

## ترسیم دیاگرام‌های فشار-ضربه برای ستون‌های بتن مسلح دارای بار محوری با استفاده از روش تک‌درجه آزادی معادل\*

(یادداشت پژوهشی)

محمد اسماعیل نیا عمران<sup>(۱)</sup> سمیه ملایی<sup>(۲)</sup>

**چکیده** در این مقاله رفتار لنگر-انحنای ستون بتن با استفاده از روش اجزای محدود تعیین می‌شود و به‌عنوان یک رویکرد تک‌درجه آزادی (SDOF) بر مبنای تئوری اولر-برنولی معرفی می‌شود تا پاسخ دینامیکی ستون بتن مسلح تحت بارگذاری جانبی انفجار تخمین زده شود. در مدل SDOF اثرات لنگر ثانویه (P-δ) و اثرات نرخ کرنش به صورت گام‌به‌گام در محاسبات تغییر شکل ستون بتن مسلح تحت انفجار وارد شده است. به‌منظور صحت سنجی، نتایج حاصل از مدل SDOF با نتایج مدل اجزای محدود در نرم‌افزار OPENSEES و همچنین نتایج یک تست عملی انفجار مقایسه شده است. سپس، از مدل SDOF معرفی شده برای ترسیم دیاگرام فشار-ضربه در ستون بتن مسلح، با در نظر گرفتن بار محوری ثابت در آن، استفاده شده است. مطابق با نتایج حاصل، در حالت انفجار متوسط تا دور ( $Z > 1 \text{ kg/m}^{1/3}$ )، روش SDOF معرفی شده علی‌رغم سادگی و زمان کم برای انجام محاسبات، دارای نتایج با دقت کافی می‌باشد و قابل اعتماد است.

**واژه‌های کلیدی** بارگذاری انفجار، روش تک‌درجه آزادی معادل، دیاگرام فشار-ضربه، ستون بتن مسلح.

### Preparing the Pressure-Impulse Diagrams for Reinforced Concrete Columns with Axial Load using Single Degree of Freedom Approach

M. Esmaeilnia

S. Mollaei

**Abstract** In this paper, moment-curvature behavior of reinforced concrete column with constant axial load is determined by finite element method and then it is introduced to a single degree of freedom (SDOF) model based on Euler-Bernoulli theory. Using this SDOF model, dynamic response of the RC column under the blast loading is estimated. The introduced SDOF includes secondary moments (P-δ) effects, nonlinear behavior of the material and effects of strain rate on concrete and steel materials through the calculation steps of the model. In order to validation, results obtained from SDOF model for transverse displacement of RC column under blast loading is compared to finite element analysis results (OPENSEES) and real-scale explosion test results on RC columns. Then, introduced SDOF method is used to draw Pressure-Impulse (P-I) diagram of the column with considering the presence of axial compressive load. According to the results, introduced SDOF approach, under the far field explosion conditions ( $Z > 1 \text{ kg/m}^{1/3}$ ), has acceptable accuracy. As well, the effect of axial load on P-I diagram of the RC column is very important.

**Key Words** Blast Loading, Equivalent Single Degree of Freedom Model, Pressure-Impulse diagram, RC Column.

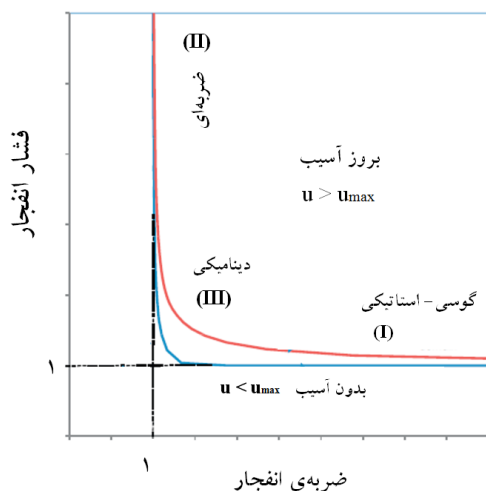
\* تاریخ دریافت مقاله ۹۵/۵/۶ و تاریخ پذیرش آن ۹۶/۱/۳۰ می‌باشد.

## مقدمه

به منظور تحلیل اعضای سازه‌ای تحت بارگذاری انفجار دو روش پرکاربرد وجود دارد که شامل روش تک‌درجه آزادی (Single degree of Freedom) SDOF و روش اجزای محدود است. روش SDOF روشی ساده و با دقت قابل قبول می‌باشد و مبنای بسیاری از مراجع تحلیل و طراحی سازه‌ها تحت انفجار است [3-1]. در مطالعات انجام گرفته به روی اعضای سازه‌ای (به غیر از ستون‌های بتن مسلح) معلوم شده است که روش SDOF می‌تواند رفتار تیرها و ستون‌های فولادی [4, 5]، دال‌ها و دیوارها [6, 7] و تیرهای بتن مسلح [8, 9] تحت بارگذاری انفجار را با دقت قابل قبولی مدل کند. استوکینو و کارتا (Stochino & Carta) (۲۰۱۴) روشی برای وارد کردن اثرات نرخ کرنش در محاسبات رویکرد SDOF برای تیرهای بتن مسلح ارائه کرده‌اند [8]. همچنین، از روش SDOF برای تخمین پاسخ اعضای سازه‌ای مقاوم‌سازی شده در برابر انفجار نیز استفاده شده است [10]. با این حال نتایج منتشر شده در خصوص مطالعات مربوط به کاربرد روش SDOF در تحلیل ستون‌های بتن مسلح تحت اثر هم‌زمان بار محوری و بارگذاری انفجار جانبی، بسیار محدود می‌باشد. مطالعاتی توسط جامعه مهندسان ارتش آمریکا در این خصوص صورت گرفته است که انتشار کامل نتایج و جزئیات این مطالعات محدودیت‌های نظامی و قانونی دارد [11]. اوسوالد (۲۰۱۰) با استفاده از روش SDOF به بررسی رفتار اعضای بتنی یک‌طرفه (پانل‌ها) تحت اثر بار محوری فشاری و بارگذاری انفجار پرداخته است [7]. وی روشی برای وارد کردن اثرات  $P-\delta$  ارائه کرده است اما اثرات نرخ کرنش در مدل را نادیده گرفته است. در اغلب مطالعات مشابه به منظور ساده‌سازی، اثر نرخ کرنش نادیده گرفته شده و نحوه در نظر گرفتن اثرات  $P-\delta$  (بار محوری فشاری) در مدل SDOF به روشنی توصیف نشده است. در این مقاله، یک روند محاسبات عددی بر مبنای روش SDOF برای

تخمین پاسخ جانبی ستون‌های بتن مسلح تحت اثر هم‌زمان بار محوری و بارگذاری جانبی انفجار ارائه شده است. روش پیشنهادی برای در نظر گرفتن اثرات  $P-\delta$  و نرخ کرنش بالا در محاسبات روند ساده‌ای دارد. البته اثر جابه‌جایی جانبی طبقات ( $P-\Delta$ ) در این مدل لحاظ نشده است و فرض بر آن است که ستون در دو انتهای خود دارای مهار جانبی کافی است.

تخمین جابه‌جایی جانبی و مقدار اولین پاسخ حداکثر ستون به روش SDOF پیشنهادی با نتایج تحلیل اجزای محدود با نرم‌افزار OpenSees و همچنین با نتایج تست‌های انفجار در مقیاس واقعی مقایسه شده است. سپس، روش پیشنهادی برای ترسیم دیاگرام فشار-ضربه ( $P-I$ ) ستون‌های بتن مسلح استفاده شده است. دیاگرام فشار-ضربه یک ابزار گرافیکی است که مخصوص ارزیابی و طراحی اولیه سازه‌ها و اعضای سازه‌ای تحت بارهای انفجار است [12-14]. در شکل (۱) دیاگرام فشار-ضربه بدون بعد برای یک سیستم الاستیک ایده‌آل SDOF تحت انفجار نشان داده شده است. نقاط موجود در سمت چپ و پایین منحنی، نشان‌دهنده نقاطی است که به سطح خرابی مورد نظر نمی‌رسند و نقاط موجود در سمت راست و بالای نمودار، نقاطی را نشان می‌دهند که بیش از سطح خرابی مورد نظر، خرابی ایجاد می‌کنند.



