



بررسی پارامتری عوامل موثر بر رفتار لرزه ای اتصالات داخلی قاب های بتنی طراحی شده تحت اثر بارهای ثقلی

محمد ستاری^۱، محمد رضا بنان^۲ و محمود رضا بنان^۳

دانشجوی کارشناسی ارشد سازه^۱، دانشیار^۲ و استادیار^۳ بخش مهندسی راه و ساختمان، دانشگاه شیراز

آدرس پست الکترونیکی: sattari_mohammad@yahoo.com

خلاصه

اتصالات تیر-ستون بتنی از اجزای مهم ساختمان های بتن مسلح برای انتقال نیرو می باشند و زوال آنها باعث خرابی کلی سازه می شود. بعلا پیچیدگی نیروهای طراحی گره و مکانیزم های خرابی اتصال، آیین نامه های طراحی توجه خاصی را در سال های اخیر به بررسی رفتار اتصالات ابراز داشته اند. در این تحقیق با استفاده از تحلیل غیر خطی المان محدود مدل ساخته شده توسط نرم افزار ANSYS رفتار لرزه ای گره های داخلی تیر-ستون طراحی شده تحت اثر بارهای ثقلی مطالعه شده است. ابتدا صحت نتایج حاصل از مدل ساخته شده با نتایج آزمایشگاهی کنترل و مدل کالیبره شده است. سپس اثر تغییر مقاومت فشاری بتن و بار محوری ستون بر روی رفتار گره بررسی شده است. همچنین معیارهای رفتار برای مقاومت، شکل پذیری و میزان استهلاک انرژی برای مدل های ساخته تعیین و با هم مقایسه شده اند. توانمندی های مدلسازی کامپیوتری برای بررسی و طراحی اتصالات نمایش داده شده اند.

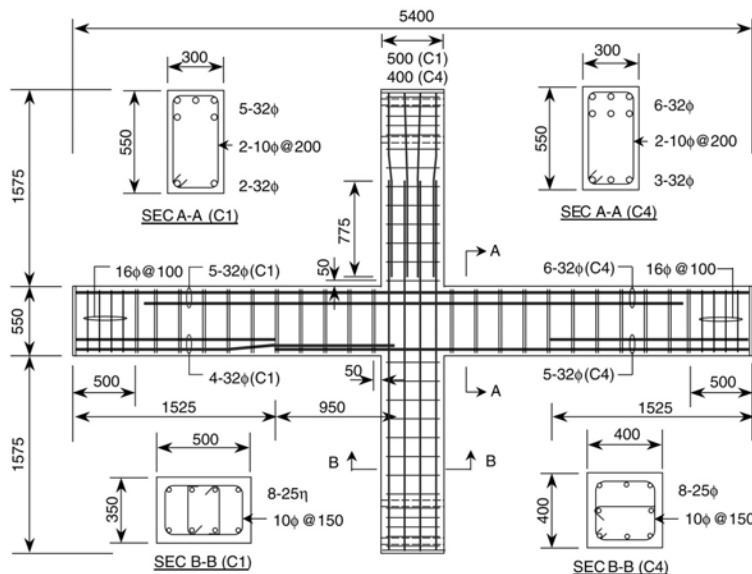
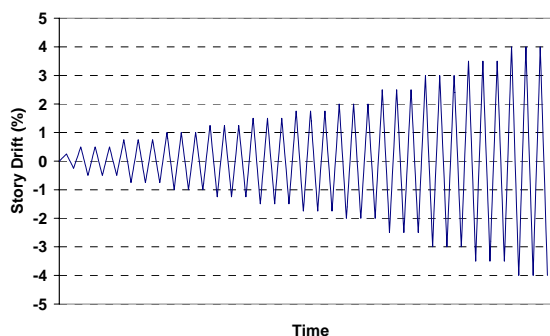
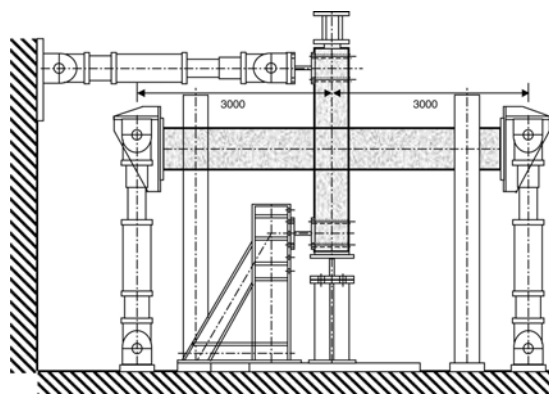
کلمات کلیدی: اتصال تیر-ستون بتن مسلح، رفتار غیر خطی لرزه ای، مدل المان محدود ANSYS

