



دانشگاه صنعتی امیرکبیر
(پلی تکنیک تهران)

دوره ۴۸، شماره ۳، پاییز ۱۳۹۵، صفحه ۲۶۱ تا ۲۷۴
Vol. 48, No. 3, Fall 2016, pp. 261-274



نشریه علمی پژوهشی امیرکبیر - مهندسی عمران و محیط زیست

Amirkabir Journal of Science & Research
Civil and Environmental Engineering
(ASJR-CEE)

بررسی تأثیر استفاده از ستون مرکب و مهاربند طناب الیاف مصنوعی بر مقاومت انفجاری قاب پرتال

علیرضا میرزا گلتبار روشن^{۱*}، محمدحسن شکیبافر^۲

۱- دانشیار گروه عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

۲- کارشناس ارشد سازه، دانشگاه آزاد علوم تحقیقات فارس

(دریافت: ۱۳۹۲/۲/۲۵، پذیرش: ۱۳۹۴/۷/۵)

چکیده

در این تحقیق به ارزیابی رفتار قاب با ستون فولادی در برابر بارگذاری انفجاری پرداخته شده است. به منظور افزایش مقاومت این قاب دو راهکار پیشنهاد می‌شود: نخست استفاده از مهاربند ضربدری طناب الیاف مصنوعی و دوم پر کردن ستون سمت انفجار قاب با بتن غیرمسلح است که به اصطلاح به آن ستون مرکب گفته می‌شود. نرم‌افزار اجزای محدود مورد استفاده آباکوس است و برای تحلیل از روش دینامیکی صریح در حل عددی استفاده شد.

این پژوهش نشان می‌دهد که استفاده از مهاربند طناب الیاف مصنوعی، به ویژه در انفجارهای بزرگ که نیروی شلاقی شدیدی در طناب ظاهر می‌شود، تا حدی جابه‌جایی کلی قاب را بهبود می‌بخشد. با این وجود توانایی کاهش تغییرشکل‌های پلاستیک موضعی قاب را نداشته است. این مشکل با بهره‌گیری از ستون مرکب تا حد زیادی برطرف می‌شود. به طوری که پر کردن ستون سمت انفجار قاب با بتن، به طور چشمگیری جابه‌جایی‌های کلی و تغییر شکل‌های موضعی قاب را کاهش می‌دهد. نکته قابل توجه در بررسی‌های قاب با ستون مرکب این است که بتن با مقاومت پایین‌تر در اثر اعمال نرخ کرنش، بسیار شبیه به بتن قوی‌تر رفتار می‌کند.

کلمات کلیدی:

بارگذاری انفجاری، قاب پرتال، مهاربند ضربدری، طناب الیاف مصنوعی، ستون مرکب، ABAQUS/Explicit

تحلیل دینامیکی غیرخطی

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

Please site this article using:
Mirza Goltabar Roshan, A., and Shakibafar, M. H., 2016. "Investigation on the Use of Composite Column and Synthetic Fiber Rope Brace on Blast Resistance of Portal Frame". *Amirkabir Journal of Civil and Environmental Engineering*, 48(3), pp. 261-274.

DOI: 10.22060/ceej.2016.602

URL: http://ceej.aut.ac.ir/article_602.html

E-mail: ar-goltabar@nit.ac.ir نویسنده مسئول و عهده دار مکاتبات:



۱- مقدمه

هنگامی که یک وسیله انفجاری منفجر می‌شود، نوعی واکنش در اطراف آن پدید می‌آید که سبب ایجاد یک موج فشاری بسیار شدید می‌گردد. این موج با سرعت بسیار بالایی از مرکز انفجار به سمت بیرون و در همهی جهات پراکنده می‌شود و به تدریج و تا زمانی که همه موج‌ها به طور کامل تحلیل روند و یا به یک جسم برخورد کنند، دچار واپاشی می‌گردد. به فشاری که این اجسام در طی انفجار تجربه می‌کنند، به اصطلاح بار انفجاری^۱ گفته می‌شود. برای یک موج انفجاری ایده‌آل، نمودار تاریخچه زمانی بار فشاری را می‌توان به وسیله «معادله فردلندر»^۲ مدل کرد [۱]. این رابطه به صورت رابطه (۱) است:

$$p(t) = p_s \left[1 - \left(\frac{t}{\tau} \right) \right] \exp(-bt / \tau) \quad (1)$$

که در آن، $P(t)$ فشار انفجار در لحظه t ، P_s بیشینه فشار مثبت، τ مدت زمان فاز مثبت فشار انفجار و b ثابت کاهش می‌باشد.

دارانیاسی^۳ و همکارانش تأثیر فاصله انفجار روی سازه‌ها را مورد بررسی قرار دادند [۲]. آن‌ها در تمامی آزمایش‌های خود فاصله زمینی صفر^۴ را برای همهی مورد‌ها در نظر گرفتند. این فاصله از دیدگاه بیشینه تأثیر جمعی انفجار برای ساختمان‌های مورد بررسی آن‌ها بحرانی به حساب می‌آمد. این مطالعات نظریه پیشین در ارتباط با فاصله کروی ایمن برای طراحی سازه‌ها در برابر انفجار را رد می‌کند.

در بررسی انفجار سطح زمین، ویلیامز و نول^۵ در مقاله‌ای روش‌های ارزیابی پاسخ سازه‌ها به انفجار را بررسی کردند [۳]. هم‌زمان با آن‌ها مهندسان شروع به انجام آزمایش‌هایی بر روی مقاومت انفجاری سازه کردند. نتیجه این پژوهش‌ها به صورت نظریه‌های اولیه درباره دسته‌بندی انفجارها و رفتار سازه‌ها در برابر آن‌ها درآمد. با بهره‌گیری از این نظریه‌ها و همچنین در نظر گرفتن موج‌های فشاری بازتابیده شده، می‌توان اندازه بار انفجاری را تخمین زد [۴].

پژوهش‌های بسیار متنوعی در مورد تأثیر بارهای انفجاری روی گستره بزرگی از سازه‌ها انجام شده است. به طور نمونه، شاپ و پلات^۶ به بررسی تجربی بار انفجاری بحرانی روی ستون‌های فولادی تحت فشار یک و دو دهانه پرداختند [۵].

