

نشریه علمی پدافند غیرعامل

سال دهم، شماره ۴، زمستان ۱۳۹۸، (پیاپی ۴۰): صص ۳۳-۴۵

بررسی روابط تجربی تخمین ظرفیت محوری پسماند ستون‌های بتن

## مسلح آسیب‌دیده تحت اثر انفجار

سمیه ملایی<sup>۱</sup>

تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۰۲/۰۹

تاریخ پذیرش: ۱۳۹۸/۰۵/۱۶

### چکیده

در ساختمان‌های بتن مسلح همواره ستون‌های سازه‌ای نقش کلیدی دارند. در اثر وقوع انفجار تصادفی یا عمدی در خارج از ساختمان، ممکن است ستون‌های طبقات همکف و اول این ساختمان‌ها دچار آسیب مستقیم شده و پدیده تخریب پیش‌رونده در ساختمان روی دهد. زیان‌های مالی و جانی تخریب پیش‌رونده به مراتب بیشتر از اثر مستقیم خود انفجار در ساختمان است. میزان ظرفیت محوری پسماند ستون‌ها پس از تجربه بارگذاری انفجار معیار خوبی در ارزیابی رفتار ستون‌های بتن مسلح تحت انفجار بوده و تصمیم‌گیری مبنی بر لزوم مقاوم‌سازی و نحوه ترمیم این ستون‌ها را ساده‌تر می‌سازد. در این مقاله، به بررسی روابط تجربی تخمین ظرفیت محوری پسماند ستون‌های بتن مسلح بعد از تجربه بارگذاری انفجار جانبی پرداخته شده است. در ابتدا، ظرفیت پسماند تعدادی مدل ستون بتن مسلح با مقطع مربعی با استفاده از تحلیل اجزای محدود صریح در هیدروکد تخصصی LS-DYNA تعیین شده است. سپس، روابط تجربی موجود جهت تخمین ظرفیت محوری پسماند ستون‌های بتن مسلح تحت اثر انفجار به کار رفته است. در اینجا، سه رابطه شامل روابط پیشنهادی توسط بائو و لی (۲۰۱۰)، وو و همکاران (۲۰۱۰) و آرلری و همکاران (۲۰۱۳) مورد بررسی قرار گرفته است. در نهایت، نتایج تحلیل اجزای محدود با تخمین‌های این روابط در تعیین ظرفیت محوری پسماند ستون‌ها مقایسه شده است. با تغییر بار محوری اولیه در ستون و سناریوی بارگذاری انفجار، تخمین‌های حاصل از روابط تجربی با نتایج تحلیل اجزای محدود مقایسه شده است.

**کلیدواژه‌ها:** بارگذاری انفجار، ستون بتن مسلح، ظرفیت محوری پسماند، روابط تجربی، LS-DYNA

## ۱. مقدمه

افزایش روزافزون خطر بروز انفجار در نواحی شهری موجب شده است که صاحبان ساختمان‌ها، دولت‌ها و همچنین پژوهشگران به دنبال درک بهتر پاسخ سیستم‌های ساختمانی موجود تحت بارگذاری انفجار باشند. چنین ساختمان‌هایی در برابر بارگذاری‌های دینامیکی شدید همانند ضربه، برخورد و انفجار طراحی نشده‌اند. بنابراین، بررسی و مطالعه رفتار آنها تحت این نوع بارها می‌تواند در ارزیابی آسیب‌پذیری و انتخاب روش مناسب جهت رسیدن به اهداف پدافند غیرعامل در آنها بسیار مفید باشد [۱]. از جمله این اهداف آن است که بدون نیاز به جنگ‌افزار بتوان از وارد شدن خسارات مالی به تجهیزات و تأسیسات حیاتی و حساس نظامی و غیرنظامی و تلفات انسانی جلوگیری نموده و یا میزان این خسارات و تلفات را به حداقل ممکن کاهش داد.

یکی از شدیدترین بارهایی که ممکن است یک سازه در طی عمر خود تجربه کند، بارگذاری انفجار است. طراحی تمام سازه‌ها برای بارهای انفجار بسیار بزرگ، که وقوع آنها نادر است، غیرعملی بوده و مهندسين در تلاش هستند تا راه‌های جلوگیری از خرابی سازه‌ها تحت بارهای انفجار متوسط و کوچک را (که احتمال وقوع بالاتری دارند) بررسی کنند. بسیاری از نوآوری‌ها در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر انفجار وابسته به پروژه‌های ساختمانی بزرگ و دولتی هستند که بودجه‌های بالایی را در اختیار دارند [۲]. اما لازم است که روش‌ها و راه‌کارهای طراحی و مقاوم‌سازی ساده‌تر و مقرون‌به‌صرفه‌تری برای ساختمان‌های کوچک‌تر ایجاد شود.

در ساختمان‌ها و سازه‌های قابی ستون‌های اعضای باربر کلیدی محسوب می‌شوند و آسیب‌پذیرترین اعضای سازه تحت حملات تروریستی انفجاری نیز ستون‌های خارجی آن هستند. یکی از مهم‌ترین علل وقوع تخریب پیش‌رونده در ساختمان‌ها، گسیختگی ستون‌های آن است. ارزیابی پاسخ دینامیکی و ظرفیت محوری پسماند ستون‌های بتن مسلح تحت انفجار اهمیت بسیاری در حوزه‌ی محافظت ساختمان‌ها در برابر حملات تروریستی و انفجارهای غیرعمدی دارد. تعیین ظرفیت محوری پسماند ستون‌های آسیب‌دیده در انفجار اهمیت اساسی در تصمیم‌گیری برای تعمیر، مقاوم‌سازی یا تعویض ستون دارد. ارزیابی صحیح شدت آسیب وارده به یک ستون تحت انفجار در کاهش ریسک خطر جانی برای افراد داخل ساختمان و نیز تصمیم‌گیری در خصوص باری که در طی عملیات نوسازی مجاز است، اهمیت اساسی دارد.

به‌منظور تعیین معیار آسیب ستون قبل و بعد از تجربه انفجار

غالباً از پارامتر فاکتور (ضریب) آسیب‌دیدگی<sup>۱</sup>، که به‌صورت رابطه (۱) تعریف می‌شود، استفاده می‌گردد [۳-۴]. مقدار  $D=1$  نشان‌دهنده تخریب کامل ستون و مقدار صفر به منزله عدم آسیب‌دیدگی آن تحت انفجار است.

$$D=1-\frac{P_r}{P_{max}} \quad (1)$$

در رابطه فوق  $P_{max}$  ظرفیت محوری ستون پیش از تجربه انفجار (ظرفیت محوری اسمی ستون) و  $P_r$  ظرفیت محوری پسماند ستون آسیب‌دیده است. طبق تقسیم‌بندی اگر  $0 \leq D \leq 0.2$  شدت آسیب کم، اگر  $0.2 \leq D \leq 0.5$  شدت آسیب متوسط، اگر  $0.5 \leq D \leq 0.8$  شدت آسیب بالا و  $0.8 \leq D \leq 1.0$  به منزله گسیختگی ستون است [۴]. از مزایای این معیار خرابی آن است که برخلاف معیارهایی چون جابجایی حداکثر و یا معیار مقاومت، مستقل از مود رفتاری سازه است. در تعدادی از مطالعات به بررسی این معیار آسیب‌دیدگی ستون‌های بتن مسلح تحت بارگذاری جانبی انفجار پرداخته شده است.

لی و همکاران [۵] به بررسی ظرفیت محوری پسماند چهار نمونه ستون بتن مسلح با جزئیات عادی و لرزه‌ای پس از بارگذاری انفجار پرداخته‌اند. آنها یک سری آزمایش‌های عملی برای تعیین ظرفیت محوری پسماند نمونه‌های ستون آسیب‌دیده در انفجار انجام داده‌اند. به این منظور از شبیه‌سازهای هیدرولیکی برای شبیه‌سازی اثر انفجار بر وجوه ستون استفاده شده است. جک‌های هیدرولیکی افقی برای شبیه‌سازی پروفایل تغییرشکل جانبی ستون‌ها تحت انفجار و جک‌های قائم به منظور تعیین ظرفیت محوری پسماند آنها استفاده شده است.

بائو و لی [۶] با استفاده از هیدروکد تخصصی LS-DYNA به شبیه‌سازی پاسخ دینامیکی و ظرفیت محوری پسماند ستون‌های بتن مسلح تحت انفجار با فواصل روبرویی کوتاه پرداخته‌اند. آنها مطالعات پارامتریک گسترده‌ای به روی اثرات پارامترهایی از قبیل نسبت فولاد عرضی، نسبت بار محوری اولیه، نسبت فولاد طولی و نسبت ابعاد هندسی ستون انجام داده‌اند. با استفاده از نتایج این تحلیل‌ها، یک رابطه برای تخمین نسبت ظرفیت محوری پسماند ستون‌های بتن مسلح براساس نسبت جابجایی وسط ارتفاع به کل ارتفاع ستون ارائه کرده‌اند. در این مطالعه، مرکز انفجار در وسط ارتفاع ستون به فاصله ۵ m از آن فرض شده به‌منظور محاسبه فشار حاصل از انفجار بر وجه ستون از زیربرنامه CONWEP که در LS-DYNA موجود است استفاده شده است. برای وزن خرج انفجار مقادیر مختلف ۱۰-۱ ton فرض شده است. برای مصالح بتن از مدل 72RW3 (MAT\_CONCRETE\_DAMAGE) استفاده شده و مصالح فولاد الاستو-پلاستیک فرض شده و اثرات نرخ

<sup>1</sup> Damage Index

PIECEWISE\_LINEAR\_PLASTICITY (MAT\_024) حساس به نرخ کرنش تعریف شده است. به‌منظور شبیه‌سازی انفجار و اندرکنش آن با سازه در LS-DYNA از رویکرد اولر- لاگرانژ دلخواه (ALE<sup>۱</sup>) استفاده شده است. در این رویکرد، برای هوا به‌عنوان محیط واسط و TNT به‌عنوان ماده منفجره به کمک معادلات حالت مناسب مدل‌سازی شده‌اند. مدل‌های موردنظر شامل ۱۰ عدد ستون با مقطع مربعی متقارن دارای فولادگذاری طولی و عرضی مختلف و هندسه متفاوت، که براساس الزامات کد ACI 318 به‌عنوان ستون‌های عادی و مقاوم در برابر زلزله طراحی شده‌اند [۹]، تحت بارگذاری انفجار تماسی (۶۰ - ۰ kgTNT) مورد تحلیل قرار گرفته‌اند.

