

تخمین پاسخ ستون‌های بتن مسلح تحت بارگذاری انفجار به روش تک‌درجه آزادی معادل و مقایسه‌ی آن با روش اجزای محدود

محمد اسماعیل نیا عمران^{۱*}، سمیه ملایی^۲

۱- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه کردستان، سنندج، ایران
۲- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه کردستان، سنندج، ایران

چکیده

در تحلیل و طراحی بسیاری از سازه‌های بتن مسلح در برابر انفجار از تحلیل تک‌درجه آزادی (SDOF) استفاده می‌شود. عموماً، در این روش تحلیل، پاسخ خمشی اعضا در نظر گرفته می‌شود اما در اعضایی که دارای بار محوری باشند لنگرهای ثانویه ($P-\delta$) نیز اهمیت پیدا می‌کند. در زمان وقوع انفجار در داخل و یا نزدیکی ساختمان‌های بتن مسلح ستون‌های آن در معرض فشار جانبی ناشی از موج انفجار قرار می‌گیرد. در این ستون‌ها، که گاه بارهای محوری قابل توجهی را تحمل می‌کنند، نادیده گرفتن لنگرهای $P-\delta$ تحت بارگذاری جانبی انفجار می‌تواند ریسک بالایی به همراه داشته باشد. در این مقاله به توصیف روشی ساده برای در نظر گرفتن پاسخ $P-\delta$ و همچنین اثرات نرخ کرنش (که در بارگذاری‌های دینامیکی شدید بسیار اهمیت پیدا می‌کند) در تحلیل SDOF ستون‌های بتن مسلح تحت اثر همزمان بار محوری فشاری و بار جانبی ناشی از انفجار پرداخته شده است. پاسخ‌های حاصل از روش SDOF با تحلیل اجزای محدود با استفاده از نرم‌افزار LS-DYNA مقایسه می‌شود. در اینجا، در طی مراحل حل معادلات حرکت سیستم SDOF لنگرهای ثانویه به روش بار جانبی معادل و اثرات نرخ کرنش به صورت ضرایب افزایش دینامیکی وارد محاسبات شده است. مطابق با نتایج حاصل روش معرفی شده مطابقت خوبی با نتایج به دست آمده از نرم‌افزار اجزای محدود دارد. به طور کلی، نتایج حاصل از روش SDOF معرفی شده محافظه کارانه است و برای اهداف طراحی و ارزیابی اولیه ستون‌های بتن مسلح تحت انفجار روش مناسبی است.

کلمات کلیدی: روش SDOF، بار محوری، بارگذاری انفجار، ستون بتن مسلح، LS-DYNA.

*نویسنده مسئول: محمد اسماعیل نیا عمران

پست الکترونیکی: m.esmaeilnia@uok.ac.ir

DOI: 10.22065/jsce.2017.75048.1063

شناسه دیجیتال

<http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.75048.1063>

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۵/۱۱/۱۰، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۶/۰۲/۲۳

۱- مقدمه

در بسیاری از مراجع و روش‌ها برای تحلیل و طراحی اعضای سازه‌ای تحت بارهای انفجار آنها را به صورت سیستم‌های تک‌درجه آزادی (SDOF) فرض می‌کنند [۳-۱]. طبق تجربیات گذشته، این روش برای اعضای سازه‌ای مختلف در مقایسه با آزمایش‌های واقعی انفجار، نتایج قابل قبولی داشته است [۶-۴]. در مطالعات انجام گرفته به روی برخی از اعضای سازه‌ای (به غیر از ستون‌های بتن مسلح) معلوم شده است که روش SDOF می‌تواند رفتار تیرها و ستون‌های فولادی [۷ و ۸]، دال‌ها و دیوارها [۹ و ۱۰] و تیرهای بتن مسلح [۶ و ۱۱] تحت بارگذاری انفجار را با دقت قابل قبولی مدل کند. در ستون‌های سازه‌ای که تحت اثر انفجار جانبی قرار می‌گیرد، بار ثقلی محوری نیز وجود دارد که سبب ایجاد شدن لنگرهای خمشی ثانویه (اثرات P- δ) در عضو می‌شود. بنابراین، به منظور تعیین درست پاسخ حداکثر در تحلیل دینامیکی ستون تحت اثر هم‌زمان بارگذاری انفجار و بارهای محوری، باید اثرات P- δ را به نحو مناسبی در نظر گرفت. نتایج منتشر شده در خصوص کاربرد روش SDOF در تحلیل ستون‌های بتن مسلح تحت اثر هم‌زمان بار محوری و بارگذاری انفجار جانبی، بسیار محدود می‌باشد. مطالعاتی توسط جامعه‌ی مهندسين ارتش آمریکا در این خصوص صورت گرفته است که انتشار کامل نتایج و جزئیات این مطالعات محدودیت‌های نظامی و قانونی دارد [۱۲]. اوسوالد (۲۰۱۰) با استفاده از روش SDOF به بررسی رفتار ستون‌های فولادی و پانل‌های بتن مسلح تحت اثر بار محوری فشاری و بارگذاری انفجار پرداخته است [۱۰]. وی برای وارد کردن اثرات P- δ از روش بار جانبی معادل ELL استفاده کرده و به این نتیجه رسیده است که روش ELL اصولاً جایجایی را به طور محافظه‌کارانه محاسبه می‌کند. در مطالعه انجام‌یافته توسط کورمی و آرکیستنتال (۲۰۱۲) نیز از روش SDOF غیرخطی جهت مدل‌سازی ستون فولادی با مقطع I شکل با انواع شرایط تکیه‌گاهی، تحت انفجار جانبی غیریک‌نواخت استفاده شده است [۱۳]. مطابق با نتایج آنها، در انفجار با فواصل نزدیک به علت صرف‌نظر کردن از تغییرشکل برشی مقطع ستون در تحلیل SDOF، دقت نتایج کمتر از تحلیل اجزای محدود است. اوسوالد و بازن (۲۰۱۴) نتایج تحلیل SDOF را برای پانل‌های فولادی، دیوارهای بتن مسلح و بنایی یک‌طرفه و نهایتاً دیوارهای دوطرفه‌ی بنایی، با داده‌های موجود از تست‌های انفجار مقایسه کرده‌اند [۱۴]. با مقایسه‌ی تغییرشکل دینامیکی حداکثر محاسبه شده با روش SDOF با آزمایش‌های واقعی انفجار مشخص شده است که نتایج حاصل از تحلیل SDOF محافظه‌کارانه است. در هر صورت، انجام مطالعات مشابه به روی مدل SDOF برای ستون‌های بتن مسلح ضروری است.