ویلیامز و نویل^۷ جزو نخستین کسانی بودند که به بررسی پاسخ انفجاری ساختمان‌های کامل پرداختند [۳]. آن‌ها به این قانون کلی پی بردند که مصالح در بارگذاری‌های با نرخ کرنش بالا از «مقاومت تسلیم» بالاتر و شکل‌پذیری بیشتری نسبت به بارگذاری‌های استاتیکی نشان می‌دهند.

میاموتو و همکارانش^۸ (۲۰۰۰) طی آزمایش‌هایی به بررسی بارهای انفجاری ناشی از ۱۳۶۰ کیلوگرم ماده منفجره تی‌ان‌تی^۹ در فاصله‌های ۶، ۱۲ و ۳۰ متر پرداختند [۶]. این انفجارها روی یک قاب خمشی مقاوم ویژه^{۱۰} یک بار به صورت تنها و بار دیگر با میراگر ویسکوز مایع^{۱۱} (FVD) بررسی گردید.

پیرسون^{۱۲} (۲۰۰۲)، هِنسی^{۱۳} (۲۰۰۳) و متلی^{۱۴} (۲۰۰۶) به بررسی طناب‌های الیاف مصنوعی و کاربردهای آن در سازه‌ها پرداختند [۷-۹]. پیرسون و هِنسی به بررسی امکان به‌کارگیری «کابل‌های شلاقی مستهلک‌کننده انرژی»^{۱۵} ($SCEDs$) در کاهش پاسخ سازه به زلزله پرداختند. شتاب‌های یکه‌ای که حرکت‌های زمین در اثر زلزله ایجاد می‌کند تا حد زیادی مشابه بارهای ناشی از انفجاری هستند و مهم‌ترین تفاوت آن‌ها، نرخ کرنش بالایی است که در بارهای ناگهانی انفجاری نسبت به بارهای تناوبی زلزله به وجود می‌آید. متلی با پی‌بردن به این موضوع، به بررسی کاربرد روش $SCEDs$ در ایجاد مقاومت انفجاری سازه پرداخت.

زنگنه (۲۰۱۲) مقاومت برشی تیرهای بتن‌آرمه تحت بارگذاری‌های انفجاری را با استفاده از روش اجزای محدود مورد بررسی قرار داد. او از نرم‌افزار آباکوس استفاده کرده و داده‌های به دست آمده از پژوهش خود را با نتیجه‌های تجربی مورد مقایسه قرار داد [۱۰].

در این پژوهش، نخست به بررسی امکان بکارگیری مهاربند طناب‌های الیاف مصنوعی در بهبود پاسخ انفجاری «قاب پرتال ستون با مقطع قوطی شکل» پرداخته شد. به این منظور، در ابتدا «قاب تنها» تحت دو انفجار مختلف در آباکوس مورد تحلیل قرار گرفته و سپس قاب مجهز به «مهاربند ضربدری طناب الیاف مصنوعی» تحت همان دو انفجار تحلیل شده و نتیجه‌های به دست آمده از آن‌ها مقایسه گردیدند. در ادامه نیز تأثیر استفاده از ستون مرکب در افزایش مقاومت انفجاری این نوع قاب‌ها مورد بررسی قرار گرفت. برای این هدف، ستون سمت انفجار قاب با دو نوع بتن پر شده و تحت همان دو انفجار قرار گرفت. تأثیر نرخ کرنش مصالح و همچنین بکارگیری مهاربند الیاف مصنوعی بر روی این قاب ستون مرکب نیز در نظر گرفته شد.

۲-۲- مدلسازی اجزای محدود و تئوری‌های بتن

نمایی از قاب مورد بررسی به همراه اطلاعات مربوط به آن، در شکل (۱) آورده شده است. ابعاد این قاب به ارتفاع ستون ۳/۵ متر و عرض تیر ۵ متر در نظر گرفته شد. جنس این قاب از جنس فولاد با

⁸ Miyamoto et al.

⁹ TNT (Three Nitro Toluene)

¹⁰ Special Moment Resisting Farm (SMRF)

¹¹ Fluid Viscous Damper

¹² Pearson

¹³ Hennessy

¹⁴ Motley

¹⁵ Snapping-Cable Energy Dissipators

¹ Blast Load

² Friedlander Equation

³ Dharaneepathy

⁴ Ground-Zero Distance

⁵ Williams & Newell

⁶ Shop & Plaut

⁷ Williams & Newell

مدل بر اساس آزمایش‌های تحریک هارمونیک انجام‌گرفته توسط رایان بوده [۱۲] و نتیجه‌های آزمایش‌های سقوط را به خوبی تأیید می‌کند. هسته‌ی رشته‌ها از جنس الیاف پلی‌استر با وزن مولکولی بالا بوده و پوشش بیرونی آن از پلی‌استر بافته شده است.

این گونه از طناب‌ها قابلیت تحمل بار فشاری را نداشته و تنها در حالت کشش از خود مقاومت نشان می‌دهند. بر اساس آزمایش‌ها، مقدار نیرو با $\delta^{1.3}$ متناسب است که در آن δ میزان تغییر طول ناشی از کشیدگی طناب است. رابطه‌ی نیرو-تغییر شکل برای مدل‌هایی که در آن طناب شلی اولیه دارد، به صورت رابطه (۲) لحاظ شده است [۱۱].

$$F = K(\delta - a)^{1.3}; \delta > a \quad (2)$$

که در آن، F نیروی ایجاد شده برحسب N و k ضریب سختی طناب در واحد $N/m^{1.3}$ و a میزان شلی اولیه طناب به m است. برای اندازه‌های $\delta < a$ مقدار F برابر صفر خواهد بود.