مقدمه

اتصال تیر-ستون در قاب های بتن مسلح خمشی، منطقه ای بحرانی برای انتقال بارهای اعضای متصل (تیر و ستون) به آن در ساختمان می باشد. در طراحی معمول قاب های خمشی تحت اثر بارهای ثقلی، کنترل رفتار اتصالات از نظر شکل پذیری و میزان استهلاک انرژی بحرانی نبوده، بنابراین الزامی نمی باشد. اما خرابی ساختمان های بتن مسلح در زلزله های اخیر نشانگر مقادیر زیاد کرنش های برشی در گره ها بوده که در نهایت منجر به خرابی کلی ساختمان شده است. مطالعات دقیق رفتار گره ها در ساختمان های احداث شده در مناطق زلزله خیز فقط در دو دهه اخیر انجام شده است. آزمایش های گوناگون بر روی اتصالات تیر-ستون نشان داده است که پارامترهای مختلفی از قبیل ابعاد گره، درصد میلگرد و جزئیات میلگرد گذاری همچنین مقاومت فشاری بتن، ظرفیت برشی گره را مشخص می کنند. با این وجود رفتار اتصال تیر-ستون بسیار پیچیده بوده و متغیرهای زیادی وجود دارند که متقابلاً در عملکرد اتصال موثر می باشند. به علت تعداد پارامترهای درگیر حتی یک آزمایش جامع نیز قادر نخواهد بود تمام ترکیبات این متغیرها را پوشش دهد در نتیجه تحلیل غیر خطی مدل المان محدود اینگونه اتصالات می تواند ابزاری توانمند برای مدلسازی و طراحی پارامترهای مختلف موثر بر رفتار اتصال تیر-ستون فراهم کند.

جزئیات کار آزمایشگاهی مدل شده

از کار آزمایشگاهی (Dhakal et.al. 2005) برای کالیبره کردن مدل المان محدود استفاده شده است. در این تحقیق دو نمونه C_1 ، C_4 با هندسه و جزئیات میلگرد گذاری نشان داده شده در شکل ۱ مدل سازی شده اند. نمونه ها دارای ابعاد کلی مشابه می باشند (ارتفاع ستون ۳٫۷ متر و طول تیر ۵٫۴ متر) و مقطع تیر (۳۰۰ × ۵۵۰ میلیمتر) در آنها یکسان می باشد. در هیچ کدام از نمونه ها در منطقه ای اتصال میلگرد عرضی افقی یا عمودی وجود ندارد. هندسه و جزئیات میلگرد گذاری اتصال مشابه اتصالات تیر-ستون طراحی شده تحت اثر بارهای ثقلی می باشند. نحوه ای اتصال نمونه ها به قاب آزمایش بصورت شماتیک در شکل ۲ نشان داده شده است. انتهای دو تیر به صورت غلتک به محرک ها متصل می باشند. بالای ستون بصورت غلتک عمودی می باشد که در مقابل حرکت افقی ستون جلوگیری می کند ولی پائین ستون کاملاً گیردار می باشد.


