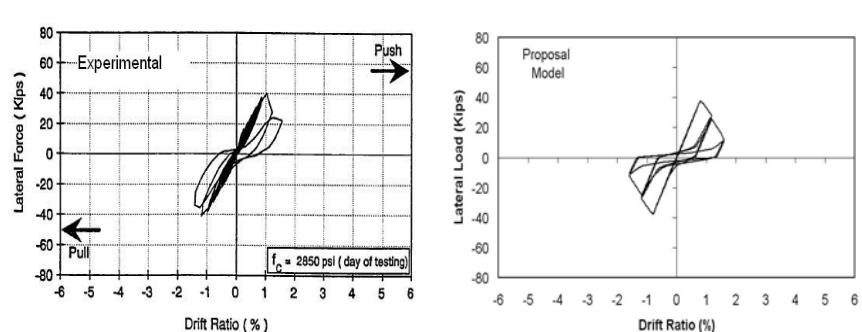
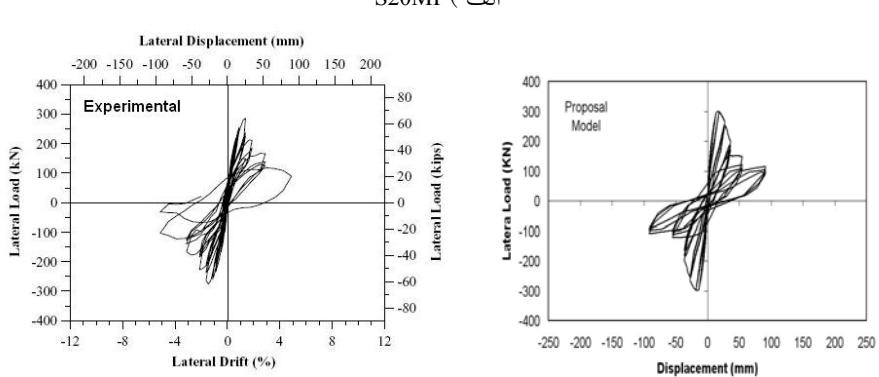
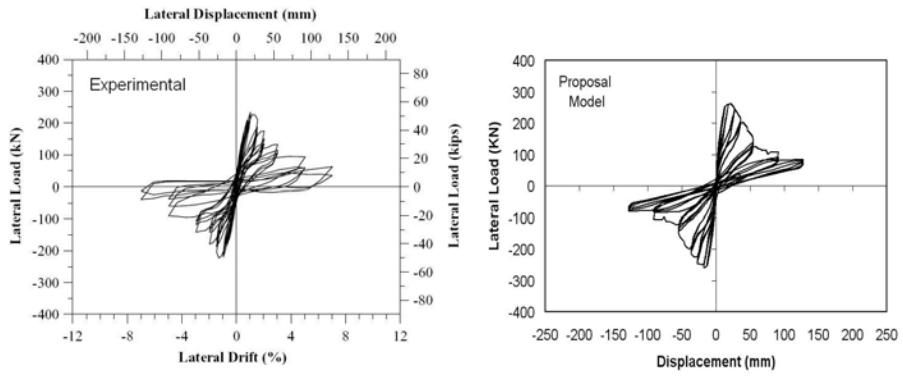
سازه مورد مطالعه یک سازه اطبقه-۱دهنه بتنی با مشخصات ارایه شده در جدول (۴) است که با ضربی زلزله ACI ۰/۲۴ و با سطح شکل‌پذیری معمولی براساس آیین‌نامه طراحی شده است. اثر دال سقف نیز در سختی تیرها در نظر گرفته شده است. برای بررسی رفتار سازه مورد مطالعه از تحلیل استاتیکی غیرخطی و تاریخچه پاسخ استفاده شده است. در تحلیل تاریخچه پاسخ از شتاب‌نگاشت زلزله استنترو در جهت شمالی-جنوبی^۶ با ضربی مقیاس ۱/۳ و برای مدلسازی رفتار دینامیکی سازه، از میرایی رایلی^۷ با نسبت میرایی ۵ درصد در حدود پریود نوسان طبیعی سازه استفاده شده و برای انتگرال‌گیری عددی روی زمان از روش نیومارک^۸ با ضربی گاما و بتای ۰/۵ و ۰/۲۵ بهره‌گیری شده است.