با انجام تحلیل رگرسیون چندمتغیره بروی نتایج حاصل ۲ رابطه تجربی برای تخمین ضریب ظرفیت پسماند ارائه شده است. رابطه ۴ فاکتور (ضریب) ظرفیت پسماند برای حالتی است که محل مرکز انفجار در پای ستون قرار داشته و رابطه ۵ برای انفجار در ارتفاع ۱/۵ m از پای ستون است [۸].

$$\frac{P_r}{P_{max}} = (0.02\rho_v + 0.05\rho_g - 0.00035) \omega_{TNT} \left( 15\rho_g - 10\rho_v - 0.5 \frac{P_L}{f_c A_g} - 1.725 \right) \leq 1.0 \quad (۴)$$

$$\frac{P_r}{P_{max}} = 1.1 - \left( -360\rho_v - 300\rho_g - 5 \frac{P_L}{f_c A_g} + 20.7 \right) \omega_{TNT} \leq 1.0 \quad (۵)$$

در روابط فوق،  $\omega_{TNT}$  پارامتر بدون بعدی است که به‌صورت نسبت جرم TNT به جرم یک متر از ارتفاع ستون تعریف می‌شود و مقدار آن کمتر از ۰/۴ است. انتخاب این پارامتر به منظور ترکیب اثر مقدار مواد منفجره و عمق ستون است [۸]. با استفاده از  $\omega_{TNT}$  می‌توان تغییرات ظرفیت محوری نسبی را برای پارامترهای مختلف ارزیابی نمود.

با استفاده از مفهوم ضریب آسیب‌دیدگی D، آرلری و همکاران [۳] یک رابطه تجربی جهت تخمین سطح آسیب‌دیدگی ستون بتن مسلح تحت انفجار نزدیک ارائه کرده‌اند. آنها به کمک محاسبات کوپل اجزای محدود با دینامیک سیالات به بررسی سناریوهای مختلف انفجار تماسی بر ستون‌های بتن مسلح پرداخته‌اند. وزن خرج موردنظر در این مطالعه ۲/۵ - ۵۰۰ kgTNT بوده که به فرم کروی درنظر گرفته شده است. فاصله رویارویی در محدوده انفجار تماسی تا بسیار نزدیک

کرنش بر مشخصات مصالح بتن و فولاد درنظر گرفته شده است. ۱۲ سری ستون بتن مسلح (مقطع مربعی) با مشخصات هندسی و جزئیات فولادگذاری مختلف، که براساس الزامات کد ACI 318 به‌عنوان ستون‌های عادی و مقاوم در برابر زلزله طراحی شده‌اند، با سطوح مختلفی از بار محوری فشاری اولیه تحت وزن خرج‌های انفجاری متفاوتی تحلیل شده‌اند. با انجام رگرسیون چندمتغیره رابطه زیر برای تخمین نسبت ظرفیت محوری پسماند ستون ارائه شده است:

$$v = \left[ 73.65\rho_v + 8.465\rho_g - 0.020879 \left( \frac{L}{b} \right) + 0.104 \right] e^{\left[ 89284.22\rho_v - 1308.64221\rho_g - 9.684203 \left( \frac{L}{b} \right) - 382.12 \right] \left( \frac{v_r}{L} \right) \left( \frac{P_L}{f_c A_g} \right)} \quad (۲)$$

که در آن،  $\rho_v$  نسبت فولاد عرضی،  $\rho_g$  نسبت فولاد طولی،  $b$  عرض مقطع ستون،  $L$  ارتفاع آزاد ستون،  $\gamma_r$  جابجایی جانبی پسماند در وسط ارتفاع،  $P_L$  بار محوری طولانی مدت در ستون،  $f_c$  مقاومت فشاری مشخصه بتن و  $A_g$  مساحت کل مقطع ستون است. نسبت ظرفیت محوری پسماند ستون  $v$  به‌صورت رابطه (۳) تعریف می‌شود:

$$v = \frac{P_r - P_L}{P_{max} - P_L} \quad (۳)$$

پیش از وقوع انفجار  $P_r = P_{max}$  و مقدار نسبت فوق برابر یک است و در حالتی که ستون قابلیت باربری محوری خود را به کلی از دست داده‌باشد، یعنی  $P_r = P_L$ ، مقدار نسبت ظرفیت پسماند صفر خواهد بود. در بسیاری از مطالعات حالت نهایی ستون بتن مسلح به‌صورت از بین رفتن ظرفیت باربری محوری ستون در برابر بارهای ثقلی (مرده و زنده) تعریف می‌شود [۷]. معمولاً، پارامتر  $\gamma_r/L$  به‌عنوان شاخص عملکرد ستون در بررسی ظرفیت محوری پسماند آن به‌کار می‌رود. مطابق با رابطه ۲، افزایش بار محوری موجب کاهش ظرفیت پسماند و افزایش فولاد طولی سبب بالا رفتن ظرفیت محوری پسماند ستون می‌شود. این ظرفیت با میزان فولاد عرضی مقطع نیز نسبت مستقیم داشته و با کاهش نسبت  $L/b$  افزایش می‌یابد.

روابط دیگری توسط وو و همکاران [۸] برای انفجار تماسی و یا بسیار نزدیک به وجه ستون بتنی ارائه شده است. آنها با استفاده از هیدروکد LS-DYNA به شبیه‌سازی پاسخ دینامیکی و ظرفیت پسماند ستون‌های بتن مسلح تحت بارگذاری انفجار پرداخته‌اند. مطالعات پارامتریک گسترده‌ای به منظور بررسی ارتباط ظرفیت محوری پسماند ستون با پارامترهای سازه‌ای و بارگذاری مختلف نظیر مقاومت مصالح، هندسه ستون و شرایط بارگذاری انفجار انجام یافته است. در این مطالعه، برای بتن از مدل مصالح (MAT\_CONCRETE\_DAMAGE\_REL3) RW3 استفاده شده و رفتار فولاد از مدل مصالح

جدول (۱): پارامترهای مؤثر بر ضریب آسیب‌دیدگی ستون [۳].

پارامتر	اندیس	مقدار
$\frac{a}{b}$	$b_{11} = -0,007$	$\frac{a}{b} = 1$
	$b_{12} = 0,007$	$\frac{a}{b} = 2$
$f_c$ (MPa)	$b_{21} = 0,06$	۲۵
	$b_{22} = -0,038$	۳۵
	$b_{23} = -0,022$	۵۰
L (m)	$b_{31} = 0,02$	۳,۳
	$b_{32} = -0,029$	۴,۶
	$b_{33} = -0,049$	۶,۶
a (m)	$b_{41} = 0,143$	۰,۲۵
	$b_{42} = 0,074$	۰,۳۵
	$b_{43} = -0,217$	۰,۵
d (m)	$b_{51} = -0,313$	۰,۰۷
	$b_{52} = 0,109$	۰,۱۱
	$b_{53} = 0,089$	۰,۱۵
	$b_{54} = 0,175$	۰,۲۵
R/d	$b_{61} = 0,103$	۱,۲۵
	$b_{62} = 0,095$	۱,۶
	$b_{63} = 0,017$	۲,۰
	$b_{64} = -0,214$	۴,۰

در مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث ۲۱ با موضوع پدافند غیرعامل [۱۰] به موضوع تخمین ظرفیت محوری پسماند ستون‌ها اشاره نشده است. انجام مطالعات در این زمینه و ارائه روابط تجربی قابل استفاده برای محدوده گسترده‌ای از سازه‌های موجود می‌تواند در گنجاندن این روابط در آئین‌نامه‌ها و کدهای ساختمانی یاری رساند. در مقاله‌ای که پیش رو دارید به بررسی دقت هر یک از روابط تجربی فوق در تخمین ظرفیت محوری پسماند ستون‌های بتن مسلح در مقایسه با نتایج تحلیل اجزای محدود صریح پرداخته می‌شود. ابتدا، روند مدل‌سازی و تحلیل در نرم‌افزار LS-DYNA تشریح شده و پس از صحت‌سنجی مدل‌های اجزای محدود ساخته شده، به تحلیل مدل‌ها تحت بار انفجار و هم‌چنین بار محوری اقدام می‌گردد. سپس، ظرفیت باربری محوری ستون‌های آسیب‌دیده در انفجار تعیین شده و با نتایج حاصل از روابط تجربی معرفی شده مقایسه می‌شود.

## ۲. صحت‌سنجی تحلیل اجزای محدود

نتایج حاصل از آزمایش انفجار به روی یکی از نمونه‌های ستون بتن مسلح در مطالعه وو و همکاران [۸] به منظور انجام اعتبارسنجی مدل‌سازی و تحلیل انجام شده در LS-DYNA به کار رفته است. ستون بتن مسلح با مشخصات نشان داده شده در شکل (۱) تحت انفجار معادل TNT kg ۲۵ در فاصله ۲۰۰ mm از وجه فوقانی ستون، با ۹۰۰ mm فاصله از انتهای ستون، قرار گرفته است. مطابق شکل ۴، مقطع ستون ۴۰۰×۴۰۰ mm با طول دهانه ۲۴۰۰ mm است. ۸ میلگرد طولی به قطر ۲۰ و خاموت‌ها به قطر ۶ mm در گام‌های ۱۲۵ mm است. مقاومت فشاری

(۵ cm تا ۱ m) فرض شده است. ستون‌های موردنظر جزئی از ساختمان‌هایی هستند که مطابق با الزامات استانداردهای اروپایی طراحی شده‌اند. در مدل‌سازی‌ها از مدل مصالح PRM<sup>۱</sup> همراه با اثرات نرخ کرنش برای بتن استفاده شده و برای مصالح فولاد مدل جانسون-کوک با اثرات نرخ کرنش به کار رفته است. بارگذاری انفجار با استفاده از حلگر اولری برنامه OURANOS انجام شده است. در این برنامه، هوا به صورت یک گاز کامل و TNT با استفاده از معادله حالت JWL<sup>۲</sup> توصیف شده است. به منظور تحلیل سازه تحت بارگذاری انفجار و پس از اتمام آن از کد اجزای محدود صریح ABAQUS/ Explicit استفاده شده است.

