



بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح تقویت شده با الیاف CFRP

غلامرضا قدرتی امیری^۱، بهنام رادمان^۲

۱- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

۲- کارشناسی ارشد عمران-سازه، مؤسسه آموزش عالی شمال - آمل

ghodrati@iust.ac.ir

چکیده:

در سال‌های اخیر، مطالعات آزمایشگاهی متعددی روی بتن محصورشده با FRP انجام شده است، این تحقیقات عمدتاً روی رفتار استاتیکی و دینامیکی بتن محصورشده با FRP و بدست آوردن مدلی برای رفتار تنش- کرنش آنها متمرکز شده است. در این راستا جهت تحقیق بیشتر در بهسازی ساختمانهای موجود، سه ساختمان بتنی متقارن ۷، ۴ و ۱۰ طبقه، طبق ضوابط دستورالعمل بهسازی، با هدف "بهسازی مطلوب" به روش آنالیز استاتیکی غیرخطی توسط نرم‌افزار SAP 2000 مورد ارزیابی قرار گرفتند. در پایان مشخص گردید تقویت ستون‌های بتن‌آرمه با FRP باعث افزایش مقاومت و به‌خصوص شکل‌پذیری ساختمان می‌گردد.

کلمات کلیدی: بهسازی، ستون‌های بتنی، محصورشدگی، الیاف CFRP، آنالیز استاتیکی غیرخطی.

مقدمه

در سال‌های اخیر پیشرفت‌های زیادی در زمینه مهندسی زلزله و طراحی سازه‌ها انجام گرفته است بگونه‌ای که امروزه با اعتماد و اطمینان بیشتری می‌توان سازه‌های مقاوم در برابر زلزله را طراحی نمود. با این حال بسیاری از سازه‌های بتنی به دلایل: ۱- خطاهای محاسباتی، ۲- اشتباه در ساخت و اجرا، ۳- ضعف آیین نامه‌های قدیمی، ۴- تغییر کاربری سازه و بارهای بهره‌برداري وارد به سازه، ۵- خوردگی و زنگ زدگی آرماتورها و . . . ضوابط آیین نامه‌های جدید را ارضا نمی‌کنند، لذا ارائه روش‌های مقاوم‌سازی، بهسازی و تعمیر چنین سازه‌هایی لازم است. یکی از روشهای مؤثر و کارا در تقویت ساختمان‌های بتنی، تقویت ستون‌ها با استفاده از روکش می‌باشد. این عمل باعث افزایش سختی، مقاومت و شکل‌پذیری ستون می‌شود. عوامل اخیر باعث افزایش ایمنی سازه در برابر زلزله می‌گردد. در سال ۱۹۸۸ میلادی آقای کاتسوماتا در ژاپن یک روش جدید برای تعمیر و تقویت ستون‌های بتنی ارائه نمود [۱]، این روش عبارت است از: پیچاندن الیاف پلاستیکی مخصوص بدور ستون بتنی و استفاده از یک چسب پلی‌استر مخصوص جهت یکپارچه نمودن الیاف و اتصال آن به ستون بتنی. آنچه که استفاده از کامپوزیت‌ها را در تقویت و ترمیم سازه‌ها ممتاز می‌کند آن است که می‌توان این مواد را به‌گونه‌ای طراحی کرد که سازه را وادار کنند آن گونه رفتار کند که نیاز است. زیرا کارکرد و مقاومت این مواد فقط در راستای الیافشان است و می‌توان آنها را طوری طراحی کرد که فقط در راستای مورد نیاز از خود مقاومت نشان‌دهند. در دو دهه اخیر، استفاده از کامپوزیت‌های FRP^۱ برای مقاوم‌سازی اجزای گوناگون سازه‌ای رشد فزاینده‌ای یافته است. اثرات استفاده از ورقهای کامپوزیتی برای محصور نمودن بتن در ستون‌های بتن‌آرمه، بسیار چشمگیر و کارا می‌باشد، به‌گونه‌ای که اهتمام ویژه‌ای به منظور مقاوم‌سازی این قسمت از سازه با FRP به عمل آمده است. بر این اساس تحقیقات زیادی به منظور تعیین منحنی تنش- کرنش و تدوین یک مدل ریاضی به جهت تبیین و پیش‌بینی رفتار بتن محصور انجام گرفته است. در سال ۱۹۸۸، Mander و همکارانش رابطه‌ای برای محصورشدگی بتن توسط فولاد عرضی ارائه کردند [۲]، که مبنای بسیاری از مدل‌های ارائه شده برای منحنی تنش-کرنش بتن محصور شده توسط کامپوزیتها می‌باشد. جهت هرچه دقیقتر نمودن این مدل برای محصورشدگی توسط کامپوزیتها محققین سعی کردند روابط جدیدتری ارائه کنند [۳]. بنابراین، باتوجه به مباحث بهسازی لرزه‌ای و نو بودن آن در کشور این روش می‌تواند به عنوان یکی از راهکارهای بهبود عملکرد ساختمان‌های بتنی مورد توجه قرارگیرد. در این راستا سه ساختمان بتنی ۷، ۴ و ۱۰ طبقه با شکل‌پذیری متوسط در منطقه با لرزه‌خیزی زیاد، توسط نرم‌افزار SAP