در مطالعات مذکور و همچنین در اغلب پژوهش‌های مشابه به منظور ساده‌سازی اثرات نرخ کرنش نادیده گرفته شده است. نرخ کرنش (یا بارگذاری) بیان‌گر سرعت وقوع کرنش (یا بارگذاری) در واحد زمان است. نشان داده شده است که در بارگذاری دینامیکی شدید، نظیر ضربه و انفجار، مشخصات مصالح بتن و فولاد نسبت به نرخ کرنش حساس است [۱۵ و ۱۶]. استوکینو و کارتا (۲۰۱۴) روشی برای وارد کردن اثرات نرخ کرنش در محاسبات رویکرد SDOF برای تیرهای بتن مسلح ارائه کرده‌اند [۶]. آنها نتایج خود را با نتایج تجربی موجود در آزمایش انفجار به روی تیرها در محفظه‌ی شوک، مقایسه کرده و نشان داده‌اند که این روش در تخمین حداکثر جایجایی تیر دقت کافی را دارد. نصر و همکاران (۲۰۱۳) با استفاده از مدل SDOF معادل به بررسی اثرات بار محوری و نرخ کرنش در تیر-ستون‌های فولادی با مقاطع I شکل تحت انفجار پرداخته‌اند [۱۷]. مطابق با نتایج حاصل، تخمین‌های آئین نامیه‌ی UFC 3-340-02 برای مقاومت ستون فولادی، دست بالا ارزیابی شده است. به طور کلی، در نظر گرفتن اثرات نرخ کرنش به روشی ساده و کارآمد در مدل SDOF موضوع مهمی است که کمتر به آن پرداخته شده است.

در این مقاله روشی برای در نظر گرفتن اثرات لنگر ثانویه و نرخ کرنش در تحلیل SDOF اعضای بتن مسلح تحت اثر بار محوری فشاری و بارگذاری جانبی انفجار ارائه می‌شود. نتایج حاصل از روش پیشنهادی برای محاسبه‌ی پاسخ جایجایی حداکثر با نتایج تحلیل اجزای محدود دینامیکی مقایسه می‌گردد. در طراحی اعضای سازه‌ای تحت انفجار و ارزیابی میزان آسیب‌دیدگی آنها در اثر بارهای انفجاری، غالباً تغییرشکل‌های حداکثر محاسبه شده یک معیار مناسب است. در اینجا، یک بار دینامیکی جانبی معادل (ELL) به صورت مجازی به بارگذاری جانبی انفجار افزوده می‌شود به طوری که لنگر ناشی از آن برابر با لنگر ثانویه‌ی ناشی از اثرات P- δ باشد. بدنه‌ی اصلی برنامه‌ی محاسباتی گام به گام برای تحلیل SDOF، با استفاده از MATLAB-R2013a (v8.01) آماده شده و به منظور تحلیل لنگر-انحنای (M- θ) مقطع نیز از زیر برنامه‌هایی در نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است [۱۸]. اثرات نرخ کرنش در طی گام‌های محاسباتی به صورت ضرایب اصلاحی به مدل اعمال شده است. مدل SDOF معرفی شده شامل اثرات لنگر ثانویه P- δ و همچنین اثرات نرخ کرنش بر مشخصات رفتاری بتن و میلگرد است.

تحلیل اجزای محدود صریح ستون‌های موردنظر نیز با استفاده از برنامه‌ی کامپیوتری LS-DYNA [۱۹] انجام شده و نتایج آن با نتایج به دست آمده از روش SDOF معرفی شده در اینجا مقایسه شده است.

۲- اثرات لنگر ثانویه (P-δ)

مدل SDOF معرفی شده در این مقاله برای تحلیل ستون بتن مسلح با انواع شرایط تکیه‌گاهی، تحت اثر هم‌زمان بار جانبی انفجار و بار محوری بدون هرگونه خروج از مرکزیت، تنظیم شده است. در هر گام از محاسبات تحلیل SDOF مقدار بار جانبی معادل ELL با استفاده از رابطه‌ی ۱ به دست می‌آید. این رابطه برای یک عضو سازه‌ای یک‌طرفه با تکیه‌گاه‌های ساده مفصلی در دو انتهای آن استفاده می‌شود [۱۰ و ۲۰].

$$ELL(t) = \frac{8N}{l^2} u(t) \quad (1)$$

در رابطه‌ی فوق N مقدار بار محوری فشاری (ثابت)، l طول دهانه‌ی عضو و $u(t)$ مقدار جابجایی عرضی در وسط دهانه در زمان t است که توسط روش SDOF محاسبه شده است. توزیع بار ELL در طول دهانه‌ی عضو با توزیع بار انفجار یکسان است و در اینجا یکنواخت فرض می‌شود. رابطه‌ی فوق در حالت کلی برای توزیع‌های مختلف بار جانبی معادل (گسترده یا متمرکز) و اعضای سازه‌ای مختلف به فرم رابطه‌ی ۲ است [۱۰]:

$$ELL(t) = N(t) [u(t) + e] \left(\frac{C}{l^2} \right) \quad (2)$$

که در آن e خروج از مرکزیت بار محوری در راستای لنگر خمشی ناشی از بار جانبی و $N(t)$ نشان می‌دهد که بار محوری می‌تواند متغیر اختیار شود برای مثال اثر فشار بالابرنده‌ی موج انفجار بر سقف می‌تواند بار محوری ستون‌ها را تغییر دهد. البته در اینجا از این اثر و همچنین خروج از مرکزیت بار محوری صرف‌نظر شده و نیروی محوری ستون ثابت و دقیقاً در مرکز یک مقطع بتن مسلح مستطیلی فرض می‌شود. C ثابتی است که به توزیع بار انفجار و محل تکیه‌گاه‌ها بستگی دارد و با رابطه $C = K_1 K_2$ تعیین می‌گردد. ضریب K_1 به موقعیت مرزها در راستای بار محوری است که برای اعضای سازه‌ای یکطرفه مطابق با جدول ۱ است. همچنین، ضریب K_2 برای اعضای یکطرفه برابر با ۱ و برای اعضای سازه‌ای دوطرفه برابر با ۰/۶۴ است.