شکل (۷) منحنی برش پایه-تغییرمکان جانبی و ممان-انحنای پای ستون و همچنین تیر را برای حالات با و بدون در نظر گرفتن لغزش حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی نشان می‌دهد. نرم‌شوندگی مشاهده شده در منحنی برش پایه - تغییر مکان جانبی، در حالت بدون لغزش به علت اثرات P-Δ است، اما نرم‌شوندگی در حالت با لغزش که شدیدتر هم هست، عمدتاً به دلیل لغزش در وصله‌های پای ستون است. همچنان که مشاهده می‌شود و منحنیهای ممان انحنای نیز بر آن دلالت دارد، در تغییر مکان مشابه طبقه برای حالت با لغزش،

نشده است، زیرا نتایج آزمایشگاهی ستونهای حاضر، برای در نظر گرفتن این اثرات اصلاح شده‌اند.

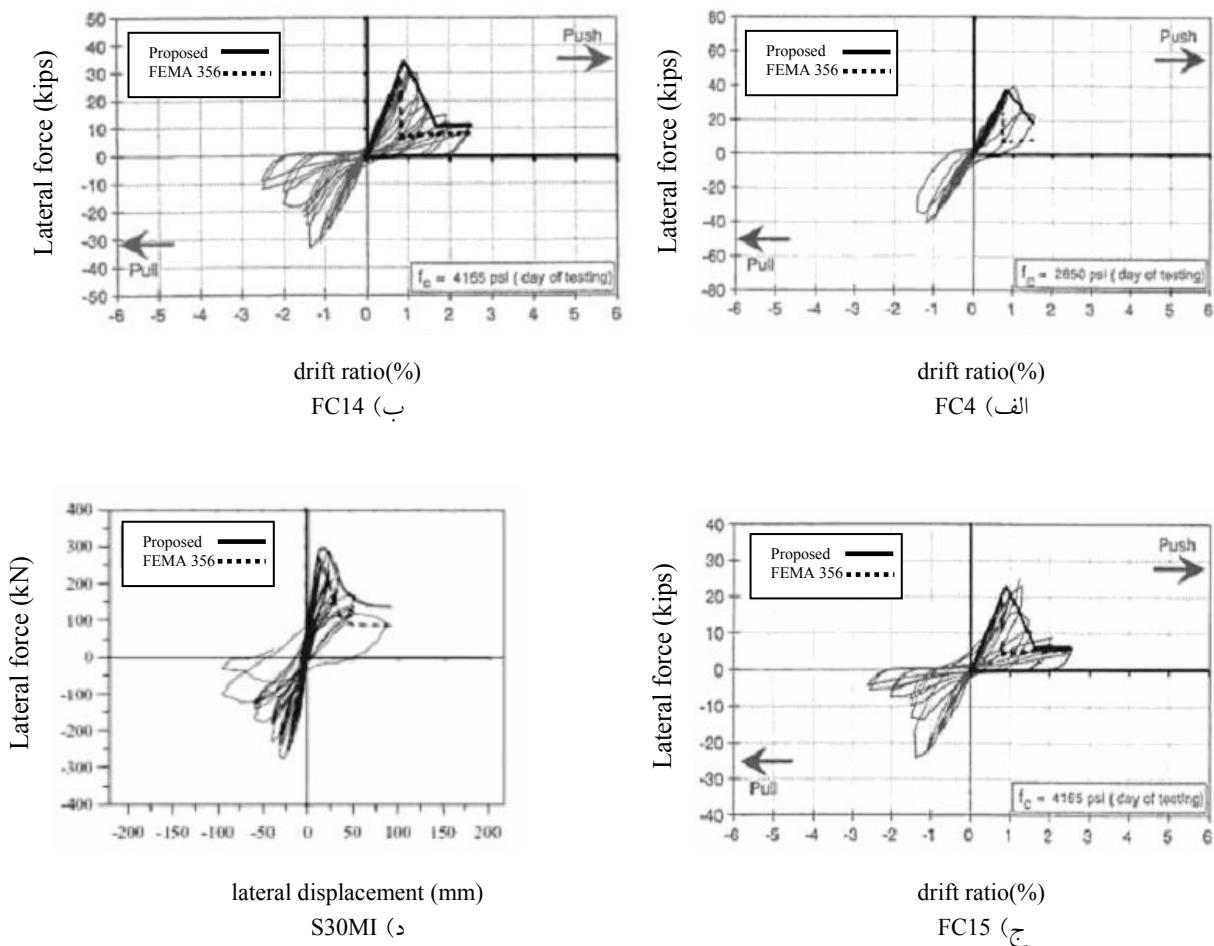
پارامترهای روابط تنش-کرنش برای وصله مدل پیشنهادی در جدول (۳) ارایه شده است. شکل (۵) نتایج بررسیهای تحلیلی و مقایسه آن را با نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد، که بیانگر تطابق خوب بین مدل پیشنهادی و نتایج آزمایشگاهی است. همچنان که مشاهده می‌شود روش پیشنهادی قادر به مدل کردن مقاومت، شب نرم‌شوندگی و همچنین کاهندگی سختی، با دقت بالا در سیکلهای متوالی بارگذاری است.