شکل ۱ قسمت‌های مختلف منحنی  $P-I$  [14]

بنابراین حالت تغییر شکل یافته به صورت خطی است. با مروری بر پژوهش‌های انجام یافته می‌توان دریافت که نسبت‌های میرایی مختلفی در بازه صفر تا ۵٪ برای تحلیل SDOF تحت بارهای انفجار به کار رفته است [8, 9]. مطابق با توصیه مراجع [9, 11] اثر میرایی بر مقدار اولین پاسخ حداکثر سازه تحت انفجار، که معمولاً تنها پاسخ پراهمیت آن است، بسیار اندک است. از طرف دیگر، انرژی کرنشی مستهلک شده در طی تغییر شکل پلاستیک بسیار بیشتر از انرژی است که توسط میرایی سازه‌ای جذب می‌شود. از طرف دیگر، صرف نظر کردن از میرایی در راستای افزایش ضریب اطمینان محاسبات است [2, 11, 18, 19]. با توجه به این توضیحات، در مدل‌های SDOF ایجاد شده در این مقاله، از میرایی سیستم صرف نظر شده است. بنابراین، معادله حرکت دینامیکی کلی برای مدل SDOF بدون میرایی به صورت رابطه (۱) بیان می‌گردد [17].

$$M_E(t) \cdot \ddot{u}_E(t) + K_E(t) \cdot u_E(t) = P_E(t) \quad (1)$$

که در آن  $P_E(t)$  بار خارجی معادل،  $M_E(t)$  جرم معادل،  $K_E(t)$  سختی معادل،  $u_E(t)$  جابه‌جایی معادل برای سیستم SDOF است و  $\ddot{u}$  به شتاب سیستم اشاره دارد. برای یک عضو دوسر مفصل تحت بار جانبی گسترده یکنواخت، می‌توان مدل SDOF معادل ستون را مطابق شکل (۲- الف) توصیف نمود. رفتار سیستم SDOF الاستیک-پلاستیک فرض شده است و می‌توان آن را با یک دیاگرام بار-جابه‌جایی دوخطی مطابق شکل (۲- ب) نمایش داد.

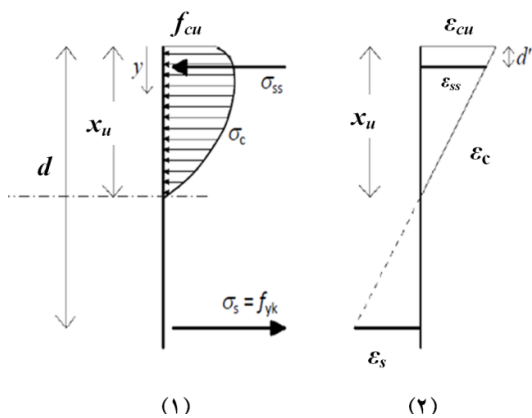
در شکل (۲)،  $N$  بار محوری (ثابت)،  $K_{E,pl}$  سختی پلاستیک،  $K_{E,el}$  سختی الاستیک،  $u_{E,u}$  جابه‌جایی نهایی،  $u_{E,y}$  جابه‌جایی تسلیم،  $P_u$  بار نهایی و  $P_y$  بار تسلیم است. در ادامه، نحوه محاسبه پارامترهای تابع مقاومت سیستم SDOF معادل برای تیر-ستون بتن مسلح با شرایط تکیه‌گاهی دو سر مفصل تشریح شده است. البته، همین روند را می‌توان برای انواع شرایط بارگذاری

دیاگرام‌های P-I را می‌توان به روش‌های مختلف تحلیلی، عددی و آزمایشگاهی تهیه کرد [1214-16]. با این حال، روش‌های آزمایشگاهی بسیار پرهزینه و مشکل‌است و از نظر قانونی و نظامی نیز دارای محدودیت است. استفاده از پکیج‌های نرم‌افزاری اجزای محدود عموماً پیچیده است و زمان محاسبات و مهارت و تجربه بالایی نیاز دارد. بنابراین، رویکرد SDOF یک گزینه مناسب و سریع برای تهیه دیاگرام‌های P-I با اهداف طراحی و ارزیابی اولیه محسوب می‌شود.

### مدل تک‌درجه آزادی معادل

تئوری کلاسیک SDOF که در مهندسی انفجار به کار می‌رود، براساس روش بیگز (۱۹۶۴) است که در آن یک سیستم جرم-فنر معادل با یک درجه آزادی ایده‌آل برای سازه واقعی با جرم و بارگذاری گسترده، فرض می‌گردد [17]. پارامترهای SDOF معادل، با استفاده از اصل تعادل انرژی محاسبه می‌شوند؛ یعنی در هر زمان، انرژی جنبشی در جرم معادل، انرژی کرنشی داخلی در مقاومت معادل و کار خارجی در بار معادل باید با عضو گسترده واقعی یکسان باشد. تقریب‌های موجود در مدل SDOF بر این فرض استوار است که سازه الگوی تغییرشکل کلی را تجربه می‌کند که تنها با یک پارامتر توصیف می‌گردد. به عبارت دیگر، مساوی قراردادن انرژی براساس یک حالت تغییر شکل یافته خاص صورت می‌گیرد و اغلب فرم تغییر شکل سازه تحت بار استاتیکی بهترین تقریب ممکن است [6]. مدل SDOF معادل به گونه‌ای انتخاب می‌شود که تغییر شکل آن متناظر با تغییر شکل یک نقطه مهم در سازه واقعی باشد [17].

یک عضو دوسر مفصل تحت بار گسترده یکنواخت را در نظر بگیرید. به عنوان تخمینی از تغییر شکل الاستیک عضو تحت بار مذکور، می‌توان از فرم تغییر شکل یافته استاتیکی تیر ساده تحت بار گسترده یکنواخت استفاده کرد [17]. در حالت پلاستیک، فرض بر آن است که یک مفصل پلاستیک در وسط ارتفاع عضو تشکیل گردد؛



شکل ۳ (۱) توزیع تنش مقطع در حالت نهایی، (۲) توزیع کرنش مقطع در حالت نهایی

در شکل (۳)، تنش تسلیم فولاد  $f_{yk}$ ، (۳) در  $f_{cu}$  مقاومت نهایی بتن،  $\epsilon_{cu}$  کرنش نهایی بتن،  $x_u$  عمق تار خشی در حالت نهایی،  $b$  عرض،  $h$  ارتفاع و  $d$  عمق مؤثر مقطع است. توزیع کرنش در ارتفاع مقطع خطی فرض شده و از مقاومت کششی بتن نیز صرف نظر شده است. با نوشتن رابطه تعادل لنگر حول مرکز پلاستیک مقطع مطابق با رابطه (۲)، ارتفاع تار خشی در لحظه نهایی ( $x_u$ ) به دست آمده است و با جاگذاری آن در رابطه (۳) می توان بار محوری مقاوم نهایی ( $N_u$ ) مقطع را تعیین کرد. رابطه (۳) در واقع همان معادله تعادل نیروها در مقطع است.

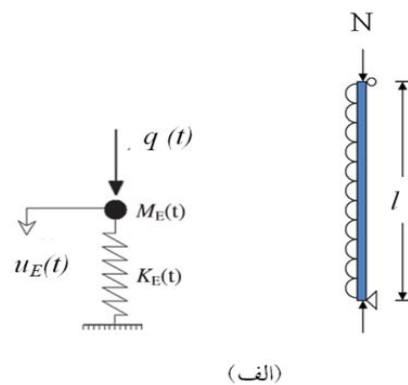
$$b \int_0^{x_u} \sigma_c \left( y + e - \frac{h}{2} \right) dy + \sigma_{ss} A_{ss} \left( d + e - \frac{h}{2} \right) - \sigma_s A_s \left( d + e - \frac{h}{2} \right) = 0 \quad (2)$$

$$N_u = b \int_0^{x_u} \sigma_c dy + \sigma_{ss} A_{ss} - \sigma_s A_s \quad (3)$$

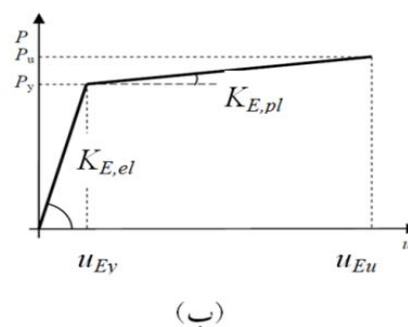
در روابط فوق، اندیس  $ss$  مربوط به میلگردها در وجه رو به انفجار،  $s$  میلگردها در وجه پشت به انفجار و اندیس  $c$  مربوط به بتن است.