جدول ۱: مقادیر ضریب K_1 برای اعضای یکطرفه [۱۰]

حالت	موقعیت مرزها	توزیع بار انفجار	K_1	مثال
۱	در هر دو انتهای عضو در جهت بار محوری	یکنواخت	۸	ستون تحت بار انفجار گسترده‌ی یکنواخت و یا پائل یکطرفه با تکیه‌گاه در ابتدا و انتهای عضو (تکیه‌گاه می‌تواند گیردار یا مفصلی باشد).
۲	در هر دو انتهای عضو در جهت بار محوری	متمرکز در وسط دهانه	۴	ستون یا تیر که بار انفجار بصورت متمرکز در وسط طول عضو وارد می‌شود. تکیه‌گاه‌ها در ابتدا و انتهای عضو به شکل گیردار یا مفصلی وجود دارد.
۳	در یک انتهای عضو در جهت بار محوری	یکنواخت	۲	ستون طره‌ای یا پانلی که در بالای آن تکیه‌گاه ندارد و توزیع بار انفجار یکنواخت است.
۴	در یک انتهای عضو در جهت بار محوری	متمرکز در انتهای آزاد	۱	ستون طره‌ای که تکیه‌گاه تیری در انتهای آزاد خود است و بار انفجار بر تیر وارد می‌شود.

توجه شود که جابجایی حداکثر $u(t)$ نسبت به تکیه‌گاه عضو محاسبه می‌شود. بنابراین، در حالتی که عضو مهار جانبی کافی نداشته نباشد و یا اگر مقدار حرکت جانبی در دو انتهای عضو نسبت به تغییرشکل جانبی آن در اثر انفجار، قابل توجه باشد، باید اثرات P-Δ (دریافت طبقه) نیز در محاسبات به طور جداگانه لحاظ گردد.

به عنوان تخمینی از فرم تغییرشکل یافته‌ی الاستیک یک ستون تحت بار جانبی انفجار (با توزیع گسترده‌ی یکنواخت) می‌توان از فرم تغییرشکل استاتیکی تیرها تحت بار گسترده استفاده کرد [۲۱ و ۲۲]. در حالت پلاستیک نیز، فرض بر آن است که یک مفصل پلاستیک در وسط دهانه‌ی عضو تشکیل گردد؛ بنابراین حالت تغییرشکل یافته به صورت خطی است. سایر جزئیات مربوط به توصیف روش SDOF

معادله حرکت آن طبق بیگز (۱۹۶۴) می‌باشد [۲۱]. جزئیات بیشتر در خصوص روند تشکیل معادلات حرکت سیستم SDOF و حل این معادلات برای ستون بتن مسلح تحت بارگذاری انفجار در مقاله‌ی دیگری توسط نویسندگان همین مقاله توصیف شده است [۲۳].

۳- اثرات نرخ کرنش

در بارهایی با ماهیت انفجاری، نرخ بارگذاری و یا نرخ وقوع کرنش نسبت به سایر رژیم‌های بارگذاری بسیار بیشتر است. زیرا فشارهای بزرگ انفجار در بازه‌ی زمانی اندکی (چند میلی‌ثانیه) به سازه وارد می‌گردد و موجب بروز نرخ کرنش‌هایی در حدود $10^4 - 10^2 s^{-1}$ می‌گردد [۲۲]. نشان داده شده است که با افزایش نرخ کرنش، مقاومت کششی و فشاری بتن به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش داشته [۲۴-۲۶] و کرنش نهایی بتن نیز افزایش می‌یابد [۲۷ و ۲۸]. بنابراین، در تحلیل سازه‌ها تحت انفجار باید اثر نرخ کرنش بر مشخصات مصالح به روش صحیحی در نظر گرفته شود تا نتایج واقعی‌تری حاصل گردد.

در نظر گرفتن اثرات دقیق نرخ کرنش در مدل‌سازی سازه‌های بتن مسلح بسیار پیچیده است بخصوص زمانی که رفتار غیرخطی مصالح نیز وجود داشته باشد. در بسیاری از مراجع مختلف از فرض مقادیر ثابت برای نرخ کرنش استفاده شده است [۲۷ و ۲۹]. ضریب افزایش دینامیکی (DIF) نسبت مقاومت دینامیکی مصالح به مقاومت استاتیکی آن را توصیف می‌کند و برای در نظر گرفتن تصحیح مشخصات مقاومتی مصالح در نرخ کرنش‌های بالا، به کار می‌رود [۲۵ و ۳۰]. در چندین دستورالعمل و کد مرجع، همانند مراجع [۳۱-۳۳] مقادیر عددی ثابتی برای ضرایب DIF توصیه شده است. با توجه به غیرقابل پیش‌بینی بودن مقدار دقیق نرخ کرنش در سازه‌ها تحت بارگذاری انفجار، در نظر گرفتن یک عدد ثابت برای بهبود مشخصات مصالح در اثر نرخ کرنش، با تقریب بالایی همراه خواهد بود. در اینجا، روشی ساده ارائه می‌شود تا در طی مراحل محاسبات مدل SDOF، مقدار نرخ کرنش ایجاد شده در فولاد و بتن در هر گام محاسبه شود. سپس، با توجه به مقادیر نرخ کرنش، مشخصات مقاومتی مصالح برای گام بعد محاسبات اصلاح می‌گردد. یعنی، در هر گام مقادیر DIF برای مقاومت فشاری بتن، کرنش متناظر با تنش حداکثر (ϵ_{c1}) و کرنش نهایی بتن (ϵ_{cu}) و همچنین DIF برای تنش تسلیم و تنش نهایی فولاد بطور جداگانه تعیین شده و هر یک از پارامترهای مقاومتی مصالح بتن و فولاد با ضرب مقدار آن پارامتر در گام قبلی در مقدار DIF مربوطه، برای گام بعدی محاسبات اصلاح می‌شود. طبق توصیه‌ی کمیته‌ی بتن اروپا (CEB)، ضریب DIF برای بتن در فشار مطابق با رابطه ۳ داده شده است [۳۱].

$$DIF_c = \begin{cases} \left(\frac{\dot{\epsilon}_c}{\dot{\epsilon}_{c0}}\right)^{0.014} & ; \dot{\epsilon}_c \leq 30s^{-1} & \text{(الف - ۳)} \\ 0.012 \left(\frac{\dot{\epsilon}_c}{\dot{\epsilon}_{c0}}\right)^{1/3} & ; \dot{\epsilon}_c > 30s^{-1} & \text{(ب - ۳)} \end{cases}$$

که در آن $\dot{\epsilon}_c$ مقدار نرخ کرنش فشاری بتن و $\dot{\epsilon}_{c0} = 30 \times 10^{-6} s^{-1}$ است. ضریب افزایش دینامیکی برای کرنش متناظر با تنش حداکثر و کرنش نهایی بتن (در فشار) با رابطه ۴ داده شده است [۳۱].