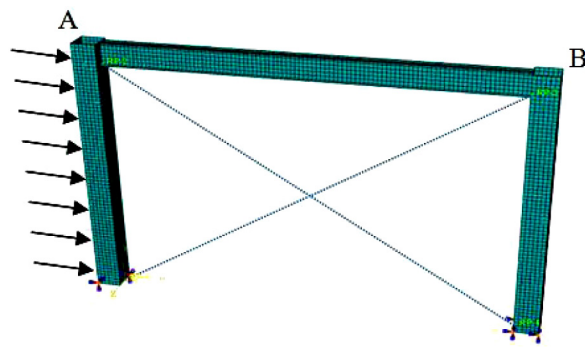
در اطلاعات اصلی مربوط به طناب، سختی آن بر حسب رابطه خطی موجود است. از آنجایی که در بارگذاری شلاقی، طناب به صورت غیرخطی عمل می‌کند، لازم است تا راهکاری برای تبدیل سختی خطی به غیرخطی بکارگرفته شود. در تحقیق حاضر از روش «کار انجام‌شده» استفاده شد و رابطه‌ای بین سختی خطی و غیرخطی به دست آمده است. این رابطه در رابطه (۳) آورده شده است [۱۱].

$$k_l = 0.8696 \times k_n \frac{(d-s)^{2.3} - s^{2.3}}{d(d-2s)} \quad (3)$$

که در آن، k_l ضریب سختی خطی در واحد kN/cm و k_n ضریب سختی غیرخطی معادل آن در واحد $kN/cm^{1.3}$ است. s میزان شلی اولیه و d نیز محدوده جابه‌جایی طناب است که هر دو برحسب سانتی‌متر هستند. این پژوهش مقادیرهای s و d به ترتیب برابر با ۲ و ۶۰ سانتی‌متر هستند. بر این اساس، رابطه (۳) به صورت رابطه (۴) خلاصه می‌شود:

$$K_l = 2.94 \times K_n \quad (4)$$

در این تحقیق از طناب با سختی خطی $35 kN/cm$ استفاده شد. سختی غیرخطی معادل آن‌ها بر اساس رابطه (۴) برابر با $11/9 kN/cm^{1.3}$



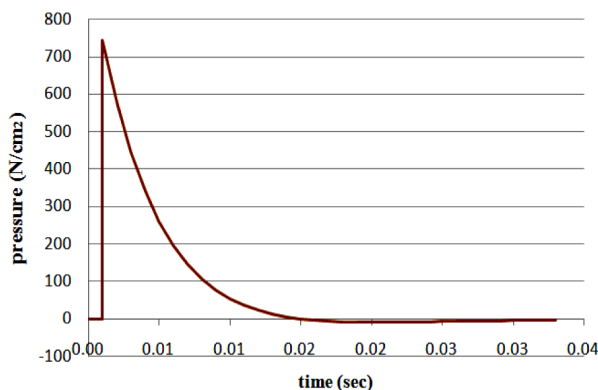
شکل (۱): نمایی از قاب پرتال مدل شده به همراه مهاربند و بردارهای فشار انفجار

مدول الاستیسیته ۲۰۰ گیگا پاسکال، ضریب پواسون ۰/۳، چگالی ۷۸۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب و تنش حد تسلیم ۳۴۵ گیگا پاسکال است. پروفیل مقطع ستون از نوع Box ۳۰×۳۰ و مقطع تیر از نوع IPE30 طوری قرار گرفته‌اند که محور خمشی اصلی آن‌ها در صفحه‌ی جابه‌جایی قاب باشد. رابطه تنش-کرنش به صورت الاستیک-پلاستیک فرض شد و نمودار پلاستیک آن در شکل (۲) نشان داده شده است. همچنین تأثیر نرخ کرنش در محاسبات لحاظ گردیده است. تکیه‌گاه‌های پایه ستون‌ها به صورت گیردار مدل شده و اتصال تیر و ستون‌ها به صورت صلب در نظر گرفته شدند. از میرایی اعضای تیر و ستون قاب نیز صرف نظر شد.

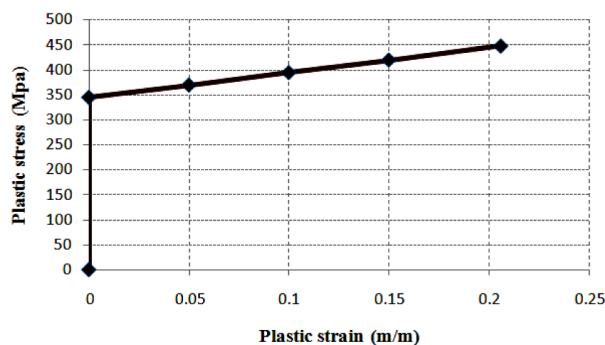
برای مدل‌سازی هندسی، کل اعضای قاب از نوع Shell مدل‌سازی شدند تا اثرات غیرخطی ناشی از برش زیاد ایجاد شده بار انفجاری به صورت دقیق‌تری لحاظ گردند.

برای مش‌بندی اعضا از المان S4R استفاده شد که یک المان چهار گره‌ای با انحنا دوطرفه با انتگرال‌گیری کاهش‌یافته است [۱۱]. به این ترتیب ستون‌ها هر کدام به ۱۶۸۰ المان تقسیم شد که شامل ۴۲۰ المان در هر وجه (۷×۶) است. برای عضو تیر نیز ۱۴۰۰ المان در نظر گرفته شد که شامل ۸۰۰ المان (۲×(۱۰۰×۴)) در بال‌ها و ۶۰۰ المان (۱۰۰×۶) در جان است (شکل (۱)).

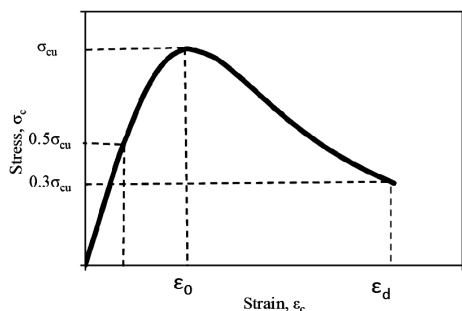
مهاربندهای بکار رفته از جنس الیاف مصنوعی هستند و از مدل غیرخطی برای مدل‌کردن رابطه نیرو-جابه‌جایی طناب استفاده شد. این



شکل (۳): نمودار فشار انفجار نسبت به زمان برای انفجار ۸۰۰ کیلوگرم TNT در فاصله ۵ متری



شکل (۲): نمایی از قاب پرتال مدل شده به همراه مهاربند و بردارهای فشار انفجار



شکل (۶): نمودار تنش-کرنش فشاری بتن [۱۴]

هشت گره‌ای با انتگرال کاهش یافته است. بدین ترتیب تعداد ۲۵۲۰ مش از این نوع المان برای بتن لحاظ گردید. نمای برش خورده‌ای از قاب با تک‌ستون پر شده از بتن در شکل (۵) آورده شده است. در ادامه به معرفی روشی برای مدلسازی بتن در آباکوس، پرداخته می‌شود. از آنجایی که رفتار بتن در کشش و فشار یکسان نیست، خواص آن در کشش و فشار به طور جداگانه مورد بررسی قرار می‌گیرند.