 شکل ۱- هندسه و جزئیات میلگرد گذاری دو نمونه C_1 ، C_4


شکل ۲- نحوه‌ی اتصال نمونه‌ها به قاب آزمایش و جابجایی چرخه‌ای افزایشی

نمونه‌ها تحت اثر بار محوری ثابت در طول آزمایش قرار دارند. به هر دو نمونه بار محوری برابر با ده درصد ظرفیت ستون وارد می‌شود. نمونه‌ها تحت اثر جابجایی چرخه‌ای افزایشی قرار می‌گیرند. این جابجایی می‌تواند هم در انتهای ستون و هم در انتهای تیر وارد شود. در این آزمایش جابجایی به انتهای دو تیر وارد می‌شود. به علت تقارن، جابجایی در هر زمان به صورت مساوی در مقدار ولی مخالف در جهت وارد می‌شود. جابجایی اعمالی به نمونه‌ها در شکل ۲ نشان داده شده است. در اینجا جابجایی طبقه (story drift) برابر است با مجموع دو جابجایی تیرها تقسیم بر فاصله بین دو انتهای تیر (۶ متر) برای مثال جابجایی ۰٫۵ درصد متناظر با ۱۵ میلی‌متر جابجایی انتهای هر یک از دو تیر می‌باشد. همانطور که در شکل نشان داده شده است دامنه‌ی سیکل جابجایی‌ها تا ۲ درصد با گام ۰٫۲۵ درصد افزایش می‌یابد. بعد از رسیدن به ۲ درصد این گام به ۰٫۵ درصد افزایش می‌یابد تا نمونه زوال یابد. سیکل اول متناظر با جابجایی ۰٫۲۵ درصد فقط یکبار اعمال می‌شود و هر سیکل بعد از آن سه بار تکرار می‌شود تا کاهش مقاومت ناشی از تکرار بار مشاهده شود.

مدلسازی در ANSYS

بتن مسلح - از المان هشت‌گره ای Solid65 برای مدل کردن بتن استفاده شده است. این المان دارای هشت‌گره با سه درجه آزادی جابجایی در هر گره می‌باشد. از خصوصیات این المان قابلیت مدل کردن تغییر فرمهای پلاستیک، ترک‌خوردگی در سه جهت عمود بر هم و خردشدگی می‌باشد. میلگردها در این المان بصورت پخش شده (Smeared) در سه جهت در نظر گرفته می‌شوند. ولی برای بالا بردن دقت در این تحقیق در نقاطی که



میلگرد وجود دارد، المان با میلگرد و در نقاطی که میلگرد موجود نمی باشد المان بدون میلگرد در نظر گرفته شده است. کلیه میلگردهای طولی و عرضی تیرها و ستون ها مدل شده اند.

اعمال شرایط مرزی - برای اعمال یکنواخت شرایط مرزی درمقاطع انتهایی تیرها و ستون ها از یک لایه ورق فولادی استفاده شده که با المان هشت‌گه‌ی Solid45 مدل شده است. این المان دارای هشت‌گه با سه درجه آزادی جابجایی در هر گره می‌باشد.

خصوصیات مادی - برای المان بتن ، ANSYS به داده‌های ورودی زیر برای خصوصیات ماده نیاز دارد:

- برای مدول الاستیسیته (E_c) از رابطه $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ (MPa) استفاده شده است.
- مقاومت فشاری نهایی تک محوره بتن (f'_c)
- برای مقاومت کششی نهایی تک محوره (f_r) از رابطه $f_r = 0.7\sqrt{f'_c}$ (MPa) استفاده شده است.
- ضریب پواسون (ν) برای بتن ۰٫۲ فرض شده است.
- ضریب انتقال برش ترک (β_t)
- رابطه بین تنش و کرنش تک محوره بتن در فشار