1 - Fiber Reinforcement Polymer

2000، به صورت سه بعدی مدل سازی و طراحی شده اند. سپس جهت بررسی اثر کمی محصورشدگی بتن، طبق ضوابط دستورالعمل بهسازی ساختمانهای موجود [۴]، در دو حالت مقاطع بتنی محصور و غیر محصور، با هدف بهسازی مطلوب به روش آنالیز استاتیکی غیرخطی مورد ارزیابی قرار گرفتند.

مدل تنش کرنش بتن محصور

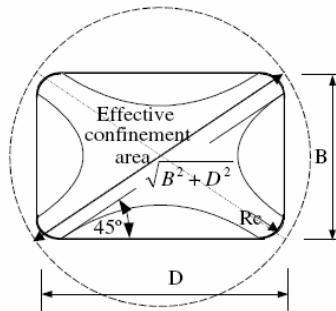
برای مدل سازی منحنی تنش-کرنش بتن محصورشده توسط کامپوزیتها اطلاعات جامعی موجود می باشد [۳]، لیکن در اینجا مدل Lam و Teng به عنوان یک مدل ساده ولی صحیح و کاربردی انتخاب می شود. بر این اساس مقاومت فشاری نهایی و کرنش محوری نهایی ستون های مستطیلی پوشیده شده با FRP به ترتیب از روابط (۱) و (۲) به دست می آیند [۵] و [۶]:

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + 3.3k_{s1} \frac{f_1}{f'_{co}} \quad (1)$$

$$\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{co}} = 1.75 + 12k_{s2} \left(\frac{f_1}{f'_{co}} \right) \left(\frac{\epsilon_{h,rup}}{\epsilon_{co}} \right)^{0.45} \quad (2)$$

که در آن f_1 ، فشار محصورکنندگی جاکت FRP می باشد، که توسط رابطه (۳) محاسبه می شود (شکل ۱):

$$f_1 = \frac{2E_j \epsilon_j t_j}{\sqrt{D^2 + B^2}} \quad (3)$$



شکل ۱- مدل ضریب شکل برای ستون های مستطیلی [۷].

با توجه به شکل (۱)، Lam و Teng مدل زیر را برای سطح مؤثر پوشش ارائه کردند که به صورت رابطه (۴) بیان می شود:

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \left[\frac{\frac{B}{D}(D-2R_c)^2 + \frac{D}{B}(B-2R_c)^2}{3A_g} \right]}{1 - \rho_{sc}} \quad (4)$$

این محققین k_{s1} ضریب شکل تنش فشاری نهایی و k_{s2} ضریب شکل کرنش محوری نهایی را به صورت روابط (۵) و (۶) پیشنهاد می کنند:

$$k_{s1} = \left(\frac{B}{D} \right)^2 \frac{A_e}{A_c} \quad (5)$$

$$k_{s2} = \left(\frac{D}{B} \right)^{0.5} \frac{A_e}{A_c} \quad (6)$$

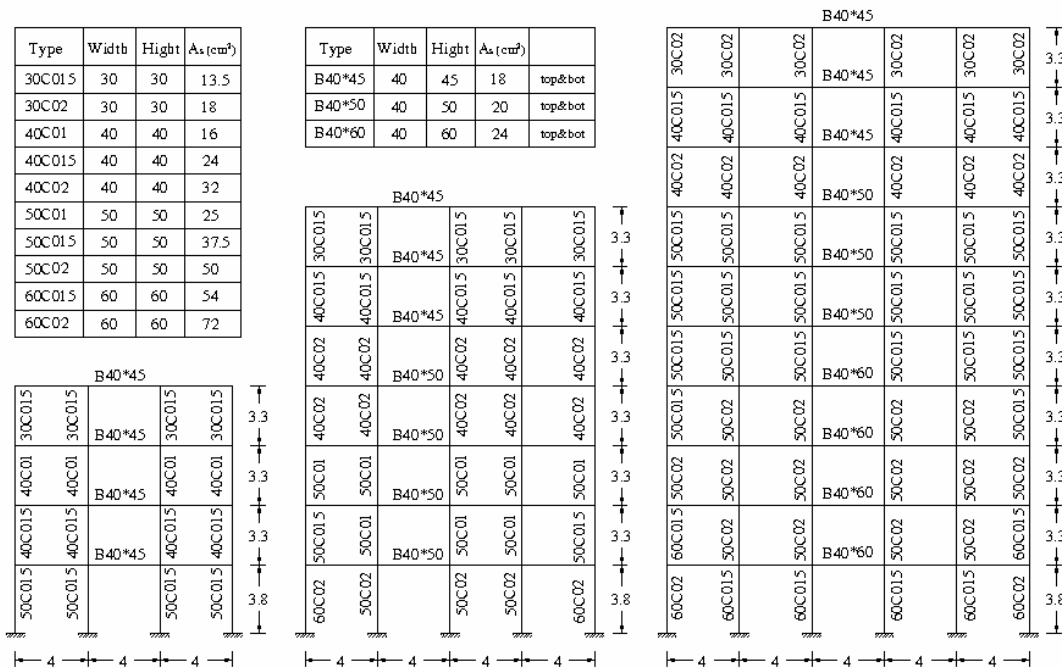
در روابط فوق، $\epsilon_{h,rup}$ کرنش حلقه های جاکت FRP، D بعد بزرگتر مقطع مستطیلی، B بعد کوچکتر مقطع مستطیلی ($D \geq B$)، R_c شعاع گوشه های مقطع، A_c سطح مقطع خالص بتن، A_g سطح مقطع ناخالص بتن می باشند.