$$DIF_{\epsilon_c} = \left(\frac{\dot{\epsilon}_c}{\dot{\epsilon}_{c0}}\right)^{0.02} \quad (۴)$$

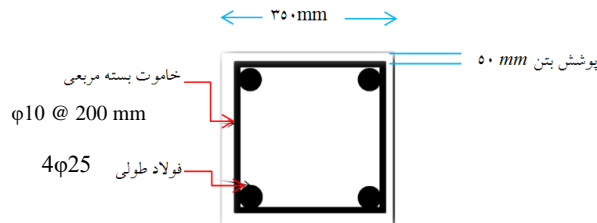
برای فولاد مسلح کننده نیز تغییر مشخصات رفتاری در نرخ کرنش‌های بالا، مشهود است. در فولاد با افزایش نرخ کرنش، تنش تسلیم و تنش کششی نهایی افزایش یافته و کرنش کششی نهایی آن نیز زیاد می‌گردد [۱۵، ۲۴، ۳۰]. در مرجع [۲۴] رابطه‌ای برای تخمین ضریب DIF فولاد برای تنش تسلیم و نهایی به صورت زیر پیشنهاد شده است.

$$DIF_s = 1 + \left(\frac{\dot{\epsilon}_s}{C}\right)^{1/\rho} \quad (۵)$$

که در آن پارامترهای ρ و C به ترتیب برابر با ۵ و $s^{-1} 40/4$ انتخاب شده‌اند. اساساً در نرخ کرنش‌های مختلف تغییری در مدول الاستیسیته و کرنش گسیختگی فولاد مسلح کننده در نظر گرفته نمی‌شود [۲۴ و ۳۴].

۴- مقایسه‌ی محاسبات روش SDOF برای ستون‌های بتن مسلح با LS-DYNA

در این بخش از مقاله به تحلیل ستون‌های بتن مسلح تحت اثر هم‌زمان بار محوری و بار جانبی انفجار پرداخته می‌شود. در ابتدا، محاسبات حاصل از روش SDOF پیشنهادی در اینجا با نتایج تحلیل اجزای محدود با پکیج نرم افزار اجزای محدود صریح LS-DYNA مقایسه می‌شود. مدل مورد نظر یک عضو بتن مسلح با مقطع مربعی متقارن با مشخصات مطابق شکل ۱ است.



شکل ۱: مقطع مدل موردنظر.

بتن مصرفی دارای مقاومت فشاری مشخصه‌ی ۳۵ MPa بوده و شرایط تکیه‌گاهی عضو دارای ۳ حالت مختلف فرض شده است که شامل (۱) دوسرگیردار؛ (۲) یک سر گیردار و یک سر مفصل و (۳) دوسر مفصل بوده و فرض بر آن است که عضو در تکیه‌گاه‌های خود دارای مهار جانبی کافی است. کلیه‌ی میلگردها دارای تنش تسلیم و تنش نهایی به ترتیب برابر با ۴۰۰ و ۶۰۰ MPa (از نوع AIII) و گام خاموت‌گذاری برابر با ۲۰۰ mm انتخاب شده‌است. طراحی سازه‌ای عضو مطابق با الزامات کد ACI318 [۳۵] برای ستون بتن مسلح معمولی در طبقه همکف یک ساختمان مسکونی ۵ طبقه انجام شده و سپس تا مقیاس ۲/۳ کاهش داده شده‌است. بار محوری موجود در عضو دارای سطوح مختلف در نظر گرفته شده که این سطوح نسبت‌هایی از N_{max} است. ظرفیت محوری اسمی عضو یک‌طرفه تحت بار محوری خالص است که به سادگی با رابطه ۶ به دست می‌آید [۳۵].

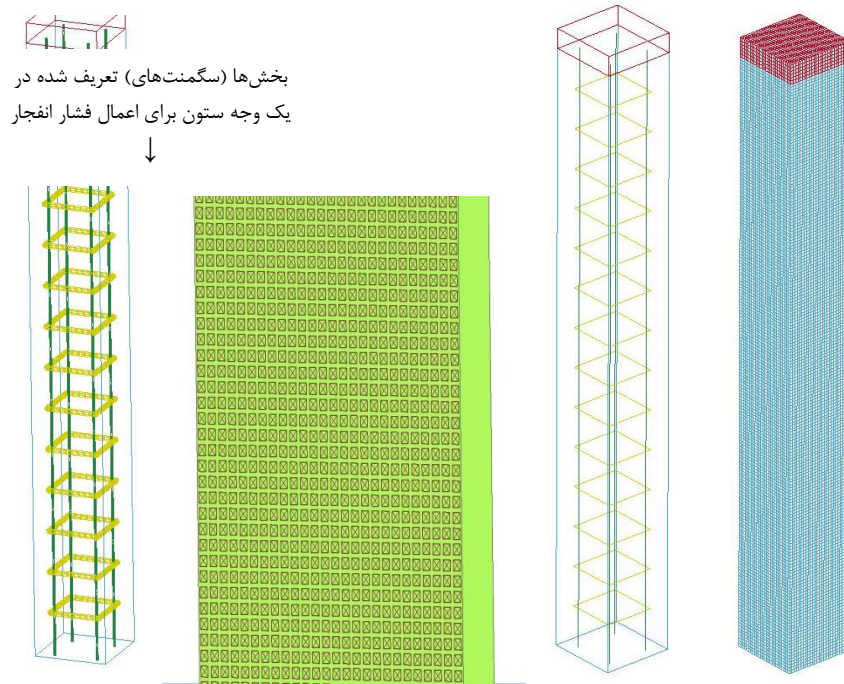
$$N_{max} = 0.85f_c(A_g - A_{sT}) + f_yA_{sT} \quad (6)$$

که در آن A_{sT} کل سطح فولاد طولی مقطع و A_g مساحت کل مقطع است. می‌توان گفت که در ساختمان‌های معمولی نسبت بار محوری موجود در ستون‌های سازه‌ای در محدوده‌ی ۰/۱ - ۰/۴ قرار دارد [۳۶ و ۳۷].

