



شبیه‌سازی عددی پانل‌های بتنی مسلح با الیاف، با عملکرد بالا، در برابر بارهای انفجار زیر آب

مهدي كمامسي^{۱*}، محمدرضا گودرزی^۱ و جعفر چلبی^۲^۱ استادیار گروه عمران دانشگاه آیت اله العظمی بروجردی (ره)^۲ دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی آب و سازه‌های هیدرولیکی، دانشگاه آیت اله العظمی بروجردی (ره)

مقاله مستقل، تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۰۸/۰۹؛ تاریخ بازنگری: ۱۳۹۶/۰۳/۱۵؛ تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۰۶/۱۱

چکیده

انفجار زیر آب یکی از پدیده‌های مخرب سازه‌های دریایی و ساحلی می‌باشد، بنابراین طراحی این گونه سازه‌ها در برابر بار انفجار از اهمیت بسزایی برخوردار است. از این رو پژوهش حاضر به بررسی و مقایسه عملکرد بتن‌های الیافی در مقابل بارگذاری انفجار در هوا و زیر آب پرداخته است. بدین منظور در این پژوهش یک بررسی عددی از عملکرد بتن‌های الیافی تحت بارگذاری انفجار با در نظر گرفتن اثر نرخ کرنش، انجام شده است. در این راستا از مدل‌های عددی برای انفجار در هوا به دو روش تابع انفجار کان‌وپ و روش لاگرانژی-اولیری دلخواه استفاده شد و سپس نتایج آن با نتایج داده‌ها از آزمون انفجار در مقیاس واقعی مقایسه شده است. همچنین برای انفجار زیر آب که از مدلسازی به روش لاگرانژی-اولیری دلخواه انجام شده از روش سیستم تک درجه آزادی جهت صحت‌سنجی استفاده گردیده است. نتایج جایجایی پانل‌ها بدست آمده از پژوهش نشان دهنده اختلاف کمتر از ۱۳/۳ درصد بین روش‌های مدل‌سازی عددی کان‌وپ، لاگرانژی-اولیری، سیستم تک درجه آزادی و نتایج آزمایشگاهی است. علاوه بر این، نتایج بیانگر جایجایی بیشتر بتن‌های الیافی تا حدود ۷۴ میلی‌متر و خسارت مخرب‌تر پانل بتنی برای انفجار زیر آب نسبت به انفجار در هوا و همچنین تاثیر مستقیم حجم میلگرد مصرفی نسبت به درصد الیاف می‌باشد.

کلمات کلیدی: انفجار زیر آب؛ کان‌وپ؛ روش لاگرانژی-اولیری؛ پانل مسلح شده با الیاف؛ Ls-dyn.

Numerical Simulation of Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete Panels Subjected to Underwater Blast Loading

M. Komasi^{1,*}, M. Goodarzi¹, J. Chalabi²¹ Assistant Prof., Civil Eng., Ayatollah Ozma Borujerdi Univ., Boroujerd, Iran.² M.S. Student, Civil Eng., Ayatollah Ozma Borujerdi Univ., Boroujerd, Iran.

Abstract

Underwater blast is a destructive phenomenon for offshore and onshore structures, so it is highly important to design these structures to bear explosive loads. This study has evaluated the performance of fiber reinforced concretes against air blast and underwater blast loadings. For this purpose, the performance of fiber reinforced concretes against explosive loading was analyzed while including the strain rate effect. In this way, two numerical models CONWEP explosion function and arbitrary Euler-Lagrange method were used for air blast, and results were then compared with data from full-scale blast test. A single degree of freedom system was used to validate data for underwater blast obtained through the arbitrary Euler-Lagrange method. Panels displacement results showed that the CONWEP, Euler-Lagrange and single degree of freedom system numerical modeling methods had a difference smaller than 13.3% with experimental results. Additionally, results showed underwater blast led to larger displacements in reinforced concretes up to about 74 mm and more destructive damages to concrete panels than air blast. The amount of rebars had a direct contribution compared to the fiber percentage.

Keywords: Blast Underwater; CONWEP; Euler-Lagrange Method; Fibre Reinforced Concrete Panel; Ls-dyn.

۱- مقدمه

رفتار سازه‌های بتنی تحت بارگذاری انفجار، موضوع مهمی در مهندسی عمران و مواد است. در چند دهه گذشته پژوهشگران زیادی به بررسی رفتار بتن تحت بارگذاری با دامنه کرنش بالا، با استفاده از مطالعات تجربی و عددی پرداخته‌اند [۱]. از آن جمله پژوهشگرانی که در خصوص بارگذاری ضربه‌ای و انفجاری در بتن، شبیه‌سازی‌هایی انجام داده‌اند، می‌توان به زمانی و رفاهی اشاره نمود که در مورد تحلیل تجربی نرخ کرنش بر رفتار سازه‌های بتنی در بارگذاری‌های حاصل از موج انفجار مطالعه نموده‌اند. در این پژوهش رفتار دینامیکی بتن تحت بارگذاری انفجار به صورت تجربی مورد ارزیابی قرار گرفته و نتایج حاصل با داده‌های نظری مقایسه شده است. که افزایش ظرفیت باربری را نشان می‌دهد. در این پژوهش همچنین یک مدل ریاضی نیمه تجربی برای رفتار بتن تحت انفجار ارائه گردید. با این وجود این مدل ریاضی تنها برای بتن با مقاومت معمولی کارایی دارد [۲]. لپانن^۱ در مورد رفتار دینامیکی سازه‌های بتنی تحت بارگذاری انفجار پژوهشی انجام داده است که در آن رفتار بتن در برابر انفجار و بار ضربه‌ای از طریق نرم‌افزار اجزاء محدود غیرخطی اتوداین^۲ پیش‌بینی شده است اما عمده کاستی این پژوهش این است که تنها یک سازه بتنی با درصد میلگرد ثابت مورد بررسی قرار گرفته است [۳]. نیسترن^۳ در سال ۲۰۰۸ سازه‌های بتنی را تحت بارگذاری قرار داده و اثر جداسازی در بتن را بررسی کرد و نتایج نشان داد حضور میلگرد در بتن باعث مقاومت بیشتر بتن در مقابل ضربه می‌شود [۴]. ژنگو^۴ و یونگ^۵ تحقیقاتی در مورد تغییرات مدل RHT^۶ برای بهبود شبیه‌سازی عددی پاسخ دینامیکی بتن انجام دادند و نتایج نشان دهنده بهبود مدل اصلاح شده RHT بود. اما با این وجود بتن با مقاومت‌های متفاوت در این پژوهش شبیه‌سازی نشده است [۵]. همچنین گروویچ^۷ و گبکن^۸ شبیه‌سازی مدل بتن‌های الیافی را انجام دادند و نتایج

بهبود عملکرد بتن الیافی نسبت به بتن معمولی در مقابل بار ضربه‌ای را نشان داد [۶]. در این راستا مائو^۹ و بارنت^{۱۰} در پژوهشی به بررسی قابلیت مدل‌سازی رفتار بتن‌های الیافی تحت بارگذاری انفجار با استفاده از برنامه المان محدود غیرخطی ال‌اس داین^{۱۱} و اثر الیاف فلزی و میلگرد فولادی در افزایش مقاومت انفجار در بتن‌های الیافی از طریق مطالعات عددی پرداخته‌اند. نتایج پژوهش مورد بررسی نشان داد که بتن مسلح به میلگرد نسبت به بتن مسلح به الیاف فولادی عملکرد بهتری دارد. اما عدم بررسی بارگذاری انفجار زیر آب از کاستی‌های پژوهش مائو و بارنت می‌باشد. [۷]. با توجه به طبیعت شکننده بتن در کشش، چندین روش مانند اضافه کردن الیاف به بتن و یا استفاده از مواد دیگر با مقاومت بالا وجود دارد که می‌تواند به افزایش مقاومت بتن در کرنش‌های بالا در حال بارگذاری منجر شود [۸ و ۹]. بتن مسلح به الیاف، دارای عملکرد بالایی است که هر دو خاصیت مقاومت بتن و شکل‌پذیری بالای الیاف را داراست. بتن الیافی دارای مقاومت فشاری بالا تا حدود ۲۰۰ مگاپاسکال و مقاومت کششی در حدود ۲۰ تا ۴۰ مگاپاسکال می‌باشد. علاوه بر این، انرژی شکست این نوع بتن‌ها می‌تواند در حدود ۲۰ تا ۴۰ هزار ژول بر مترمربع باشد که چندین مرتبه بالاتر از انرژی شکست بتن معمولی می‌باشد. بنابراین بتن الیافی در بارگذاری کرنش‌های بالایی را تجربه نموده و در نتیجه مقاومت بسیار بالاتری نسبت به بتن‌های معمولی از خود نشان می‌دهد [۱۰]. برخی از آزمون‌هایی که در مقیاس کامل در این زمینه انجام شده، نشان می‌دهد که تحت همان بارگذاری انفجار بتن الیافی عملکرد بسیار بهتری از بتن با مقاومت معمولی دارد [۱۱]. به منظور درک بهتر رفتار بتن‌های الیافی تحت بارگذاری‌های مختلف انفجاری، آزمایش‌های مختلف از جمله آزمون انفجار در مقیاس کامل و آزمون انفجار با نمونه کوچک مورد نیاز است. با این حال، اگر چه آزمون در مقیاس کامل بهتر می‌تواند رفتار واقعی سازه را بیان کند، اما این نوع آزمون‌ها سخت و پرهزینه است، در حالی که انجام آزمون بر

¹ Leppanen² Autodyn³ Nystrom⁴ Zhenguo⁵ Yong Lu⁶ Riedel-Hiermaier-Thomas⁷ Greulich⁸ Gebbeken⁹ Mao¹⁰ Barnet¹¹ LS-DYNA

نتایج سیستم تک درجه آزادی، مورد صحت سنجی قرار خواهد گرفت.