آنها از یک روش بارگذاری ساده به منظور مطالعات پارامتریک و ارزیابی اثر پارامترهایی نظیر وزن خرج انفجار، فاصله رویارویی، ابعاد ستون و مقاومت بتن استفاده کرده‌اند. براساس نتایج حاصل، یک معیار آسیب کلی برحسب ظرفیت باربری محوری پسماند در ستون آسیب دیده در اثر انفجار پیشنهاد شده است [۳].

$$D = 0.692 + b_{11} + [b_{21} \text{ or } b_{22} \text{ or } b_{23}] + [b_{31} \text{ or } b_{32} \text{ or } b_{33}] + [b_{41} \text{ or } b_{42} \text{ or } b_{43}] + [b_{51} \text{ or } b_{52} \text{ or } b_{53} \text{ or } b_{54}] + [b_{61} \text{ or } b_{62} \text{ or } b_{63} \text{ or } b_{64}] \quad (6)$$

ضرایب  $b_{ij}$  ( $i=1-6, j=1-4$ ) مربوط به میزان تأثیر هر یک از پارامترهای مورد مطالعه است که مطابق با جدول (۱) تعریف شده است. انتخاب هر یک از این ضرایب بستگی به مقادیر فرض شده برای هر یک از متغیرهای متناظر دارد. به عنوان مثال، اگر در ستونی مقطع مربعی به ابعاد ۰/۲۵ m باشد و  $f_c = 25 \text{ Mpa}$ ،  $L=6.6 \text{ m}$ ، شعاع وزن خرج کروی  $d=0.1099 \text{ m}$  و نسبت فاصله رویارویی به شعاع وزن خرج برابر با ۴ باشد آن‌گاه طبق جدول (۱) باید پارامترهای  $b_{64}, b_{52}, b_{41}, b_{33}, b_{21}, b_{11}$  انتخاب شوند یعنی داریم  $D = 0.692 + b_{11} + b_{21} + b_{33} + b_{41} + b_{52} + b_{64}$ . مقادیر هر کدام از این پارامترها نیز در جدول (۱) داده شده است.

در جدول (۱)،  $a$  عمق مقطع ستون مستطیلی،  $d$  شعاع ماده منفجره کروی و  $R$  فاصله رویارویی است. در حالتی که فرضیات منطبق بر اعداد جدول فوق نباشد می‌توان برای تعیین مقادیر  $b_{ij}$  از درون‌یابی یا برون‌یابی خطی استفاده کرد. مطابق با نتایج گزارش شده در این مطالعه، برای انفجارهای نزدیک و تماسی پارامترهای مهم تأثیرگذار شامل عمق ستون، شعاع وزن خرج و نسبت فاصله رویارویی به شعاع وزن خرج است. پارامترهای دیگر یعنی عرض مقطع ستون، ارتفاع آن و مقاومت مشخصه بتن نقش کمتری دارند [۳].

<sup>1</sup> Pontiroli, Rouquand and Mazard

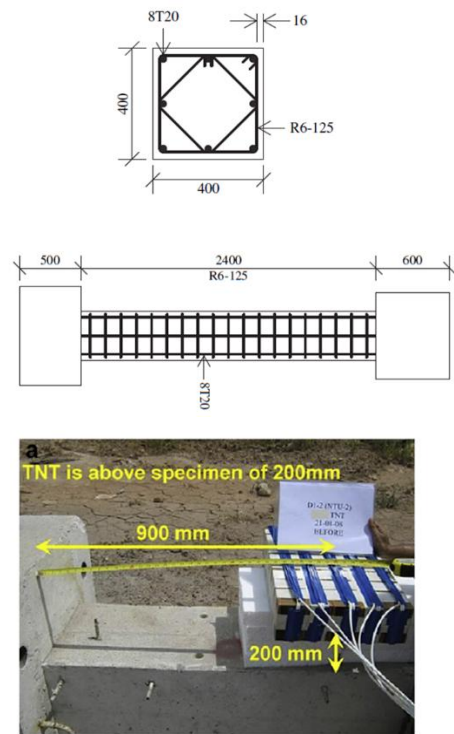
<sup>2</sup> Jones-Wilkins-Lee

کلاهک سطحی پیوسته<sup>۹</sup>) برای مدل‌سازی بتن در سازه‌های بتن مسلح مناسب است [۱۳-۱۵]. یک مدل مصالح مناسب برای بتن مسلح در تحلیل انفجاری بایستی قابلیت مدل‌سازی اثرات نرخ کرنش بر رفتار مصالح را داشته باشد.

در اینجا، از مدل مصالح نوع ۷۲ (آسیب بتن REL3<sup>۱۰</sup>)، که تحت نرخ کرنش‌های بالا مدل مناسب‌تری است، برای بتن استفاده شده است. این مدل مصالح، یکی از پرکاربردترین مدل‌های مصالح در تحلیل سازه‌های بتن مسلح تحت بارگذاری‌های دینامیکی شدید است که با عنوان CONCRETE\_DAMAGE\_REL3 در برنامه گنجانده شده است. این مدل، ویرایش سوم از مدل مصالح بتن K&C<sup>۱۱</sup> بوده و شامل سه سطح خرابی برشی و اثرات نرخ کرنش و تخریب بتن است. این مدل یک تابع تولید پارامتر پیش‌فرض براساس مقاومت فشاری محدودنشده بتن دارد و رفتار پیچیده بتن را به خوبی نشان می‌دهد [۱۶]. مبانی اصلی مدل 72RW3 بر پایه مدل نوع ۱۶ است [۱۳]. در این مدل مصالح، تانسور تنش به‌صورت مجموع تانسور تنش هیدرواستاتیک (عامل تغییر شکل المان) و تانسور تنش انحرافی (عامل تغییر شکل المان) است. پارامترهای لازم برای تعریف مدل می‌تواند توسط کاربر انتخاب شود و یا از گزینه انتخاب پارامترها براساس مقاومت فشاری بتن استفاده نمود. در تعریف پارامترهای لازم مدل، باید یک معادله حالت<sup>۱۲</sup> برای رابطه فشار-کرنش حجمی (مدل تراکم) بتن انتخاب گردد.

پارامتر فرسایش در مدل مصالح بتن LS-DYNA نشان‌دهنده حد کرنش فرسوده شدن مصالح است. در این مقاله فرض شده است که با رسیدن حداکثر کرنش کششی بتن به ۱۰٪ المان فرسوده شده و حذف می‌شود. مدل بتن REL3 از رویکرد آسیب پلاستیک بتن<sup>۱۳</sup> برای مدل‌سازی ترک در بتن استفاده می‌کند. مدل مصالح بتن REL3 شامل سه سطح خرابی برشی و دارای گزینه‌های اثرات نرخ کرنش و پارامتر آسیب بتن است. این مدل یک تابع تولید پارامتر پیش‌فرض براساس مقاومت فشاری محدودنشده بتن دارد و رفتار پیچیده بتن را به خوبی نشان می‌دهد [۱۶]. در این مدل، تانسور تنش به‌صورت مجموع تانسور تنش هیدرواستاتیک (عامل تغییر شکل المان) و تانسور تنش انحرافی (عامل تغییر شکل المان) است. در تعریف تانسور تنش هیدرواستاتیک، باید یک معادله حالت<sup>۱۴</sup> برای رابطه فشار-کرنش حجمی (مدل تراکم) بتن انتخاب گردد. در اینجا، از معادله حالت نوع ۱۵<sup>۱۵</sup>، که حالت خطی برحسب انرژی داخلی واحد حجم است، استفاده می‌گردد [۱۴].

متوسط بتن مصرفی ۴۰ MPa، بزرگ‌ترین اندازه دانه‌های بتن ۱۳ mm، مقاومت تسلیم میلگردهای طولی و عرضی به ترتیب برابر با ۴۲۰ و ۲۸۰ MPa است.



شکل (۱): مشخصات نمونه ستون بتن مسلح و آزمایش انفجار بر روی آن [۸].

نمونه ستون به‌صورت افقی قرار گرفته و بار محوری در آن وجود ندارد. مدل‌سازی هندسی و تعریف مشخصات مصالح و بارگذاری در LS-PrePost-3.2 انجام گرفته [۱۱-۱۲] و مدل حاصل توسط حل‌گر LS-DYNA مورد تحلیل قرار گرفته است. به منظور استفاده از خروجی‌های تحلیل و ترسیم منحنی‌های موردنظر نیز بار دیگر از LS-PrePost بهره گرفته شده است.