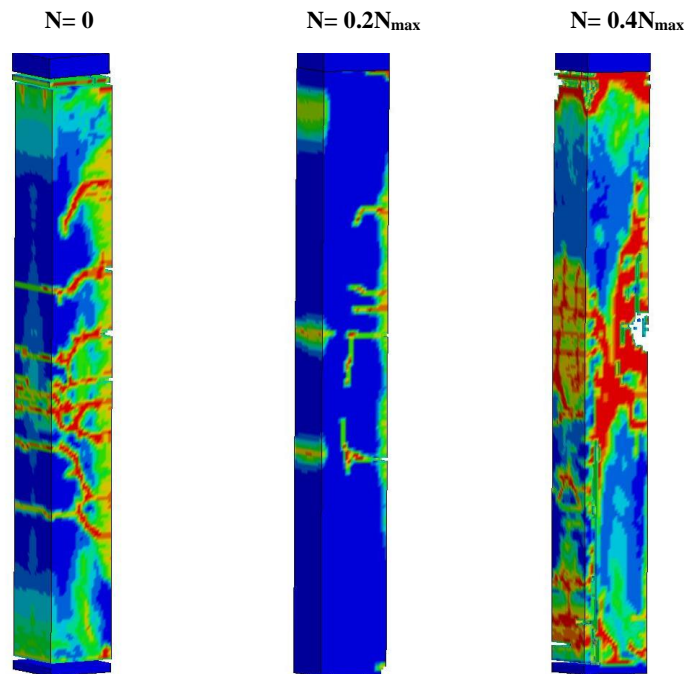
نرم‌افزار LS-DYNA توسط شرکت LSTC و به طور خاص برای تحلیل‌های دینامیکی گذرا در مسائل غیرخطی شدید طراحی شده‌است. این نرم‌افزار کتابخانه‌ی کاملی از مصالح مختلف دارد [۳۹، ۳۸، ۱۹] که در اینجا مدل MAT_RC_BEAM (MAT_174) برای بتن و مدل MAT_PIECEWISE_LINEAR_PLASTICITY (MAT_024) برای فولاد انتخاب شده و پارامترهای مدل‌ها به گونه‌ای در نظر گرفته شده است تا مدل‌های مصالح مشابه با مدل‌های مصالح انتخابی در تحلیل SDOF باشد. روابط مورد استفاده برای در نظر گرفتن اثرات نرخ کرنش در این مدل‌های مصالح با روابط ۳-۵ که در بخش قبل بیان شد، یکسان است. برای مش‌بندی بتن از المان‌های لاگرانژی solid شش وجهی ۸ گرهی با ابعاد ۱۵ mm و برای مش‌بندی میلگردهای طولی از المان‌های Hughes-Liu BEAM با طول ۳۰ mm استفاده شده است. هم‌چنین خاموت‌ها با المان‌های BEAM مدل‌سازی شده‌اند تا اثر آنها بر محصورشدگی بتن هسته در نظر گرفته شود. در شکل ۲ تصاویر مدل اجزای محدود و مش‌بندی آن نشان داده شده است. در بالای ستون یک صفحه‌ی صلب مدل‌سازی شده است تا بار محوری ثقلی از طریق این صفحه به مدل اعمال گردد.

بارگذاری انفجار موردنظر به صورت انفجار سطحی با وزن خرج‌های مختلف TNT در فاصله ۴ متری از یک وجه عضو دقیقاً در وسط طول آن مدنظر قرار دارد. پارامترهای انفجار شامل اضافه فشار حداکثر و زمان تداوم بارگذاری انفجار مطابق با UFC 3-340-02 [۲] و روابط مرجع [۴۰] تعیین شده و از فاز منفی انفجار (فاز مکش) صرف‌نظر شده است. پروفیل فشار- زمان تعیین شده برای انفجار مستقیماً در تحلیل‌های SDOF و اجزای محدود بکار رفته و همان‌طور که بیان شد توزیع این فشار در طول دهانه‌ی عضو بصورت یکنواخت فرض شده است. در آغاز تحلیل مقدار بار محوری فشاری در مدت زمان ۵۰ msec از صفر به مقدار حداکثر رسیده و پس از آن ثابت نگه‌داشته و فشار

حاصل از انفجار به وجه رو به انفجار ستون وارد می‌گردد. در شکل ۳ فرم تغییرشکل یافته‌ی چند مدل ستون بتن مسلح پس از بارگذاری انفجار نشان داده شده است.



شکل ۲: مدل اجزای محدود ستون بتن مسلح در LS-DYNA.



شکل ۳: مدل ستون تغییرشکل یافته تحت انفجار ($Z=1.22 \text{ m/kg}^{1/3}$).

به منظور تعیین دیاگرام لنگر- انحنای مقطع در روش SDOF معرفی شده در اینجا، از نرم‌افزار کدباز OpenSees و زیربرنامه‌های آن استفاده شده است [۱۸]. روند حل معادله‌ی حرکت سیستم SDOF به این صورت است که در هر گام محاسبات، با توجه به مقدار ELL موجود، ضرایب DIF برای مشخصات مصالح تعیین شده و سپس برنامه‌ی OpenSees با استفاده از این ضرایب دیاگرام لنگر- انحنای مقطع را

مشخص می‌کند. در گام بعدی محاسبات تحلیل SDOF، با دیاگرام لنگر- انحنای جدید ظرفیت لنگر مقطع تعیین شده و مقطع تحلیل می‌شود و ضرایب DIF برای گام بعد محاسبه می‌گردد. در این حالت، برای مصالح بتن از مدلی بر مبنای مدل کنت و پارک (۱۹۷۵) استفاده شده است [۴۱ و ۴۲]. در این مدل مصالح رابطه‌ی ۷ برای بتن محصورشده (هسته‌ی بتنی) بکار می‌رود:

$$\sigma_c = \begin{cases} K \cdot f_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002K} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right] & ; \varepsilon_c \leq 0.002K \\ K \cdot f_c [1 - Z_m(\varepsilon_c - 0.002K)] \geq 0.2K \cdot f_c & ; \varepsilon_c > 0.002K \end{cases} \quad (7)$$