۲- مدل های مواد

۲-۱- مدل خسارت بتن^۱

رفتار بتن در نرم افزار ال اس داینا به عنوان ماده نوع ۷۲#^۲ که به مدل کاراگوزن-کیس^۳ و نام اختصاری کی-سی^۴ شناخته شده است، مدل سازی می شود. مدل کی-سی به طور گسترده ای برای تجزیه و تحلیل پاسخ مواد بتنی تحت بارگذاری با نرخ کرنش بالا مورد استفاده قرار می گیرد [۱۳]. در مدل کی-سی از دو روش می توان برای ارایه رفتار بتن استفاده کرد. روش اول توسط وارد کردن خواص مواد به طور مستقیم به مدل انجام می شود که مدل کی-سی را قادر می سازد رفتار واقعی با دقت معقول از خود نشان دهد. با این حال، این روش نیاز به تعداد زیادی آزمایش ویژگی های مدل برای ارایه خواص مواد دارد. در روش دوم، تنها مقاومت فشاری بتن به عنوان ورودی مورد نیاز است و تمام پارامترهای مرتبط دیگر با روش جایگذاری به صورت خودکار محاسبه می شوند که با نام روش تولید پارامتر شناخته شده است [۱۴]. اگر چه در روش دوم نیازی به آزمایش یک سری از ویژگی های مواد نیست؛ اما به عنوان روش تولید پارامتر و از آنجایی که بر اساس اطلاعات آزمون بتن با مقاومت معمولی می باشد، بایستی تغییرات بیشتری در پارامترهای مدل انجام شود تا بتواند مانند رابطه تنش-کرنش، رفتار واقعی و مدل بهتری از مواد را بیان کند. در مدل سازی بتن، رفتار کرنش سخت شوندگی و نرم شوندگی را می توان با استفاده از مدل پارامتری با ساختار درست بیان نمود. همچنین می توان اثر نرخ کرنش در مدل که باعث تغییر در مقاومت فشاری و کششی می گردد را برای دقت بیشتر به صورت جداگانه لحاظ نمود [۱۵ و ۱۶]. بنابراین می توان مدل کی-سی را با اعمال تغییراتی که در بخش ۲-۱-۲ توضیح داده خواهد شد، برای شبیه سازی رفتار بتن با مقاومت بالا مورد استفاده قرار داد.

اساس نمونه کوچکتر آسان تر می باشد، اما نتایج حاصل از آنها ممکن است با توجه به اثر ابعاد از اندازه واقعی ساختار متفاوت باشد. علاوه بر این با توجه به اینکه بتن های الیافی شامل حجم بالای الیاف و تنوع در جهت قرار گیری الیاف می باشد، حتی برای نمونه با همان حجم الیاف باعث تفاوت در رفتار این نوع بتن می شود که این کار باعث افزایش پیچیدگی درک رفتار از آزمون بتن های الیافی است. امروزه رویکرد پژوهشگران بر استفاده از مدل سازی عددی است که دارای نتایج قابل اعتمادی می باشد [۱، ۶ و ۸]. بنابراین این رویه می تواند یک ابزار مهم جایگزین برای مطالعه رفتار بتن های الیافی هنگام بارگذاری با نرخ کرنش بالا باشد. در این راستا مدل شبیه سازی شده و توسعه یافته باید خواص ساختار مورد مطالعه از جمله مقاومت، منحنی تنش-کرنش و همچنین اثر اندازه را بیان کند. علاوه بر این، مدل باید اثر نرخ کرنش در ساختار را برای شبیه سازی مواد و رفتار سازه تحت شرایط بارگذاری با نرخ کرنش بالا در نظر بگیرد [۱۲]. با توجه به موارد یاد شده، پژوهش حاضر به مدل کردن بتن الیافی تحت بارگذاری انفجار در هوا و زیر آب در حالت های مختلف پرداخته است. بنابر مطالعات انجام شده، تنها حداکثر تغییر مکان مدل مورد توجه بوده است در این حالت آسیب های وارده به بتن الیافی پس از بارگذاری انفجار نمی تواند پیش بینی شود. دلیل آن این است که در اکثر پژوهش های انجام شده، رفتار این نوع بتن ها با سیستم تک درجه آزادی تخمین زده می شود که در آن مدل شکست را نمی تواند به درستی به دست آورد. بنابراین، مدل سازی بتن های الیافی تحت بارگذاری انفجار باید کامل تر مورد مطالعه قرار گیرد، بدین ترتیب که هر دو معیار تغییر شکل و آسیب وارده بر بتن باید در نظر گرفته شود، تا بتوان پیش بینی قابل اعتمادتری از رفتار آن را بدست آورد. این پژوهش به بررسی و مدل سازی رفتار بتن های الیافی تحت بارگذاری انفجار در هوا و زیر آب، با استفاده از برنامه اجزاء محدود غیرخطی ال اس داینا و اثر الیاف فلزی و میلگرد فولادی در افزایش مقاومت انفجار در بتن های الیافی از طریق مطالعات عددی می پردازد. در این راستا نتایج پیش بینی شده برای انفجار در هوا با نتایج بدست آمده از آزمایش و برای انفجار زیر آب با

¹ Concrete Damage Model

² 072_MAT_CONCRETE_DAMAGE

³ Karagozian & Case

⁴ K&C

۲-۱-۱- بررسی مدل کی-سی

در مدل کی-سی برای بیان رفتار بتن از سه صفحه مستقل با نام‌های صفحه مقاومت تسلیم، صفحه مقاومت حداکثر و صفحه مقاومت پسماند استفاده می‌شود. این صفحه‌ها به صورت رابطه‌های (۱) تا (۳) تعریف می‌شوند [۱۶]:

$$F_y = a_{0y} + \frac{p}{a_{1y} + a_{2y}p} \quad (1)$$

$$F_m = a_{0m} + \frac{p}{a_{1m} + a_{2m}p} \quad (2)$$

$$F_r = a_{0f} + \frac{p}{a_{1f} + a_{2f}p} \quad (3)$$

که در آن فشار، F_y ، F_m و F_r ، a_{ij} و $i, j = 0, 1, 2$ و $i = y, m, f$ به ترتیب نشان دهنده صفحه مقاومت تسلیم، صفحه مقاومت حداکثر، صفحه مقاومت پسماند و پارامترهای مدل کی-سی می‌باشند. صفحه پلاستیسیته که برای نمایش کرنش سخت شوندگی استفاده می‌شود، از درون‌یابی صفحه مقاومت تسلیم و صفحه مقاومت حداکثر بدست می‌آید که می‌توان آن را بصورت رابطه (۴) نمایش داد:

$$F_h = \eta F_y + (1 - \eta) F_m \quad (4)$$

و به طور مشابه برای نمایش تنش نرم شوندگی، از درون‌یابی بین صفحه مقاومت حداکثر و صفحه مقاومت پسماند استفاده می‌شود که به صورت رابطه (۵) بیان می‌گردد [۱۶]:

$$F_s = \eta F_y + (1 - \eta) F_r \quad (5)$$

در رابطه‌های (۴) و (۵)، η به عنوان فاکتور مقیاس تسلیم تعریف می‌شود و λ تابع کرنش موثر پلاستیکی واحد می‌باشد [۱۶]:

$$\lambda = \begin{cases} \int_0^{\bar{\epsilon}_p} \frac{d\bar{\epsilon}_p}{(1 + \frac{p}{f_t})^{b_1}} & p \geq 0 \\ \int_0^{\bar{\epsilon}_p} \frac{d\bar{\epsilon}_p}{(1 + \frac{p}{f_t})^{b_2}} & p < 0 \end{cases} \quad (6)$$

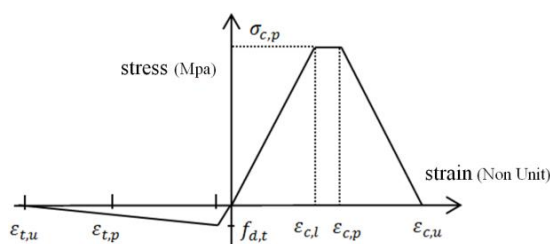
در رابطه (۶) $d\bar{\epsilon}_p$ نشان دهنده افزایش کرنش موثر پلاستیک و f_t مقاومت کششی شبه‌استاتیک بتن می‌باشد. از رابطه‌های (۴) تا (۶) می‌توان دریافت در مدل آسیب بتن به ترتیب پارامترهای b_1 و b_2 برای کنترل رفتار سخت شوندگی و نرم شوندگی بتن می‌باشد. بنابراین رفتار بتن به ویژه رفتار کرنش نرم شوندگی را می‌توان بر اساس رفتار واقعی بتن با تغییر در این دو پارامتر تعیین نمود [۸].