در این مقاله اثرات  $P-\delta$  به طور صریح در محاسبات مدل SDOF ستون تحت بار گسترده یکنواخت جانبی، وارد می شود. در هر گام زمانی با حل معادله حرکت

و تکیه گاهی به کار برد.



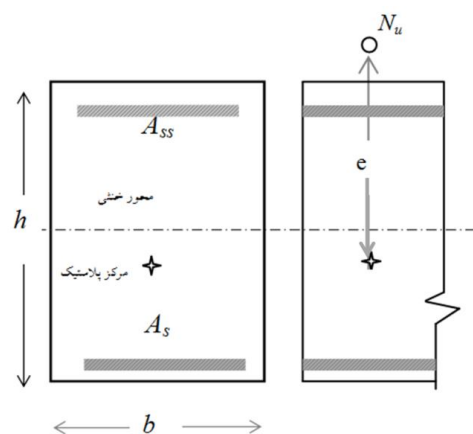
(الف)



(ب)

شکل ۲ الف) مدل SDOF معادل ستون واقعی، ب) دیاگرام بار-جابجایی مدل SDOF معادل

در شکل (۳) توزیع تنش و کرنش در مقطع تیر-ستون بتن مسلح در حالت نهایی نشان داده شده است.



$$u_{Ey} = \frac{5l^2 \theta_y}{48} \quad (۷)$$

سیستم SDOF را نیز می توان با رابطه (۸) محاسبه کرد:

$$K_{E,el} = \frac{P_y}{u_{Ey}} \quad (۸)$$

در حالت نهایی فرض می شود که یک مفصل پلاستیک در وسط ارتفاع تشکیل شده باشد. بنابراین، جابه جایی پلاستیک در حالت نهایی  $u_{Epu}$  می تواند از رابطه (۹) محاسبه شود (با فرض جابه جایی های کوچک):

$$u_{Epu} = \frac{\phi_{pu}}{2} \cdot \frac{1}{2} \quad (۹)$$

که در آن  $\phi_{pu}$  دوران پلاستیک در حالت نهایی است. اگر انحنای پلاستیک کل  $\theta_p$  در طول مفصل پلاستیک ثابت فرض شود داریم  $\theta_p = \frac{\phi_{pu}}{l_p}$  و با استفاده از آن می توان جابه جایی نهایی کل  $u_{Eu}$  را با رابطه (۱۰) محاسبه کرد:

$$\begin{aligned} u_{Eu} &= u_{Ey} + u_{Epu} = u_{Ey} + \frac{\phi_{pu}}{2} \cdot \frac{1}{2} = u_{Ey} + \frac{\theta_p \cdot l_p}{2} \cdot \frac{1}{2} \\ &= u_{Ey} + \frac{1}{4} (\theta_u - \theta_y) \cdot l_p \cdot l \end{aligned} \quad (۱۰)$$

در نهایت سختی پلاستیک سیستم SDOF با رابطه (۱۱) به دست می آید:

$$K_{E,pl} = \frac{P_u - P_y}{u_{Eu} - u_{Ey}} \quad (۱۱)$$

برای تخمین طول مفصل پلاستیک در اعضای بتن مسلح روابط مختلفی پیشنهاد شده است در اینجا از رابطه پیشنهادی توسط پائولی و پریستلی (۱۹۹۲) استفاده شده است [21]:

$$l_p = 0.08 l + 0.022 d_b f_{yk} \quad (۱۲)$$

که در آن  $d_b$  قطر فولاد طولی است.

### بارگذاری انفجار

مطابق با بسیاری از مراجع بارگذاری و طراحی سازه ها تحت انفجار، در حالت انفجار با فواصل متوسط تا دور می توان توزیع فشار به روی وجه سازه را یکنواخت

سیستم SDOF مقدار جابه جایی حداکثر در آن گام  $u(t)$  تعیین می شود. سپس، یک بار جانبی معادل به بارگذاری جانبی ناشی از انفجار اضافه می گردد، به طوری که لنگر حداکثر حاصل از این بار، برابر با لنگر ناشی از بار محوری با خروج از مرکزیتی برابر با  $u(t)$  باشد. یعنی برای در نظر گرفتن اثرات  $P-\delta$ ، می توان یک بار جانبی گسترده یکنواخت معادل به ستون اعمال نمود و گام بعدی محاسبات را تحت این بارگذاری اصلاح شده انجام داد. بار جانبی معادل  $\eta(t)$  برای یک عضو یک طرفه با تکیه گاه های مفصلی با رابطه (۴) محاسبه می شود و توزیع آن با توزیع بار انفجار یکسان است [7, 20]. باید توجه داشت که این بار به مقدار بار جانبی انفجار در آن لحظه اضافه می شود و در ضریب بار معادل  $K_L$  ضرب می گردد:

$$\eta(t) = \frac{8N}{I} u(t) \quad (۴)$$

به این ترتیب یک تیر ساده خواهیم داشت که تحت بارگذاری جانبی معادل، که در اینجا گسترده یکنواخت فرض شده است، قرار می گیرد. با استفاده از معادلات تعادل می توان بار در لحظه تسلیم و نهایی ( $P_u$ ،  $P_y$ ) در سیستم SDOF را بر حسب بار جانبی انفجار محاسبه نمود:

$$M_y = \frac{q_y l^2}{8} \rightarrow P_y = q_y \cdot l = \frac{8 \cdot M_y}{l} \quad (۵)$$

$$P_u = \frac{8 \cdot M_u}{l} \quad (۶)$$

که در روابط (۵) و (۶) بار جانبی یکنواخت مؤثر به روی ستون (بار انفجار به علاوه بار جانبی معادل اثرات  $P-\delta$ ) در لحظه تسلیم و  $q_u$  بار گسترده یکنواخت در حالت نهایی است. مقادیر  $M_u$  و  $M_y$  با توجه به دیگرام لنگر- انحنای مقطع تعیین می گردد. اگر  $\theta_u$  و  $\theta_y$  به ترتیب مقادیر انحنای مقطع در حالت نهایی و تسلیم باشد، با استفاده از تئوری الاستیسیته می توان جابه جایی تسلیم  $u_{Ey}$  در وسط طول را به شکل زیر تقریب زد:

مختلف زمان دوام و پیروید طبیعی سیستم SDOF تعریف نمود [23]: (۱) رژیم بارگذاری ضربه‌ای، (۲) رژیم دینامیکی و (۳) رژیم گوسی-استاتیکی. در رژیم ضربه‌ای،  $t_{max}$  (زمانی که پاسخ حداکثر روی می‌دهد) بسیار بلندتر از  $t_e$  است. در رژیم دینامیکی این دو زمان تقریباً نزدیک به هم می‌باشد و در رژیم گوسی-استاتیکی (شبه‌استاتیکی)  $t_{max}$  بسیار کوتاه‌تر از  $t_e$  است.

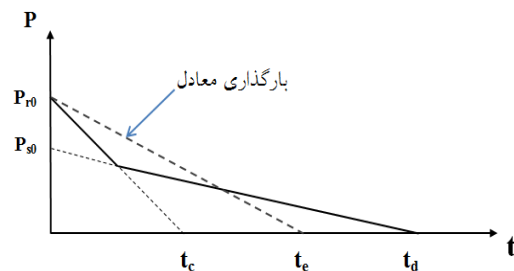
### تحلیل لنگر-انحنای مقطع بتن مسلح

نرم‌افزار اجزای محدود OpenSees، که توسط مرکز PEER ایجاد شده است، می‌تواند رفتار انواع سیستم‌های سازه‌ای را شبیه‌سازی کند [24]. برای انجام تحلیل مقطع بتن مسلح در OpenSees باید سه نوع مدل مصالح مختلف برای فولاد، بتن محصورنشده و بتن محصور (بتن هسته) تعریف شود. به منظور انجام تحلیل لنگر-انحنا ( $M-\theta$ ) در اینجا از زیربرنامه‌ای که در OpenSees به همین منظور وجود دارد، استفاده شده است [25]. در این زیربرنامه تئوری کلاسیک اولر-برنولی برای محاسبات لنگر-انحنای مقطع بتن مسلح به کار می‌رود [20]. مدل مصالح بتن از نوع Concrete01 Material-Zero Tensile Strength انتخاب شده است [26] که بر مبنای مدل Kent - Park (۱۹۷۱) با صرف نظر از مقاومت کششی بتن تهیه شده است [27]. در این مدل، تنش در بتن محصور هسته با استفاده از رابطه (۱۴) محاسبه می‌شود:

$$\sigma_c = \begin{cases} K \cdot f_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{0.002K} - \left( \frac{\varepsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right] ; \varepsilon_c \leq 0.002K \\ K \cdot f_c [1 - Z_m(\varepsilon_c - 0.002K)] \geq 0.2K \cdot f_c ; \varepsilon_c > 0.002K \end{cases} \quad (14)$$