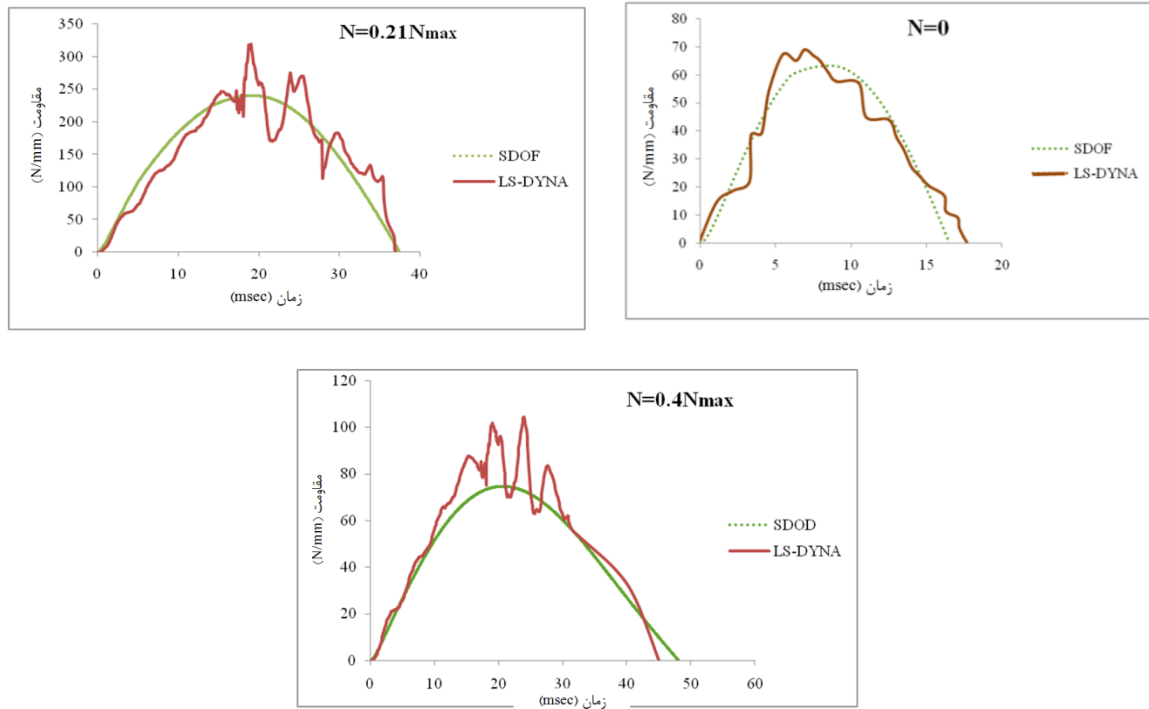
که در آن f_c مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن (MPa) و ε_c کرنش در تار بتن مقطع است. پارامترهایی که در رابطه‌ی فوق استفاده شده شامل $K=1+\frac{\rho_s f_{yh}}{f_c}$ و همچنین $Z_m = \frac{0.5}{\frac{3+0.29f_c}{145f_c-1000} + \frac{3}{4}\rho_s \sqrt{\frac{h}{s}} - 0.002K}$ است که در آنها f_{yh} تنش تسلیم فولاد عرضی (خاموت)، ρ_s نسبت حجم خاموت‌ها به حجم هسته بتنی، h و s به ترتیب عرض هسته‌ی بتنی و فواصل خاموت‌ها را نشان می‌دهد. مقدار تنش حداکثر و تنش نهایی که در بتن ایجاد می‌شود به ترتیب برابر با $\sigma_{max} = K \cdot f_c$ و $\sigma_u = 0.2K \cdot f_c$ خواهد بود که در کرنش‌های $\varepsilon_{cu} = 0.002K$ و $\varepsilon_{cu} = \frac{0.8}{Z_m} + 0.002K > 0.004 + 0.9\rho_s \left[\frac{f_{yh}}{300} \right]$ روی می‌دهد. برای بتن محصورنشده (بتن پوشش) از همین روابط استفاده می‌شود با این تفاوت که $f_{yh} = \rho_s = 0$ فرض می‌شود. برای مصالح فولاد از فرض رفتار الاستیک خطی- پلاستیک کامل استفاده می‌شود. لازم ذکر است که مصالح بتن در LS-DYNA نیز براساس مدل رفتاری کنت و پارک می‌باشد.

برای ارزیابی دقت روش SDOF در مقایسه با LS-DYNA مقادیر ظرفیت‌های لنگر نهایی، در حالت دو سر مفصل در مقطع وسط دهانه و در حالت دوسر گیردار در مقطع تکیه‌گاه، با یکدیگر مقایسه می‌شود. طبق رابطه ۸ که به عنوان تابع مقاومت نهایی تیرها در تحلیل SDOF پیشنهاد شده است [۲] می‌توان تابع مقاومت مقطع را در زمان‌های مختلف تعیین کرد.

$$R_u = \frac{\bar{K}_1 M_{u1} + \bar{K}_2 M_{u2}}{l^2} \quad (8)$$

در رابطه‌ی فوق M_{u1} و M_{u2} به ترتیب ظرفیت لنگر در مقاطع تکیه‌گاه و وسط دهانه است. همچنین، ضرایب \bar{K}_1 و \bar{K}_2 برای حالت دوسر گیردار برابر با ۸ و برای حالت دوسر مفصل \bar{K}_1 برابر صفر بوده و \bar{K}_2 برابر ۸ است. در شکل ۴ مقایسه‌ی میان تابع مقاومت به دست آمده در LS-DYNA و روش SDOF معرفی شده در اینجا برای عضو دو سر مفصل، با سطوح مختلف بار محوری اولیه، نشان داده شده است. با استفاده از خروجی برنامه LS-DYNA در طی گام‌های زمانی حل مسئله برای مقادیر لنگر در مقاطع تکیه‌گاه و وسط دهانه تابع مقاومت ترسیم شده و همچنین تابع مقاومت با استفاده از مقادیر لنگر در همین مقاطع در تحلیل لنگر- انحنای مقطع به روش SDOF نیز ترسیم شده است. در مدل موردنظر بارگذاری انفجار شامل ۳۵ kgTNT در فاصله رویارویی ثابت (۴ متر) است.

طبق شکل ۴ مشاهده می‌شود که تابع مقاومت جانبی در مدل SDOF پیشنهادی انطباق خوبی با نتایج مدل اجزای محدود دینامیکی دارد. در ادامه نتایج تحلیل (جابجایی حداکثر) برای ستون‌های بتن مسلح با استفاده از روش SDOF پیشنهادی در اینجا، در مقایسه با نتایج تحلیل نرم افزار LS-DYNA، در جدول ۲ آورده شده است. همان‌طور که بیان شد در هر دو روش تابع مقاومت جانبی تقریباً یکسانی به کار می‌رود. همچنین، شرایط مرزی مختلف و ۳ سطح بار محوری برای عضو بتن مسلح در نظر گرفته شده است.



شکل ۴: مقایسه‌ی تابع مقاومت عضو بتن مسلح براساس لنگرهای دینامیکی محاسبه شده در LS-DYNA و مدل SDOF.

جدول ۲: مقایسه‌ی تغییرمکان حداکثر حاصل از تحلیل با مدل SDOF و LS-DYNA.