شکل (۶) مقایسه عملکرد روش پیشنهادی و روش پیش‌استاندارد ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها برای ارزیابی اثر وصله روی رفتار است. با توجه به اینکه روش پیش‌استاندارد ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها برای بارگذاری یکنوا قابل استفاده است، نتایج دو روش در شکل (۶) با استفاده از بارگذاری یکنوا با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. همان‌طور که در شکل مشاهده می‌شود، شب نرم‌شوندگی و مقاومت حاصل از روش پیش‌استاندارد ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها محافظه کارانه بوده اما در اکثر موارد، مقاومت باقیمانده تعیین شده با این روش دقت مناسبی دارد. این نتایج با نتایج ارایه شده در چو و پینچرا نیز مطابقات دارد [۱۱].



شکل ۵ - مقایسه نتایج آزمایشگاهی با مدل پیشنهادی:

(الف) نمونه S20MI [۲۵]؛ (ب) نمونه S30MI [۲۶]؛ (ج) نمونه FC4 [۲۵]؛ (د) نمونه FC15 [۲۶]



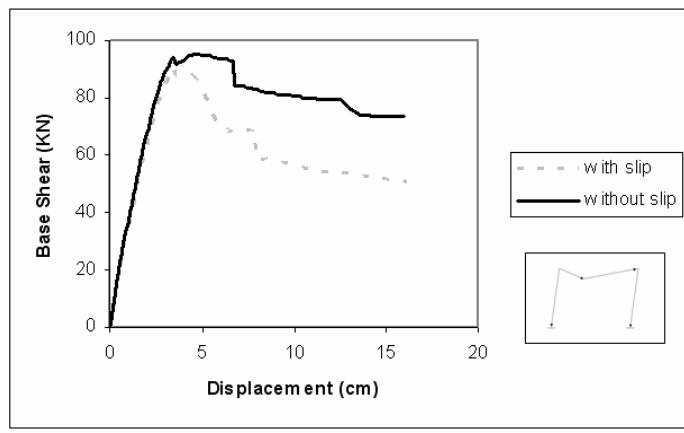
شکل ۶- مقایسه روش پیشنهادی و روش پیش استاندارد ارزیابی لرزه‌ای:

الف) ستون FC4 [۲۶]; ب) ستون FC14 [۲۶]; ج) ستون FC15 [۲۶]; د) ستون S30MI [۲۵]