۲-۱-۲- تعیین پارامترهای مدل کی-سی

با توجه به معادلات (۱) تا (۳) هشت پارامتر نیاز به تعیین مقدار دارند. پارامترهای a_{0y} ، a_{1y} و a_{2y} را می‌توان بر اساس اطلاعات تجربی یک آزمایش فشار تک‌محوری محصور نشده و تعدادی آزمایش فشاری محصور شده، بدست آورد. برای صفحه مقاومت حداکثر و صفحه مقاومت پسماند بترتیب در نقطه تنش حداکثر و تنش مقاومت پسماند نیز به اطلاعات فشار تک‌محوری محصور شده و محصور نشده نیاز است. لازم به ذکر است که این هشت پارامتر بدست آمده برای بتن با مقاومت فشاری محصور نشده ۴۵/۴ مگاپاسکال می‌باشد [۱۳]. در این پژوهش روش تولید خودکار پارامتر در مدل کی-سی که با استفاده از تعداد زیادی آزمایش، ویژگی‌های مواد و داده‌هایی که قبلاً آمده است، به کار گرفته می‌شود [۱۷]. این مقادیر که به طور خودکار برای بتن با مقاومت فشاری محصور نشده ۱۷۰ مگاپاسکال محاسبه می‌شود، در جدول ۱ ذکر شده است.

با این حال، از آنجایی که تولید پارامترهای خودکار در مدل کی-سی براساس اطلاعات بدست آمده از آزمایش بتن معمولی با مقاومت فشاری تک‌محوری ۴۵/۴ مگاپاسکال بدست می‌آید [۱۸]، بنابراین ممکن است نشان دهنده رفتار واقعی از مواد با عملکرد بالا که دارای نقاط قوت بسیار بیشتری هستند، نباشد. بنابراین، قبل از استفاده از روش تولید پارامترهای خودکار برای تجزیه و تحلیل بتن با عملکرد خیلی بالا، لازم است قابلیت پارامترهای تولید خودکار در بیان رفتار این نوع بتن، بررسی شود. در این پژوهش رابطه تنش-کرنش نشان داده شده در شکل ۱ برای بررسی قابلیت مدل کی-سی در توصیف رفتار بتن با عملکرد خیلی بالا استفاده می‌شود.

مقادیر مهم تنش-کرنش بدست آمده از نمودار شکل ۱ در جدول ۲ نشان داده شده است.



شکل ۱- نمودار طراحی شده تنش-کرنش UHPFRC [۸]

جدول ۱- پارامترهای مدل برای پانل بتنی A

پارامترهای مدل	مقدار
a_{0y}	۵۰/۲۵
a_{1y}	۰/۴۵
a_{2y}	$۴/۷۵ \times ۱۰^{-۴}$
a_{0m}	۳۷/۹۴
a_{1m}	۰/۶۳
a_{2m}	$۱/۵۱ \times ۱۰^{-۳}$
a_{1r}	۰/۴۴
a_{2r}	$۶/۹۶ \times ۱۰^{-۴}$
b_1	۱/۶
b_2 (پیشفرض)	۱/۳۵
b_2 (اصلاحی)	-۲

جدول ۳- مشخصات پانل‌های بتنی

پانل	حجم الیاف فلزی		فاصله تا ماده منفجره (متر)
	الیاف با ارتفاع ۱۳ میلیمتر	الیاف با ارتفاع ۲۵ میلیمتر	
A	٪۲	٪۰	۳/۴
B	٪۲	٪۰	۳/۴
C	٪۲	٪۰	۰/۳
D	٪۲	٪۲	۰/۳
E	٪۰	٪۰	۳/۴

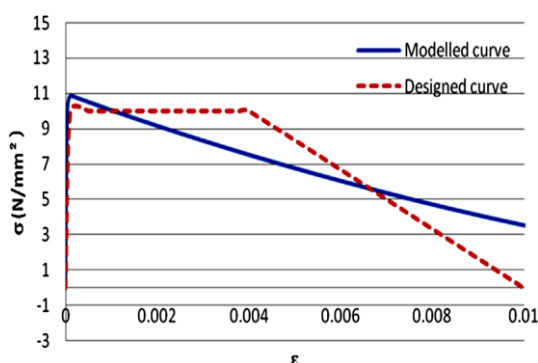
جدول ۲- مقادیر مهم نمودار تنش کرنش شکل ۱ [۸]

کشش	فشار
مقاومت کششی (f_{dt}) پانل A, B, C ۱۰ Mpa	مقاومت فشاری $(\sigma_{c,p})$ پانل A, B, C ۱۷۰ Mpa
مقاومت کششی (f_{dt}) پانل D ۱۵ Mpa	مقاومت فشاری $(\sigma_{c,p})$ پانل D ۱۹۰ Mpa
بیشینه کرنش خطی $(\epsilon_{t,i})$ ۰/۰۰۰۱۱	بیشینه کرنش خطی $(\epsilon_{c,i})$ ۰/۰۰۳۱
محدوده کرنش کششی $(\epsilon_{t,p})$ ۰/۰۰۴	محدوده کرنش فشاری $(\epsilon_{c,p})$ ۰/۰۰۴
بیشینه کرنش کششی $(\epsilon_{t,u})$ ۰/۰۱	بیشینه کرنش فشاری $(\epsilon_{c,u})$ ۰/۰۰۷

خاطر نشان می‌گردد که دو مقدار مختلف مقاومت فشاری و کششی نشان داده شده در جدول ۲ مربوط به دو مخلوط UHPFRC^۱ مورد استفاده در کارهای تجربی با درصدهای مختلف الیاف می‌باشد. [۱۲]. با استفاده از مدل توسعه یافته، تجزیه و تحلیل حساسیت به منظور بررسی اثر خواص فشاری و کششی انجام شد و نتایج نشان داد که رفتار پانل‌های UHPFRC تحت بارگذاری انفجاری به خواص کششی پانل‌ها مربوط است و تغییر در خواص فشاری، تاثیر قابل توجهی بر عملکرد آن‌ها ندارد [۲۰ و ۱۹]. بنابراین در پژوهش حاضر، رابطه تنش-کرنش در حالت کششی مدل شده است و با رابطه تنش-کرنش طراحی شده در شکل ۱ مقایسه می‌شود. لازم به ذکر است که منحنی شکل ۱ یک منحنی ایده‌آل است، در حالی که منحنی تنش-کرنش بدست آمده از آزمایش چنین خط صافی در مرحله سخت شونده کرنش را نشان نمی‌دهد. همچنین در آزمایش مشاهده می‌شود تنوع در جهت قرارگیری الیاف به وضوح در شکل منحنی تنش-کرنش تاثیر می‌گذارد [۱۰]. با این حال، کنترل آزمایش پس از شکستگی پانل دشوار است و مرحله نرم شونده کرنش در منحنی تنش-کرنش برای آزمون اندازه‌گیری نمی‌شود. بنابراین در این مطالعه، منحنی ایده‌آل برای پیکربندی مدل به کار گرفته خواهد شد و اثر اندازه در نظر گرفته نمی‌شود. شکل ۲ مقایسه نتایج حاصل از مدل منحنی تنش-کرنش را با استفاده از تولید پارامترهای خودکار با رابطه ایده آل، به تصویر می‌کشد و نشان می‌دهد که

در جدول ۳ نیز مشخصات مربوط به فاصله تا ماده منفجره، حجم الیاف فلزی و میلگرد مصرفی برای پانل‌های بتنی بیان گردیده است. از آنجایی که پانل E با مقاومت فشاری محصور نشده ۴۵/۴ مگاپاسکال و با فاصله ۹ متر از ماده منفجره می‌باشد و مقادیر پیش‌فرض مدل کی-سی نیز برای بتن با مقاومت ۴۵/۴ مگاپاسکال است؛ بنابراین نیازی به بدست آوردن نمودار تنش-کرنش برای پانل بتنی E نمی‌باشد.

^۱ Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete



شکل ۳- مقایسه رابطه تنش- کرنش تحت کشش با مقدار اصلاح شده b_2 [۸]

۲-۱-۳- اثر نرخ کرنش در مدل کی-سی

در مدل آسیب بتن، افزایش مقاومت در امتداد یک مسیر تنش شعاعی و حداکثر سطح شکست F_m رخ می‌دهد و کرنش موثر پلاستیک λ برای بیان اثر نرخ استفاده می‌شود. از آنجا که اثر نرخ کرنش با افزایش مقاومت فشاری و کششی در آزمایش‌ها همراه است، ضریب مقیاس r به صورت رابطه (۸) تعریف می‌شود [۱۶]:

$$r = \frac{f_{c,new}}{f_{c,old}} \quad (۸)$$

که در آن $f_{c,old}$ مقاومت فشاری بتن محصور نشده که پارامترهای مدل بر اساس این مقاومت تعیین شده‌اند و $f_{c,new}$ مقاومت فشاری محصور نشده بتنی است که مدل می‌شود. بنابراین حداکثر سطح گسیختگی برای بتن با ویژگی‌های جدید برابر است با [۱۶]:

$$F_{new} = a_{0,new} + \frac{p}{a_{1,new} + a_{2,new}} \quad (۹)$$

در رابطه (۹) مقادیر پارامترهای مجهول برابر است با:

$a_{0,new} = r a_0$, $a_{1,new} = a_1$, $a_{2,new} = a_2 / r$
و a_0 , a_1 , a_2 پارامترهای مدل کی-سی می‌باشند که نحوه محاسبه این پارامترها در بخش ۲-۱-۲ توضیح داده شد. کرنش موثر پلاستیک λ نیز باید برای ربط دادن نرخ کرنش و ارزیابی آسیب وارده تنظیم شود، در نتیجه رابطه (۶) به صورت رابطه (۱۰) اصلاح می‌گردد [۱۴]:

$$\lambda = \begin{cases} \int_0^{\bar{\epsilon}_p} \frac{d\bar{\epsilon}_p}{r(1 + \frac{p}{r f_t})^{b_1}} & p \geq 0 \\ \int_0^{\bar{\epsilon}_p} \frac{d\bar{\epsilon}_p}{r(1 + \frac{p}{r f_t})^{b_2}} & p < 0 \end{cases} \quad (۱۰)$$

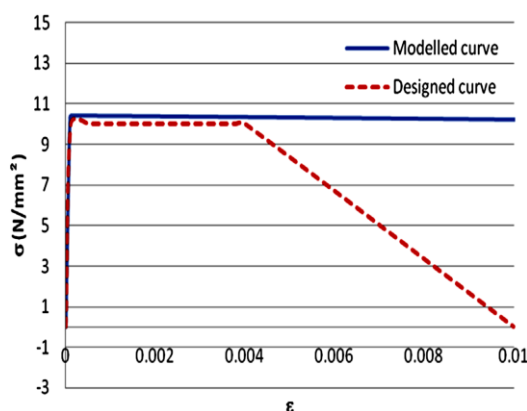
منحنی تنش-کرنش تولید شده از مدل کی-سی انعطاف پذیری بیشتری نسبت به منحنی طراحی شده دارد.

با رویداشت به موارد یاد شده می‌توان نتیجه گرفت که مدل با تولید پارامترهای خودکار نمی‌تواند رفتار واقعی از پانل‌های UHPFRC را نشان دهد. با توجه به معادلات (۴) تا (۶)، انرژی شکست و همین‌طور رابطه تنش-کرنش، به ویژه رفتار نرم شونده‌گی کرنش را می‌توان با تنظیم مقدار b_2 به دست آورد، در نتیجه برای مطابقت با نمودار طراحی شده مقدار b_2 را می‌توان اصلاح کرد. بنابراین b_2 طوری تنظیم می‌شود که رابطه تنش-کرنش تولید شده از مدل کی-سی به منحنی تنش-کرنش طراحی نزدیک باشد. از شکل ۳ می‌توان دریافت که پس از اصلاح b_2 منحنی تنش-کرنش مدل شده مطابقت بیشتری با منحنی ایده آل دارد، اگر چه رفتار سخت شونده‌گی را هنوز نمی‌توان در منحنی به وضوح بیان کرد.

لازم به ذکر است که برای اندازه مختلف المان مقدار b_2 به منظور به دست آوردن همان رابطه تنش-کرنش تغییر می‌کند، دلیل این امر این است که با تغییرات اندازه المان، رابطه تنش-کرنش تغییر می‌کند که این تاثیر در رابطه (۷) نشان داده شده است [۱۰]:

$$\int \sigma d\epsilon = G_f / h_c \quad (۷)$$

که در آن G_f انرژی کرنش کششی و h_c اندازه المان است. جدول ۱ خلاصه‌ای از پارامترهای استفاده شده در مدل کی-سی می‌باشد که در جدول هر دو مقدار پیش فرض و اصلاح شده b_2 ذکر شده است.



شکل ۲- مقایسه رابطه تنش-کرنش تحت کشش با مقدار پیش فرض b_2 [۸]

۲-۲- معادله حالت جونز-ویلکینز-لی^۲ برای ماده منفجره

معادله حالت جونز-ویلکینز-لی به طور گسترده در محاسبات مهندسی، برای مدل کردن فشار منتشر شده توسط انرژی حاصل از واکنش‌های شیمیایی، برای انفجار استفاده می‌شود. معادله حالت جونز-ویلکینز-لی را می‌توان به صورت رابطه (۱۳) نوشت [۲۲]:

$$P = A \left(1 - \frac{\omega}{R_1 V} \right) e^{-R_1 V} + B \left(1 - \frac{\omega}{R_2 V} \right) e^{-R_2 V} + \frac{\omega E}{V} \quad (13)$$

که در آن P فشار انفجار، E انرژی داخلی در واحد حجم، V حجم نسبی محصول انفجار و A، B، R₁، R₂ و ω ثابت‌های وابسته به جنس ماده منفجره می‌باشند که مقدار آنها توسط آزمایش قابل اندازه‌گیری است. برای ماده منفجره TNT^۳ مقدار پارامترهای رابطه حالت جونز-ویلکینز-لی در جدول ۴ آورده شده است [۲۳].

۲-۳- معادله حالت گرونیزن^۴ برای آب

معادله حالت گرونیزن فشار را برای مواد متراکم شده به صورت رابطه (۱۴) بیان می‌کند [۲۲]:

$$P = \frac{\rho_0 C^2 \mu \left[1 + \left(1 - \frac{\gamma_0}{2} \right) \mu - \frac{\alpha}{2} \mu^2 \right]}{\left[1 - (S_1 - 1) \mu - S_2 \frac{\mu^2}{\mu + 1} - S_3 \frac{\mu^3}{(\mu + 1)^2} \right]^2} + (\gamma_0 + \alpha \mu) E \quad (14)$$

در حالت انبساط نیز فشار آب بصورت رابطه (۱۵) بدست می‌آید:

$$P = \rho_0 C^2 + \mu (\gamma_0 + \alpha \mu) E \quad (15)$$

در رابطه‌های (۱۴) و (۱۵)، E انرژی داخلی در واحد حجم است، C تقاطع منحنی $v_s - v_p$ و S_1 ، S_2 و S_3 ضرایب شیب منحنی $v_s - v_p$ می‌باشند. همچنین ρ_0 چگالی اولیه، γ_0 گامای گرونیزن، α نخستین مرحله تصحیح حجم برای γ_0 و $\mu = \rho / \rho_0$ است. مقدار انتخابی پارامترهای مدل گرونیزن برای آب مطابق جدول ۵ می‌باشد.

زمانی که نرخ کرنش در بارگذاری بالا می‌باشد بایستی اثر نرخ کرنش برای تجزیه و تحلیل صحیح رفتار بتن، در نظر گرفته شود. با توجه به پژوهش‌های پیشین [۱۴، ۱۶ و ۲۱]، اثر نرخ کرنش در بتن در نرخ کرنش کم و بالا بترتیب به علت رطوبت و اثر اینرسی است، به طوری که روش مناسب برای بیان اثر نرخ کرنش برای مدل، در نظر گرفتن اثر اینرسی است. با این حال، در مدل آسیب بتن، اثر اینرسی در کشش را نمی‌توان به طور مستقیم در نظر گرفت، بنابراین اثر نرخ کرنش با وارد کردن ضریب افزایش دینامیکی^۱ (DIF) در نرخ کرنش‌های متفاوت بیان می‌شود. علاوه بر این، برای المان با اندازه‌های مختلف مقدار ضریب افزایش دینامیکی مشابه برای همان نرخ کرنش بدست خواهد آمد [۱۴]، که این بدان معنی است که اندازه المان تاثیری در محاسبات نرخ کرنش ندارد. بنابراین در پژوهش حاضر در حالی که مقدار ضریب افزایش دینامیکی ثابت است، با انتخاب اندازه المان، انرژی شکست مطابق با نمودار طراحی شده تنش-کرنش در شکل‌های ۲ و ۳، تنظیم می‌شود. مقدار متغیر ضریب افزایش دینامیکی با نرخ کرنش تحت فشار و کشش می‌تواند به ترتیب به صورت رابطه (۱۱) و (۱۲) بیان شود [۸ و ۹]:

$$DIF = \begin{cases} \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s} \right)^{1.026\alpha} & \dot{\epsilon} \leq \dot{\epsilon}_1 \\ A_1 \ln(\dot{\epsilon}) - A_2 & \dot{\epsilon} > \dot{\epsilon}_1 \end{cases} \quad \text{در حالت فشار} \quad (11)$$

که در رابطه (۱۱)، $\dot{\epsilon}$ نرخ کرنش، $\dot{\epsilon}_s$ نرخ کرنش شبه استاتیکی و برابر با 3×10^{-5} واحد بر ثانیه، $\dot{\epsilon}_1$ برابر با ۷۹ واحد بر ثانیه، $\alpha = 1 / (20 + f_{cs} / 2)$ ، f_{cs} مقاومت فشاری استاتیکی بتن، $A_1 = -0.0044 f_{cs} + 0.9866$ و مقدار پارامتر $A_2 = -0.0128 f_{cs} + 2.1396$ می‌باشد.

$$DIF = \begin{cases} \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s} \right)^\delta & \dot{\epsilon} \leq \dot{\epsilon}_1 \\ \beta \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s} \right)^{1/3} & \dot{\epsilon} > \dot{\epsilon}_1 \end{cases} \quad \text{در حالت کشش} \quad (12)$$

در رابطه (۱۲)، $\dot{\epsilon}_s$ نرخ کرنش شبه استاتیکی و برابر با 10^{-5} واحد بر ثانیه، f_{cs} مقاومت فشاری استاتیکی بتن، $f_{co} = 10 \text{ Mpa}$ و $\delta = 1 / (10 + 6 f_{cs} / f_{co})$ و در نهایت $\log \beta = 7.118 - 2.33$ می‌باشد.