مدل سازی و تحلیل

برای مدل سازی، تحلیل و طراحی مدل های مفروض از نرم افزار کامپیوتری SAP 2000 استفاده شده است. شایان ذکر است که نرم افزار مذکور توانایی



تحلیل و طراحی سه بعدی سازه‌های ساختمانی را مطابق با آیین نامه‌های معتبر دنیا دارا می‌باشد. برای کلیه مدلها آنالیز $P - \Delta$ به صورت پیش فرض انجام شده است. به منظور طراحی اعضاء از آیین نامه ACI 318-99 که برنامه مورد نظر نیز آن را پشتیبانی می‌کند، استفاده شده است (شکل ۲).



شکل ۲- مقاطع و آرماتورگذاری قاب بحرانی در نمونه های ۴، ۷ و ۱۰ طبقه.

تعاریف مدل‌های اولیه

در این مقاله سه نمونه ساختمان بتنی با قابهای خمشی متوسط، به صورت سازه‌های متقارن و سه بعدی ۴، ۷ و ۱۰ طبقه، با نسبت ارتفاع به عرض ۱ تا ۲ براساس زلزله طرح استاندارد (۸۴-۲۸۰۰) [8] طراحی شده‌اند. نوع کاربری ساختمان‌ها، مسکونی و با اهمیت متوسط ($I=1$) فرض گردیده است. محل احداث ساختمان براساس استاندارد (۸۴-۲۸۰۰) منطقه با خطر نسبی لرزه‌ای خیلی زیاد ($EPA=0.35g$) و خاک تیپ II در نظر گرفته شده است. برای هر سه مدل اندازه دهانه‌ها در هر دو جهت برابر ۴ متر، ارتفاع طبقه اول ۳/۸ متر و مابقی طبقات ۳/۲ متر، سیستم سقف از نوع تیرچه و بلوک و تمام اتصالات گیردار فرض شده است.

خصوصیات مصالح

مقاومت فشاری بتن 210 kg/cm^2 ، مدول الاستیسیته آن 218800 kg/cm^2 ، و ضریب پواسون آن 0.2 در نظر گرفته شده است. تنش تسلیم آرماتورهای مصرفی 300 kg/cm^2 با مدول الاستیسیته 210000 kg/cm^2 می‌باشد. و برای دورپیچ ستون‌های بتنی از الیاف CFRP با تنش کششی 42400 kg/cm^2 ، مدول الاستیسیته 232000 kg/cm^2 ، کرنش نهایی 0.018 و ضخامت 0.1375 mm/layer استفاده شده است.

بارگذاری

به منظور بارگذاری مرده و زنده در ساختمان‌های فوق، مقادیر بارهای ثقلی [9] به شرح زیر لحاظ می‌گردد. بار مرده و زنده به ترتیب برابر 650 kg/m^2 و 200 kg/m^2 (بار تیغه‌بندی داخلی در محاسبه بار مرده منظور شده است). بار دیوار پیرامونی 700 kg/m و جان‌پناه 250 kg/m فرض شده است. جهت بارگذاری جانبی مدل‌ها با استفاده از روش استاتیکی معادل و باتوجه به فرضیات قبلی براساس استاندارد (۸۴-۲۸۰۰) محاسبه و بر مدل‌ها اعمال می‌گردد.