۲-۱- مدلسازی رفتار کششی بتن

روش‌های گوناگونی برای مدلسازی سختی کششی بتن توسط افراد مختلف ارایه شده است. در این پژوهش از مدل توسعه یافته توسط نایال و رشید (۲۰۰۶) استفاده شده است [۱۴].

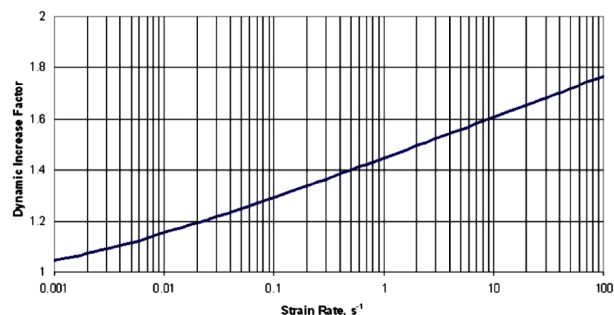
۲-۲- مدلسازی رفتار فشاری بتن

هسو (۱۹۹۴) نمودار کلی تنش-کرنش فشاری انواع بتن‌ها را به دست آورد. این نمودار در شکل (۶) آمده است [۱۵]. این شکل مربوط به بتن‌هایی با مقاومت فشاری تا ۶۲ مگا پاسکال است. نمودار سایر بتن‌های قوی‌تر در مرجع [۱۵] موجود است.

۲-۳- ویژگی مصالح بتن در نرخ کرنش بالا

همانند فولاد، مشخصات مکانیکی بتن نیز در شرایط بارگذاری دینامیکی با بارگذاری استاتیکی متفاوت است. هر دو مقدار سختی و مقاومت بتن وقتی که تحت بار دینامیکی با دوره بارگذاری ویژه‌ای قرار بگیرد، می‌تواند به طور چشمگیری بزرگ‌تر از شرایط استاتیکی باشد. برای مثال، شکل (۷) نمودار تنش-کرنش فشاری محوری بتن ۱۰۰ مگا پاسکال را تحت چندین بارگذاری دینامیکی نشان می‌دهد [۱۶].

پژوهش‌های زیادی به صورت مطالعات آزمایشگاهی بر روی مقاومت فشاری و کششی بتن‌ها در نرخ کرنش‌ها متفاوت انجام شده است. یکی از این پژوهش‌ها که نتیجه‌های به دست آمده از آن نیز منتشر شد، توسط مالور و کرافورد (۱۹۹۸) انجام گرفته است. بر اساس داده‌های این پژوهش‌ها، رابطه‌هایی برای محاسبه‌ی خصوصیات فشاری و کششی بتن در نرخ کرنش‌های گوناگون به دست آمده که در ادامه طی رابطه‌های (۵) تا (۸) آورده شده‌اند [۱۷، ۱۸].

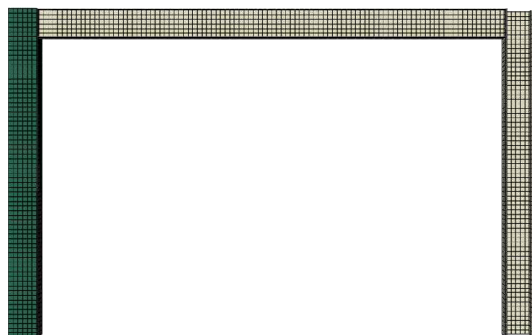


شکل (۴): نمودار فاکتور افزایشی دینامیکی نسبت به نرخ کرنش فولاد

است. برای اتصال کابل به قاب در آباکوس از اتصال *tie* استفاده شد و کابل به صورت فبری که فشار تحمل نمی‌کند، مدلسازی شده است. مطابق با شکل (۱)، در این پژوهش تمرکز بر میزان جابه‌جایی سرستون‌ها ($\Delta A, \Delta B$) است. بار اعمالی به صورت یک بار فشاری گسترده به سمت چپ قاب در امتداد ستون آن وارد می‌شود. این بار فشاری مطابق «معادله فردلندر» و به صورت معادله (۱) مدل شد. به این ترتیب، یک انفجار نیمه‌کروی (در سطح زمین) با بیشینه فشار $P_s = 743 \text{ N/cm}^2$ که معادل با 800 kg TNT در فاصله‌ی ۵ متری از قاب است، در نظر گرفته شد. در شکل (۳) نمودار $P-t$ این انفجار رسم شده است (زمان تأخیر تأثیر انفجار 0.001 ثانیه در نظر گرفته شد).

در تمامی حالت‌ها تأثیر نرخ کرنش لحاظ شد. نرخ کرنش فولاد بر اساس مدل رفتاری شکل (۴) مورد استفاده قرار گرفته است [۱۳]. در این نمودار، محور عمودی مربوط به عامل افزایشی دینامیکی $^1 (DIF)$ فولاد است که نسبت تنش تسلیم دینامیک به تنش تسلیم استاتیک است. مطابق شکل (۴)، این فاکتور به عنوان تابعی از نرخ کرنش رسم شد. از داده‌های این نمودار به صورت درون‌یابی شده در تحلیل رایانه‌ای استفاده گردید.