² Equation of State Jones-Wilkins-Lee (JWL)

³ Trinitrotoluene

⁴ Gruneisen

¹ Dynamic Increase Factors (DIF)

جدول ۴- پارامترهای معادله حالت جونز-ویلکینز-لی

ρ (kg/m ³)	A (Pa)	B (Pa)	R ₁
1630	3.712×10^{11}	3.231×10^9	4.15
R ₂	ω	E (J/m ³)	
0.95	0.3	7.00×10^9	

جدول ۵- پارامترهای معادله حالت گرونینز

ρ_0 (kg/m ³)	C (m/s)	S ₁
1025	1480	2.56
S ₂	S ₃	γ_0
1.986	1.2268	0.35
V ₀	E (J/m ³)	α
1.00	1.89×10^6	0

۲-۴- معادله حالت چند جمله‌ای خطی^۱ برای هوا

معادله حالت چند جمله‌ای خطی برای توصیف رفتار هوا استفاده می‌شود. فشار P بصورت رابطه (۱۶) بیان می‌شود:

$$P = C_0 + C_1\mu + C_2\mu^2 + C_3\mu^3 + (C_4 + C_5\mu + C_6\mu^2)E \quad (16)$$

در رابطه (۱۶)، E انرژی اولیه در واحد حجم است. فشردگی مواد با استفاده از رابطه $\mu = \rho/\rho_0 - 1$ بیان می‌شود، که در حالت ρ چگالی جریان و ρ_0 چگالی اولیه می‌باشد.

برای گازهای کامل، ضرایب رابطه حالت چند جمله‌ای خطی $C_2 = C_3 = 0.4$ و $C_0 = C_1 = C_2 = C_3 = C_6 = 0$ همچنین چگالی و انرژی داخلی هوا بترتیب $1/293 \text{ kg/m}^3$ و $2/5 \times 10^5 \text{ J/m}^3$ می‌باشد [۲۳].

۳- مدل‌سازی پانل‌های UHPFRC تحت بارگذاری انفجار

۳-۱- ساخت مدل برای انفجار در هوا و آب به روش لاگرانژی-ویلری دلخواه^۲

برای مدل‌سازی انفجار در هوا از دو روش تابع انفجار کانوپ^۳ و لاگرانژی-ویلری دلخواه استفاده می‌شود و انفجار زیر آب نیز با روش لاگرانژی-ویلری دلخواه مدل‌سازی می‌شود. در روش کانوپ، بار انفجار توسط یک تابع فشار که جایگزین انتشار موج است، بیان می‌شود. به منظور شبیه‌سازی انفجار به روش کانوپ نیاز به تعیین جرم معادل TNT با استفاده از رابطه (۱۸)، تعیین نوع انفجار (سطحی یا هوایی) و محل قرارگیری ماده منفجره، است. فشار انفجار در روش کانوپ از طریق رابطه (۱۷) بدست می‌آید [۲۴].

$$P(t) = P_{so} \left(1 - \frac{t - t_a}{t_d}\right) \exp\left(\frac{-a(t - t_a)}{t_d}\right) \quad (17)$$

$$M_{TNT} = M \frac{DCJ^2}{DCJ_{TNT}^2} \quad (18)$$

در رابطه (۱۷)، $P(t)$ فشار انفجار، t_a زمان رسیدن اولین موج انفجار به هدف، t_d مدت زمان فاز مثبت فشار انفجار، a ضریب کاهشی و P_{so} مقدار بیش فشار موج انفجار در هنگام برخورد با هدف می‌باشد. در رابطه (۱۸) نیز، M_{TNT} جرم معادل TNT، M جرم ماده منفجره، DCJ_{TNT} سرعت جرقه^۴ چپمن-جوگوت^۵ برای TNT و DCJ سرعت جرقه چپمن-جوگوت برای ماده را نشان می‌دهد. مقدار سرعت جرقه چپمن-جوگوت را می‌توان برای هر ماده منفجره با استفاده از نتایج آزمایشگاهی بدست آورد [۲۲]. در روش لاگرانژی-ویلری دلخواه بار انفجار از طریق پیشروی موج، به هدف اعمال می‌گردد. محیط پیرامونی پانل بتنی نیز باید براساس روش لاگرانژی-ویلری دلخواه بصورت شکل ۴ برای انفجار در هوا و مطابق شکل ۷ برای انفجار زیر آب، تعریف شود. ابعاد محیط بدست آمده در شکل‌های ۴ و ۷ به دلیل آنالیز حساسیت جابجایی بدست آمده نسبت به ابعاد محیط می‌باشد. در روش لاگرانژی-ویلری، انتقال و دوران شبکه‌بندی توسط یک الگوریتم شبکه کنترل می‌گردد. این موضوع کاربر را قادر می‌سازد که مرزهای متحرک، سطوح آزاد و تغییر شکل‌های بزرگ را به نحوه بهتری شبیه‌سازی نماید.

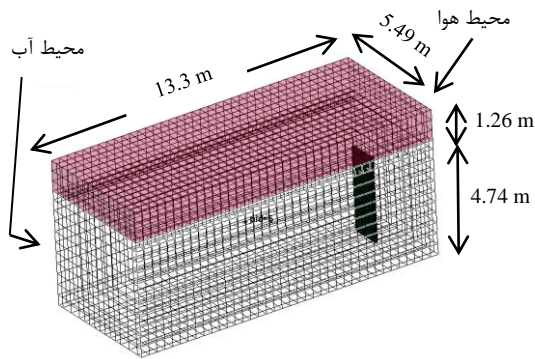
³ CONWEP Blast Function

⁴ Detonation

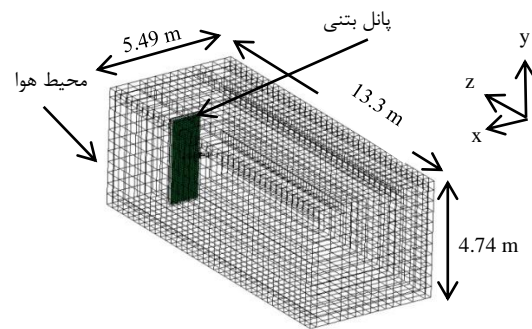
⁵ Chapman-Jouguet

¹ Linear Polynomial

² Arbitrary Lagrangian-Eulerian (ALE)



شکل ۷- مش بندی محیط هوا و آب



شکل ۴- ابعاد محیط هوا

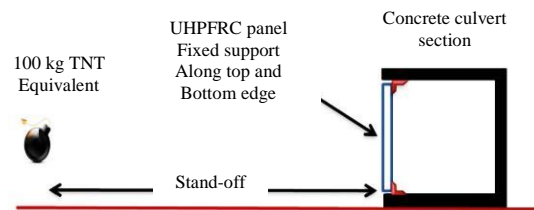
برای مدل سازی ویژگی های پانل E نیز از جدول ۶ استفاده می شود.

۲-۳- ساخت مدل برای انفجار در هوا به روش تابع انفجار کانوپ

در مدل تابع انفجار کانوپ نیازی به معرفی محیط پیرامونی پانل بتنی نیست. مطابق شکل ۵ انتقال و چرخش لبه بالا و پایین پانل بتنی محدود شده است. پانل UHPFRC با استفاده از مدل کی-سی بتن و با تغییراتی که در قسمت ۲-۱-۲ توضیح داده شد، مدل سازی می شود. معادله حالت هشتم^۲ در برنامه ال اس داینما برای بدست آوردن رابطه بین فشار و کرنش حجمی بتن به کار گرفته می شود. اندازه المان در نرم افزار $20 \times 20 \times 5$ میلی متر می باشد. جدول ۷ فهرستی از خواص مکانیکی پانل بتنی و میلگرد فولادی را نشان می دهد. الیاف فلزی بطور مستقیم در نرم افزار مدل نمی شود و اثر آن از تطابق منحنی تنش-کرنش مدل با نمونه واقعی بتن الیافی بدست می آید. میلگرد فولادی با ماده نوع ۳#^۳ در ال اس داینما شبیه سازی می شود و اتصال بین بتن و آرماتور با به اشتراک گذاشتن گره بین عناصر بتن و آرماتور به دست می آید.

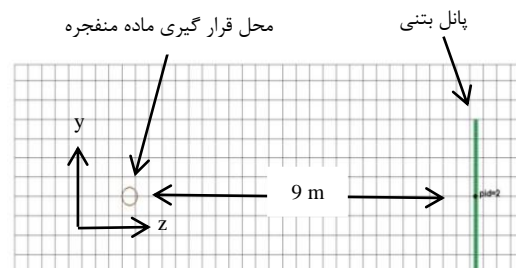
۴- نتایج مدل سازی پانل بتنی در مقابل انفجار

در این قسمت به بررسی نتایج مدل سازی انفجار زیر آب و هوا پرداخته می شود. ابتدا به مقایسه روش مدل سازی کانوپ



شکل ۵- نحوه قرارگیری پانل بتنی در مقابل بار انفجار

در مدل سازی، ماده منفجره بصورت مستقیم مدل نشده است اما محل قرارگیری و هندسه ماده منفجره مطابق شکل ۶ و خصوصیات مواد TNT نیز با استفاده از ماده نوع ۸#^۱ در نظر گرفته شده است. در این پژوهش، پانل UHPFRC بر اساس ابعاد $0.1 \times 1.3 \times 3/5$ متر و شرایط مرزی واقعی مدل سازی می شود. همچنین برای ساده سازی در این شبیه سازی اثر کالورت بزرگ بتنی به عنوان شرایط تکیه گاهی در نظر گرفته شده و مستقیماً مدل نشده است (شکل ۵).