تغییرشکل حداکثر u_{max} (mm)		$\frac{(u_{max})_{LS-DYNA}}{(u_{max})_{SDOF}}$	نسبت بار محوری	فاصله مقیاس شده انفجار Z^* ($m/kg^{1/3}$)	طول دهانه (m)	شرایط تکیه‌گاهی
LS-DYNA	SDOF					
۱۴/۷۶	۱۶/۴	۰/۹۰	۰/۲۱ N_{max}	۱/۴۷	۳	دوسر ساده
۱۰/۶۵	۱۱/۷	۰/۹۱	۰/۲۱ N_{max}	۱/۲۸	۲	
۱۶/۶۰	۱۹/۳	۰/۸۶	۰/۳ N_{max}	۱/۲۲	۳	دوسر گیردار
۸/۷۲	۹/۸	۰/۸۹	۰/۳ N_{max}	۱/۱۷	۲	
۶/۸۶	۷/۸	۰/۸۸	۰/۲ N_{max}	۱/۴۷	۳	یک سر گیردار - یک سر مفصل
۴/۴۴	۵/۱	۰/۸۷	۰/۲ N_{max}	۱/۲۸	۲	
۵۰/۵۳	-	-	۰/۳۵ N_{max}	۱/۲۲	۳	یک سر گیردار - یک سر آزاد
۳۳/۳۷	۳۸/۸۰	۰/۸۶	۰/۳۵ N_{max}	۱/۱۷	۲	

$Z^* = \frac{R}{\sqrt{W}}$ که R فاصله رویارویی (m) و W وزن خرج انفجار (kg TNT)

جدول ۲ نشان می‌دهد که تغییرشکل حداکثر محاسبه شده با مدل SDOF دارای حداکثر اختلاف ۱۴٪ با محاسبات LS-DYNA است. علل این اختلاف می‌تواند روش ساده‌ی در نظرگرفتن اثرات P- δ در مدل SDOF بوده و یا اثر مودهای تغییرشکل بالاتر باشد که در روش SDOF از آن صرف‌نظر می‌شود. عموماً پاسخ تخمین زده شده در SDOF بزرگتر از پاسخ تحلیل LS-DYNA است. این امر نشان می‌دهد که نتایج حاصل از روش SDOF معرفی شده در اینجا محافظه کارانه است و برای اهداف طراحی و ارزیابی اولیه ستون‌های بتن مسلح تحت انفجار روش مناسبی است. مدل پیشنهادی با اندکی اصلاحات می‌تواند برای سایر اعضای بتن مسلح یک‌طرفه که تحت اثر هم‌زمان بار محوری و بار جانبی جانبی انفجار قرار دارد، همانند دیوارها و پانل‌ها، به کار رود.

۵- نتیجه گیری

این مقاله با هدف انجام اصلاحاتی در حل معادلات سیستم یک درجه آزادی (SDOF) برای ستون‌های بتن مسلح به منظور در نظر گرفتن اثرات بار محوری و نرخ کرنش (یا نرخ بارگذاری) بالا تحت بارگذاری‌های دینامیکی شدید همانند انفجار، تهیه شده است. روش معرفی شده در اینجا ساده بوده و اهداف طراحی و ارزیابی اولیه‌ی اعضای سازه‌ای تحت انفجار جانبی مدنظر قرار داشته است. هدف اصلی مقایسه‌ی مقدار حداکثر تغییرشکل جانبی محاسبه شده در مدل SDOF با نتایج تحلیل اجزای محدود دینامیکی (LS-DYNA) است. مطابق با نتایج حاصل، روش‌های ساده‌ی به کاررفته در این مقاله به منظور در نظر گرفتن اثرات $P-\delta$ و نرخ کرنش در تحلیل SDOF ستون‌های بتن مسلح، یعنی روش ELL (بار جانبی معادل) و محاسبه‌ی نرخ کرنش در گام‌های محاسباتی این تحلیل، در مقایسه با تحلیل LS-DYNA مطابقت خوبی دارد. همچنین، اصولاً پاسخ‌های محاسبه شده در روش SDOF محافظه کارانه بوده و برای اهداف طراحی و ارزیابی اولیه‌ی سازه‌ها تحت انفجار مناسب است. باید توجه داشت که در مدل پیشنهادی اثرات مربوط به حرکت جانبی طبقه (P- Δ) گنجانده نشده و عضو دارای مهار جانبی کافی در دو انتهای آن فرض شده است. بنابراین، برای تحلیل قاب‌های ساختمانی تحت انفجار استفاده از مدل SDOF تک‌تک ستون‌های آن به طور جداگانه کفایت نمی‌کند و باید اثر دریافت طبقات در دو انتهای ستون‌ها را نیز در نظر گرفت.

مراجع

- [1] US Department of Army, the Navy and Air Force. (1990). *The Design of Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions, TM 5-1300*. Washington DC: NAVFAV P-397. 559-920.
- [2] US Department of Defense (DOD). (2008). *Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions, UFC 3-340-02*, Washington DC: NAVFAC P-397. 583-1000.
- [3] ASCE. (1997). *Design of blast resistant buildings in petrochemical facilities*. Reston VA: ASCE. 85-99.
- [4] PDC-TR 08-02. (2008). *Comparison of Calculated Single-Degree-of-Freedom Response to Blast Test Data*. US Army Corps of Engineers, PDC. 1-35.
- [5] Quek, J. and Ow, MC. (2013). SDOF Analysis of Protective Hardening Design for Reinforced Concrete Columns using Fiber Reinforced Polymer Wrap. In: *4th Asia-Pacific Conference on FRP in Structures (APFIS)*. Melbourne: International Institute for FRP in Construction, paper115.
- [6] Stochino, F. and Carta, G. (2014). SDOF Models for Reinforced Concrete Beams under Impulsive Loads Accounting for Strain Rate Effects. *Nuc Eng Desig*, 276 (1), 74-86.
- [7] Nassr, A.A., Razaqpur, A.G., Tait, M.J., Campidelli, M. and Foo, S. (2012). Single and Multi Degree of Freedom Analysis of Steel Beams under Blast Loading. *Nuclear Eng. Design*. 242(1), 63-77.
- [8] Dragos, J. and Wu, C. (2014). Single-Degree-of-Freedom Approach to Incorporate Axial Load Effects on Pressure Impulse Curves for Steel Columns. *J. Eng. Mech.*, 10.1061/ (ASCE) EM.1943-7889.0000818, 04014098.
- [9] Morison, C.M. (2006). Dynamic Response of Walls and Slabs by Single-Degree-Of-Freedom Analysis-A Critical Review and Revision. *Int. J. Imp. Eng.*, 32(1), 1214-1247.
- [10] Oswald, C.J. (2010). of Response from Combined Axial and Blast Loads Calculated with SDOF and Finite Element Methods. In: *DDESB Explosive Safety Seminar*, Portland, Oregon. 1-17.
- [11] Andersson, S. and Karlsson, H. (2012). *Structural Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Explosions*. Master Thesis, Chalmers University of Technology, Goteborg, Sweden.
- [12] PDC-TR 06-01 Rev 1. (2008). *Methodology Manual for the Single-Degree-of-Freedom Blast Effects Design Spreadsheets (SBEDS)*. US Army Corps of Engineers, PDC. 1-35.
- [13] Cormie, D. and Arkinstall, M. (2012). SDOF Isn't Dead – The Role of Single Degree of Freedom Analysis in the Design of Columns against Close-in Blast. In: *Proceedings of Structures Congress 2012* (ASCE). 114-125.
- [14] Oswald, C. and Bazan M. (2014). Comparison of SDOF Analysis Results to Test Data for Different Types of Blast Loaded Components. In: *Proceeding of Structures Congress 2014*, Boston, Massachusetts. 117-130.
- [15] Fu, H., Erki, M. and Seckin, M. (1991). Review of Effects of Loading Rate on Reinforced Concrete. *J Struct Eng* 1991; 117(12). 3660-3679.
- [16] Schuler, H., Mayrhofer, C. and Thoma, K. (2006). Spall Experiments for the Measurement of the Tensile Strength and Fracture Energy of Concrete at High Strain Rates. *Int J Impact Eng*. 32(10). 1635-1650.
- [17] Nassr, A.A., Razaqpur, A.G. and Tait, M.J. (2013). Campidelli M, Foo S. Strength and Stability of Steel Beam Columns under Blast Load. *Int J Imp Eng*. 55(1). 34-48.