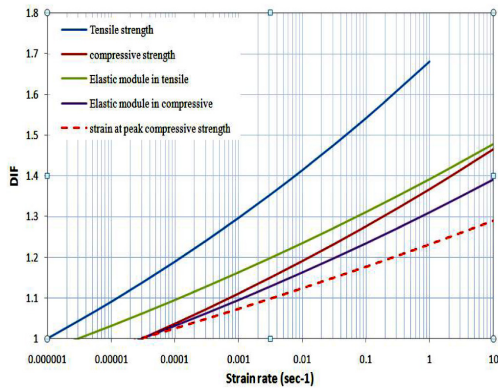
برای مدلسازی هندسی بتن پر شده در ستون سمت انفجار، بتن به صورت جامد^۲ در نرم‌افزار مدل شد و برای مش‌بندی آن از المان $C3D8R$ استفاده گردید. این المان از نوع سه‌بعدی، مکعبی، پیوسته و



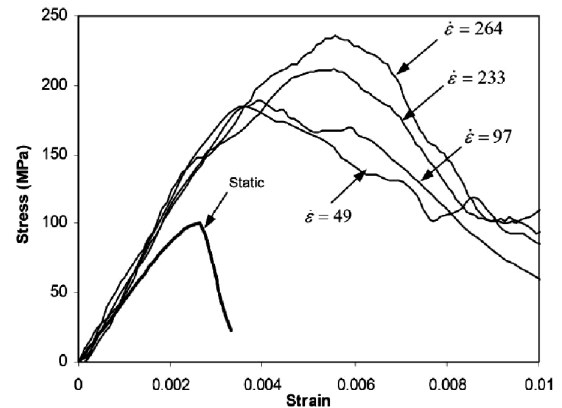
شکل (۵): نمای برش خورده از قاب با تک‌ستون پر شده با بتن (ستون سمت چپ پر شده از بتن است)

¹ Dynamic Increase Factor

² Solid



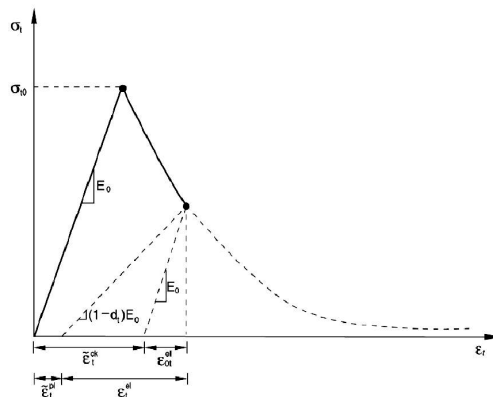
شکل (۸): نمودار ضریب افزایشی دینامیکی خواص بتن ۳۲ مگا پاسکال در نرخ کرنش‌های مختلف



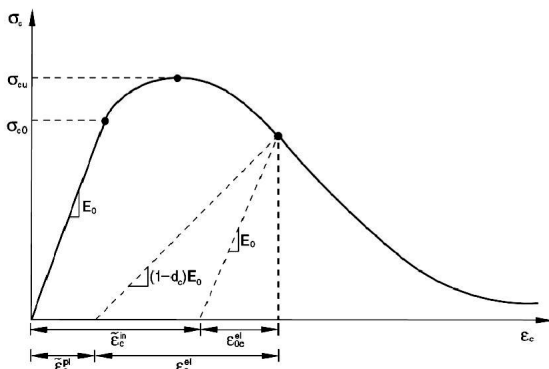
شکل (۷): نمودار تنش-کرنش فشاری بتن ۱۰۰ مگا پاسکال در چندین نرخ کرنش (بر اساس داده‌های آزمایشگاهی) [۱۶]

۲-۴- مدل بتن آسیب‌دیده پلاستیک^۱ (CDP) در بارگذاری‌های تک‌محوره

رفتار استاندارد بتن در فشار و کشش که در نرم‌افزار آباکوس به صورت مدل مصالح CDP شناخته می‌شود، به صورت نمودار تنش-کرنش در شکل‌های (۹) و (۱۰) نشان داده شده است.



شکل (۹): نمودار شماتیک کرنش پلاستیک/ترک کششی بتن بر اساس اطلاعات به دست آمده از سخت‌شدگی کششی [۱۹]



شکل (۱۰): نمودار شماتیک کرنش پلاستیک/غیرالاستیک فشاری بتن بر اساس اطلاعات به دست آمده از سخت‌شدگی فشاری [۱۹]

– رابطه تخمین مقاومت فشاری دینامیکی بتن [۱۷]:

$$\frac{f_{cd}}{f_{cm}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}_c}{30 \times 10^{-6}} \right)^{\left(\frac{1.016}{5+0.9 f_{cm}} \right)} \quad (5)$$

for $\dot{\epsilon}_c \leq 30 (\text{sec})^{-1}$

– رابطه تخمین مقاومت کششی بتن:

$$\frac{f_{td}}{f_{tm}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}_t}{10^{-6}} \right)^{\left(\frac{1}{1+0.8 f_{cm}} \right)} \quad (6)$$

for $\dot{\epsilon}_t \leq 1 (\text{sec})^{-1}$

– رابطه تخمین ضریب الاستیسیته‌ی بتن:

$$\frac{E_{cd}}{E_0} = \left(\frac{\dot{\epsilon}_c}{30 \times 10^{-6}} \right)^{0.026} \quad (7)$$

$$\frac{E_{td}}{E_0} = \left(\frac{\dot{\epsilon}_t}{3 \times 10^{-6}} \right)^{0.026}$$

– رابطه تخمین بیشینه کرنش فشاری بتن:

$$\frac{\epsilon_{c1d}}{\epsilon_0} = \left(\frac{\dot{\epsilon}_c}{30 \times 10^{-6}} \right)^{0.02} \quad (8)$$

که در این رابطه‌ها، f_{cd} مقاومت فشاری دینامیکی، f_{cm} مقاومت فشاری استاتیکی، $\dot{\epsilon}_c$ نرخ کرنش فشاری، f_{td} مقاومت کششی دینامیکی، f_{tm} مقاومت کششی استاتیکی، $\dot{\epsilon}_t$ نرخ کرنش کششی، E_{cd} و E_{td} به ترتیب ضریب الاستیسیته فشاری و کششی دینامیکی، E_0 ضریب الاستیسیته استاتیکی، ϵ_{c1d} و ϵ_0 به ترتیب بیشینه کرنش فشاری دینامیکی و استاتیکی بتن هستند.

شکل (۸) تأثیر نرخ کرنش بر رفتار محوری بتن را به صورت ضریب افزایشی دینامیکی (DIF) نشان می‌دهد. این بتن دارای مقاومت فشاری ۳۲ مگا پاسکال است. این بتن ۳۲ مگا پاسکال به عنوان بتن قوی‌تر استفاده شده در این پژوهش است.

^۱ Concrete Damaged Plasticity-CDP

ابزارهای مورد استفاده در مدل CDP است. این تابع توسط لابلاینر (۱۹۸۹) توسعه یافته و یک سری تصحیح توسط لی و فنوس (۱۹۹۸) روی آن پیشنهاد شد. به این ترتیب، این تابع برای تخمین شکست در تنش‌های برشی و مماسی مناسب‌سازی گردید [۱۰].