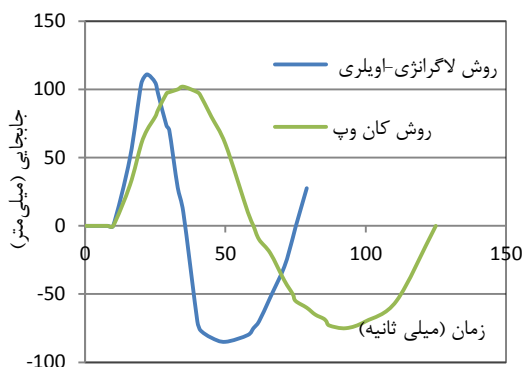


شکل ۶- محل قرارگیری ماده منفجره

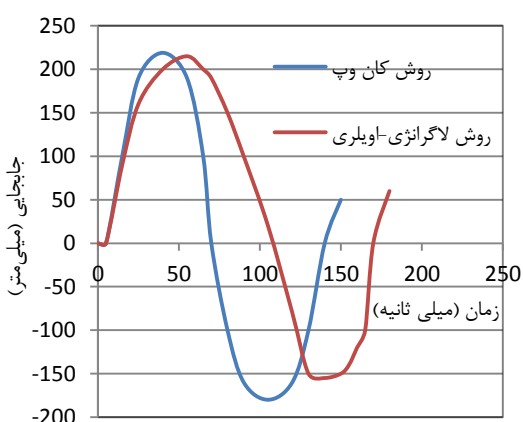
^۲ EOS_TABULATED_COMPACTION

^۳ MAT_PLASTIC_KINEMATIC

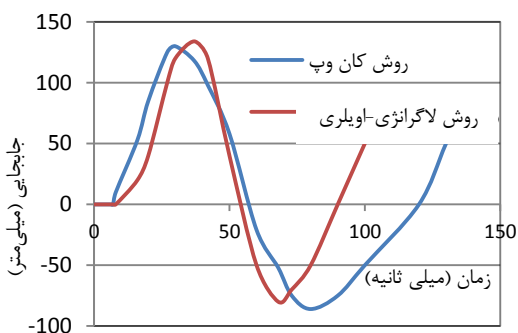
^۱ MAT_HIGH_EXPLOSIVE_BURN



شکل ۸- جابجایی پانل A برای انفجار در هوا



شکل ۹- جابجایی پانل B برای انفجار در هوا



شکل ۱۰- جابجایی پانل E برای انفجار در هوا

$$m\ddot{z} + c\dot{z} + kz = F(t) \quad (19)$$

در رابطه (۱۹)، m جرم معادل سیستم، c میرایی معادل سیستم، k سختی معادل سیستم و $F(t)$ نیروی معادل وارد بر سیستم می‌باشد. برای ساده‌سازی از میرایی چشم‌پوشی می‌شود. مقدار سختی سیستم را می‌توان از رابطه (۲۰) که

با لاگرانژی اویلری دلخواه و نتایج آزمایشگاهی برای انفجار در هوا و روش سیستم تک درجه آزادی معادل با روش لاگرانژی-اویلری دلخواه برای انفجار زیر آب، پرداخته خواهد شد. سپس نتایج بیشینه جابجایی پانل‌های بتنی مقایسه شده و در انتها خسارت وارده بر پانل‌های بتنی نیز مورد بررسی قرار می‌گیرد. بدین منظور و با توجه به شکل‌های ۸، ۹ و ۱۰ برترتیب مقدار جابجایی برای پانل A، B و E و با دقت خوبی پیش‌بینی شده است. اختلاف فاز زمانی رسیدن به بیشینه جابجایی در شکل ۸ به دلیل تاثیر ابعاد محیط در روش لاگرانژی-اویلری دلخواه است. با توجه به اینکه مقدار آزمایشگاهی برای پانل E وجود ندارد در نتیجه برای صحت سنجی این جابجایی از دو روش لاگرانژی-اویلری و روش کان وپ استفاده شده است که الگو و مقدار جابجایی تقریباً یکسانی در شکل ۱۰ از خود نشان داده‌اند.

جدول ۶- مشخصات مکانیکی پانل E

مقدار	مشخصه
۴۵/۴ Mpa	مقاومت فشاری استاتیکی بتن
۳/۷۷ Mpa	استحکام کششی استاتیکی بتن
۲۴۵۰ kg/m ³	چگالی بتن

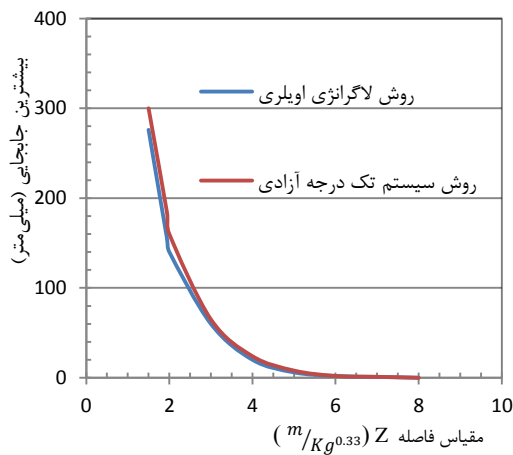
جدول ۷- مشخصات پانل بتنی UHPFRC

مقدار	مشخصه
۱۷۰ MPa	مقاومت فشاری استاتیکی بتن
۱۰ MPa	استحکام کششی استاتیکی بتن
۲۴۵۰ Kg/m ³	چگالی بتن
۲۰۰ GPa	مدول یانگ فولاد
۱۶۸۰ MPa	مقاومت نهایی فولاد

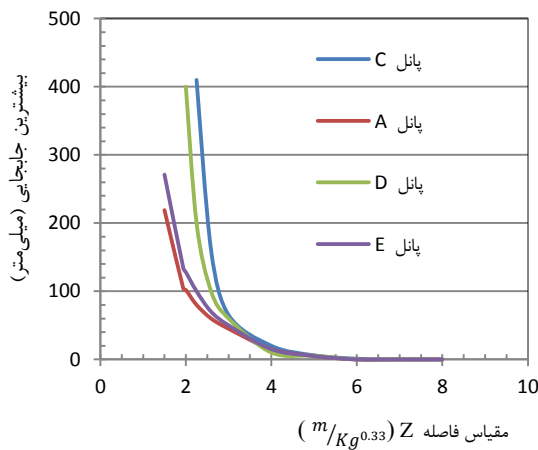
از آنجایی که مقدار آزمایشگاهی برای صحت‌سنجی، انفجار زیر آب وجود ندارد باید روشی جایگزین پیشنهاد داد، برای این منظور می‌توان از روش سیستم تک درجه آزادی^۱ استفاده کرد. بطور کلی معادله سیستم تک درجه آزادی مطابق رابطه (۱۹) می‌باشد [۲۵]:

¹ Single Degree Of Freedom System (SOFD)

در رابطه (۲۴)، فاصله هدف تا ماده منفجره و m جرم ماده منفجره می‌باشد. با رویداشت به موارد یاد شده جابجایی برای انفجار زیر آب با استفاده از روش سیستم تک درجه آزادی، بدست می‌آید و با روش لاگرانژی-اویلری مقایسه می‌شود که در شکل ۱۲ نشان داده شده است. همچنین برای مقایسه جابجایی پانل‌ها با یکدیگر از شکل ۱۳ و ۱۴ استفاده می‌شود.



شکل ۱۲- مقایسه بیشترین جابجایی‌های پانل A برای انفجار زیر آب



شکل ۱۳- مقایسه بیشترین جابجایی‌های پانل‌ها برای انفجار در هوا به روش کانوپ

مربوط به تیر دو سر گیردار می‌باشد بدست آورد [۲۵]:

$$k = \frac{192EI}{L^3} \quad (20)$$

در رابطه (۲۰)، E مدول الاستیسیته پانل، I ممان اینرسی پانل و L طول دهنه پانل بتنی می‌باشد. برای بدست آوردن مقدار نیروی وارد بر سیستم ابتدا لازم است که مقدار فشار انفجار زیر آب محاسبه شود و سپس با ضرب مساحتی که فشار بر آن وارد می‌شود، بدست خواهد آمد. برای محاسبه فشار انفجار زیر آب از رابطه کل^۱ استفاده می‌شود. این رابطه توسط رابطه (۲۱) بیان می‌شود [۲۶].

$$p(t) = p_m e^{-t/\theta} \quad (21)$$

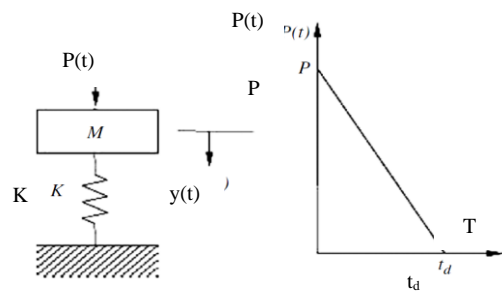
$$\theta = K_2 W^{1/3} \left(\frac{W^{1/3}}{R}\right)^{\alpha_2} \quad (22)$$

$$p_m = K_1 \left(\frac{W^{1/3}}{R}\right)^{\alpha_1} \quad (23)$$

در رابطه (۲۱)، p_m نشان دهنده فشار بیشینه در جهت جبهه شوک، t نشان دهنده زمان و θ نیز ثابت کاهشی زمانی است. پارامترهای W ، R ، K_1 ، K_2 ، α_1 و α_2 بترتیب وزن ماده منفجره، فاصله تا ماده منفجره و ثابت‌های مدل کل برای ماده منفجره می‌باشند. همانند شکل ۱۱ برای سادگی در حل رابطه (۱۹) می‌توان نیروی ماده منفجره را با نیروی مثلی تخمین زد.