ضریب انتقال برش β_t نماینده‌ی وضعیت بتن در وجه ترک می‌باشد. دامنه مقادیر β_t بین صفر تا یک می‌باشد که صفر نماینده ترک صاف و یک نماینده ترک کاملاً زبر و خشن می‌باشد. مقدار β_t مورد استفاده در اکثر مطالعات سازه‌های بتن مسلح بین ۰٫۰۵ تا ۰٫۲۵ می‌باشد (Bangash 1989, Huyse, et al. 1994, Hemmaty 1998). در این تحقیق تعداد زیادی آنالیز اولیه با مقادیر مختلف ضریب انتقال برش انجام شد و با توجه به نتایج ناشی از این مدل سازی ها و مقایسه آنها با رفتار کلی اتصال، مقدار ۰٫۲ مناسب دیده شد و در تمام آنالیزها این مقدار در نظر گرفته شد.

برای رابطه تنش-کرنش تک محوره فشاری از روابط (Desayi and Krishnan 1964) در کنار رابطه (Gere and Timoshenko 1994) در این تحقیق استفاده شده است.

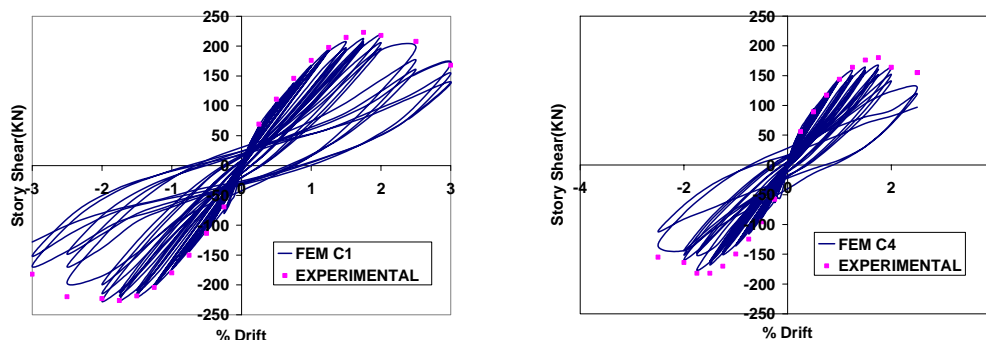
$$f = \frac{E_c \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2} \quad \varepsilon_0 = \frac{2 f'_c}{E_c}$$

که f تنش در هر کرنش ε و ε_0 کرنش در مقاومت فشاری نهایی f'_c می‌باشد. کرنش ریزش بتن (spalling) برابر با ۰٫۰۰۵ قرار داده شده است. در این تحقیق دیده شد که اگر قابلیت خردشدگی بتن فعال باشد مدل المان محدود خیلی زود زوال می‌یابد. خردشدگی بتن در المانهای نواحی کنار اتصال آغاز می‌شود و این خردشدگی باعث کاهش قابل ملاحظه سختی موضعی و در نتیجه متوقف شدن حل می‌شود. بنابراین در این تحقیق قابلیت خردشدگی بتن غیر فعال شده و ترک خوردگی بتن کنترل کننده زوال مدل المان محدود می‌باشد.

میلگردهای فولادی - رفتار فولاد در کشش و فشار یکسان فرض شده است. حد جاری شدن برای میلگردهای طولی ۵۳۸ مگاپاسکال و برای میلگردهای عرضی ۳۶۳ مگاپاسکال می‌باشد. از ضریب پواسون ۰٫۳ برای میلگردها استفاده شده است.

بررسی مدل المان محدود

نتایج نهایی مدل های ANSYS (FEMC1 & FEMC4) با نتایج آزمایشگاهی در شکل ۳ مقایسه شده است. در این شکل نمودار برش طبقه و جابجایی رسم شده است. در جدول ۱ مقاومت برشی ماکزیمم اتصال و برش ماکزیمم طبقه با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. همانطور که دیده می‌شود مدل های ANSYS با دقت کافی توانسته اند رفتار نمونه های آزمایشگاهی را بازسازی کنند.