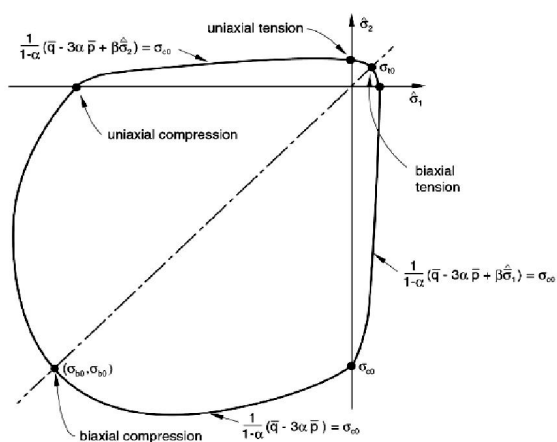
در شکل (۱۱) سطح تسلیم دومحوره در تنش صفحه‌ای نمایش داده شده است. در این شکل ناحیه درون سطح بسته مربوط به ناحیه الاستیک تنش است. اطلاعات بیشتر در مورد مؤلفه‌های این شکل در مرجع [۱۹] وجود دارد. ارتباط بین سطح تسلیم و رابطه‌های تنش- کرنش تک‌محوره توسط قانون جریان قابل تعریف است [۱۰].

۲-۷- قانون جریان پلاستیک

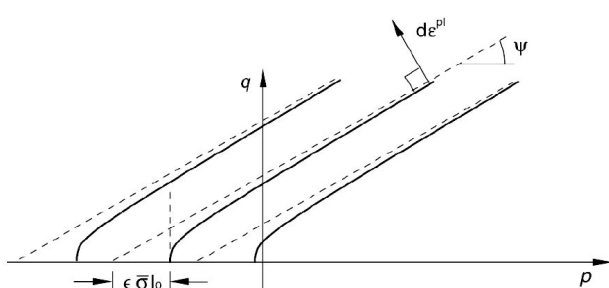
در مدل CDP ، از رابطه‌ی هایپربولیکی تابع پتانسیل پلاستیک دراکر-پراکر استفاده می‌شود. این رابطه در رابطه (۱۵) تعریف شده است و شکل (۱۲) نیز نمودار مربوط به آن را نشان می‌دهد.

$$G(\sigma) = \sqrt{(\varepsilon \sigma_{i0} \cdot \tan(\psi))^2 + q^2} - \bar{p} \cdot \tan(\psi) \quad (15)$$

که در آن، σ_{i0} تنش کششی تک‌محوره در شکست است. مؤلفه ψ نیز به‌عنوان زاویه‌ی اتساع^۲ شناخته شده و در صفحه p - q و تنها در فشارهای بالا محاسبه می‌شود. این مؤلفه مقدار رشد کرنش پلاستیک حجمی را در



شکل (۱۱): سطح تسلیم بتن در حالت تنش صفحه‌ای [۱۹]



شکل (۱۲): تابع پتانسیل پلاستیک هایپربولیک دراکر-پراکر در صفحه‌ی p - q [۱۹]

با توجه به شکل‌های (۹) و (۱۰)، هنگامی که نمونه‌ی بتن در ناحیه‌ی کرنش-سختی از نمودار تنش-کرنش بار کمتری را تحمل کند و به عبارت دیگر پاسخ آن به بار وارده کاهش یابد، سختی الاستیک مصالح تا حد زیادی از بین می‌رود. برای بیان کاهش سختی الاستیک مصالح از مؤلفه تخریب استفاده می‌شود. اندازه این مؤلفه بین صفر برای مصالح آسیب‌نندیده و یک برای بتن بدون مقاومت (به طور کامل آسیب‌دیده) متغیر است [۱۹].

در نرم‌افزار آباکوس رفتار «بتن تک‌محوره» در کشش به‌صورت تنش-کرنش ترک‌خوردگی (یا جابه‌جایی) قابل تعریف است و در بارگذاری‌های فشاری نیز می‌تواند به‌صورت تنش-کرنش غیرالاستیک مدل شود. مدل «غیرالاستیک/کرنش ترک» در فشار و کشش به ترتیب به‌صورت رابطه‌های (۹) و (۱۰) قابل تعریف هستند:

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (9)$$

$$\varepsilon_t^{ck} = \varepsilon_t - \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (10)$$

در این رابطه‌ها، ε_c و ε_t به ترتیب کرنش‌های فشاری و کشش متناظر با تنش‌های فشاری و کششی (σ_c و σ_t) بوده و ε_c^{in} و ε_t^{ck} به ترتیب «کرنش غیر الاستیک فشاری» و «کرنش ترک کششی» هستند.

۲-۵- تعریف مؤلفه‌های تخریب و بازیابی سختی^۱

در بارگذاری‌های دینامیکی بتن، افت سختی با کمک دو مؤلفه اسکالر تعریف می‌شود؛ یکی مؤلفه تخریب کششی (d_c) و دیگری مؤلفه تخریب فشاری (d_t) است. مطابق شکل‌های (۸) و (۹)، این مؤلفه‌ها به‌عنوان تابعی از کرنش‌های غیرالاستیک/ترک‌خوردگی (یا جابه‌جایی) به صورت رابطه‌های (۱۱) تا (۱۴) تعریف می‌شوند:

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c E_0^{-1}}{\sigma_c E_0^{-1} + \varepsilon_c^{in} (1 - b_c)} \quad (11)$$

$$\varepsilon_c^{pl} = b_c \cdot \varepsilon_c^{in} \quad (12)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t E_0^{-1}}{\sigma_t E_0^{-1} + \varepsilon_t^{ck} (1 - b_t)} \quad (13)$$

$$\varepsilon_t^{pl} = b_t \cdot \varepsilon_t^{ck} \quad (14)$$

که در این رابطه‌ها، ضریب‌های b_c و b_t که رابطه بین کرنش‌های پلاستیک و غیرالاستیک است را می‌توان بر اساس برآزش منحنی‌های به دست آمده از آزمایش‌ها تخمین زد [۱۰]. در این پژوهش این ضریب‌ها به‌صورت $b_t = b_c \approx 0.7$ تقریب زده شد.