از طرفی نیز به منظور مقایسه جابجایی حداکثر پانل‌ها و کاهش حجم نمودارها از تعریف مقیاس فاصله استفاده می‌شود. طبق تعریف مقیاس فاصله همانند رابطه (۲۴) بیان می‌گردد [۲۷]:

$$Z = \frac{R}{m^{0.33}} \quad (24)$$



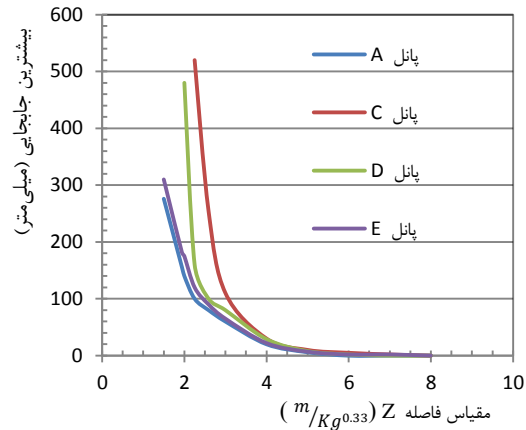
شکل ۱۱- سیستم تک درجه آزادی و نیروی معادل وارد بر سیستم

^۱ Cole

جدول ۸- مقایسه بیشینه جابجایی برای پانل‌های بتنی

پانل	روش کار	بیشینه جابجایی برای انفجار در هوا (میلیمتر)	بیشینه جابجایی برای انفجار زیر آب (میلیمتر)
A	نتایج آزمایشگاهی [۸]	۱۱۰	---
	روش لاگرانژی-اویلری	۱۰۴	۱۵۶
	روش کان‌وپ	۱۱۱	---
	روش تک درجه آزادی	---	۱۷۰
B	نتایج آزمایشگاهی [۸]	۲۱۰	---
	روش لاگرانژی-اویلری	۲۱۹	۲۷۶
	روش کان‌وپ	۲۱۵	---
	روش تک درجه آزادی	---	۳۰۰
C	نتایج آزمایشگاهی [۸]	۱۸۰	---
	روش لاگرانژی-اویلری	۱۶۰	۲۵۵
	روش کان‌وپ	۱۷۳	---
	روش تک درجه آزادی	---	۲۸۰
D	نتایج آزمایشگاهی [۸]	۹۰	---
	روش لاگرانژی-اویلری	۱۰۲	۱۴۶
	روش کان‌وپ	۱۰۰	---
	روش تک درجه آزادی	---	۱۶۰
E	نتایج آزمایشگاهی [۸]	---	---
	روش لاگرانژی-اویلری	۱۳۴	۱۸۳
	روش کان‌وپ	۱۳۰	---
	روش تک درجه آزادی	---	۲۰۱

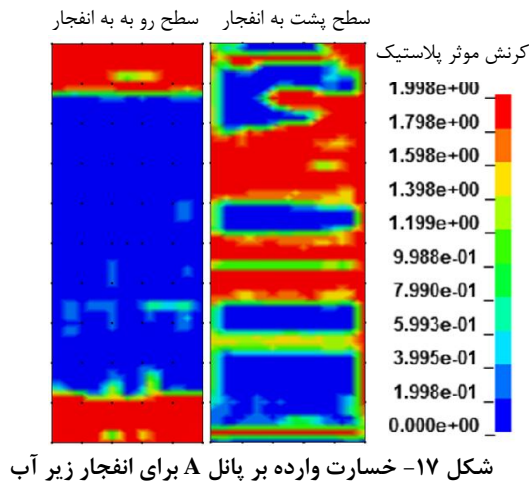
شده است. از آنجایی که بیشینه جابجایی به تنهایی معیار مناسبی برای مقایسه کارایی پانل‌ها بتنی نیست برای تکمیل مقایسه بین مقاومت پانل‌ها از معیار خسارت وارده استفاده می‌شود. خسارت وارده در واقع نشان دهنده مقدار عددی کرنش موثر پلاستیک می‌باشد. شکل ۱۵ و ۱۶ خسارت بیشتر برای انفجار زیر آب در مقایسه با انفجار در هوا برای پانل E را نشان می‌دهد.



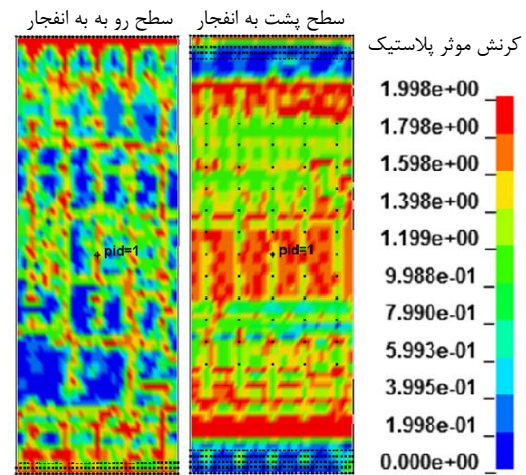
شکل ۱۴- مقایسه بیشترین جابجایی‌های پانل‌ها برای انفجار زیر آب به روش لاگرانژی-اویلری

از آنجایی که تنها تفاوت پانل‌های A و B در فاصله قرارگیری از ماده منفجره است بنابراین نیازی به رسم جابجایی هردو پانل A و B در شکل‌های ۱۳ و ۱۴ نیست. با مشاهده شکل ۱۲ و مقایسه نتایج شبیه‌سازی با نتایج سیستم تک درجه آزادی به تطابق خوب نتایج با یکدیگر پی برده خواهد شد. با توجه به شکل ۱۳ و ۱۴ مقدار حداکثر جابجایی برای پانل E بیشتر از پانل A که درصد میلگرد یکسانی دارد، برای فواصل مختلف بارگذاری بیشتر است و این به معنی بهتر شدن ویژگی‌های پانل A با استفاده از الیاف فلزی می‌باشد. با این وجود جابجایی پانل E که الیافی در آن استفاده نشده است، تا حدود ۴۶ میلیمتر کمتر از پانل‌های D و C می‌باشد. این به معنای تأثیر بالای حجم میلگرد در بهتر شدن ویژگی‌های پانل‌های بتنی در مقابل بارگذاری انفجار است، بنابراین درصد میلگرد مصرفی در درجه اهمیت بالاتری نسبت به درصد الیاف مصرفی می‌باشد.

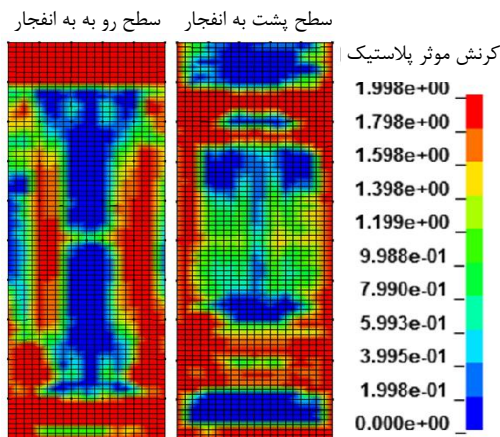
جدول ۸ بیشینه جابجایی بالاتر تا حدود ۷۴ میلیمتر پانل‌های بتنی برای انفجار زیر آب نسبت به انفجار در هوا را نشان می‌دهد و علت این امر بخاطر تراکم‌ناپذیری و بیشتر بودن چگالی آب از هوا است که باعث می‌شود تا آب محیطی بسیار مناسب برای انتقال موج شوک حاصل از انفجار باشد [۲۴]. همچنین با توجه به جدول ۸ مقدار جابجایی برای انفجار در هوا با خطای نسبی کمتر از ۱۳/۳ درصد پیش‌بینی