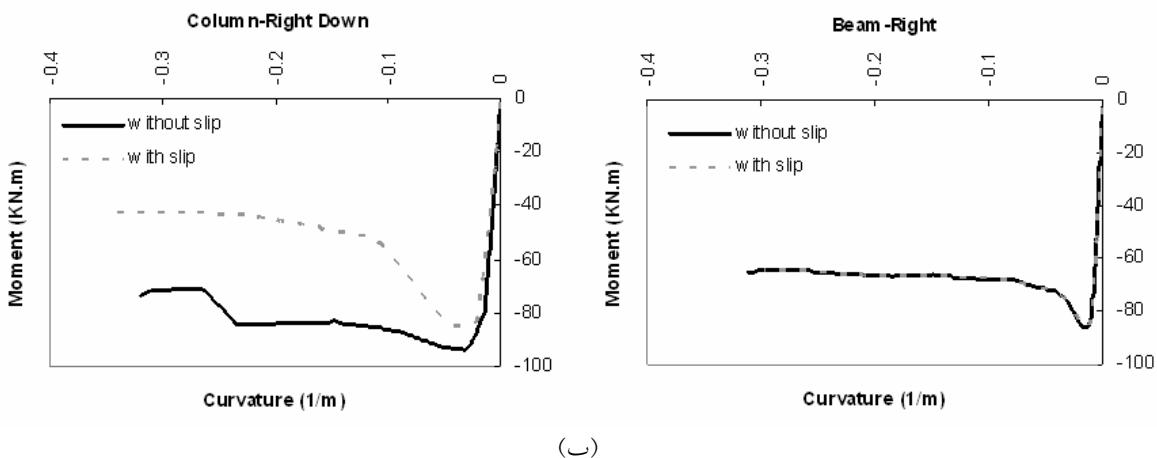
جدول ۴- مشخصات سازه مورد مطالعه

Columns (length ۳/۲m)								
Dim (mm)	Long Bars	Trans Bars	Splice Length (mm)	f'_c (Mpa)	f_y (Mpa)	f_{yh} (Mpa)	$f_{s,max} / f_y$	f_r / f_{yh}
۳۰۰X۳۰۰	۸Φ۱۸	۲Φ۱۰at۲۸۰	۵۴۰	۲۵	۴۰۰	۳۰۰	>۱	۰/۵۱

Beam (span ۴m)						
Dim (mm)	Mid span Bars		Support Bars		DL (KN/m)	LL (KN/m)
	Top	Bot	Top	Bot		
۳۰۰X۳۰۰	۲Φ۱۶	۲Φ۱۶+Φ۱۸	۲Φ۱۶+Φ۲۰	۲Φ۱۶	۲۸	۸



(الف)



(ب)

شکل ۷-الف) منحنی برش پایه-تغییر مکان جانبی و

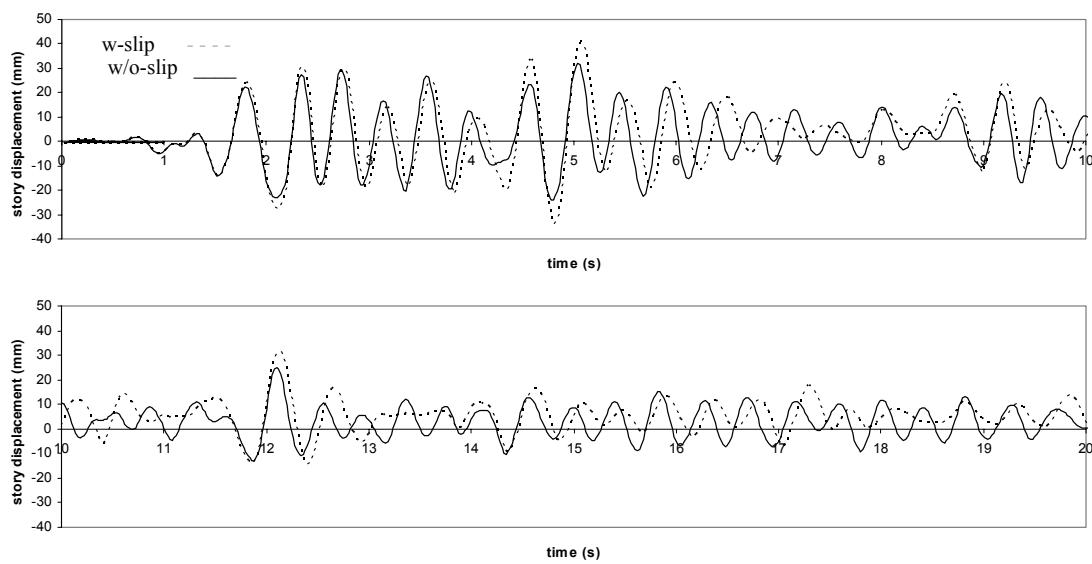
ب) منحنی ممان-انحنای پای ستونها حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی

تغییر مکان متمایل شده‌اند که این نشانگر تمرکز نامتقارن تغییر شکل‌ها در سازه و ایجاد تغییر شکل ماندگار در سازه و انحراف سازه است.