- [18] Mazzoni, S., McKenna, F. et al. (2006). *OpenSees Command Language Manual*. Berkeley: University of California. 1- 465.
- [19] Livermore Software Technology Corporation -LSTC. (2015). *LS-DYNA Theory Manual*. California: Livermore Software Technology Corporation. 1-862.
- [20] Timoshenko, S.P. and Gere, J.M. (1963). *Theory of Elastic Stability*. 2nd ed. New York: McGraw-Hill. 541.
- [21] Biggs, J.M. (1964). *Introduction to Structural Dynamics*. New York: McGraw-Hill. 34-84.
- [22] Baker, W.E., Cox, P.A., Westine, P.S., Kulesz, J.J. and Strehlow R.A. (1983). *Explosion Hazards and Evaluation*. New York: Elsevier Scientific. 292-350.
- [23] Izadifard, R.A., Mollaei, S. and Omran, M.E.N. (2016). Preparing Pressure-Impulse Diagrams for Reinforced Concrete Columns with Constant Axial Load using Single Degree of Freedom Approach. *Int J Adv Technol*. 7: 173. 2-6.
- [24] Cowper, G.R. and Symonds, P.S. (1958). *Strain Hardening and Strain Rate Effects in the Impact Loading of Cantilever Beams*. Providence: Brown University, Applied Mathematics Report. p 28.
- [25] Malvar, L.J. and Crawford, J.E. (1998). Dynamic Increase Factors for Concrete. In: *28th DDESB Seminar*. Orlando: DoD Explosives Safety Board. 5-7.
- [26] Özbolt, J. and Sharma, A. (2011). Numerical Simulation of Reinforced Concrete Beams with Different Shear Reinforcements under Dynamic Impact Loads. *Int J Impact*, Vol. 38(12). 940-950.
- [27] Krauthammer, T., Shanaa, H.M. and Assadi, A. (1994). Response of Structural Concrete Elements to Severe Impulsive Loads. *Computers Structures*, Vol. 53(1). 119-130.
- [28] Razaqpur, G., Mekky, W. and Foo, S. (2009). Fundamental Concepts in Blast Resistance Evaluation of Structures. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 36(8). 1292-1304.
- [29] Low, H.Y. and Hao, H. (2001). Reliability Analysis of Reinforced Concrete Slabs under Explosive Loading. *Struct Saf*, Vol. 23(2). 157-178.
- [30] Malvar, L.J. and Crawford, J.E. (1998). Dynamic Increase Factors for Steel Reinforcing Bars. In: *28th DDESB Seminar*. Orlando: DoD Explosives Safety Board. 3-4.
- [31] Federal Institute of Technology. (2010). *Model Code 2010, First Complete Draft, Volume1: fib Bulletin 55*. Lausanne: fib. 153-156.
- [32] Fib Fédération Internationale du béton. (2013). *Code-type models for concrete behavior: State-of-the-art Report*. Lausanne: fib. 34-50.
- [33] دفتر مقررات ملی ساختمان (۱۳۸۸). پیش‌نویس مبحث ۲۱ مقررات ملی ساختمان: پدافند غیرعامل. نشر توسعه ایران. ۸۲-۸۳.
- [34] Izadifard, R.A., Nourizadeh, A. and Shamshirgar, A. (2012). A Material Model for Static and Dynamic Nonlinear Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Elements. In: *4th International Conference on Seismic Retrofitting*. Tabriz. 8-9.
- [35] ACI 318 Committee. (2011). *Building code requirements for structural concrete and Commentary (318-11)*. Farmington Hills: American Concrete Institute. 153-157.
- [36] Bao, X. and Li, B. (2010). Residual Strength of Blast Damaged Reinforced Concrete Columns. *Int J Imp Eng*; 37(3). 295-308.
- [37] Wu, K.C., Li, B. and Tsai, K.C. (2011). Residual Axial Compression Capacity of Localized Blast-Damaged RC Columns. *Int J Imp Eng*; 38(1). 29-40.
- [38] Livermore Software Technology Corporation (LSTC). (2015). *LS-DYNA Keyword User's Manual, Volume 1*. California: Livermore Software Technology Corporation.
- [39] Livermore Software Technology Corporation (LSTC). (2015). *LS-DYNA Keyword User's Manual, Volume 2: Material Models*. California: Livermore Software Technology Corporation. (2015).
- [40] Brode, H.L. (1955). Numerical Solutions of Spherical Blast Waves. *J Appl Phys*; 26(6). 766-775.
- [41] Park, P. and Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. New York: John Wiley & Sons. 26-45.
- [42] Mazzoni, S. and McKenna, F. (2006). *Concrete01 Material-Zero Tensile Strength*. Available at: <http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/164.html>.