رابطه لنگر- دوران مفصل‌های خمشی و خمشی- محوری

نقطه تسلیم: برای محاسبه لنگر تسلیم مقطع بتن آرمه می‌توان از روابط متداول مقاومت مصالح استفاده کرد. بنابراین، همانطور که در شکل (۳) مشاهده می‌شود با لنگرگیری حول فولادهای فشاری لنگر حالت تسلیم برای تیر(حالتی که مقدار نیروی محوری $F_x = 0$) به دست می‌آید [۱۰]:

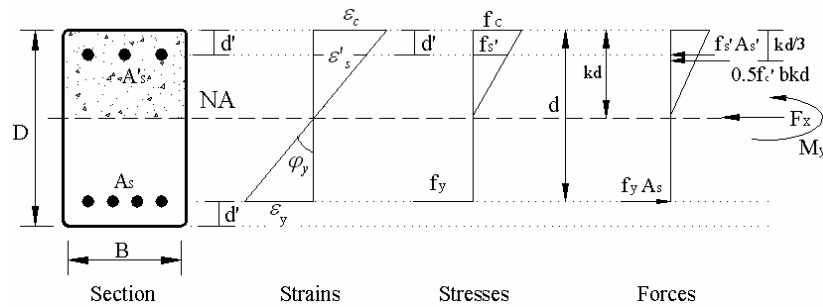
$$M_y = 0.5 f_c B k d \left(d' - \frac{k d}{3} \right) + f_y A_s (d - d') \quad (7)$$

$$k = \sqrt{(\rho + \rho')^2 n_{sc}^2 + 2(\rho + \rho') \frac{d'}{d} n_{sc}} - (\rho + \rho') n_{sc} \quad (8)$$

همچنین برای مقاطع ستون‌های بتن آرمه (حالتی که مقدار نیروی محوری غیر صفر است) لنگر تسلیم باتوجه به شکل (۳) به دست می‌آید [۱۰]:

$$M_y = \frac{f_y B d}{2 n_{sc}} \left(\frac{D}{2} - \frac{k d}{3} \right) \frac{k^2}{1-k} + \frac{f_y B d (d - d')^2}{2 d} \frac{\rho}{1-k} \quad (9)$$

$$k = -n_{sc} \left(2\rho + \frac{F_x}{f_y B d} \right) + \sqrt{\left(2\rho + \frac{F_x}{f_y B d} \right)^2 n_{sc}^2 + 2 n_{sc} \left(\rho \frac{D}{d} + \frac{F_x}{f B d} \right)} \quad (10)$$



شکل ۳- وضعیت مقطع تیر و ستون در حالت تسلیم [۱۰].

همانگونه که در شکل (۳) مشاهده می‌شود، انحنا تسلیم با فرض اینکه صفحات بعد از خمش مستقیم باقی می‌ماند برابر است با:

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{d(1-k)} \quad (11)$$

نقطه گسیختگی نهایی: برای ارزیابی مقاومت خمشی مقاطع بتن آرمه در آستانه گسیختگی نهایی در روشهای طراحی معمول همانطور که در شکل (۴) مشاهده می‌شود از توزیع تنش مستطیلی معادل با شدت $\alpha f_c'$ و با ارتفاع $a = \beta X$ استفاده می‌شود. پارامترهای α و β را پارامترهای بلوک فشاری می‌نامند که با توجه به مقاومت بتن با استفاده از آئین نامه‌های طراحی مقاطع بتن آرمه قابل استخراج می‌باشند [۱۱]. و برای مقاطع محصور شده پارامترهای α و β به ترتیب از روابط (۱۲) و (۱۳) بدست خواهند آمد [۷].

$$\alpha = 1 + \frac{E_2 \epsilon_{cu}}{2 f_{co}'} - \frac{2 f_{co}'}{3(E_c - E_2) \epsilon_{cu}} \quad (12)$$

$$\beta = 2\gamma = 2 \times \left[1 - \frac{-2 f_{co}^{\prime 3} + 3 f_{co} \epsilon_{cu}^2 (E_c - E_2)^2 + 2 E_2 \epsilon_{cu}^3 (E_c - E_2)^2}{-4 f_{co}^{\prime 2} \epsilon_{cu} (E_c - E_2) + 3 E_2 \epsilon_{cu}^3 (E_c - E_2)^2 + 6 f_{co} \epsilon_{cu}^2 (E_c - E_2)^2} \right] \quad (13)$$

بنابراین باتوجه به نمودارهای تنش کرنش نشان داده شده در شکل (۴) ظرفیت خمشی اسمی یک مقطع بتن آرمه را می‌توان با نوشتن معادلات تعادل با استفاده از رابطه (۱۴) به دست آورد:

$$M_u = \alpha f_{co}' B \beta X \left(\frac{D}{2} - \gamma X \right) + \sum_{k=1}^{N_s} f_{sk} A_{sk} \left(\frac{D}{2} - d_{si} \right) \quad (14)$$