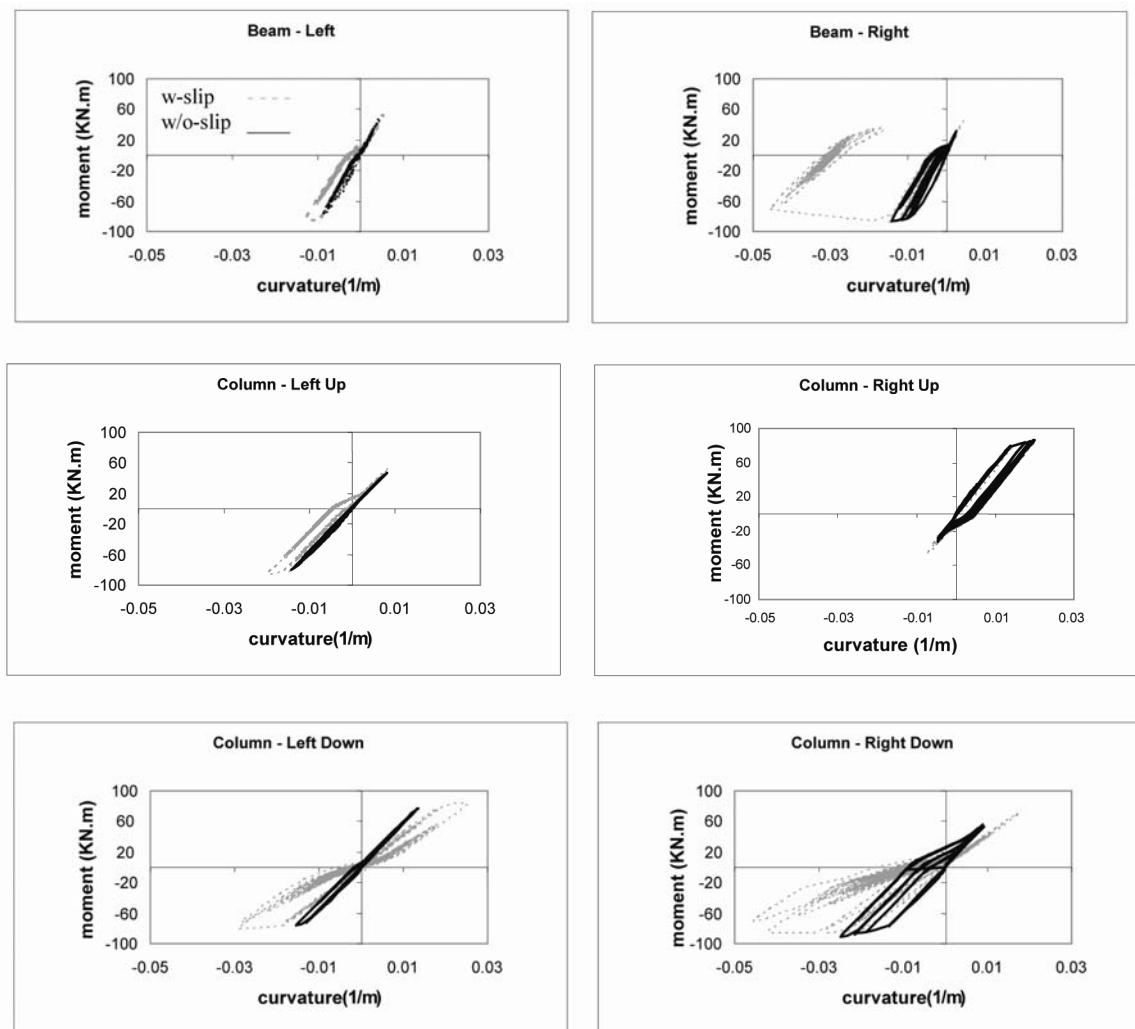
در شکل (۹) منحنی‌های ممان-انحنای مقاطع مختلف را برای حالت با و بدون لغزش نشان می‌دهد. در این حالت تغییر شکل‌ها در پای ستونها و انتهای راست تیر در حالتی که لغزش اتفاق افتاده است (حالت با وصله)، متمرکز شده، همین علت رفتار نامتقارن نشان داده شده در شکل (۸) است. همین شکل نشان می‌دهد که برخلاف نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی تمرکز شدیدی در میزان آسیب در انتهای راست تیر در حالت با لغزش در مقایسه با حالت بدون لغزش رخ می‌دهد.