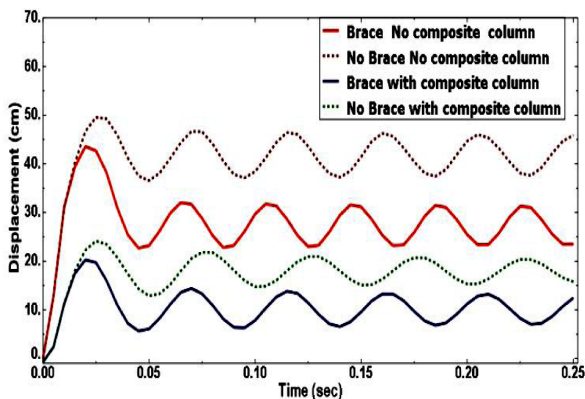
۲-۶- تعریف سطح تسلیم

معیار دراکر-پراکر بر اساس تابع تسلیم تعریف شده و یکی از

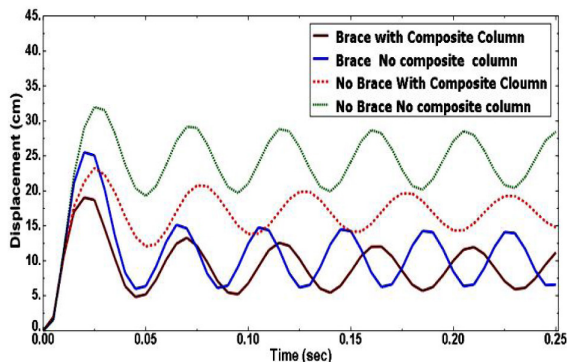
² Dilation Angle

¹ Stiffness Recovery

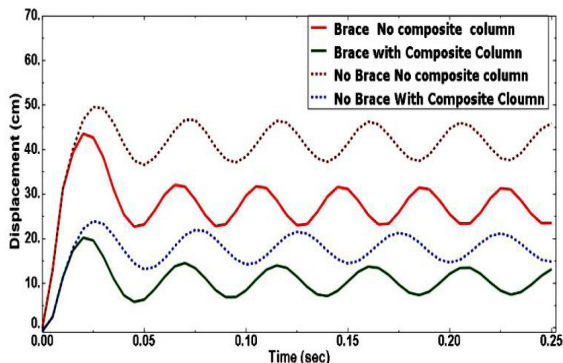
با مهاربند و با ستون مرکب ۲۰ مگا پاسکال و ترکیب ستون مرکب و مهاربند به ترتیب در شکل‌های (۱۳) و (۱۴) آورده شده است. نمودارهای مشابه برای بتن ۳۲ مگا پاسکال نیز در شکل‌های (۱۵) و (۱۶) آمده است. در ادامه اطلاعات مهم این شکل‌ها برای بررسی بیشتر در جدول‌های (۱) و (۲) آورده شده است. دقت در جدول (۱) نشان می‌دهد که استفاده از ستون مرکب با هر دو بتن ۲۰ و ۳۲ مگا پاسکال به طور چشمگیری بیشینه جابه‌جایی نقطه‌های A و B را کاهش می‌دهد (به ترتیب ۵۱ و ۳۱ درصد). استفاده هم‌زمان ستون مرکب و مهاربند نیز مؤثرتر بوده و سبب



شکل (۱۳): تاریخچه جابه‌جایی نقطه A در چهار حالت با ستون مرکب ۲۰ مگا پاسکال و تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی‌متر مربع



شکل (۱۴): تاریخچه جابه‌جایی نقطه B در چهار حالت با ستون مرکب ۲۰ مگا پاسکال و تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی‌متر مربع



شکل (۱۵): تاریخچه جابه‌جایی نقطه A در چهار حالت با ستون مرکب ۳۲ مگا پاسکال و تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی‌متر مربع

طول برش پلاستیک پایش کرده و تا زمان تسلیم پلاستیک، مقدار آن ثابت است. به‌طور معمول، مقدار زاویه تأخیر بین ۳۵ تا ۴۵ است [۱۰].
متغیر ϵ نیز مؤلفه خروج از مرکزیت بوده که مطابق شکل (۱۲) قابل محاسبه است (زمانی که جریان پتانسیل به سمت خط مقاومت متمایل می‌شود، مقدار خروج از مرکزیت نیز به صفر نزدیک می‌شود).

۳- نحوه مدل کردن تأثیر نرخ کرنش در آباکوس

مدل CDP توانایی در نظر گرفتن نرخ کرنش بتن را به صورت خودکار ندارد (برخلاف فولاد). باید اطلاعات جدید مربوط به منحنی سختی کششی را به صورت جدولی از کرنش ترک خوردگی (یا جابه‌جایی) و همچنین اطلاعات جدید مربوط به سخت‌شدگی فشاری به صورت جدول کرنش غیرالاستیک به طور دستی در نرم‌افزار تعریف گردد [۱۹]. در این پژوهش، از روش تکرار برای در نظر گرفتن تأثیر نرخ بارگذاری روی خواص بتن استفاده شده است. این روش در هر تکرار خود شامل دو گام است. در گام نخست پس از تحلیل بتن با خواص الاستیکی، به کمک نمودار تاریخچه زمانی کرنش فشاری و کششی و با در نظر گرفتن بیشترین مقدار کرنش بتن در طول زمان بارگذاری، نرخ کرنش متوسط بتن به دست می‌آید. سپس در گام دوم، با استفاده از رابطه‌های (۵) تا (۸)، مقدارهای DIF به دست آمده و به کمک آن‌ها خواص بتن در کشش و فشار به‌روز شده و بتن با این خواص جدید تحلیل می‌شود. نرخ کرنش جدید به دست آمده با نرخ کرنشی که تحلیل گام دوم با آن انجام شد، مقایسه می‌گردد و در صورت اختلاف زیاد، این مرحله دوباره انجام می‌شوند. این چرخه آن قدر تکرار می‌شود تا مقدارهای نرخ کرنش بتن به یک عدد همگرا شوند [۱۰].