که در آن  $f_c$  مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای استاندارد بتن (MPa) و  $\varepsilon_c$  کرنش در تار بتن است و

فرض کرد [1, 2, 22] و تغییرات زمانی فشار در فاز مثبت انفجار را، با در نظر گرفتن اثرات رقیق‌شدگی (Clearing effects)، می‌توان به صورت خطی (مثلثی) همانند شکل (۴) ایده‌آل‌سازی نمود [1, 2]. رقیق‌شدگی پدیده‌ای است که به علت محدود بودن ابعاد سطح رو به انفجار سازه روی می‌دهد و موجب کاهش زمان تداوم انفجار نسبت به حالتی می‌شود که ابعاد سطح مورد نظر نامحدود باشد [2, 23].



شکل ۴ فشار انفجار مثلثی ایده‌آل با در نظر گرفتن اثرات رقیق‌شدگی [2, 23]

مدت زمان تداوم بار مثلثی معادل ( $t_e$ ) با رابطه (۱۳) محاسبه می‌گردد:

$$t_e = \frac{2I}{P_{s0}} \quad (13)$$

که در آن  $I$  مساحت زیر نمودار دوخطی در شکل (۴) است. توصیف پارامترهای انفجار شامل اضافه فشار برخوردی  $P_{s0}$ ، اضافه فشار بازتابی  $P_{s0}$ ،  $t_c$  زمان رقیق‌شدگی و  $t_d$  زمان تداوم فاز مثبت انفجار (بدون وجود رقیق‌شدگی) و نحوه تخمین آنها با توجه به مقدار ماده منفجره و فاصله مرکز انفجار از سازه، در مراجع مختلف بارگذاری سازه‌ها تحت انفجار آورده شده است [1, 2, 23]. باید توجه داشت که فشار حاصل از انفجار به عرض ستون ضرب می‌شود و به صورت گسترده یکنواخت در طول ستون اعمال می‌گردد.

با استفاده از بار انفجار مثلثی ایده‌آل با زمان دوام  $t_e$  می‌توان سه رژیم بارگذاری متفاوت برای نسبت‌های

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.78M_b \frac{d^2 u_E(t)}{dt^2} + K_{E,el}(t)u_E(t) = q(t).l; \\ 0 \leq u_E \leq u_{Ey} \end{array} \right. \quad (۱۵-الف)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.66M_b \frac{d^2 u_E(t)}{dt^2} + K_{E,pl}(t)u_E(t) + \\ (K_{E,el}(t) - K_{E,pl}(t))u_{Ey} = q(t).l; \quad u_{Ey} < u_E \leq u_{Eu} \end{array} \right. \quad (۱۵-ب)$$

توجه شود که برای عضو یک طرفه با تکیه گاه‌های ساده تحت بار گسترده یکنواخت ضریب بار - جرم الاستیک و پلاستیک به ترتیب برابر  $0.78$  و  $0.66$  است [17]. سختی الاستیک معادل  $K_{E,el}$  و سختی پلاستیک معادل  $K_{E,pl}$  وابسته به زمان می‌باشد و در هر گام محاسباتی، به علت اثرات نرخ کرنش اصلاح می‌گردد. مطابق با شواهد تجربی موجود، با افزایش نرخ کرنش مقاومت بتن به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش دارد [28, 29] و کرنش نهایی آن نیز افزایش می‌یابد [30, 31]. همچنین، در نرخ کرنش‌های بالا مقاومت فولاد تا  $50\%$  افزایش می‌یابد [32]. ضریب افزایش دینامیکی (DIF) نسبت مقاومت دینامیکی مصالح به مقاومت استاتیکی آن را توصیف می‌کند و برای در نظر گرفتن بهبود مشخصات مصالح در نرخ کرنش‌های بالا، به کار می‌رود [2, 32]. طبق توصیه کمیته بتن اروپا، ضریب DIF برای بتن در فشار مطابق با رابطه (۱۶) داده شده است [33] که در این مقاله نیز از این رابطه استفاده شده است:

DIF

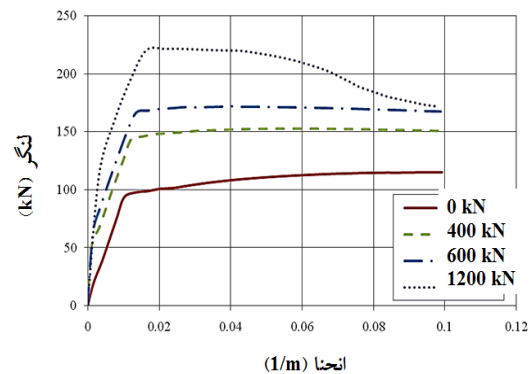
$$= \begin{cases} \left( \dot{\epsilon}_c / \dot{\epsilon}_{c0} \right)^{0.014}; & \dot{\epsilon}_c \leq 30s^{-1} \\ 0.012 \left( \dot{\epsilon}_c / \dot{\epsilon}_{c0} \right)^{1/3}; & \dot{\epsilon}_c > 30s^{-1} \end{cases} \quad (۱۶-الف)$$

$$(۱۶-ب)$$

که در آن  $\dot{\epsilon}_{c0} = 30 \times 10^{-6} s^{-1}$  است. ضریب افزایش دینامیکی برای کرنش متناظر با تنش حداکثر و کرنش نهایی بتن (در فشار) نیز با رابطه (۱۷) داده شده است [33].

پارامترهای مدل شامل  $K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f_c}$  و  $Z_m = \frac{0.5}{\frac{3+0.29f_c}{145f_c-1000} \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h}{s}} - 0.002K}$  و  $f_{yh}$  تنش تسلیم خاموت،  $\rho_s$  نسبت حجم خاموت به حجم هسته بتن،  $h$  عرض هسته بتن mm (از بیرون خاموت) و  $s$  گام خاموت (mm) است. تنش حداکثر در بتن برابر با  $\sigma_{max} = K.f_c$  است که در کرنش  $\epsilon_{cu} = 0.002K$  روی می‌دهد. همچنین، تنش نهایی نیز برابر با  $\sigma_u = 0.2K.f_c$  فرض می‌شود که در کرنش نهایی برابر با  $\epsilon_{cu} = \frac{0.8}{Z_m} + 0.002K > 0.004 + 0.09\rho_s \left[ \frac{f_{yh}}{300} \right]$  برای بتن پوشش (غیرمحصور) در روابط فوق  $f_{yh} = \rho_s = 0$  قرار داده می‌شود.

برای مدل‌سازی میلگردهای فولادی از مدل مصالح الاستیک خطی - پلاستیک کامل (Steel01Material) استفاده شده است. در شکل (۵) نمونه‌ای از دیاگرام‌های لنگر-انحنای به دست آمده برای مقطع ستون مورد نظر در لحظه صفر (بدون اثر نرخ کرنش) با در نظر گرفتن سطوح مختلفی از بار محوری فشاری نشان داده شده است.



شکل ۵ دیاگرام لنگر-انحنا برای بارهای محوری مختلف

### حل مدل SDOF و اثرات نرخ کرنش

معادله حرکت یک سیستم تک‌درجه آزادی با صرف نظر از میرایی تحت بار دینامیکی  $q(t)$  با دستگاه معادلات دیفرانسیل معمولی زیر توصیف می‌شود که در آن  $u_E(t)$  جابه‌جایی در وسط طول و  $M_b$  جرم کل ستون است.