انحنای پای ستون بسیار بزرگ‌تر بوده و مقدار بار جانبی قابل تحمل توسط سازه کمتر است. در این حالت تفاوت عمدہ‌ای بین مقدار دوران پلاستیک انتهای راست تیر بین دو حالت با و بدون لغزش دیده نمی‌شود، این امر با نتایج تحلیل تاریخچه پاسخ همخوانی ندارد.

شکل (۸) تغییر مکان جانبی را در قسمت حرکت قوی زمین در مقابل زمان برای حالات با و بدون در نظر گرفتن لغزش ارایه می‌دهد. همان‌طور که در شکل مشاهده می‌شود تغییر مکانهای ماکریزم برای حالت با لغزش نسبت به حالت بدون لغزش بیشتر بوده و در برخی از بازه‌های زمانی اختلاف فاز نیز در پاسخ به چشم می‌خورد. همچنین در این شکل مشاهده می‌شود که تغییر مکانها در انتهای به سمت مثبت محور



شکل ۸- منحنی تغییر مکان طبقه در مقابل زمان. (خط پیوسته بیانگر حالت بدون لغزش و خط ناپیوسته بیانگر حالت با لغزش اند).



شکل ۹- منحنیهای ممان- انحنا برای حالت با و بدون لغزش

روش پیشنهادی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی، مقاومت ماتریزم، تغییر مکان متناظر آن و همچنین رفتار پس از پیک نمونه‌ها را به خوبی پیش‌بینی می‌کند؛ همچنین ارزیابی روش پیش‌استاندارد ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها از رفتار نمونه‌ها بسیار دست پایین و محافظه کارانه بوده و لزوم بازبینی در روش مذکور را برای مدل کردن اثر وصله روی رفتار را نشان می‌دهد. در انتها نیز عملکرد یک سازه طراحی شده با ضوابط شکل‌پذیری معمولی مورد بررسی قرار گرفته است. این بررسی نشان می‌دهد که قرارگیری وصله در پای ستون می‌تواند منجر به موضعی شدن شدیدتر آسیب و افزایش تغییر‌شکل ماندگار در انتهای تحلیل شود.

۵- نتیجه‌گیری

در این مطالعه روشی برای تحلیل وصله پای ستونها تحت بارهای رفت و برگشتی ارایه شده است. این روش بر پایه بهره‌گیری از مقاومت کششی بتن، روابط تنش پیوستگی-لغزش و همچنین روش برش-اصطکاکی استوار بوده و می‌تواند اثرات آرایش آرماتورهای طولی و عرضی، سطح مقطع آنها، مقاومت تسلیم آنها و همچنین خرابی ناشی از حرکت رفت و برگشتی و لهیگی منحنی نیرو-تغییر مکان را مدل کند. نتایج حاصل از مدل پیشنهادی با نتایج آزمایشگاهی و همچنین با روش پیش‌استاندارد ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها مقایسه شده است. نتایج نشانگر آن است که

واژه نامه

1. shear friction
2. yield penetration
3. pinching
4. size effect
5. crack bond
6. Elcentro-NS
7. Rayleigh damping
8. Newmark method