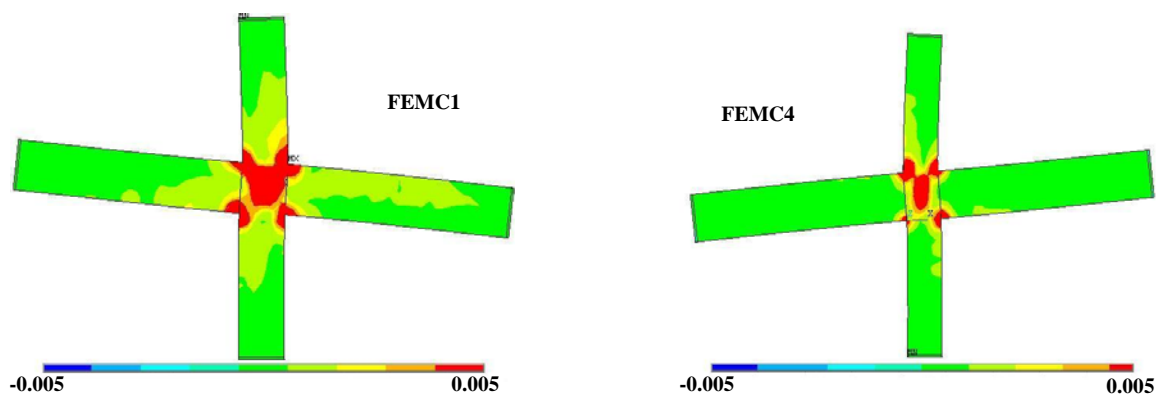


شکل ۳- مقایسه نتایج مدل های ANSYS با نتایج آزمایشگاهی

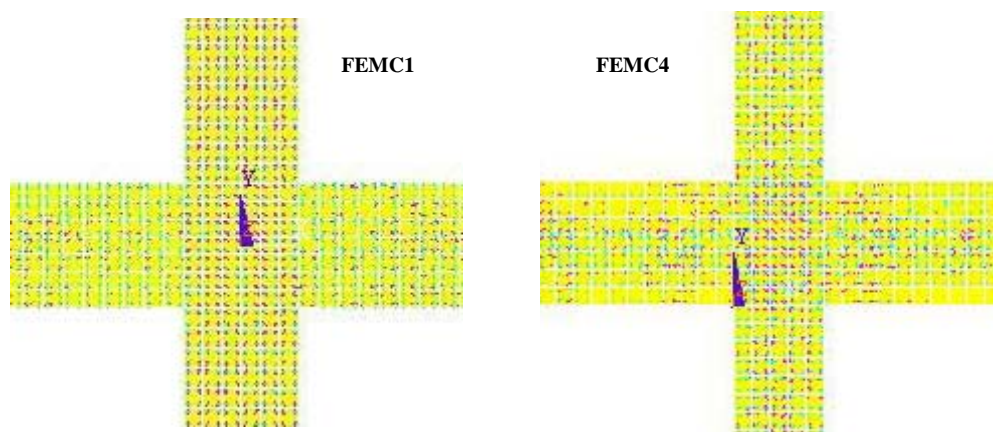
جدول ۱- مقایسه مقادیر مقاومتی مدل های ANSYS با نتایج آزمایشگاهی

نمونه	ماکزیمم برش طبقه (KN)	ماکزیمم مقاومت برشی اتصال (MPa)	مقاومت برشی پیشنهادی آئین نامه ACI (MPa)
C1	۲۲۴,۷۴	۷,۸۱	۷,۰۳
FEMC1	۲۲۷,۳۵	۷,۶۴	۷,۰۳
C4	۱۸۰,۵۴	۷,۲۹	۷,۱۵
FEMC4	۱۷۶,۵۲	۷,۲۴	۷,۱۵