۲. با حل معادله دیفرانسیل حرکت تحت بار جانبی گسترده یکنواخت، جابه‌جایی عرضی معادل  $u_E$  تعیین می‌گردد و سرعت معادل  $\dot{u}_E = \frac{du_E}{dt}$  نیز باتوجه به تغییرات مقدار جابه‌جایی نسبت به گام قبل محاسبه می‌شود.

۳. انحنا معادل  $\theta_E$  و نرخ انحنا  $\dot{\theta}_E = d\theta_E/dt$  با استفاده از روابط (۷) و (۱۰) تعیین می‌شود.

۴. با استفاده از  $\theta_E$ ، مقدار لنگر خمشی  $M_0$  از روی منحنی لنگر-انحنا تعیین شده و سپس محل محور خنثی مقطع  $\bar{X}$  با استفاده از رابطه انتگرالی ۲۰ قابل محاسبه است. این رابطه با نوشتن معادله تعادل دورانی مقطع حول فولاد کششی تحت لنگر  $M_0$  به دست آمده است (با مراجعه به شکل ۳).

$$M_0 = \int_0^{\bar{X}} \sigma_c (d-y) dy + E_s |\theta_E| (\bar{X}-\bar{d})(d-\bar{d}) A_{ss} \quad (20)$$

باید معادله رفتاری بتن مطابق با رابطه (۱۴) در رابطه بالا جاگذاری گردد و جاری شدن فولاد  $A_{ss}$  نیز کنترل شود؛ یعنی، اگر  $\{E_s |\theta_E| (\bar{X}-\bar{d})\} > f_{ys}$ ، به جای آن مقدار  $f_{ys}$  قرار داده می‌شود و رابطه دوباره حل می‌شود.

۵. نرخ کرنش در بتن و میلگردها با استفاده از فرض توزیع کرنش خطی در مقطع با رابطه (۲۱) به دست می‌آید [36].

$$\begin{cases} \dot{\epsilon}_c = \dot{\theta}_E \cdot \bar{X} & (21-الف) \\ \dot{\epsilon}_s = \dot{\theta}_E \cdot (d-\bar{X}) & (21-ب) \\ \dot{\epsilon}_{ss} = \dot{\theta}_E \cdot (\bar{X}-\bar{d}) & (21-ج) \end{cases}$$

۶. باتوجه به مقادیر نرخ کرنش، ضرایب DIF برای مقاومت فشاری بتن، کرنش بتن در تنش فشاری حداکثر، کرنش نهایی بتن، تنش تسلیم فولاد و تنش نهایی فولاد با استفاده از روابط مربوط تعیین می‌گردد و برای آغاز گام بعدی، زیربرنامه لنگر-انحنا در OpenSEES با استفاده از مشخصات جدید مصالح فراخوانی می‌شود و تابع مقاومت جدید مقطع ترسیم می‌شود.

$$DIF_{\epsilon_c} = \left( \frac{\dot{\epsilon}_c}{\dot{\epsilon}_{c0}} \right)^{0.02} \quad (17)$$

مالوار و کرافورد (۱۹۹۸) رابطه‌ای برای تخمین ضریب DIF فولاد در حالت تسلیم و نهایی به صورت زیر پیشنهاد کرده‌اند [32].

$$DIF_s = \left( \frac{\dot{\epsilon}_s}{10^{-4}} \right)^\alpha \quad (18)$$

که در آن برای حالت تنش تسلیم داریم  $\alpha = 0.074 - 0.040 \frac{f_y}{414}$  و برای حالت تنش نهایی  $\alpha = 0.019 - 0.009 \frac{f_u}{414}$  است؛  $f_u$  و  $f_y$  به ترتیب مقاومت تسلیم و نهایی استاتیکی فولاد است. اساساً، در نرخ کرنش‌های مختلف تغییری در مدول الاستیسیته و کرنش گسیختگی فولاد مسلح‌کننده در نظر گرفته نمی‌شود [28, 34].

فرم تفاضل محدود [35] معادله حرکت سیستم SDOF در دو حالت الاستیک و پلاستیک به صورت رابطه زیر نوشته می‌شود:

$$\begin{cases} 0.78 M_b \left( \frac{u_{(j-1)} - 2u_{(j)} + u_{(j+1)}}{K^2} \right) + K_{el(j)} u_{(j)} = q_{(j)} \cdot 1 & ; 0 \leq u_{(j)} \leq u_{Ey} \\ 0.66 M_b \left( \frac{u_{(j-1)} - 2u_{(j)} + u_{(j+1)}}{K^2} \right) + K_{pl(j)} u_{(j)} + [K_{el(j)} - K_{pl(j)}] \cdot u_{Ey} = q_{(j)} \cdot 1 & ; u_{Ey} < u_{(j)} \leq u_{Eu} \end{cases} \quad (19)$$

که در آن پارامتر  $K$  بیانگر طول نموزمانی و اندیس  $j$  شماره گام محاسبات است. در اینجا، با استفاده از نرم‌افزار MATLAB- R2013a (v8.01) بدنه اصلی برنامه برای حل معادله فوق نوشته شده و زیربرنامه تهیه دیاگرام لنگر-انحنا ( $M-\theta$ ) مقطع نیز با استفاده از نرم‌افزار OpenSees آماده شده است. در این مقاله گام زمانی برابر با  $10^{-5}$  ثانیه انتخاب شده است و در هر گام زمانی باتوجه به شرایط مرزی و اولیه مراحل زیر به ترتیب اجرا می‌شود:

۱. دیاگرام لنگر-انحنا در زیربرنامه  $M-\theta$  ترسیم می‌شود و تابع مقاومت دوخطی از روی آن استخراج می‌گردد.



به منظور اعتبارسنجی نتایج به دست آمده از روش SDOF معرفی شده در اینجا، از روش اجزای محدود ۲ بعدی با استفاده از نرم افزار OpenSees برای تحلیل پاسخ دینامیکی ستون تحت بار انفجار استفاده شده است. مدل های مصالح انتخابی با مدل های توصیف شده در زیر برنامه لنگر - انحنا یکسان است و در اینجا از نسخه  $V(2.3.1)$  این نرم افزار استفاده شده است. به علت تقارن هندسه و بارگذاری، مدل به صورت دوبعدی ساخته شده و المان های بتن از نوع dispBeamColumn با ۱۰ نقطه انتگرال گیری در طول آن و به ابعاد ۱۰ cm انتخاب شده است. برای میلگردهای طولی از المان نوع straight استفاده شده است. برای تعریف مقطع ستون، از مدل فیبر استفاده شده که مقطع را به فیبرهای بنی (با ابعاد ۳ cm) و میلگردهای فولادی تقسیم بندی می کند. به علت آن که مدل دوبعدی در OpenSees به سرعت تحلیل می گردد، در اینجا بررسی خاصی به منظور تعیین ابعاد بهینه برای المان ها انجام نشده است. در دو انتهای ستون تکیه گاه مفصلی و غلتکی ایده آل تعریف شده است.

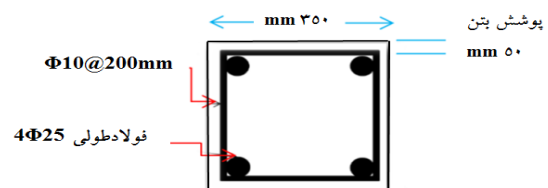
در دستورات و الگوریتم های OpenSees هیچ گونه پیش بینی و توصیه ای مبنی بر نحوه وارد کردن اثرات نرخ کرنش وجود ندارد. بنابراین، در اینجا اعمال اثرات نرخ کرنش بر مشخصات دینامیکی مصالح با استفاده از ضرایب DIF حاصل از آخرین گام محاسبات در حل مدل SDOF انجام می گیرد. تحلیل مدل ستون مورد نظر شامل ۳ مرحله متمایز است؛ ابتدا ستون تحت یک مرحله تحلیل استاتیکی بدون در نظر گرفتن ضرایب DIF قرار می گیرد تا بار محوری آن، پیش از اثر انفجار، ایجاد گردد. در طی این مرحله، جابه جایی گره ها در تکیه گاه غلتکی در راستای محور طولی ستون ثبت می گردد. سپس، مدل دینامیکی با استفاده از ضرایب DIF اعمال شده به مدل مصالح ایجاد می شود و در طی یک تحلیل استاتیکی دیگر، جابه جایی های تعیین شده از مرحله اول به همان گره ها اعمال می گردد (مرحله دوم تحلیل) و پس از آن تحلیل دینامیکی تحت بارگذاری

شرایط مرزی و اولیه برای یک تیر - ستون دو سر مفصل به این صورت است که جابه جایی و انحنا در ابتدا و انتهای تیر - ستون، در هر زمان صفر و جابه جایی و سرعت در همه نقاط در زمان صفر (شروع تحلیل) برابر با صفر است. با اعمال شرایط مرزی و اولیه، در هر گام  $j$  مقدار  $u(t)$  تعیین می گردد و همچنین شرایط اولیه برای گام بعد، یعنی  $z=j+1$ ، نیز مشخص می شود. معیار اتمام این چرخه (معیار خرابی) رسیدن کرنش فشاری بتن به مقدار نهایی آن انتخاب شده است.