مراجع

1. Sause, R., Harries, K. A., Walkup, S. L., Pessiki, S., and Ricles, J. M. "Flexural Behavior of Concrete Columns with Carbon Fiber Composite Jackets," *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 5, Sept.-Oct., pp. 708-716, 2004.
2. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (318R-02)," *American Concrete Institute*, Farmington Hills, Mich., p. 443, 2002.
3. Eurocode 8, "Design Provision for Earthquake Resistance of Structures, Part 1-3: General rules: Specific Rules for Various Materials and Elements," *European committee for standardization*, p. 131, 1995.
4. Orangun, C. O.; and Breen, J. E., "Revaluation of Test Data on Development Length and Splices," *ACI Journal*, Vol. 74, No. 3, Mar., pp. 114-122, 1977.
5. Darwin, D., Zuo, J., Tholen, M. L., and Idun, E. K., "Development Length Criteria for Conventional and High Relative Rib Area Reinforcing Bars," *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 3, May-June, pp. 347-359, 1996.
6. Eligehausen, R., Popov, E.P., and Bertero, V.V., "Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars, Under Generalized Excitation," *Report UCB/EERC-83/23*, Berkeley, EERC, University of California, 1983.
7. CEB, "CEB/FIP Model Code 1990," *Comité European de Béton*, Thomas Telford, p. 437, 1990.
8. Sezen, H., and Moehle, J.P., "Bond-Slip Behavior of Reinforced Concrete Members," *Proceedings of Fib Symposium on Concrete Structures in Seismic Regions*, Athens, Greece, 2003.
9. Mazzoni, S., Fenves, G.L., and Smith, J.B., "Effect of Local Deformations on Lateral Response of Bridge Frames," Report to California Department of Transportation, 2004.
10. Xiao, Y., and Ma, R., "Seismic Retrofit of RC Circular Columns Using Prefabricated Composite Jacketing," *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 123, No. 10, pp. 1357-1364, 1997.
11. Cho, J-Y. and Pincheira, J.A., "Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Columns With Short Lap Splices Subjected to Reversed Cyclic Loads," *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 2, pp. 280-290, 2006.
12. Harajli, M. H., and Mabsout, M. E., "Evaluation of Bond Strength of Steel Reinforcing Bars in Plain and Fiber-Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 4, pp. 509-517, 2002.
13. Ghobarah, T. Aziz, and Abou-Elfath, H., "Softening Effects on the Seismic Response of Non-Ductile Concrete Frames," *Journal of Earthquake*, Vol. 3, No. 1, pp. 59-81, 1999.
14. FEMA 356, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings," *Federal Emergency Management Agency*, Washington D.C, 2000.

15. Priestley, M.J.N., Seible, F., and Calvi, G.M., *Seismic Design and Retrofit of Reinforced Concrete Bridges*, John Wiley, New York, p. 686, 1996.
16. Lukose, K.; Gergely, P., and White, R. N., "Behavior of Reinforced Concrete Lapped Splices for Inelastic Cyclic Loading," *ACI JOURNAL*, Vol. 79, No. 5, pp. 355-365, 1982.
17. Viwathanatapa, S.; Popov, E. P., and Bertero, V. V., "Effects of Generalized Loadings on Bond of Reinforcing Bars Embedded in Confined Concrete Blocks," *UCB/EERC-79/22*, Earthquake Engineering Research Center, University of California-Berkeley, Berkeley, Calif, 304, 1979.
18. MacKay, B.; Schmidt, D., and Rezansoff, T., "Effectiveness of Concrete Confinement on Lap-Splice Performance in Concrete Beams Under Reversed Inelastic Loading," *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 16, No. 1, pp. 36-44, 1988.
19. Sener, S., Bazant, Z., and Beeq-Giraudon, E., "Size Effect on Failure of Bond Splices of Steel Bars in Concrete Beams," *Structural Engineering Journal ASCE*, Vol. 125, No. 6, pp. 653-660, 1999.
20. Ichinose, T., Kanayama, Y., Inoue, Y., and Bolander, J.E., "Size Effect on Bond Strength of Deformed Bars," *Construction and Building Materials*, Vol. 18, pp. 549-558, 2004.
21. OPENSEES, "OPENSEES: Open System for Earthquake Engineering Simulation," Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2006.
22. Park, Y.J., Ang, A.H-S., and Wen, Y.K., "Seismic Damage Analysis and Damage-limiting Design of RC Buildings," *Civil Engineering Studies, SRS* No. 516, University of Illinois, Urbana, 1984.
23. Bazant, Z.P., and Jirasek, M., "Softening-induced Dynamic Localization Instability: Seismic damage in frames," *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, Vol. 122, No. 8, pp. 1149-1158, 1996.
24. Bazant, Z.P., and Pijaudier-Cabot, G., "Measurment of Characteristic Length of Nonlocal Continuum," *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 115, No. 4, pp. 755-767, 1989.
25. Bazant, Z., and Planas, J., "Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials," CRC, p. 616, 1998.
26. Melek, M., and Wallace, J. W., "Cyclic Behavior of Columns with Short Lap Splices," *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 6, pp. 802-811, 2004.
27. Aboutaha, R. S., Engelhardt, M. D., Jirsa, J. O., and Kerger, M. E., "Retrofit of Concrete Columns with Inadequate Lap Splices by the Use of Rectangular Steel Jackets," *Earthquake Spectra*, Vol. 12, No. 4, pp. 693-714, 1996.