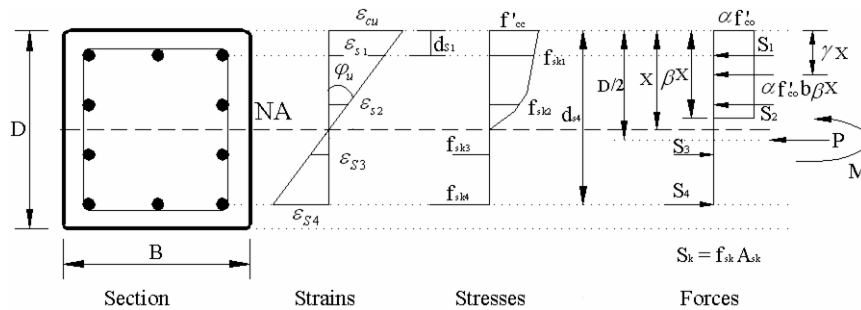
که در آن X عمق تار خنثی از حل معادله (۱۵) محاسبه می‌شود:

$$P = \alpha \beta f_{co}' B X + \sum_{k=1}^{N_s} f_{sk} A_{sk} \quad (15)$$

در رابطه فوق، P نیروی محوری فشاری، در مقاطع خمشی (تیر) برابر صفر و برای مقاطع خمشی-محوری (ستون‌ها)، نیروی محوری عضو در نقطه عملکرد سازه منظور می‌گردد. همچنین باتوجه به شکل (۴) انحنا نهایی را می‌توان به صورت زیر محاسبه کرد [۷]:

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{X} \quad (16)$$

ϵ_{cu} کرنش محوری نهایی طبق آئین نامهٔ ACI 318 برای بتن‌های معمولی 0.003 فرض می‌شود. چنانچه اثر محصورشدگی بتن در نظر گرفته شود این مقدار با کرنش محوری نهایی بتن محصور شده ϵ_{cu} جایگزین می‌شود.



شکل ۴- وضعیت مقطع ستون در حالت نهایی [۷].

محاسبه تغییرشکل از انحناء

چرخش و خمیده شدن عضو می‌تواند توسط انتگرال‌گیری انحناءها در طول عضو به دست آید. از آنجایی که انحناء بصورت چرخش بر واحد طول تعریف شده است بنابراین، چرخش مفصل پلاستیک نسبت به یک سمت مقطع بحرانی به صورت زیر به دست می‌آید [۷]:

$$\theta_p = (\varphi_u - \varphi_y) L_p \quad (17)$$

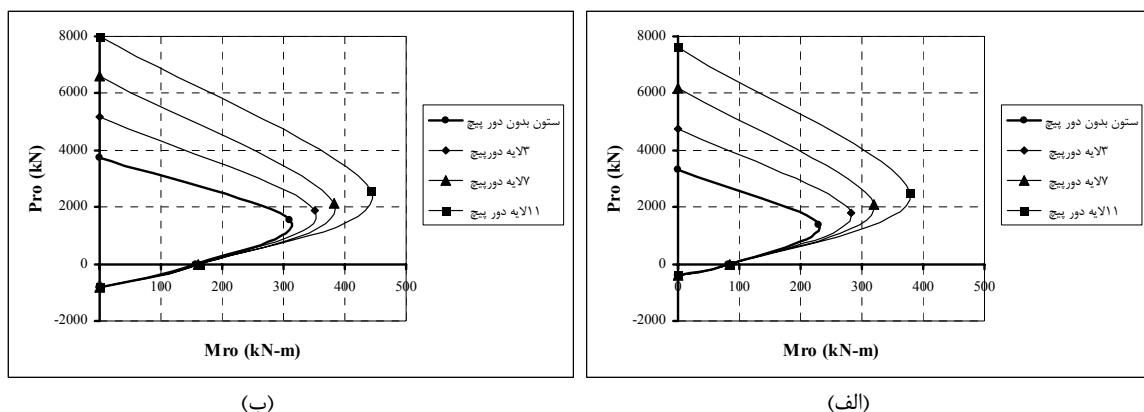
Priestley و همکارانش در سال ۱۹۹۶، طول مفصل پلاستیک (L_p) را در محاسبات خود برابر رابطهٔ (۱۸) به دست آوردند [۱۲]:

$$L_p = 0.08 + 0.022 f_{yl} d_{bl} \geq 0.044 f_{yl} d_{bl} \quad (18)$$

که در آن، f_{yl} و d_{bl} به ترتیب برابر مقاومت جاری شدن و قطر میلگردهای طولی هستند. بنابراین متغیرهای زیادی بر طول مفصل پلاستیک مؤثر هستند که می‌توان به نوع فولاد، مقاومت بتن و ... اشاره کرد، ولی ATC-40 این مقدار را نصف ارتفاع مقطع پیشنهاد می‌کند.

منحنی اثر متقابل بار محوری و لنگر خمشی

منحنی اندرکنش ستونهای بتن مسلح، که با الیاف CFRP تقویت شده‌اند، را می‌توان بر پایه اصول اولیه بدست آورد. اثر دورپیچ بر افزایش مقاومت و بهبود شکل‌پذیری ستون، با توجه به سازگاری تغییرشکل‌ها و اصلاح خواص مواد تحت اثر فشار جانبی، در منحنی‌های اندرکنش وارد می‌شود. نمونه‌ای از این منحنی‌ها برای مقطع مستطیلی با ابعاد 40×40 در شکل (۵) نشان داده شده است.