## مقایسه نتایج مدل SDOF با FEM و

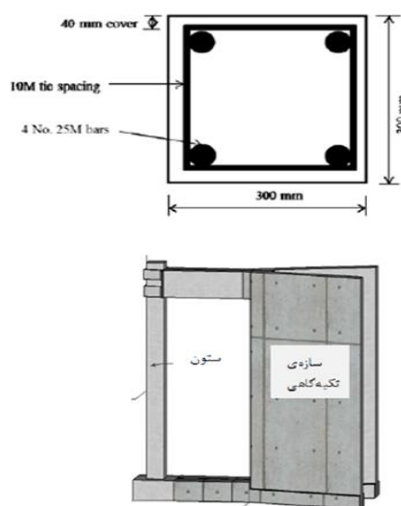
### داده های تجربی

مدل مورد نظر در اینجا دارای مشخصات نشان داده شده در شکل (۶) است. ستون مورد نظر دارای مقطع مربعی با فولادگذاری متقارن می باشد و بتن به کار رفته دارای مقاومت مشخصه  $30 \text{ MPa}$ ، میلگردهای به کار رفته دارای تنش تسلیم  $400 \text{ MPa}$  و تنش نهایی  $600 \text{ MPa}$  فرض می شوند و طول دهانه عضو ۳ متر فرض می شود. این ستون تحت اثر بار محوری فشاری ثابت (برابر با  $0/4$  و  $0/2$  ظرفیت محوری خالص ستون) و انفجار جانبی حاصل از مقادیر مختلف TNT در فاصله ۴ متری از وجه ستون (در وسط ارتفاع آن) قرار دارد. وزن خرج انفجاری به گونه ای انتخاب شده است که مقدار فاصله مقیاس شده (scaled distance)  $Z$  برابر با  $0/7$ ،  $0/1$  و  $1/4 \text{ m/kg}^{1/3}$  باشد. تاریخچه زمان فشار حاصل از انفجار با در نظر گرفتن اثرات رقیق شدگی تعیین می گردد و فرض می شود که توزیع مکانی این فشار به روی وجه ستون به صورت گسترده یکنواخت است.



شکل ۶ مقطع تیر - ستون مورد نظر

فولادگذاری شده‌است و با مقیاس واقعی مورد آزمایش قرار گرفته‌است. ستون دوسرگیردار با مقطع مربعی به ابعاد ۳۰۰ میلی‌متر و طول آزاد ۳ متر است که با پوشش بتن ۴۰ میلی‌متر، درصد فولاد طولی ۰/۰۲ (۴ میلگرد طولی به قطر ۲۵/۲ میلی‌متر)، درصد فولاد عرضی ۰/۰۰۲۲ (خاموت بسته به قطر ۱۱/۳ میلی‌متر با فواصل ۳۰۰ میلی‌متر) از میلگرد رده AIII و مقاومت فشاری مشخصه بتن ۴۰ مگاپاسکال است. بار محوری موجود در ستون ۱۰۲۷ کیلونیوتن (۱۱/۴ مگاپاسکال) است که با استفاده از کابل‌های پس‌کشیدگی در نمونه ایجاد شده‌است. در شکل (۸) تصاویری از مشخصات مدل ستون مورد آزمایش آورده شده‌است.

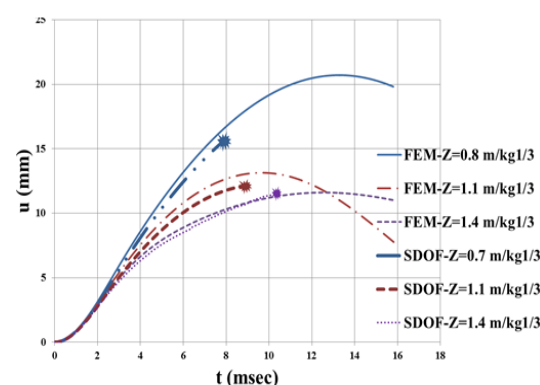


شکل ۸ مشخصات هندسی ستون بتن مسلح و نحوه انجام آزمایش انفجار [37]

بارگذاری انفجاری به صورت انفجار معادل ۱۲۳ kgTNT در فاصله ۲/۶ متری از وجه ستون است. در شکل (۹) منحنی جابه‌جایی جانبی در وسط ارتفاع ستون حاصل از مدل اجزای محدود و SDOF در مقایسه

جانبی انفجار صورت می‌گیرد (مرحله سوم تحلیل). به این ترتیب می‌توان برای انجام تحلیل دینامیکی تحت بارگذاری انفجار، مدل ستون را برای در نظر گرفتن اثرات نرخ کرنش، به روزرسانی کرد.

در شکل (۷) مقدار اولین جابه‌جایی جانبی حداکثر محاسبه شده برای ستون مورد نظر در مدل SDOF با نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود مقایسه شده‌است. توجه شود که نتایج تحلیل اجزای محدود از لحظه اعمال بار انفجار به سازه ثبت شده‌است. مشاهده می‌شود که نحوه تخمین افزایش جابه‌جایی با زمان بسیار نزدیک به نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود است اما رسیدن به معیار خرابی مقطع، باعث شده‌است که جابه‌جایی حداکثر کمتر از مقدار محاسبه شده در نرم‌افزار OpenSees باشد



شکل ۷ تاریخچه- زمان جابه‌جایی عرضی حداکثر در ستون بتن مسلح

همچنین، از شکل (۷) مشخص است که با افزایش شدت انفجار (کاهش Z) مقدار جابه‌جایی حداکثر تخمین زده شده در روش SDOF کمتر از تحلیل اجزای محدود است و دقت آن کاهش می‌یابد.

آزمایش‌هایی توسط فاروک و همکاران (۲۰۱۴) به روی نمونه‌های ستون بتن مسلح با مقطع مستطیلی تحت انفجار انجام گرفته‌است [37, 38]. ستون‌های مورد نظر، به صورت ستون عادی براساس ضوابط CAN/CSA A23.3-04 تحت بارهای ثقیلی، طراحی و

با نتایج آزمایش نشان داده شده است.

حداکثر است. انرژی کرنشی برای سیستم SDOF به صورت رابطه (۲۳) محاسبه می شود (k سختی سیستم است).

$$SE = \frac{1}{2} k \cdot u_{\max}^2 \quad (23)$$

که با برابر قرار دادن SE و WE داریم:

$$\frac{2P}{k \cdot u_{\max}} = 1 \quad (24)$$

رابطه (۲۴) نشان دهنده خط مجانب گوسی - استاتیکی در دیاگرام بدون بعد P-I است (شکل ۱). اگر یک بار ضربه ای به مدل وارد گردد، می توان سرعت اولیه را با رابطه زیر محاسبه کرد که در آن I ضربه حاصل از انفجار و M جرم معادل سیستم SDOF است.