زوال اتصال می تواند از دو نوع زوال خمشی تیر یا زوال برشی اتصال باشد. برای زوال خمشی تیر میلگرد کششی تیر به تنش نهایی می رسد. در زوال برشی اتصال، زوال از افزایش ترک ها و خرابی **Strut** فشاری درون گره ناشی می شود. خرابی بتن در این زوال تجاوز کرنش های فشاری اصلی از مقدار ۰,۰۰۵ می باشد. در دو مدل (FEMC1 & FEMC4) زوال از نوع زوال برشی اتصال می باشد و این در شکل ۴ که نشانگر کرنش های اصلی می باشد به روشنی دیده می شود. ترک های ایجاد شده در انتهای آنالیز در شکل ۵ نشان داده شده است. ترک های نمایش داده شده موازی محورهای تیر و ستون می باشد. همانطور که دیده می شود گره اتصال کاملاً ترک خورده و بتن مرکز گره خراب شده است.



شکل ۴- کرنش های اصلی مدل های ANSYS



شکل ۵- ترک های ایجاد شده در انتهای آنالیز ANSYS



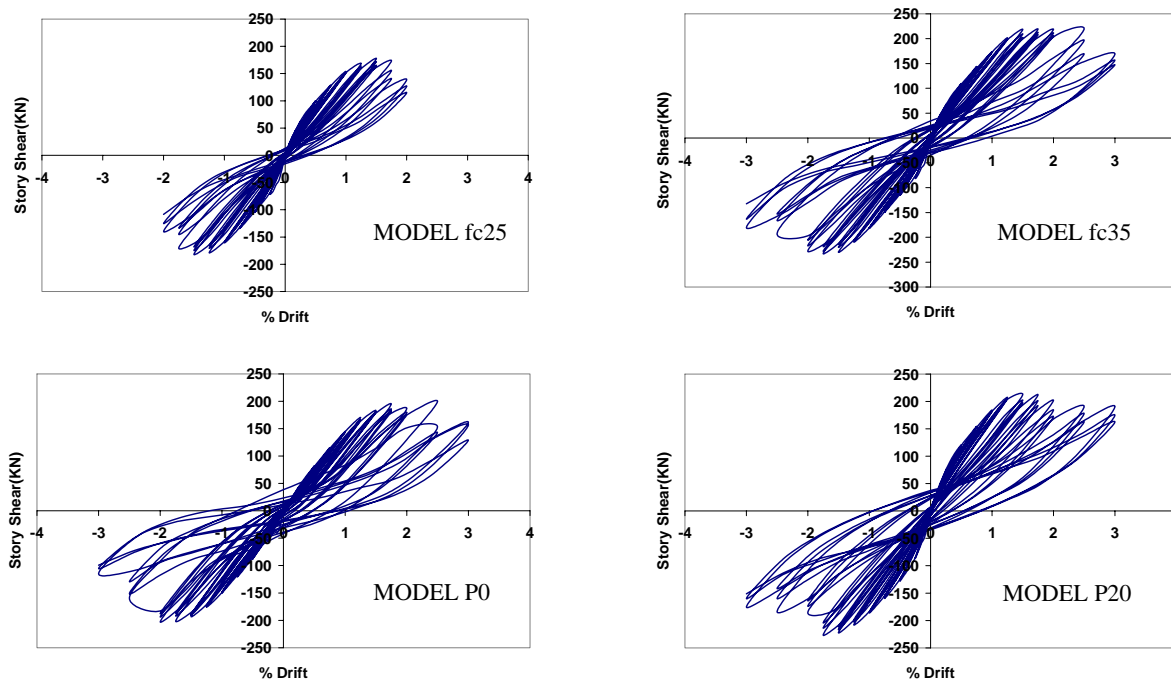
مطالعه ی پارامتری اتصال داخلی تیر- ستون

پس از کالیبره کردن مدل کامپیوتری، این مدل می تواند برای بررسی رفتاری اتصالات با طراحی های مختلف بکار گرفته شود. در این تحقیق اثر دو پارامتر اصلی بر رفتار اتصال داخلی تیر- ستون مورد بررسی قرار گرفته است. این دو پارامتر نیروی محوری ستون و مقاومت فشاری ماکزیمم بتن می باشد. تغییر این پارامترها بر روی مدل C_1 صورت گرفته است. نامگذاری و خصوصیات مدل های ساخته شده در جدول ۲ نشان داده شده است.