در LS-DYNA کتابخانه مصالح بسیار گسترده‌ای وجود دارد که از آن میان مدل‌های مصالح نوع ۵ (خاک و فوم قابل شکننده<sup>۱</sup>)، نوع ۱۴ (گسیختگی خاک و فوم شکننده<sup>۲</sup>)، نوع ۱۶ (تانسور مجازی<sup>۳</sup>)، نوع ۲۵ (مدل کلاهک ژئولوژیک<sup>۴</sup>)، مدل ۷۲ (آسیب بتن<sup>۵</sup>)، نوع ۸۴ (بتن وینفریث<sup>۶</sup>)، نوع ۹۶ (آسیب ترد<sup>۷</sup>)، نوع ۱۱۱ (بتن جانسون-هالکویست<sup>۸</sup>) و نوع ۱۵۹ (مدل

<sup>9</sup> Continuous Surface Cap Model (CSCM)

<sup>10</sup> CONCRETE\_DAMAGE\_REL3

<sup>11</sup> Karagozian & Case

<sup>12</sup> Equation-of-State (EOS)

<sup>13</sup> Concrete Damaged Plasticity (CDP)

<sup>14</sup> Equation-of-State (EOS)

<sup>15</sup> EOS Type 8 (Tabulated Compaction Equation-of-State)

<sup>1</sup> Soil and Crushable Foam

<sup>2</sup> Soil and Crushable Foam Failure

<sup>3</sup> Pseudo Tensor

<sup>4</sup> Geological Cap Model

<sup>5</sup> Concrete Damage

<sup>6</sup> Winfrith Concrete

<sup>7</sup> Brittle Damage

<sup>8</sup> Johnson Holmquist Concrete

فشاری بتن در حالت دینامیکی استفاده می‌گردد. در اینجا، برای حالت فشاری از رابطه (۸)، [۱۹] و در حالت کششی از رابطه (۹) [۲۰] استفاده شده است.

$$DIF = \begin{cases} \left(\dot{\epsilon}_c / 30 \times 10^{-6}\right)^{0.014} & ; \dot{\epsilon}_c \leq 30 s^{-1} \\ 0.012 \left(\dot{\epsilon}_c / 30 \times 10^{-6}\right)^{1/3} & ; \dot{\epsilon}_c > 30 s^{-1} \end{cases} \quad (۸)$$

$$DIF = \begin{cases} \left(\dot{\epsilon}_{ct} / 10^{-6}\right)^{\delta} & ; \dot{\epsilon}_{ct} \leq 1 s^{-1} \\ \beta \left(\dot{\epsilon}_{ct} / 10^{-6}\right)^{1/3} & ; \dot{\epsilon}_{ct} > 1 s^{-1} \end{cases} \quad (۹)$$

که در آنها،  $\dot{\epsilon}_c$  و  $\dot{\epsilon}_{ct}$  به ترتیب نرخ کرنش بتن در فشار و کشش،  $\beta = 10^{6\delta-2}$  و  $\delta = \frac{1}{1+8\dot{\epsilon}_c/10}$  است. در یک فشار مشخص، سطوح خرابی با در نظر گرفتن اثر نرخ کرنش (باتوجه به نرخ کرنش انحرافی مؤثر) بهبود داده می‌شود.

مدل مصالح مناسب برای فولاد شامل مدل‌های نوع ۳، ۱۵ و ۲۴ است که در اینجا از نوع مصالح نوع ۳ (سینماتیک پلاستیک<sup>۲</sup>) برای مدل‌سازی میلگردهای فولادی استفاده شده است؛ این مدل از نظر زمان محاسبات بسیار مقرون به صرفه بوده و برای المان‌های BEAM مناسب است [۱۴]. برای در نظر گرفتن اثر نرخ کرنش بر تنش تسلیم فولاد از نیز از مفهوم ضریب DIF بر اساس مدل کوپر-سیموندز [۲۱] استفاده شده است (رابطه ۱۰). شاخص فرسایش فولاد نیز کرنش  $0.2$  انتخاب شده است.

$$DIF = 1 + \left(\frac{\dot{\epsilon}_s}{40.4}\right)^{1/5} \quad (۱۰)$$

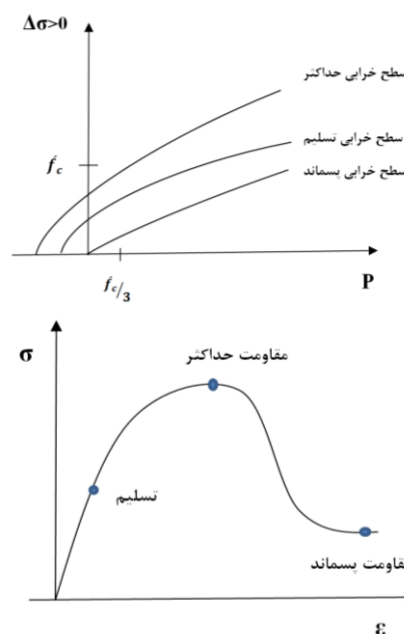
در رابطه فوق  $\dot{\epsilon}_s$  نرخ کرنش در فولاد است. در جدول (۲) خلاصه‌ای از مشخصات مدل‌های مصالح مناسب برای مدل‌سازی اعضای بتن مسلح تحت انفجار آورده شده است.

مرزی، بارگذاری و نوع تحلیل است. برای مدل‌سازی بتن از المان‌های لاگرانژی SOLID شش‌وجهی ۸ گرهی (با ابعاد ۱۵ mm) استفاده شده و برای میلگردهای فولادی المان BEAM دو گرهی Hughes-Liu به طول ۳۰ mm، که در محل گره‌ها به گره‌های مش‌های بتن متصل است، به کار می‌رود. میلگردهای عرضی نیز با المان‌های BEAM مدل می‌شود تا اثر آن‌ها بر به‌منظور مدل‌سازی اندرکنش بین بتن و فولاد از قید Constrained\_Lagrange\_In\_Solid استفاده شده است. در این روش المان‌های بتن به‌عنوان المان‌های اصلی تعریف شده و المان‌های میلگرد محصورشدگی بتن در نظر گرفته شود [۱۳]. در این مطالعه، به‌صورت المان‌های وابسته (فرعی) در نظر گرفته می‌شود [۱۵].

$$P = C(\epsilon_v) + \gamma T(\epsilon_v) E \quad (۷)$$

که در آن،  $E$  انرژی داخلی واحد حجم اولیه،  $\gamma$  نسبت گرمای ویژه و  $\epsilon_v$  کرنش حجمی،  $C$  و  $T$  توابعی از کرنش حجمی لگاریتمی است. علامت کرنش حجمی در فشار منفی فرض شده و علامت  $P$  در فشار مثبت است. مطابق با این مدل، در صورتی که کشش موجود بیشتر از حد کشش هیدرواستاتیک موردنظر باشد، بتن ترک خواهد خورد (شکست کششی). زمانی که کرنش حجمی (فشاری) از حد الاستیک فراتر رود، بتن متراکم شده و همانند مصالح دانه‌ای رفتار می‌کند. باربرداری نیز با شیب مدول بالک باربرداری اتفاق افتاده و تا رسیدن به حد کشش هیدرواستاتیک ادامه می‌یابد. بارگذاری مجدد به روی همین مسیر تا رسیدن به نقطه آغاز باربرداری ادامه می‌یابد.

برای تحلیل تنش انحرافی از یک مدل سه منحنی مطابق با شکل (۲) استفاده می‌شود که بالاترین منحنی، نماینده مقاومت حداکثر، منحنی میانی نشان‌دهنده مقاومت تسلیم اولیه و منحنی پایینی نیز برای مقاومت پسماند مصالح پس از شکست است [۱۷]. این معیار بر اساس سطوح تسلیم پنج پارامتری ویلیام-وارنک [۱۸] است و برای شبیه‌سازی رفتار سه محوری بتن مناسب است. در شکل (۲) پارامتر  $f_c$  مقاومت مشخصه بتن،  $\sigma$  تنش و  $\epsilon$  کرنش در بتن است.



شکل (۲): مدل پنج پارامتری منطبق به داده‌های آزمایش سه‌محوری (مقاطع تنش انحرافی) [۱۷].

به منظور در نظر گرفتن اثرات نرخ کرنش در مدل مصالح بتن از مفهوم ضرایب افزایش دینامیکی  $DIF^1$  برای مقاومت کششی و

<sup>2</sup> MAT\_PLASTIC\_KINEMATIC

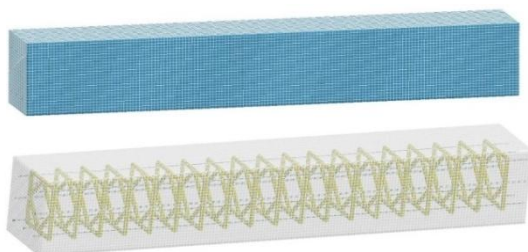
<sup>1</sup> Dynamic Increase Factor

جدول (۲): مدل‌های مصالح بتن مسلح در LS-DYNA برای تحلیل تحت انفجار [۱۵].

اثرات آسیب‌دیدگی	معادله حالت	معیار خرابی	اثر نرخ کرنش	المان‌های مطابق	نام مدل در LS-DYNA	شماره مدل در LS-DYNA	
-	-	بله	بله	solid, beam, shell	Plastic Kinematic/Isotropic	۳	میلگرد
بله	بله	بله	بله	solid, beam, shell	Johnson/Cook Plasticity	۱۵	
-	-	بله	بله	solid, beam, shell	Piecewise Linear Plasticity	۲۴	
بله	بله	بله	بله	solid	Concrete Damage	۷۲R3	بتن
-	-	-	بله	solid	Winfrith Concrete	۸۴	
بله	-	بله	بله	solid	Johnson Holmquist Concrete	۱۱۱	
بله	-	بله	بله	solid, shell	CSCM	۱۵۹	

از روش بار انفجار بهبودیافته (LBE<sup>۲</sup>) انجام شده که مقادیر وزن خرج معادل TNT و فاصله رویارویی را به‌صورت ورودی گرفته و فشار وارد بر وجه فوقانی (وجه رو به انفجار) سازه را محاسبه می‌کند [۱۳]. در اینجا، وجه رو به انفجار سازه به‌عنوان سطح اثر فشار حاصل از انفجار تعریف شده است. علت استفاده از گزینه LBE در نرم‌افزار LS-Dy سادگی و سرعت نسبتاً بالای این روش در مقایسه با روش اولری است و البته نتایج حاصل از آن برای کار ما دقت کافی را دارد.