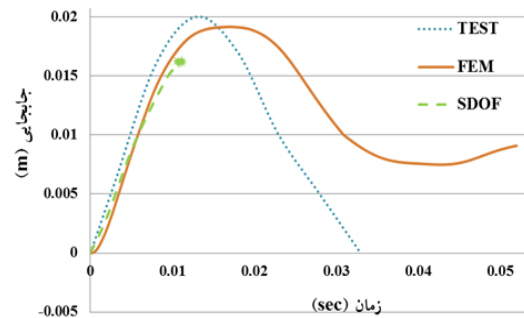
$$\dot{u}_0 = \frac{I}{M} \quad (25)$$

اینک می توان انرژی جنبشی منتقل شده به سازه را به صورت رابطه (۲۶) بیان کرد که در نهایت با برابر قرار دادن SE و KE رابطه (۲۷) نتیجه می گردد که خط مجانب ضربه ای در دیاگرام بدون بعد P-I است.

$$KE = \frac{1}{2} M \dot{u}_0^2 = \frac{I^2}{2M} \quad (26)$$

$$1 = \frac{I}{u_{\max} \sqrt{k \cdot M}} \quad (27)$$

باتوجه به یک سطح خرابی مشخص، نقاط روی منحنی P-I نشان دهنده ترکیب فشار و ضربه انفجاری است که می تواند آن سطح خرابی را به جای گذارد. برای یک ستون (یا تیر - ستون) بتن مسلح، این سطح خرابی و یا معیار خرابی می تواند تغییر شکل خمشی حداکثر در وسط طول آن [12, 14]، تغییر شکل برشی حداکثر در تکیه گاه ها در حالت گسیختگی برشی [39]، دوران حداکثر در تکیه گاه ها و اتصالات و یا ظرفیت محوری پسماند تیر - ستون باشد. البته معمولاً تغییر شکل سازه ای حداکثر به عنوان معیار خرابی در نظر گرفته می شود. در اینجا، با استفاده از مدل SDOF معرفی شده به ترسیم دیاگرام P-I ستون بتن مسلح پرداخته شده به طوری که



شکل ۹ مقایسه جابه جایی حاصل از مدل سازی با نتایج آزمایش

بخش نزولی انتهایی در نمودارهای آزمایش، در اثر از کار افتادن پتانسیومتر (جابه جایی سنج) در اثر فشار و حرارت ناشی از انفجار ایجاد شده است. ملاحظه می شود که در تحلیل اجزای محدود، مقدار پاسخ حداکثر و زمان وقوع آن در مقاطعی که تغییر شکل های بیشتری را تجربه کرده است، با دقت مناسبی تخمین زده شده است. علل اختلاف محاسبات با نتایج آزمایش می تواند ناشی از عدم دقت در تخمین توزیع مکانی بار گذاری انفجار و نیز مقادیر تقریبی برای ضرایب DIF باشد. همچنین، ممکن است تکیه گاه های ساخته شده برای نمونه ستون در آزمایش، شرایط گیرداری کامل در دوسر عضو را برآورده نکرده اند و تحت اثر انفجار تغییر مکان هایی داشته اند. همچنین، در تمامی آزمایش های عملی انفجار در اثر فشار و حرارت وارد شده به سنسورهای اندازه گیری و ابزار دقیق ها، امکان بروز خطا در داده های ثبت شده وجود دارد.

### دیاگرام فشار - ضربه (P-I)

در روابط مدل SDOF الاستیک، کار خارجی انجام شده توسط بارهای خارجی گوسی - استاتیکی با رابطه (۲۲) تعریف می گردد.

$$WE = P \cdot u_{\max} \quad (22)$$

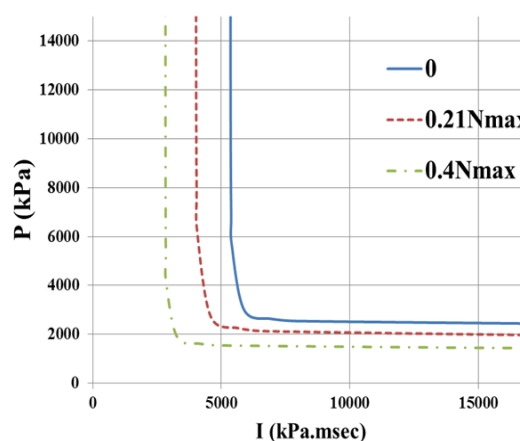
که در آن P نیروی خارجی و  $u_{\max}$  جابه جایی

می‌دهد که در نتیجه انرژی کرنشی جذب شده نیز کاهش می‌یابد. بنابراین بار انفجار حداکثر قابل تحمل توسط تیر-ستون نسبت به حالت بدون بار محوری، کاهش می‌یابد.

### بحث و نتیجه‌گیری

در این مقاله یک رویکرد تک‌درجه آزادی (SDOF) بر مبنای تئوری تیر اولر-برنولی معرفی می‌شود تا پاسخ دینامیکی ستون بتن مسلح تحت بارگذاری جانبی انفجار تخمین زده شود. در مدل SDOF اثرات لنگر ثانویه ( $P-\delta$ )، غیرخطی مصالح و اثرات نرخ کرنش به صورت گام‌به‌گام در نظر گرفته شده است. مطابق با نتایج حاصل روش SDOF معرفی شده علی‌رغم سادگی و زمان کم برای انجام محاسبات، با دقت کافی روند جابه‌جایی جانبی و مقدار پاسخ حداکثر را تخمین می‌زند. در حالتی که شدت بارگذاری انفجار افزایش می‌یابد (کاهش وزن خرج با فاصله رویارویی ثابت) دقت محاسبات روش SDOF کاهش می‌یابد. در حالت انفجارهای متوسط تا دور ( $Z > 1 \text{ kg/m}^3$ ) رویکرد SDOF مقدار پاسخ حداکثر سازه را با دقت قابل قبول تخمین می‌زند. علت این امر آن است که مدل SDOF بر مبنای تئوری اولر-برنولی تهیه شده است که از تغییرشکل‌های برشی صرف نظر می‌کند. زمانی که انفجار نزدیک به سازه روی می‌دهد مود رفتاری غالب برشی است و در نتیجه تخمین‌های روش SDOF با خطا همراه است. با استفاده از روش SDOF معرفی شده در اینجا به بررسی دیاگرام فشار-ضربه (P-I) برای ستون‌های بتن مسلح پرداخته شده است. طبق نتایج حاصل دیاگرام P-I به شدت تحت تأثیر سطح بار محوری موجود در ستون قرار دارد. به طوری که با افزایش بار محوری، این دیاگرام به مرکز مختصات نزدیک‌تر می‌شود که نشان‌دهنده کاهش مقدار فشار و است (کاهش ظرفیت انفجاری) و اهمیت در نظر گرفتن

تغییر شکل خم‌شی در وسط دهانه (جابه‌جایی عرضی حداکثر) به عنوان معیار خرابی در نظر گرفته شده است. معیار خرابی، جابه‌جایی حداکثر در وسط دهانه ( $u_{max}$ ) برابر با تغییرشکل متناظر با ۲ درجه دوران در تکیه‌گاه تیر-ستون فرض شده است که معمولاً خرد شدن بتن فشاری در این مقدار از دوران تکیه‌گاه روی می‌دهد [2]. در این مقاله، اثر میزان بار محوری به روی دیاگرام P-I ستون بتن مسلح مورد بررسی قرار گرفته است. منحنی‌های P-I به دست آمده از مدل SDOF تحت بار جانبی حاصل از انفجار با تاریخچه زمان مثلثی، در شکل (۱۰) نشان داده شده است. در این شکل  $N_{max}$  مقدار ظرفیت محوری اسمی ستون است.



شکل ۱۰ دیاگرام‌های P-I برای ستون با نسبت‌های مختلف بار محوری تحت بار انفجار مثلثی ایده‌آل

مشاهده می‌شود که مقدار بار محوری به روی موقعیت و شکل دیاگرام P-I تاثیرگذار است. به طوری که با افزایش بار محوری، مجانب‌های افقی و قائم کاهش می‌یابد و منحنی به مرکز مختصات نزدیک‌تر می‌شود. این امر به معنای کاهش مقاومت ستون در برابر انفجار در رژیم‌های ضربه‌ای و گوسی استاتیکی است. توجه این امر به این صورت است که افزایش بار محوری موجب افزایش ظرفیت خمشی مقطع تیر-ستون می‌شود اما دوران حداکثر تکیه‌گاه (در لحظه گسیختگی) را کاهش

پارامترهای مؤثر بر رفتار سازه‌ای و پاسخ دینامیکی اصلی آن به دست آورد. بنابراین تکنیک SDOF معرفی شده در این مقاله به منظور مطالعه پاسخ کلی ستون‌های بتن مسلح تحت بارگذاری انفجار متوسط تا مناسب است.

توجه شود که در روش SDOF معرفی شده اثرات مربوط به جابه‌جایی جانبی طبقه (P- $\Delta$ ) در نظر گرفته نمی‌شود. برای وارد کردن اثرات P- $\Delta$  باید کل سیستم باربر جانبی ساختمان تحلیل گردد و مدل SDOF برای تک‌تک اعضا به‌طور جداگانه کفایت نمی‌کند.