شکل ۵- منحنی اندرکنش ستون بتن آرمه تقویت شده 40×40 با الیاف CFRP: الف) $\rho_l = 1\%$ ، ب) $\rho_l = 2\%$.

تحلیل به روش استاتیکی غیرخطی

در ادامه با استفاده از نرم‌افزار SAP 2000 و بکارگیری روش ضرائب جابجایی سه مدل انتخابی به روش استاتیکی غیرخطی (بار افزون) تحلیل می‌گردند. پارامترهای مورد نیاز، تحلیل استاتیکی غیرخطی برای این مدل‌ها در جداول (۱) و (۲) آورده شده است. جهت انجام تحلیل‌های غیرخطی



مدل‌های اولیه، در انتهای تیرها و ستون‌ها به ترتیب مفصل‌های پلاستیک خمشی و خمشی-محوری تخصیص داده شد. کرنش نهایی و چرخش پلاستیک مفاصل با استفاده از معیارهای آنالیز استاتیکی غیرخطی موجود در مراجع [۴، ۱۳ و ۱۴]، استخراج می‌شوند.

جدول ۱- پارامترهای مورد نیاز جهت انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، توزیع نوع اول.

Parameter	4-Story	7-Story	10-Story	Units
	Value	Value	Value	
T_0	0.50	0.50	0.50	s
T_i	0.41	0.68	0.78	s
T_e	0.49	0.79	0.96	s
$Sa-1$	0.88	0.71	0.65	g
$Sa-2$	1.60	1.14	1.00	g
C_0	1.3	1.3	1.3	-
C_1	1.0	1.0	1.0	-
C_2	1.2	1.2	1.2	LS
	1.3	1.3	1.3	CP
C_3	1.0	1.0	1.0	$\alpha > 0$
δ_i (سطح خطر ۱)	8.5	15.8	21.1	Cm
δ_i (سطح خطر ۲)	16.9	22.9	34.3	Cm

جدول ۲- پارامترهای مورد نیاز جهت انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، توزیع نوع دوم.

Parameter	4-Story	7-Story	10-Story	Units
	Value	Value	Value	
T_0	0.50	0.50	0.50	s
T_i	0.41	0.68	0.780	s
T_e	0.49	0.79	0.96	s
$Sa-1$	0.88	0.71	0.65	g
$Sa-2$	1.60	1.14	1.00	g
C_0	1.2	1.2	1.2	-
C_1	1.0	1.0	1.0	-
C_2	1.2	1.2	1.2	LS
	1.3	1.3	1.3	Cp
C_3	1.0	1.0	1.0	$\alpha > 0$
δ_i (سطح خطر ۱)	7.8	14.6	19.5	Cm
δ_i (سطح خطر ۲)	15.6	21.2	31.8	Cm

جهت انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی باید از دو نوع توزیع بار استفاده شود دو نوع توزیع بار استفاده شده در این مقاله عبارتند از:

الف: توزیع نوع اول، توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی.

ب: توزیع نوع دوم، توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود.

ارزیابی غیرخطی مدل‌ها

جهت ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌های طراحی شده توسط استاندارد (۸۴-۲۸۰۰)، از طیف طرح استاندارد برای منطقه مورد نظر استفاده شده است. هدف بهسازی، تأمین ایمنی جانی ساکنین تحت زلزله "سطح خطر- ۱" و آستانه فروریزش تحت زلزله "سطح خطر- ۲" (بهسازی مطلوب) انتخاب می‌شود، ضریب آگاهی $K = 1.0$ (اطلاعات در سطح متعارف) و تمامی المان‌های مقاوم در برابر بار جانبی، اعضای اصلی فرض می‌گردد. در ادامه جهت ارزیابی غیرخطی مدل‌ها به صورت زیر نامگذاری می‌شوند:

$S-I-O$ و $S-I-R$ ، که در آن، حرف اول از سمت چپ نشان دهنده تعداد طبقات، O نشان دهنده ساختمان‌های تقویت نشده، R ساختمان تقویت شده و آخرین حرف نشان دهنده نوع توزیع بار جانبی می‌باشد.