در اینجا، تحلیل دینامیکی غیرخطی در حوزه زمان انجام شده و با رسیدن المان‌ها به حد فرسایش، از روند تحلیل حذف می‌شوند و رویکرد حل معادلات به‌صورت صریح است. با صرف‌نظر از کلاهک‌های انتهایی ستون در نمونه ستون واقعی، در دو انتهای مدل تکیه‌گاه‌های گیردار ایده‌آل تعریف شده است (شکل ۳).



شکل (۳): مدل اجزای محدود نمونه ستون بتن مسلح در LS-DYNA.

به علت فاصله بسیار نزدیک مرکز انفجار تا وجه سازه، در طی آزمایش، هیچ داده‌ای از تغییرشکل ستون تحت انفجار ثبت نشده است و تنها می‌توان الگوی آسیب‌دیدگی و ناحیه تخریب شده ستون را به‌عنوان معیاری برای مقایسه با نتایج تحلیل عددی به‌کاربرد. در شکل (۴) نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود برای توزیع کرنش اصلی در المان‌های بتن را در مقایسه با نمونه ستون تحت انفجار واقعی نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که پیش‌بینی فرم تغییرشکل یافته ستون و محدوده آسیب‌دیده آن به خوبی انجام گرفته است.

به منظور مدل‌سازی هندسی، مش‌بندی و تعریف مقاطع و مدل‌های مصالح از زیربرنامه LS-Prepost استفاده شده است. این نرم‌افزار برای پیش‌پردازش (مدل‌سازی) و پس‌پردازش (توصیف نتایج تحلیل) همواره در کنار نرم‌افزار LS-DYNA به‌کار می‌رود. محیط LS-Prepost دارای رابط گرافیکی قوی جهت تعریف هندسه مدل، مش‌بندی، تعریف مدل‌های مصالح، توصیف شرایط مرزی، بارگذاری و نوع تحلیل است. برای مدل‌سازی بتن از المان‌های لاگرانژی SOLID شش‌وجهی ۸ گرهی (با ابعاد mm ۱۵) استفاده شده و برای میلگردهای فولادی المان BEAM دو گرهی Hughes-Liu به طول mm ۳۰، که در محل گره‌ها به گره‌های مش‌های بتن متصل است، به‌کار می‌رود. میلگردهای عرضی نیز با المان‌های BEAM مدل می‌شود تا اثر آن‌ها بر محصورشدگی بتن در نظر گرفته شود [۱۳]. در این مطالعه، به‌منظور مدل‌سازی اندرکنش بین بتن و فولاد از قید Constrained\_Lagrange\_In\_Solid استفاده شده است. در این روش المان‌های بتن به‌عنوان المان‌های اصلی تعریف شده و المان‌های میلگرد به‌صورت المان‌های وابسته (فرعی) در نظر گرفته می‌شود [۱۵].

برای کنترل پدیده ساعت شنی<sup>۱</sup> از گزینه‌های خودکار type3 (بر اساس ویسکوزیته) تحت بار انفجار و type5 (بر اساس سختی) برای بار محوری استفاده شده است. تحت بارگذاری‌هایی با نرخ بالا (همانند انفجار) اگر از روش بر مبنای سختی برای کنترل مشکل ساعت شنی استفاده شود، موجب افزایش میزان آسیب نسبت به حالت واقعی خواهد شد [۲۲]. کنترل پدیده ساعت شنی برای جلوگیری از خرابی غیر واقعی المان‌ها به هنگام حل مسئله به‌کار می‌رود که با کاهش اندازه المان‌ها این اثر کاهش می‌یابد. در واقع، مقداری ویسکوزیته و یا سختی به المان‌های SOLID افزوده می‌شود تا خرابی غیرواقعی تخمین زده نشود. در اینجا، به‌منظور شبیه‌سازی انفجار و اندرکنش آن با سازه

<sup>۲</sup> LOAD\_BLAST\_ENHANCED

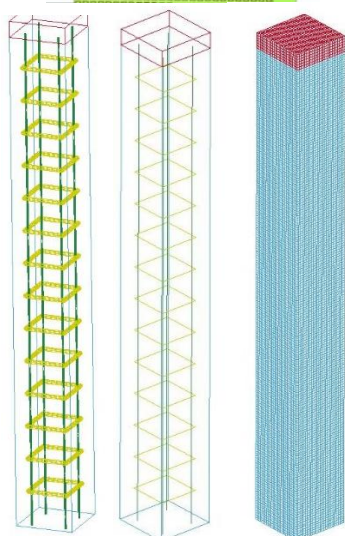
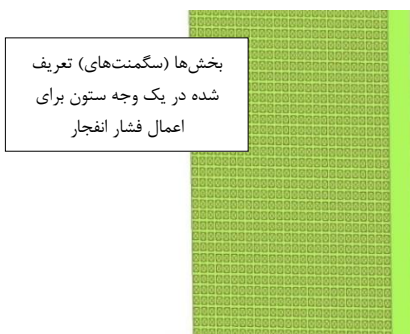
<sup>۱</sup> Hourglass



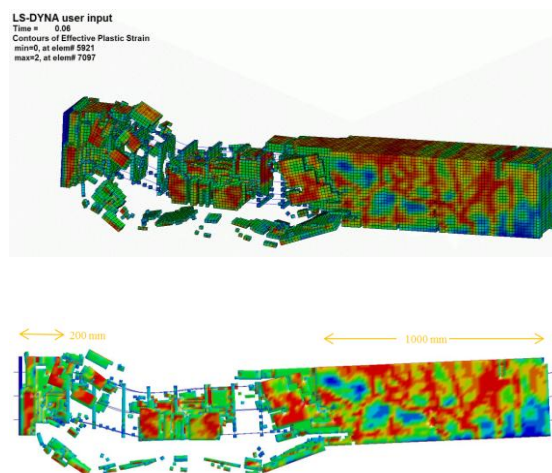
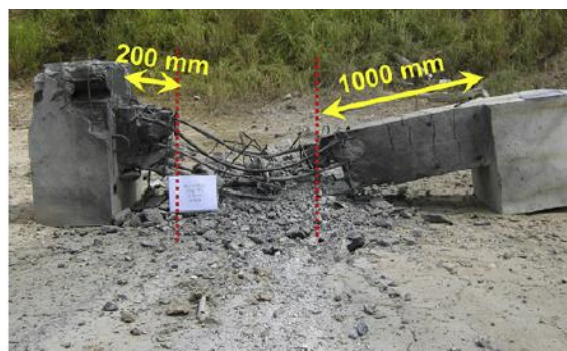
حرکت در راستای محور ستون است. کلیه میلگردها دارای تنش تسلیم و تنش نهایی به ترتیب برابر با  $400 \text{ MPa}$  و  $600$  (نوع AIII) و گام خاموت گذاری برابر با  $200 \text{ mm}$  است. طراحی سازه‌ای عضو مطابق با الزامات کد ACI 318 برای ستون بتن مسلح معمولی در طبقه همکف یک ساختمان مسکونی ۵ طبقه انجام شده و سپس تا مقیاس  $2/3$  کاهش داده شده است. بار محوری موجود در عضو دارای سطوح مختلف در نظر گرفته شده که این سطوح نسبت‌هایی از  $P_{max}$  است که به سادگی با رابطه (۱۱) به دست می‌آید [۲۴].

$$P_{max} = 0.85f_c(A_g - A_{sT}) + f_y A_{sT} \quad (11)$$

که در آن،  $A_{sT}$  کل سطح فولاد طولی مقطع و  $f_y$  تنش تسلیم فولاد است. طبق تجربه می‌توان گفت که در ساختمان‌های معمولی نسبت بار محوری ( $P_1/P_{max}$ ) موجود در ستون‌های سازه‌ای در محدوده  $0/1 - 0/4$  قرار دارد [۶ و ۸]. در اینجا، نسبت بار محوری اولیه در ستون‌ها برابر با صفر،  $0/2P_{max}$  و  $0/4P_{max}$  انتخاب شده است. در شکل (۶) تصاویر مدل اجزای محدود و مش بندی آن نشان داده شده است. در بالای ستون یک صفحه صلب مدل سازی شده است تا بار محوری از طریق این صفحه به مدل اعمال گردد.



شکل (۶): مدل اجزای محدود ستون بتن مسلح در LS-DYNA

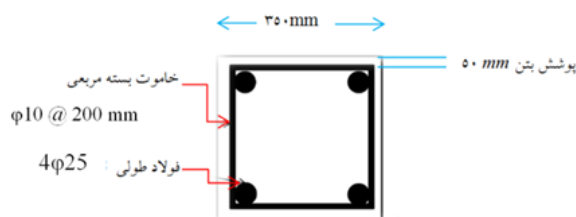


شکل (۴): نمونه ستون بتن مسلح تحت آزمایش واقعی انفجار و تحلیل اجزای محدود با LS-DYNA

مطالعات آزمایشگاهی و عددی بیشتر در راستای صحت‌سنجی روند مدل سازی و تحلیل اجزای محدود به کار رفته در اینجا در طی مقاله‌ای که توسط نویسندگان همین مقاله انتشار یافته، به تفصیل بیان شده است [۲۳].

### ۳. مدل‌های موردنظر

در این بخش به تحلیل ستون‌های بتن مسلح تحت اثر هم‌زمان بار محوری و بار جانبی انفجار پرداخته شده و ظرفیت محوری پسماند هر یک از نمونه‌ها نیز تعیین می‌گردد. مدل مورد نظر یک ستون بتن مسلح با مقطع مربعی متقارن به ارتفاع  $3000 \text{ mm}$  با مشخصات مطابق شکل (۵) است.



شکل (۵): مقطع ستون‌های مدل موردنظر.