جدول ۲- خصوصیات مدل های ساخته شده

نام مدل	مقاومت فشاری بتن (MPa)	نسبت نیروی محوری ستون به ظرفیت ستون
FEMC1	۳۱,۶	۰,۱
P0	۳۱,۶	۰,۰
P20	۳۱,۶	۰,۲
fc25	۲۵	۰,۱
fc35	۳۵	۰,۱

حلقه پسماند (hysteresis loop) نیرو- جابجایی این مدل ها در شکل ۶ نشان داده شده است. با مقایسه منحنی ها متوجه می شویم که افزایش نیروی محوری ستون باعث افزایش مقاومت نهایی و شکل پذیری اتصال می شود. نکته دیگری که در منحنی ها قابل مشاهده است، عدم تغییر میزان استهلاک انرژی نمونه ها با افزایش بار محوری از صفر تا بیست درصد مقاومت فشاری ستون می باشد. دلیل این رفتار جلوگیری بار محوری ستون از باز شدن بیشتر ترک های اتصال مانند افزایش پس تنیدگی می باشد. افزایش مقاومت فشاری بتن باعث افزایش مقاومت ماکزیمم، شکل پذیری و میزان استهلاک انرژی نمونه ها می شود. اثر افزایش مقاومت بتن در میزان انرژی استهلاکی به علت نرخ بالای کاهش مقاومت اتصالات با بتن ضعیف می باشد. این مشاهدات در محدوده افزایش نیروی ستون و مقاومت بتن با نتایج آزمایشگاهی و رفتاری اتصالات بتنی هماهنگی دارند و متناسب بودن مدل کامپیوتری را تایید می کنند.



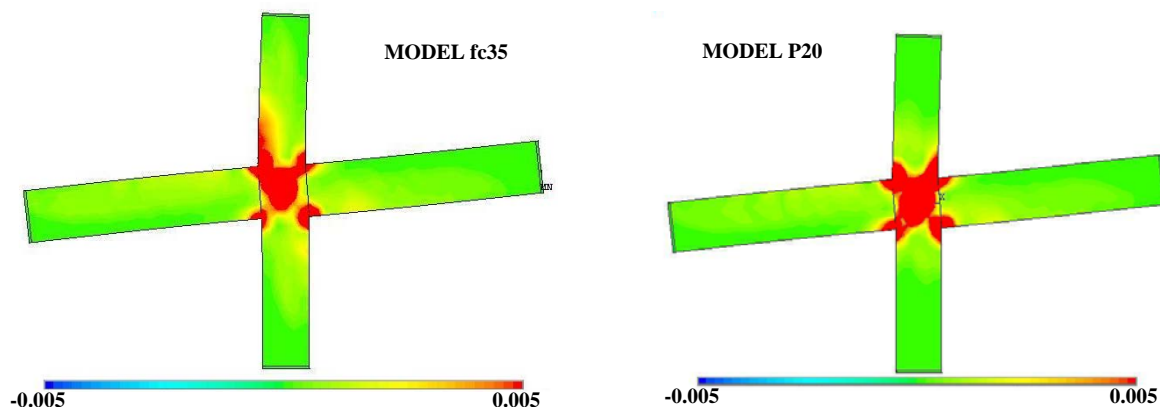
شکل ۶- حلقه پسماند برای مدل های بررسی پارامتری

در این تحقیق فرض شده است که در نمونه هنگامی زوال رخ می دهد که در نمودار نیرو-جابجایی پانزده درصد افت از ماکزیمم نیرو دیده شود. در جدول ۳ معیارهای رفتار برای مقاومت، شکل پذیری و میزان استهلاک انرژی برای مدل های مختلف با هم مقایسه شده اند. البته بررسی های پارامتری بیشتری در دست اقدام می باشند تا رفتار اتصالات طراحی شده برای بارهای ثقلی بهتر مشخص شوند ولی این نتایج بعلت گستردگی قابل ارائه در این مقاله نمی باشند.