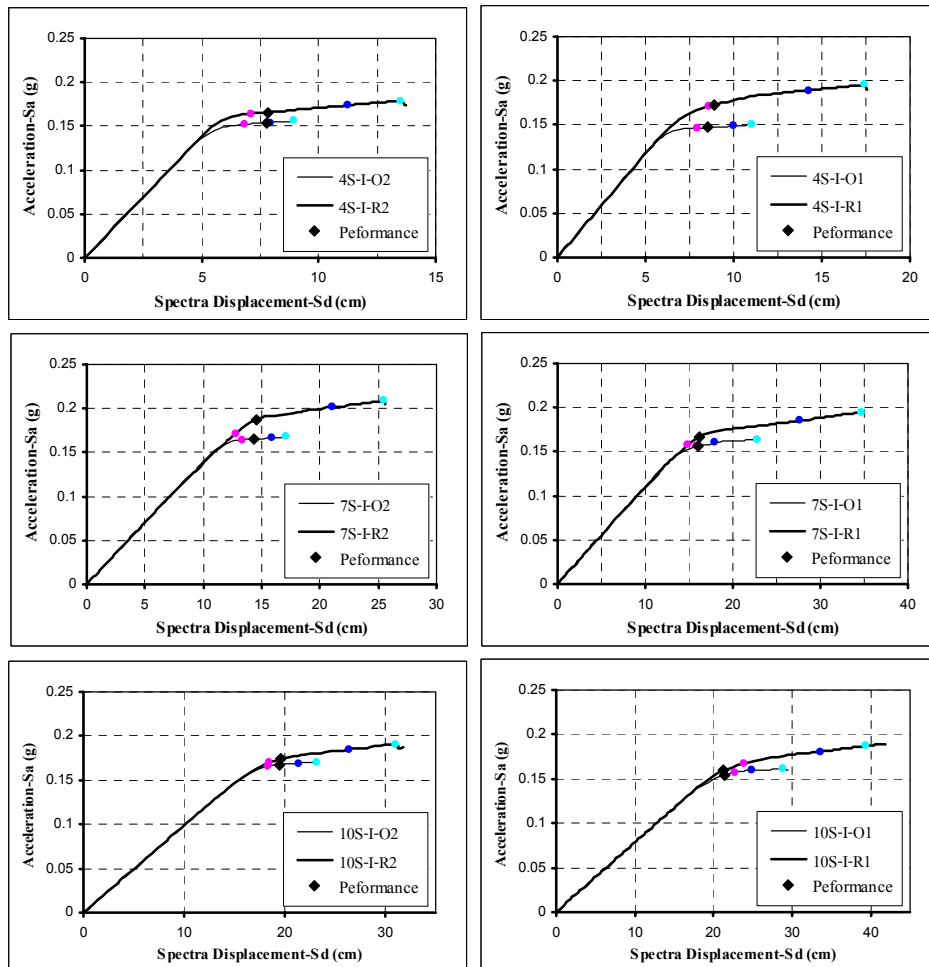
برای رسیدن به درک بهتر و همچنین انسجام آنالیزهای انجام شده نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی در جدول (۳)، و نمودارهای منحنی ظرفیت در شکل (۶) نشان داده شده است. از جداول و نمودارها بخوبی می‌توان تأثیر الیاف را برای افزایش شکل‌پذیری و نیز افزایش مقاومت نمونه‌ها ملاحظه کرد. این افزایش حدود ۱۹٪ برای مقاومت نمونه‌ها و ۳۷٪ برای شکل‌پذیری نمونه‌ها ارزیابی می‌شود. بنابراین این روش می‌تواند به عنوان یکی از راهکارهای بهبود عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی مورد توجه قرار گیرد.



جدول ۳- مقایسه تغییرمکان هدف تئوری و تغییرمکان هدف بدست آمده از تحلیل استاتیکی غیر خطی.

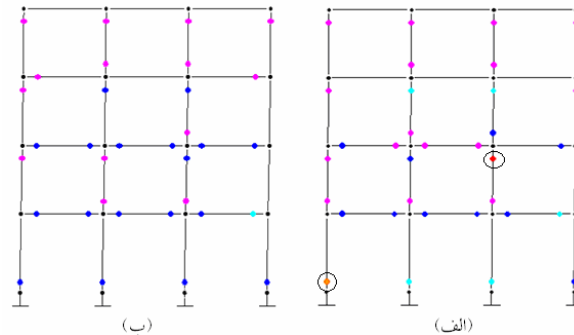
Model	Ti (s)	ارزیابی در سطح خطر ۱			ارزیابی در سطح خطر ۲		
		Sa (g)	δt (تئوری)	δt (تحلیلی)	Sa (g)	δt (تئوری)	δt (تحلیلی)
4S-I-O1	0.41	0.88	8.5	10.00	1.60	16.9	10.88
4S-I-R1				11.05			17.20
4S-I-O2	0.41	0.88	7.8	7.90	1.60	15.6	8.90
4S-I-R2				11.23			16.30
7S-I-O1	0.68	0.71	15.8	14.80	1.14	22.9	16.46
7S-I-R1				22.57			29.10
7S-I-O2	0.68	0.71	14.6	12.84	1.14	21.2	13.96
7S-I-R2				20.63			24.80
10S-I-O1	0.78	0.65	21.1	21.11	1.00	34.3	25.80
10S-I-R1				34.00			41.90
10S-I-O2	0.78	0.65	19.5	17.90	1.00	31.6	18.90
10S-I-R2				26.00			30.94

با توجه به جداول (۱ و ۲) تغییرمکان هدف زلزله "سطح خطر - ۱" و "سطح خطر - ۲" برای مدل‌ها به دست می‌آیند، همانطور که در جدول (۳) ملاحظه می‌شود نمونه‌های اولیه طراحی شده به روش استاتیکی معادل، به مقدار جابجایی بام در تراز LS رسیده‌اند ولی قبل از رسیدن به جابجایی بام در تراز CP، دچار ناپایداری کلی می‌شوند. اما زمانی که این نمونه‌ها با الیاف CFRP تقویت می‌شوند به مقدار جابجایی بام به تراز عملکرد CP می‌رسند، پس سازه‌های مقاوم شده با الیاف CFRP براحتی می‌توانند به تغییرمکانهای متناظر با تراز عملکردی CP برسند.