بتن مصرفی دارای مقاومت فشاری مشخصه  $35 \text{ MPa}$  بوده و عضو دوسر گیردار فرض شده که در انتهای فوقانی دارای آزادی



آورده شده است. روابط وو و همکاران [۸] و آرلری و همکاران [۳] تنها برای ۳ مدل از مدل‌های در نظر گرفته شده در اینجا قابل استفاده بود ( $Z=0, 23 \text{ m/kg}^{1/3}$ ). زیرا، این دو رابطه تنها برای انفجارهای بسیار نزدیک به سازه قابلیت استفاده دارند (پارامترهای  $\omega_{TNT}$  و  $R/d$  در این روابط مقادیر محدودی اختیار می‌کند). رابطه پیشنهادی توسط وو و همکاران تنها به وزن خرج انفجار ( $W$ ) بستگی داشته و فواصل رویارویی مختلف را نادیده می‌گیرد. از طرف دیگر، رابطه آرلری و همکاران به اثر بار محوری در ستون نپرداخته است. این عوامل می‌تواند از علل اختلاف زیاد میان نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود و تخمین‌های این دو رابطه باشد. در ستون اختلاف در جدول (۳)، میزان خطای نتایج حاصل از روابط پیشنهادی نسبت به نتایج تحلیل اجزای محدود صریح با LS-DYNA آمده است. به هر حال، در حالت بار محوری بالا ( $0, 4P_{max}$ ) اختلاف تخمین حاصل از رابطه آرلری و همکاران با تحلیل اجزای محدود برابر با ۱۱۱٪ است که با کاهش بار محوری این اختلاف زیاد شده و به ۱۷/۹٪ رسیده است. اختلاف میان نتایج حاصل از رابطه وو و همکاران با نتایج تحلیل اجزای محدود بسیار زیاد است و بررسی بهتر این رابطه و اظهار نظر در مورد آن نیاز به مطالعات و مدل‌سازی‌های بیشتری دارد.

مقایسه نتایج به دست آمده در جدول (۳) نشان می‌دهد که نزدیک‌ترین تخمین‌ها به نتایج مدل اجزای محدود مربوط به رابطه *بائو و لی* [۶] می‌باشد. تحت بارگذاری انفجار متوسط تا دور (یعنی  $Z=1, 0, 87 \text{ m/kg}^{1/3}$ ) در حالتی که بار محوری اولیه بالا است ( $0, 4P_{max}$ ) اختلاف نتایج حاصل از این رابطه با نتایج تحلیل اجزای محدود کمتر از حالت بار محوری متوسط ( $0, 2P_{max}$ ) است. در حالت بدون بار محوری، این رابطه هیچ‌گاه ظرفیت محوری پسماند را صفر برآورد نمی‌کند اما مشخص است که تحت حالات خاصی از انفجار، ظرفیت محوری ستون می‌تواند به کلی از بین رود. از نظر فاصله مقیاس شده، در حالتی که این فاصله بیشتر است ( $Z=1 \text{ m/kg}^{1/3}$ ) اختلاف میان نتایج حاصل از رابطه ارائه شده توسط *بائو و لی* با نتایج تحلیل اجزای محدود کمتر از فواصل مقیاس شده دیگر ( $Z=0, 87, 0, 23 \text{ m/kg}^{1/3}$ ) می‌باشد. به طوری که این اختلاف در حالت انفجار  $Z=0, 23 \text{ m/kg}^{1/3}$  بسیار زیاد شده و تا ۳۵/۹٪ می‌رسد.

به طور کلی، می‌توان گفت در سه رابطه مورد نظر شامل روابط پیشنهادی توسط *بائو و لی* (۲۰۱۰)، وو و همکاران (۲۰۱۰) و آرلری و همکاران (۲۰۱۳)، در حالتی که بار محوری اولیه در ستون بالاتر و فاصله مقیاس شده انفجار بیشتر باشد تخمین‌های حاصل از رابطه پیشنهادی توسط *بائو و لی* (۲۰۱۰) به نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود نزدیک‌تر است.

بارگذاری انفجار مورد نظر به صورت انفجار در وسط ارتفاع ستون با فواصل مقیاس شده مختلف نسبت به یک وجه عضو مدنظر است ( $Z=1, 0, 87, 0, 23 \text{ m/kg}^{1/3}$ ). سناریوی انفجار به صورت انفجار در وسط ارتفاع ستون با وزن خرج‌های ۱۰، ۱۲، ۲۷ kg در فواصل ۰/۵، ۲، ۳ متر نسبت به یک وجه عضو مدنظر است. در آغاز تحلیل مقدار بار محوری فشاری به صورت شبه‌استاتیکی 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. پس از آن، فشار محوری بار دیگر به تدریج افزایش می‌یابد تا گسیختگی ستون روی دهد. در اینجا، گسیختگی نقطه‌ای توصیف شده است که به ازای ۱٪ افزایش بار محوری مقدار جابجایی ۱۰ برابر افزایش می‌یابد.

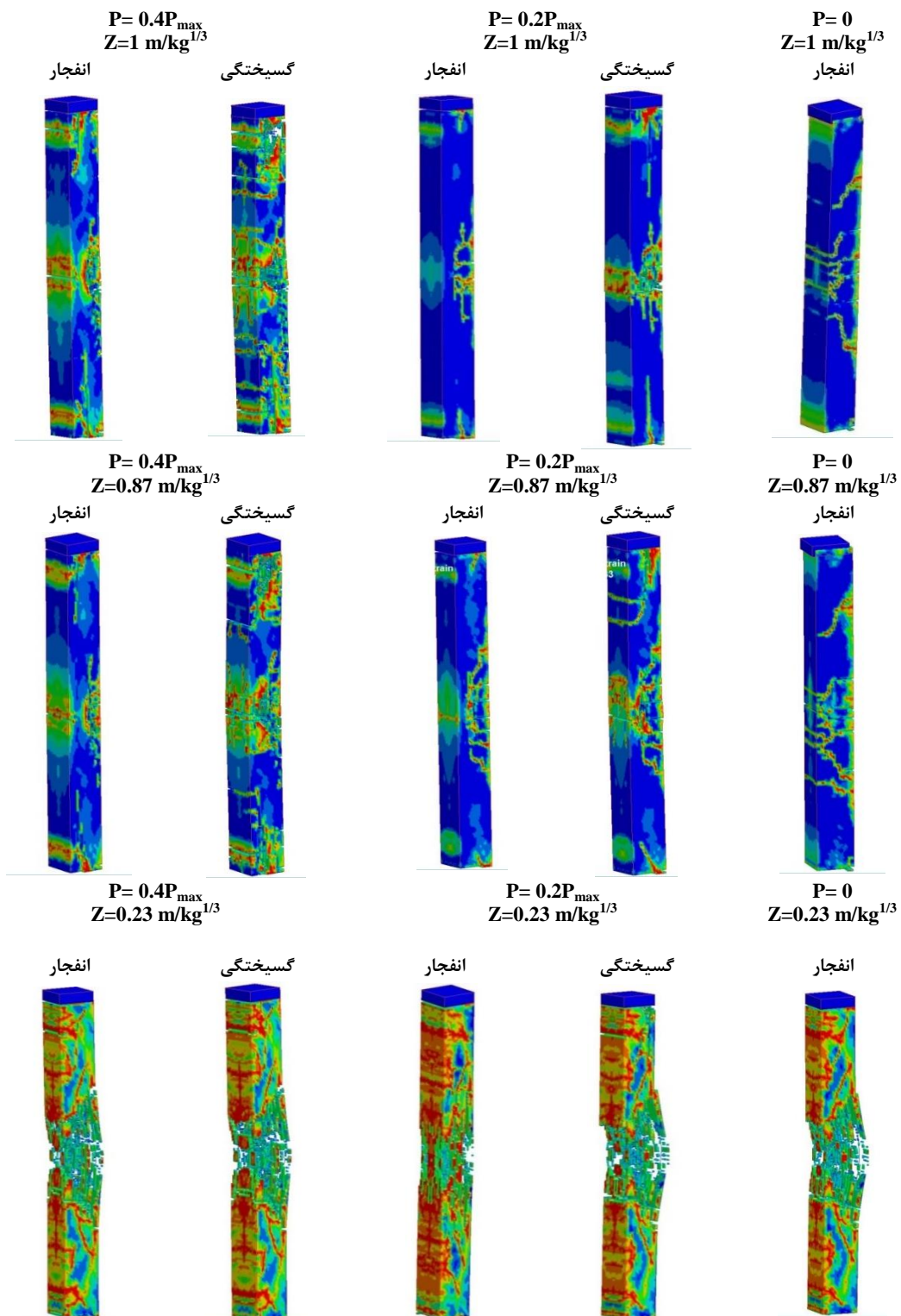
#### ۴. نتایج و بحث

در شکل (۷) فرم تغییر شکل یافته مدل‌های ستون بتن مسلح و کانتورهای کرنش پلاستیک پس از بارگذاری انفجار و همچنین در لحظه گسیختگی تحت بار محوری نشان داده شده است.

طبق شکل (۷) مشاهده می‌شود که تحت بار محوری با مقدار  $0, 2P_{max}$  تغییر شکل ستون تحت انفجار نسبت به حالت بدون بار محوری بسیار کمتر شده است. اما با افزایش بار محوری به مقدار  $0, 4P_{max}$  زیاد بودن بار محوری سبب افزایش اثرات لنگر ثانویه و شدت یافتن تغییر شکل ستون تحت انفجار شده است. مدل‌هایی که در آنها بار محوری اولیه در ستون ناچیز است، ظرفیت باربری محوری در طی زمان اثر انفجار از بین رفته است. تحت انفجار با فواصل مقیاس شده  $Z=0, 87, 1 \text{ m/kg}^{1/3}$  در ستون بدون بار محوری، تسلیم برشی تکیه‌گاه در اثر فشار مستقیم حاصل از انفجار کاملاً مشهود است. همین عامل سبب از بین رفتن ناگهانی ظرفیت باربری محوری ستون در فاز بارگذاری انفجار شده است. در حالت  $Z=0, 23 \text{ m/kg}^{1/3}$  شدت انفجار سبب آسیب شدید ستون بدون بار محوری در فاز انفجار شده و ظرفیت محوری آن را از بین برده است.