جدول ۳- نتایج بررسی پارامتری

مدل	مقاومت برشی اتصال (MPa)	نسبت شکل پذیری جابجایی طبقه	استهلاک انرژی (KN-m)
FEMC1	۷,۶۴	۲,۸۴	۴۱,۵۱
P0	۶,۷۵	۲,۳۴	۳۸,۸۱
P20	۷,۴۵	۳,۱۹	۴۰,۲۲
fc25	۶,۰۴	۲,۶۱	۱۹,۰۷
fc35	۷,۷۰	۲,۸۵	۴۱,۶۷

در شکل ۷ که نشانگر کرنش های اصلی برای مدل های بررسی پارامتری می باشد، به روشنی افزایش گستره منطقه ی کرنش بیش از ۰,۰۰۵ به داخل ستون در مقایسه با شکل ۴ مشاهده می گردد. بنابراین زوال از اتصال به ستون به علت افزایش مقاومت اتصال در اثر افزایش مقاومت بتن و بار محوری ستون انتقال یافته است.



شکل ۷- کرنش های اصلی مدل های ANSYS

خلاصه و نتیجه گیری

نرم افزار ANSYS برای مدل کردن اتصالات داخلی تیر-ستون طراحی شده تحت اثر بارهای ثقلی با موفقیت مورد استفاده قرار گرفت. نتایج مدل سازی کامپیوتری با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شد و سازگاری خوبی بین نتایج حاصل شد. در ادامه یک بررسی پارامتری محدود برای مطالعه ی اثر بار محوری ستون و مقاومت فشاری ماکزیمم بتن صورت گرفت که نتایج زیر قابل ذکر می باشند:

- افزایش نیروی محوری ستون باعث افزایش مقاومت نهایی و شکل پذیری اتصال شده و بر میزان استهلاک انرژی تاثیر چندانی ندارد.
- افزایش مقاومت فشاری بتن باعث افزایش مقاومت ماکزیمم، شکل پذیری و میزان استهلاک انرژی اتصال می شود.
- نرخ کاهش مقاومت اتصالات با بتن ضعیف بزرگتر از نرخ کاهش مقاومت اتصالات با بتن قوی می باشد.

توانمندی های مدل سازی کامپیوتری برای بررسی و طراحی اتصالات نمایش داده شده اند.

مراجع

1. Dhakal, R.P., Tso-Chien, P., Irawan, P. and Keh-Chyuan, T. (2004) Experimental study on the dynamic response of gravity-designed reinforced concrete connections. *Engineering Structures*, 27, 75–87.
2. ANSYS (2004) *ANSYS User's Manual Revision 9.0*. ANSYS, Inc., Canonsburg, Pennsylvania.



3. ACI 318-05 (2005) *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
4. Bangash, M.Y.H. (1989) *Concrete and Concrete Structures: Numerical Modeling and Applications*, Elsevier Science Publishers Ltd., London, England.
5. Huysse, L., Hemmaty, Y., and Vandewalle, L. (1994) Finite element modeling of fiber reinforced concrete beams. *Proceedings of the ANSYS Conference*, Vol. 2, Pittsburgh, Pennsylvania.
6. Hemmaty, Y. (1998) Modelling of the shear force transferred between cracks in reinforced and fibre reinforced concrete structures, *Proceedings of the ANSYS Conference*, Vol. 1, Pittsburgh, Pennsylvania.
7. Desayi, P. and Krishnan, S. (1964) Equation for the stress-strain curve of concrete. *Journal of the American Concrete Institute*, 61, 345-350.
8. Gere, J.M. and Timoshenko, S.P. (1997) *Mechanics of Materials*, PWS Publishing Company, Boston, Massachusetts.