شکل ۶- مقایسه منحنی ظرفیت مدل‌های ۴، ۷ و ۱۰ طبقه.

در شکل (۷) نحوه شکست مدل‌های 4S-I-O1 و 4S-I-R1 به عنوان نمونه نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود در مدل تقویت نشده اولین نقطه شکست سازه در ستون‌ها اتفاق می‌افتد، ولی با استفاده از دورپیچ کردن ستون‌ها می‌توان نقطه شکست سازه را به داخل تیرها منتقل نمود.



شکل ۷- تشکیل مفاصل پلاستیک در نقطه شکست الف) نمونه 4S-I-O1؛ ب) نمونه 4S-I-R1

نتیجه‌گیری

- با توجه به نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی مدل‌های اولیه طراحی شده براساس استاندارد (۸۴-۲۸۰۰) نتایج زیر بدست آمده است:
- تحلیل استاتیکی معادل جوابگوی نیاز لرزه‌ای استاندارد (۸۴-۲۸۰۰) در حد ایمنی جانی می‌باشد ولی این مدل‌ها قبل از اینکه به تغییر مکان هدف در حد آستانه فرو ریزش برسند دچار ناپایداری کلی می‌گردند، اما مدل‌های تقویت شده براحتی به این تغییر مکان می‌رسند؛
 - محصورشدگی مقاطع بتنی باعث هدایت نقطه شکست سازه از داخل ستونها به داخل تیرها می‌شود.
 - استفاده از محصورشدگی مقاطع ستون‌های بتن آرمه باعث افزایش مقاومت به میزان ۱۹٪ و افزایش شکل‌پذیری به میزان ۳۸٪ می‌گردد.
 - بنابراین استفاده از الیاف FRP، جهت دورپیچ کردن ستون‌های بتن آرمه باعث افزایش مقاومت، شکل‌پذیری و ظرفیت استهلاک انرژی برای مقابله با زلزله‌های شدید می‌گردد؛

مراجع

۱. رضوی زاده، رسول. (۱۳۷۷) تقویت ستونهای بتنی چهارگوش با روکش بتنی مدور، پایان نامه دوره کارشناسی ارشد، به راهنمایی دکتر محمد مهدی سعادتپور، دانشگاه صنعتی اصفهان.
2. Mander, J.B. and Priestly, M.J.N. and Park, R. (1988) Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal Engineering Structures*.
3. Berthet, J.F. and Ferrier, E. and Hamelin, P. (2005) Compressive behavior of concrete externally confined by composite jackets. *ELSEVIER Construction and Building Materials*.
۴. پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، (۱۳۸۱)، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود.
5. Teng, J.G. and Chen, J.F. and Smith, S.T. and Lam, L. (2002) FRP strengthened RC structures. *Copyright John Wiley and Sons, Ltd Baffins Lane, Chichester, West Sussex, PO19 1UD, England*.
6. Lam, L. and Teng, J.G. (2003) Design-oriented stress-strain model for FRP confined concrete in rectangular columns, *J Reinf Plast Compos*.
7. Zou, X.K. and Teng, J.G. and DeLorenzis, L. and Xia, S.H. (2007), Optimal performance based design of FRP jackets for seismic of reinforced concrete buildings, *ELSEVIER Composites Part B*.
۸. مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، (۱۳۸۴)، آئین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) ویرایش سوم.
۹. دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، (۱۳۸۵)، مبحث ششم، بارهای وارد بر ساختمان.
10. Zou, X.K., and Chen, C.M., (2005), Optimal seismic performance based design of reinforced concrete buildings using nonlinear pushover analysis, *ELSEVIER Engineering Structures*.
11. ACI-318, (1999) Building code requirements for structural concrete and commentary. *American Concrete Institute, Fifth Printing, Farmington Hills, Michigan, USA*.
12. Priestley, M.J.n. and Seible, F. and Calvi, G. M. (1996) Seismic design and retrofit of bridges, *John Wiley and Sons. Inc*.
13. FEMA, FEMA-356. (2000) NEHRP guideline for the seismic rehabilitation of buildings. *Federal Emergency Management Agency*.
14. ATC-40, (1996) Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. *ATC-40, Applied Technology Council*.