در نمودارهای شکل (۸)، که در آنها زمان از لحظه رسیدن موج انفجار به وجه ستون ثبت شده، تغییرات نیروی محوری در ستون با گذشت زمان ثبت شده است. مشاهده می‌شود که در ستون‌های بدون بار محوری، گسیختگی ستون تحت بارگذاری انفجار روی داده و ستون عملاً ظرفیت پسماند برابر با صفر دارد. در طی اثر فشار انفجار، به علت اثرات اینرسی مقدار بار محوری ستون تغییر می‌کند و ثابت نیست.

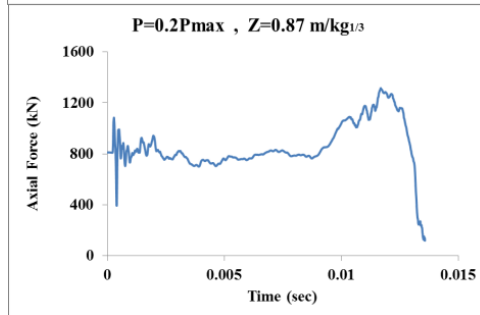
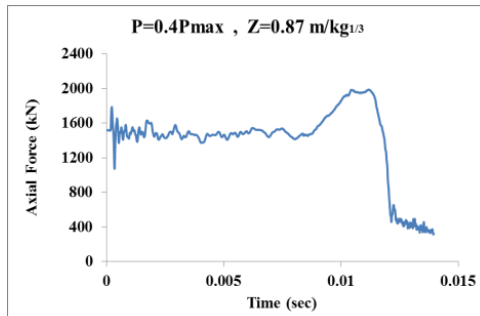
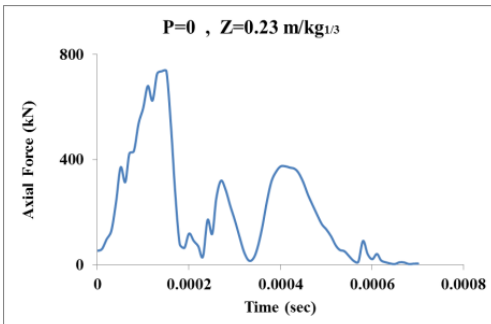
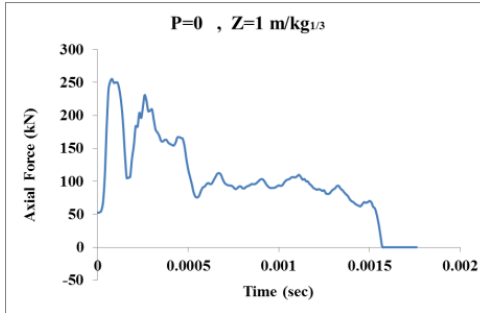
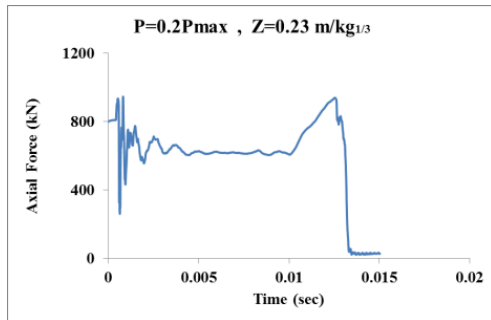
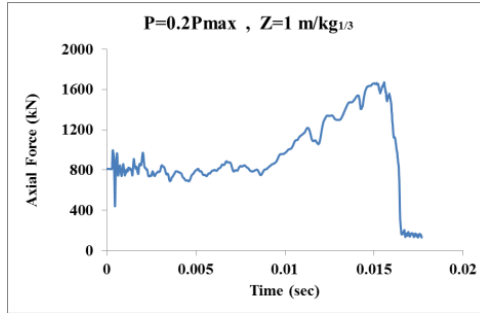
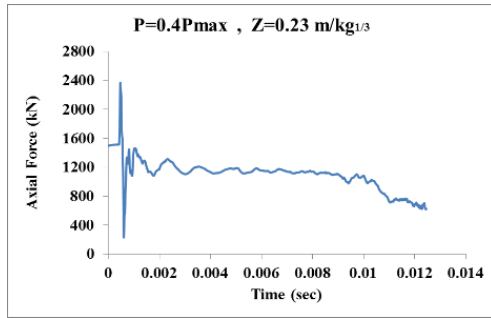
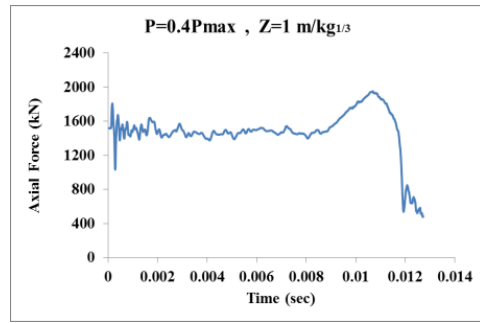
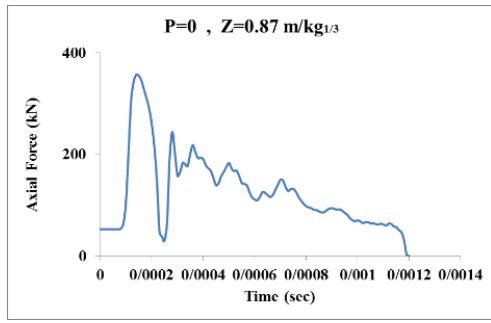
در جدول (۳) نتایج فاکتور آسیب‌دیدگی  $D$  و ظرفیت محوری پسماند ستون‌ها  $P_r$  حاصل از تحلیل اجزای محدود و همچنین با استفاده از سه رابطه تجربی معرفی شده در بخش ۱



شکل (۷): کرنش‌های پلاستیک بعد از اثر بارگذاری انفجار و در لحظه گسیختگی.

بالا است ( $0.4P_{max}$ ) اختلاف نتایج حاصل از این رابطه با نتایج تحلیل اجزای محدود کمتر از حالت بار محوری متوسط ( $0.2P_{max}$ ) است.

مقایسه کمی نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که نزدیک‌ترین تخمین‌ها به نتایج مدل اجزای محدود، مربوط به رابطه بائو و لی (۲۰۱۰) می‌باشد. تحت بارگذاری انفجار متوسط تا دور (یعنی  $Z=1$ ،  $0.87 \text{ m/kg}^{1/3}$ ) در حالتی که بار محوری اولیه



شکل (۸): تغییرات نیروی محوری در ستون‌ها.

جدول (۳): تخمین ظرفیت محوری پسماند ستون آسیب دیده در انفجار.

ردیف	مدل	FEM		بائو ولی (۲۰۱۰)		وو و همکاران (۲۰۱۰)		آرلری و همکاران (۲۰۱۳)	
		D	$P_r$ (kN)	اختلاف (%)	$P_r$ (kN)	اختلاف (%)	$P_r$ (kN)	اختلاف (%)	
۱	$P=0.4P_{max}, Z=1 \text{ m/kg}^{1/3}$	۱۹۴۰	۰/۵۱۵	۵	۲۰۳۷	-	-	-	
۲	$P=0.2P_{max}, Z=1 \text{ m/kg}^{1/3}$	۱۶۷۰	۰/۵۸۲	۱۱/۷	۱۴۷۵	-	-	-	
۳	$P=0, Z=1 \text{ m/kg}^{1/3}$	۰	۱	-	۸۸۰	-	-	-	
۴	$P=0.4P_{max}, Z=0.87 \text{ m/kg}^{1/3}$	۱۸۵۰	۰/۵۳۷	۸/۴	۱۶۹۵	-	-	-	
۵	$P=0.2P_{max}, Z=0.87 \text{ m/kg}^{1/3}$	۱۳۱۰	۰/۶۷۲	۱۴/۵	۱۵۰۰	-	-	-	
۶	$P=0, Z=0.87 \text{ m/kg}^{1/3}$	۰	۱	-	۸۸۰	-	-	-	
۷	$P=0.4P_{max}, Z=0.23 \text{ m/kg}^{1/3}$	۹۹۷	۰/۷۵۱	۳۵/۹	۱۳۵۵	-	۲۳۳۹	۱۱۰/۸	
۸	$P=0.2P_{max}, Z=0.23 \text{ m/kg}^{1/3}$	۹۴۰	۰/۷۶۵	۲۵/۳	۱۱۷۸	-	۲۲۳۲	۱۱۰/۸	
۹	$P=0, Z=0.23 \text{ m/kg}^{1/3}$	۰	۱	-	۸۸۰	-	۲۱۰۸	۱۱۰/۸	

### ۵. نتیجه گیری

در این مقاله به تخمین ظرفیت محوری پسماند ستون‌های بتن مسلح بعد از تجربه بارگذاری انفجار جانبی پرداخته شده است. ظرفیت پسماند تعدادی مدل ستون بتن مسلح با مقطع مربعی با استفاده از تحلیل اجزای محدود صریح در نرم‌افزار تخصصی LS-DYNA تعیین شده است. سپس، نتایج حاصل از روابط تجربی موجود جهت تخمین ظرفیت محوری پسماند ستون‌های بتن مسلح تحت اثر انفجار، با نتایج تحلیل اجزای محدود مقایسه شده است.

با بررسی روابط تجربی موجود در مقالاتی که در این زمینه به چاپ رسیده است، مشخص گردید که تنها تعداد معدودی رابطه وجود دارند که می‌توان از آنها در تخمین ظرفیت محوری پسماند ستون‌های بتن مسلح با مقطع مربعی یا مستطیلی در انفجار استفاده کرد. در اینجا، این روابط برای مدل‌های مورد بررسی در این مقاله به کار رفته و مزایا و معایب هر یک ارزیابی شده است.