بار محوری در ستون بتن مسلح به‌منظور ارزیابی و یا طراحی آن تحت بار انفجار را نشان می‌دهد.

در رویکرد SDOF با استفاده از ضرایب تبدیل و طول معادل مفصل پلاستیک، تقریب‌هایی وارد محاسبات می‌شود و همچنین اطلاعات مفیدی نظیر پروفیل جابه‌جایی، دوران و انحنا در طول ستون را نمی‌توان به دست آورد. از طرفی، عدم قطعیت‌های موجود در طبیعت بارهای انفجار موجب می‌شود که نتوان دقت سیستم ایده‌آل سازی شده را تضمین کرد. با این حال، در این روش می‌توان درک خوبی از

## مراجع

1. U.S. Dept. of Army, the Navy and Air Force, "The Design of Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions", TM 5-1300, Technical Manual, Washington DC, (1990).
2. U.S. Department of Defense (DOD), "Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions", UFC 3-340-02, Washington DC, (2008).
3. ASCE, "Design of Blast Resistant Buildings in Petrochemical Facilities", Reston VA, (1997).
4. Nassr, A.A., Razaqpur, A.G., Tait, M.J., Campidelli, M. and Foo, S., "Single and Multi Degree of Freedom Analysis of Steel Beams under Blast Loading", Nuclear Engineering Design, Vol. 242, pp. 63-77, (2012).
5. Dragos, J. and Wu, C., "Single-Degree-of-Freedom Approach to Incorporate Axial Load Effects on Pressure Impulse Curves for Steel Columns", *Journal of Engineering Mechanics*, 10.1061/ (ASCE) EM.1943-7889.0000818, 04014098, (2014).
6. Morison, C.M., "Dynamic Response of Walls and Slabs by Single-Degree-Of-Freedom Analysis-A Critical Review and Revision", *International Journal of Impact Engineering*, Vol. 32, pp. 1214-1247, (2006).
7. Oswald, C.J., "Comparison of Response from Combined Axial and Blast Loads Calculated with SDOF and Finite Element Methods", In: DDESB Explosive Safety Seminar, Portland, Oregon, (2010).
8. Stochino, F. and Carta, G., "SDOF Models for Reinforced Concrete Beams under Impulsive Loads Accounting for Strain Rate Effects", Nuclear Engineering Design, Vol. 276, pp. 74-86, (2014).
9. Andersson, S. and Karlsson, H., "Structural Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Explosions", Master Thesis, Chalmers University of Technology, Goteborg, Sweden, (2012).
10. Wu, C., Wu, W. and Chen, D.J., "Analysis of Retrofitted RC Beam with Fixed End Supports against Blast Loads", *Key Engineering Materials*, Vol. 400-402, pp. 795-800, (2009).

11. PDC-TR 06-01 Rev 1. Methodology Manual for the Single-Degree-of-Freedom Blast Effects Design Spreadsheets (SBEDS). US Army Corps of Engineers, Protective Design Center (PDC) Technical Report, (2008).
12. Dragos, J. and Wu, C., "A New General Approach to Derive Normalized Pressure-Impulse Curves", *International Journal of Impact Engineering*, Vol. 62, pp. 1-12, (2013).
13. Florek, J.R. and Benaroya, H., "Pulse-pressure Loading Effects on Aviation and General Engineering Structures—review", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 284, pp. 421–453, (2005).
14. Krauthammer, T., Astarlioglu, S., Blasko, J., Soh, T.B. and Ng, P.H., "Pressure-Impulse Diagrams for the Behavior Assessment of Structural Components", *International Journal of Impact Engineering*, Vol. 35, pp. 771–783, (2008).
15. Mutalib, A.A., Abedini, M., Baharom, S. and Hao, H., "Derivation of Empirical Formulae to Predict Pressure and Impulsive Asymptotes for P-I Diagrams of One-way RC Panels", *Journal of Civil, Environment, Structural, Construction and Architecture Engineering*, Vol. 7, pp. 585-588. (2013).
16. Mutalib, A.A. and Hao, H., "Development of P-I Diagrams for FRP Strengthened RC Columns", *International Journal of Impact Engineering*, Vol. 38, pp. 290–304, (2011).
17. Biggs, J.M., Introduction to Structural Dynamics, New York: McGraw-Hill, (1964).
18. Stochino, F. and Tattoni, S., "Exceptional Actions: Blast Loads on Reinforced Concrete Structures", In: *Proceedings of CIAS (Cornell International Affairs Society) Conference*, Cornell University, (2013).
19. Chopra, A.K., "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering", New Jersey: Prentice Hall, (1995).
20. Timoshenko, S.P. and Gere, J.M., "Theory of Elastic Stability", 2<sup>nd</sup> ed. New York: McGraw-Hill, (1963).
21. Paulay, T. and Priestley, M.J.N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley and Sons, New York, (1992).
22. Brode, H.L., "Numerical Solutions of Spherical Blast Waves", *Journal of Applied Physics*, Vol. 26, pp. 766-775, (1955).
23. Cormie, D., Mays, G. and Smith, P.D., "Blast Effects on Buildings", 2<sup>nd</sup> ed, London: Thomas Telford, (2009).
24. Mazzoni, S., McKenna, F., et al., "OpenSees Command Language Manual", University of California, Berkeley, (2006).
25. Mazzoni, S. and Frank M.K., "Example 9. Moment-Curvature Analysis of Section", (2006) <http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/ExamplesManual/HTML/3909.htm>.

26. Mazzoni, S. and Frank M.K., "Concrete01 Material-Zero Tensile Strength", (2006).  
<http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/164.htm>.
27. Kent, D.C. and Park, R., "Inelastic Behavior of Reinforced Concrete Members with Cyclic Loading", Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 4, pp. 108-125, (1971).
28. Asprone, D., Frascadore, R., Di Ludovico, M., Prota, A. and Manfredi, G., "Influence of Strain Rate on the Seismic Response of RC Structures", Engineering Structures, Vol. 35, pp. 29-36, (2012).
29. Ožbolt, J. and Sharma, A., "Numerical Simulation of Reinforced Concrete Beams with Different Shear Reinforcements under Dynamic Impact Loads", *International Journal of Impact Engineering*, Vol. 38, pp. 940-950, (2011).
30. Krauthammer, T., Shanaa, H.M. and Assadi, A., "Response of Structural Concrete Elements to Severe Impulsive Loads", Computers Structures, Vol. 53, pp. 119-130, (1994).
31. Razaqpur, G., Mekky, W. and Foo, S., "Fundamental Concepts in Blast Resistance Evaluation of Structures", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 36, pp. 1292-1304, (2009).
32. Malvar, L.J. and Crawford J.E., "Dynamic Increase Factors for Steel Reinforcing Bars", In: 28<sup>th</sup> DDESB Seminar, Orlando, USA, (1998).
33. Federal Institute of Technology, Model Code 2010, First Complete Draft, Volume 1: fib Bulletin 55, Switzerland, (2010).
34. Izadifard, R.A., Nourizadeh, A. and Shamshirgar, A., "A Material Model for Static and Dynamic Nonlinear Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Elements", In: *Proceedings of the 4th International Conference on Seismic Retrofitting*, Tabriz, Iran, (2012).
35. Smith, G.D., "Numerical Solution of Partial Differential Equations: Finite Difference Methods", 3rd ed., Oxford University Press, (1985).
36. Parks, D.M., "Euler-Bernoulli Beams Bending, Buckling, and Vibration", MIT OpenCourseWare, Massachusetts Institute of Technology, Department of Mechanical Engineering, (2004).
37. Farouk, S., "Near-Field Explosion Effects on Reinforced Concrete Columns: An Experimental Investigation", Master of Civil Engineering thesis, Carleton University Ottawa, (2014).
38. Braimah, A., Farouk S. and Von-Rosen B., "Near-field Explosion Effects on Reinforced Concrete Column", In: Proceeding of 5th International Workshop on Performance, Protection & Strengthening of Structures under Extreme Loading, pp. 505-514, (2015).
39. Shi, H.J., Salim, H. and Ma, G., "Using P-I Diagram Method to Assess the Failure Modes of Rigid-Plastic Beams Subjected to Triangular Impulsive Loads", *International Journal of Protection Structures*, Vol. 3, pp. 333-353, (2012).