شکل ۱۷- خسارت وارده بر پانل A برای انفجار زیر آب

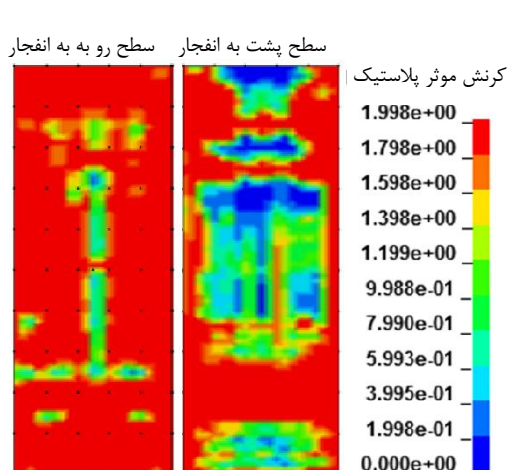


شکل ۱۵- خسارت وارده بر پانل E برای انفجار در هوا

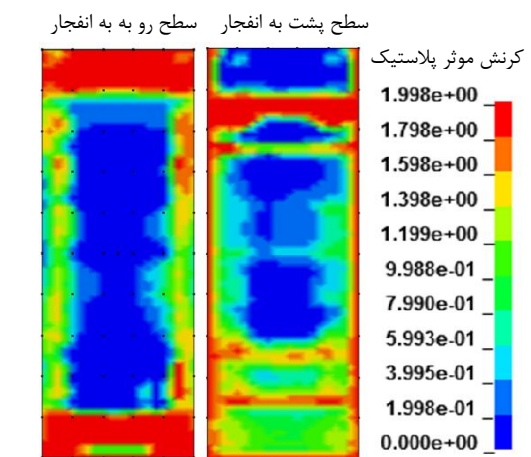


شکل ۱۸- خسارت وارده بر پانل B برای انفجار زیر آب

همچنین با مقایسه شکل‌های ۱۵ تا ۲۰ به ترتیب از بیشترین خسارت تا کمترین خسارت مربوط به پانل‌های C, D, B, E و A می‌باشد که این نتیجه با نتایج مربوط به مقایسه بیشینه جابجایی همخوانی دارد. در شکل‌های ۱۵ و ۱۷ خسارت سطح پشت به موج انفجار بیشتر از سطح رو به انفجار است و این نتیجه بیانگر وجود تنش‌های کششی بوجود آمده بیشتر در سطح پشت به انفجار است. اما در شکل‌های ۱۶، ۱۸، ۱۹ و ۲۰ سطح رو به انفجار خسارت بیشتری را تجربه کرده است و دلیل این امر وجود فشار منفی بیشتر در انفجار زیر آب می‌باشد.



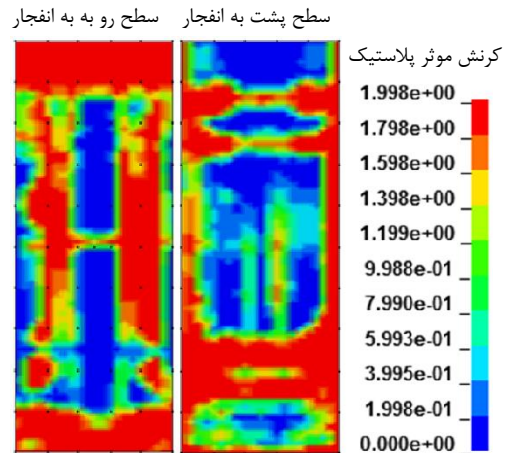
شکل ۱۹- خسارت وارده بر پانل C برای انفجار زیر آب



شکل ۱۶- خسارت وارده بر پانل E برای انفجار زیر آب

[۲] زمانی ج، رفاهی اسکوتی ا (۱۳۸۸) تحلیل تجربی تأثیرات نرخ کرنش بر رفتار سازه‌های بتنی در بارگذاری حاصل از انفجار و معرفی یک مدل ریاضی جدید رفتاری بتن. مجله علمی و پژوهشی شریف ۸۱-۷۳: ۴۸.

- [3] Leppanen J (2004) Concrete structures subjected to fragment impacts-dynamic behaviour and material modelling [Ph.D thesis]. Sweden: Chalmers University of Technology.
- [4] Nystrom U (2008) Concrete structures subjected to blast and fragment impacts. Licentiate thesis department of structural engineering, concrete structures, chalmers university of technology, Goteborg.
- [5] Zhenguo T, Yong L (2010) Modifications of RHT material model for improved numerical simulation of dynamic response of concrete. Int J Impact Eng 37: 1072-1082.
- [6] Gebbeken N, Greulich S (2003) Behavior of steel fiber reinforced concrete building structures under contact detonation: Simulation model for steel fiber reinforced concrete. Final Report 2002 reports of the Chair for Structural Analysis, University of the Federal Armed Forces Munich.
- [7] Lei M, Stephanie B (2014) Numerical simulation of ultra high performance fibre reinforced concrete panel subjected to blast loading. Int J Impact Eng 64: 91-100.
- [8] Bhargava P, Sharma UK, Kaushik SK (2006) Compressive stress-strain behaviour of small scale steel fiber reinforced high strength concrete cylinders. J Adv Concr Technol 4(1): 109-21.
- [9] Nicholas L, Michael J, Tait M, Wael W, El-Dakhkhni F, Waleed F (2016) response analysis of reinforced concrete block infill panels under blast. J Perform Constr Facil.
- [10] Barnett SJ, Lataste JF, Parry T, Millard SG, Soutsos MN (2010) Assessment of fibre orientation in ultra high performance fibre reinforced concrete and its effect on flexural strength. Mater Struct 43(7): 1009-1023.
- [11] Gupta A, Mendis P, Ngo T, Lumantarna R (2007) An investigation on the performance of structural components subjected to full-scale blast tests in Woomera, Australia. In: Performance, protection, and strengthening of structures under extreme loading. Whistler, Canada.
- [12] Ngo T, Mendis P, Krauthammer T (2007) Behaviour of ultrahigh-strength prestressed concrete panels subjected to blast loading. J Struct Eng. 133(11): 1582-1590.
- [13] Tu ZG, Lu Y (2009) Evaluation of typical concrete material models used in hydrocodes for high dynamic response simulations. Int J Impact Eng 36(1): 132-46.



شکل ۲۰- خسارت وارده بر پانل D برای انفجار زیر آب

۵- نتیجه گیری و جمع بندی

در پژوهش حاضر به شبیه‌سازی عددی انفجار در هوا و زیر آب با استفاده از نرم‌افزار ال‌اس داینا پرداخته شد و نتایج بدست آمده با نتایج آزمایشگاهی برای انفجار در هوا و نتایج سیستم تک درجه آزادی برای انفجار زیر آب، مورد صحت سنجی قرار گرفت. نتایج آزمایشگاهی و شبیه‌سازی برای انفجار در هوا و نتایج سیستم تک درجه آزادی و شبیه‌سازی برای انفجار زیر آب، تطابق مناسبی با خطای نسبی کمتر از ۱۳/۳ درصد که حاکی از صحت نتیجه شبیه‌سازی می‌باشد. همچنین نتایج بیانگر بیشینه جابجایی بالاتر تا حدود ۷۴ میلیمتر در انفجار زیر آب نسبت به انفجار در هوا می‌باشد که این امر ضریب اطمینان بالاتری را برای طراحی سازه‌های هیدرولیکی در مقابل بارهای انفجاری می‌طلبد. از طرفی تأثیر مستقیم میلگرد فولادی نسبت به الیاف فلزی برای پانل‌های بتنی بدست آمد. بنابراین برای سازه‌هایی که احتمال بارگذاری انفجاری در آن وجود دارد در وهله اول افزایش حجم میلگرد برای مقاوم سازی سازه‌های بتنی بجای استفاده از بتن با مقاومت بالا توصیه می‌شود.

۶- مراجع

- [۱] حشمتی م، زمانی ج (۱۳۹۴) مطالعه عددی تأثیر پارامترهای هندسی تیوب شوک مخروطی انفجار زیر آب، بر عملکرد و بیشینه فشار تولیدی به منظور اریه رابطه جرم معادل. مجله مهندسی مکانیک مدرس ۳۲۸-۳۲۱: ۱۶(۷).

- [20] Wille K, El-Tawil S, Naaman AE (2014) Properties of strain hardening ultra high performance fiber reinforced concrete (UHP-FRC) under direct tensile loading. *Cem Concr Compos* 48, 53-66.
- [21] Arowojolu O, Rahman MK, Hussain BM (2017) Dynamic response of reinforced concrete bridge piers subjected to combined axial and blast loading. *Proceedings of the Structures Congress*, Denver, Colorado, April 6-8.
- [22] Livermore Software Technology Corporation (2006) LS-DYNA keyword user's manual. California: Livermore Software Technology Corporation.
- [23] Fordham S (1980) High explosives and propellants, Pergamon Press, Elmsford, NY, USA, 2nd edn.
- [24] Hyde D (1988) User's Guide for Microcomputer Programs ConWep and FUNPRO Applications of TM, Fundamentals of Protective Design for Conventional Weapons, US Army Engineers.
- [25] Biggs JM (1964) Introduction to structural dynamics. McGraw-Hill, New York.
- [26] Cole R (1948) Underwater Explosions. Princeton University Press, Princeton, N.J.
- [27] Needham C (2010) Blast Waves. Springer, Berlin.
- [14] Malvar LJ, Crawford JE, Morrill KB (2000) K&C concrete material model release III automated generation of material model input. K&C Technical Report TR-99-24-B1. Glendale, CA. Livermore Software Technology Corporation.
- [15] Odeh AA (2008) Modelling and simulation of bogie impacts on concrete bridge rails using LS-DYNA. In: 10th International LS-DYNA users conference. Dearborn, Michigan, USA.
- [16] Malvar LJ, Crawford JE, Wesevich JW, Simons D (1997) A plasticity concrete material model for DYNA3D. *Int J Impact Eng* 19(9-10): 847-873.
- [17] Youcai Wu, John EC, Wesevich JW (2015) Numerical modeling of concrete using a partially associative plasticity model. *J Eng Mech* 141(12) 04015051.
- [18] Magallanes JM, Wu Y, Malvar LJ, Crawford JE (2010) Recent developments to release III of the K&C concrete model. In: Proceedings of the 11th international LSDYNA user's conference. Dearborn, MI.
- [19] Hassan AMT, Jones SW, Mahmud GH (2012) Experimental test methods to determine the uniaxial tensile and compressive behaviour of ultra high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC). *Constr Build Mater* 37: 874-882.