مقایسه تخمین‌های حاصل از این روابط با نتایج تحلیل اجزای محدود صریح، به عنوان معیاری از میزان دقت این روابط استفاده شده است. در طی این مطالعات مشخص گردید که به طور کلی کاربرد این روابط برای محدوده وسیعی از مدل‌های ستون بتن مسلح با بارگذاری انفجار عملی نیست. هر رابطه دارای کاستی‌ها و محدودیت‌هایی است. البته، این روابط نسبت به یکدیگر نیز مزایا و معایبی دارند. به طور کلی می‌توان اظهار کرد که در استفاده از این روابط باید نهایت دقت را به خرج داد و تا حد امکان راستی‌آزمایی و صحت‌سنجی را در چند مورد کنترل کرد. انجام مطالعات بیشتر در این زمینه جهت تولید روابط دقیق‌تر با گستره کاربرد وسیع‌تری پیشنهاد می‌شود.

با توجه به جدول (۳)، در حالت بدون بار محوری، رابطه بائو ولی (۲۰۱۰) هیچ‌گاه ظرفیت محوری پسماند را صفر برآورد نمی‌کند اما مشخص است که تحت حالات خاصی از انفجار، ظرفیت محوری ستون می‌تواند به کلی از بین رود. از نظر فاصله مقیاس‌شده، در حالتی که این فاصله بیشتر است ( $Z=1 \text{ m/kg}^{1/3}$ ) اختلاف میان نتایج حاصل از رابطه ارائه شده توسط بائو ولی (۲۰۱۰) با نتایج تحلیل اجزای محدود کمتر از فواصل مقیاس‌شده دیگر ( $Z=0.87, 0.23 \text{ m/kg}^{1/3}$ ) می‌باشد.

اختلاف نتایج در حالت انفجار  $Z=0.23 \text{ m/kg}^{1/3}$  بسیار زیاد شده و تا ۳۵/۹٪ می‌رسد. به عنوان یکی از علت‌های بروز خطا در رابطه آرلری و همکاران (۲۰۱۳) آن است که این رابطه به اثر بار محوری در ستون نپرداخته است. با افزایش بار محوری، تخمین حاصل از رابطه آرلری و همکاران (۲۰۱۳) اختلاف قابل توجهی با نتایج تحلیل اجزای محدود ندارد؛ اما با کاهش بار محوری این اختلاف زیاد می‌شود. براساس نتایج به دست آمده در اینجا، اختلاف میان نتایج حاصل از رابطه وو و همکاران (۲۰۱۰) با نتایج مدل‌های اجزای محدود در اینجا بسیار زیاد است. رابطه پیشنهادی توسط وو و همکاران (۲۰۱۰) تنها به وزن خرج انفجار ( $W$ ) بستگی داشته و فواصل رویارویی مختلف را نادیده می‌گیرد و بررسی این رابطه و اظهار نظر در مورد آن نیاز به مطالعات و مدل‌سازی‌های بیشتری دارد. به طور کلی، با توجه به بررسی‌های انجام گرفته در اینجا در میان روابط مورد بررسی، رابطه بائو ولی کاربردی‌تر و مفیدتر بوده و حوزه استفاده وسیع‌تری دارد. دو رابطه دیگر کاربرد محدودتری دارد. با انجام مدل‌سازی‌های بیشتر و مطالعات پارامتریک گسترده‌تر، می‌توان تلفیقی از این روابط ارائه نمود که برای تخمین ظرفیت محوری پسماند طیف وسیعی از ستون‌های بتن مسلح مستطیلی و مربعی با مشخصات هندسی و مصالح مختلف مناسب باشد.

## ۶. مراجع

ساختمان ایران: پدافند غیرعامل، تهران، نشر توسعه ایران،

۱۳۹۱.

11. J. Krebs and P. Ho, "Introduction to LS-PrePost 3.2," Livermore Software Technology Corporation, Workshop, 2012.
12. LS-DYNA support, Livermore, CA, May 2015 <<http://www.dynasupport.com/manuals/additional/ls-pre-post-v3.2-manual/view>>.
13. LSTC, "LS-DYNA Keyword User's Manual, vol. 1," Livermore Software Technology Corporation, California, Livermore, 2015.
14. LSTC, "LS-DYNA Theory Manual," Livermore Software Technology Corporation, California, Livermore, 2015.
15. LSTC, "LS-DYNA Keyword User's Manual, vol. 2: Material Models," Livermore Software Technology Corporation, California, Livermore, 2015.
16. L. Schwer, and L. J. Malvar, "Simplified Concrete Modeling with Mat\_Concrete\_Damage\_Rel3," JRI LS-Dyna User Week, Nagoya, 2005.
17. L. J. Malvar, J. E. Crawford, J. W. Wesevich, and D. Simons, "A Plasticity Concrete Material Model for DYNA3D," International Journal of Impact Engineering, vol. 19, no. 9, pp. 847-873, 1997.
18. W. F. Chen, "Plasticity in Reinforced Concrete," New York, J. ROSS, 2007.
19. Federal Institute of Technology, "Model Code 2010, First Complete Draft, vol. 1: fib Bulletin 55," Switzerland: fib, 2010.
20. L. J. Malvar and J. E. Crawford, "Dynamic Increase Factors for Concrete," 28th DDESB Seminar, Orlando, 1998.
21. G. R. Cowper and P. S. Symonds, "Strain Hardening and Strain Rate Effects in the Impact Loading of Cantilever Beams," Brown University, Applied Mathematics Report, p. 28, 1958.
22. S. Hong Tan, J. Koon Poon, R. Chan, and D. Chng, "Retrofitting of Reinforced Concrete Beam-Column via Steel Jackets against Close-in Detonation," 12th International LS-DYNA Users Conference, Michigan, 2012.
23. M. Esameelniaomran, and S. Mollaei, "Investigation of Axial Strengthened Reinforced Concrete Columns under Lateral Blast Loading," Shock and Vibration, vol. 2017, pp. 94-113, 2017.
۱. اسماعیل‌نیا عمران، محمد، ملایی، سمیه، تخمین پاسخ ستون‌های بتن مسلح تحت بارگذاری انفجار، فصلنامه علمی-ترویجی پدافند غیرعامل، شماره ۳۲، صفحات ۱۳-۲۲، ۱۳۹۶.
۲. کورمی، دیوید، میس، جفری، اسمیت، پیتر، اثرات انفجار بر سازه‌های ساختمانی، ترجمه: سمیه ملایی، محمد اسماعیل‌نیا عمران، تهران، انتشارات آرن، ۱۳۹۵.
3. M. Arlery, A. Rouquand, and S. Chhim, "Numerical Dynamic Simulations for the Prediction of Damage and Loss of Capacity of RC Column Subjected to Contact Detonations," 8th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS-8), Toledo (Spain), 2013.
4. Y. Shi, H. Hao, and Z.X. Li, "Numerical Derivation of Pressure-Impulse Diagrams for Prediction of RC Column Damage to Blast Load," International Journal of Impact Engineering, vol. 35, pp. 1213-27, 2008.
5. B. Li, A. Nair, and Q. A. M. Kai, "Residual Axial Capacity of Reinforced Concrete Columns with Simulated Blast Damage," Journal of Performance of Constructed Facilities, vol. 26, no. 3, pp. 287-299, 2012.
6. X. Bao and B. Li, "Residual Strength of Blast Damaged Reinforced Concrete Columns," International Journal of Impact Engineering, vol. 37, no. 3, pp. 295-308, 2010.
7. A. Tasai, "Residual Axial Capacity and Restorability of Reinforced Concrete Columns Damaged Due to Earthquake," Technical report, Pacific Earthquake Engineering Research Centre (PEER), vol. 10, pp. 191-202, 1999.
8. K. C. Wu, B. Li, and K. C. Tsai, "Residual Axial Compression Capacity of Localized Blast-Damaged RC Columns," International Journal of Impact Engineering, vol. 38, pp. 29-40, 2011.
9. ACI 318 Committee, "Building code requirements for structural concrete and Commentary (318-11)," Farmington Hills, American Concrete Institute, pp. 153-157, 2011.
۱۰. دفتر مقررات ملی ساختمان، مبحث ۲۱ مقررات ملی

---

# Investigation on Relations Available for Residual Axial Resistance Estimation of Reinforced Concrete Columns under Blast Loading

S. Mollaei\*

## Abstract

Nowadays Reinforced concrete structures may be affected by different blast loadings during their service life. External columns are the key load bearing structural elements in those structures. Under the effect of external blast loading, external columns of the ground and first floors may experience severe damage which can cause progressive collapse of the whole building frame. Among the variety of different factors that can affect blast response of structural components, residual resistance of the component is an important factor. Residual axial load bearing capacity of the reinforced concrete (RC) columns after the effect of lateral blast loading, could be a suitable criterion for damage assessment of columns. It is essential to determine whether the column has to be replaced or repaired after the blast event near the building. Therefore, residual axial capacity of the column could be very helpful. In this paper, residual axial strength of some square RC columns under the effect of constant initial axial force and lateral blast loading is studied. Explicit finite element hydro-code LS-DYNA is used to analyze the considered RC column models and determine their residual strength after the experience of blast loading. In current literature, there are some suggested equations for estimating residual axial capacity of blast damaged RC columns which have been introduced by executing experimental blast tests. With respect to complexity, limitations and high costs of laboratory and experimental researches in this field, analytical studies and software simulations can be good alternatives to experimental methods. Accordingly, in this paper, some of available equations are used to predict residual strength of the considered RC columns. Afterward, FEM results are compared to the estimations of these equations for RC columns with different levels of initial axial force under different range of lateral blast loading. Residual axial strength of the damaged column is compared to an undamaged one and estimated residual axial capacities are compared.

**Key Words:** *Blast Loading, RC Column, Residual Axial Resistance, Empirical Equations, LS-DYNA Software*

---

\* University of Bonab, Iran (s.mollaei@ubonab.ac.ir)- Writer-in-Charge