۴- تحلیل و بررسی پاسخ قاب مجهز به ستون مرکب در برابر انفجار

در این بخش قاب در سه حالت تنها، مجهز به مهاربند و با ستون مرکب در معرض انفجار $743 \text{ (N/cm}^2\text{)}$ در آباکوس تحلیل شده است. مهاربند با سختی غیرخطی $11/9 \text{ (kN/cm}^{1.3}\text{)}$ بوده و ستون سمت انفجار قاب با دو نوع بتن با مقاومت مشخصه‌ی فشاری ۳۲ و ۲۰ مگا پاسکال پر شده است و نتیجه‌های به دست آمده از هر سه حالت با یکدیگر مقایسه شده‌اند. مشخصات الاستیکی بتن ۳۲ و ۲۰ مگا پاسکال در ضمیمه آورده شده است. برهم‌کنش بین بتن و فولاد به صورت تماس سطح به سطح^۱ استفاده شده است. تماس بین این دو سطح برای تماس مماسی^۲ به صورت مدل اصطکاک^۳ با ضریب اصطکاک ۰/۸ مدل شده و برای تماس عمودی^۴ از مدل تماس سخت^۵ بهره گرفته شده است.

نمودار تاریخچه جابه‌جایی نقطه‌های A و B در چهار حالت تنها،

1 Surface to Surface
2 Tangential Contact
3 Friction
4 Normal Contact
5 Hard Contact

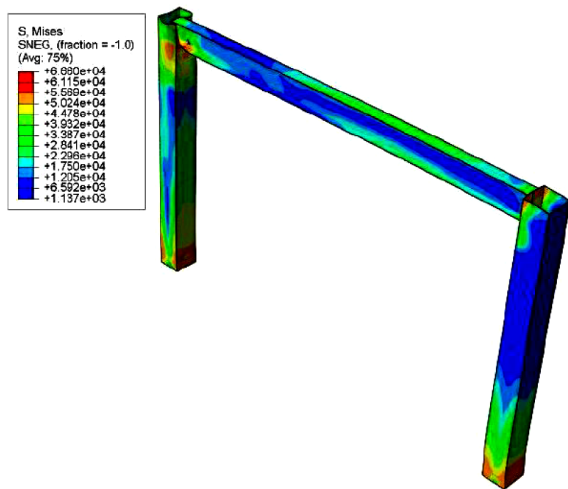
تحلیل‌های آورده شده در این بخش، نرخ کرنش لحاظ شده است. نرخ کرنش فولاد به طور خودکار توسط نرم افزار اعمال می‌شود. اما برای بتن به صورت دستی لحاظ گردید. در این حالت نرخ کرنش با اعمال ضریب افزایشی دینامیکی سبب تغییر خواص بتن ۲۰ و ۳۲ مگا پاسکال می‌شود. به طوری که مدول الاستیسیته آن‌ها افزایش یافته و ضریب افزایشی دینامیکی آن‌ها در کشش و فشار نیز سبب بهبود منحنی‌های تنش-کرنش الاستیک می‌شود. در جدول (۳) مقدارهای ضریب الاستیسیته، نرخ کرنش در کشش و فشار و ضریب افزایشی دینامیکی کششی و فشاری هر دو بتن در انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی‌متر مربع آورده شده است.

در پایان این بخش، برای بررسی تأثیر استفاده از ستون مرکب در قاب تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی‌متر مربع بر رفتار الاستیک و پلاستیک آن، کانتورهای تنش فن میزس، کرنش پلاستیک معادل و همچنین نمودار انرژی پلاستیک مستهلک شده برای حالت‌های قاب تنها و قاب با ستون مرکب ۳۲ مگا پاسکال در شکل‌های (۱۷) تا (۲۱) آورده شده است.

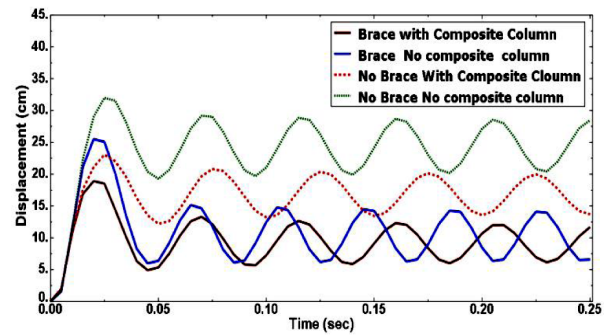
کانتورهای توزیع تنش فن میزس آورده شده در شکل‌های (۱۷) و (۱۸) نشان می‌دهند که تنش در قاب با ستون مرکب تا حد زیادی نسبت

جدول (۳): مؤلفه‌های اعمال نرخ کرنش در بتن‌های ۲۰ و ۳۲ مگا پاسکال تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی‌متر مربع

بتن (مگا پاسکال)	ضریب افزایشی دینامیکی		نرخ کرنش		DIFc	DIFt
	بدون نرخ کرنش	با نرخ کرنش	$\dot{\epsilon}_c$	$\dot{\epsilon}_t$		
۲۰	۲۵/۱۲۲	۳۳/۱۶۰	۱/۳۰	۰/۷۲	۱/۶۱	۲/۲۱
۳۲	۲۶/۶۱۴	۳۵/۸۳	۱/۲۱	۰/۶۳	۱/۳۷	۱/۶۵



شکل (۱۷): کانتورهای تنش فن میزس قاب تنها تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی‌متر مربع در زمان ۱۰ میلی ثانیه



شکل (۱۶): تاریخچه جابه‌جایی نقطه B در چهار حالت با ستون مرکب ۲۰ مگا پاسکال تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی‌متر مربع

جدول (۱): میزان کاهش بیشینه جابه‌جایی نسبت به قاب تنها

نقطه	میزان کاهش بیشینه جابه‌جایی نسبت به قاب تنها (درصد)				
	قاب مجهز به مهاربند	قاب با ستون مرکب (مگا پاسکال)		قاب با ستون مرکب و مجهز به مهاربند (مگا پاسکال)	
		۲۰	۳۲		
A	۱۲/۰۰	۵۱/۲۰	۵۱/۶۰	۵۹	۵۹/۲
B	۲۱/۷۰	۳۰/۴	۳۱	۴۰/۵۱	۴۰/۹۵

جدول (۲): میزان کاهش جابه‌جایی نهایی پلاستیک نسبت به قاب تنها

نقطه	میزان کاهش جابه‌جایی نهایی پلاستیک نسبت به قاب تنها (درصد)				
	قاب مجهز به مهاربند	قاب با ستون مرکب (مگا پاسکال)		قاب با ستون مرکب و مجهز به مهاربند (مگا پاسکال)	
		۲۰	۳۲		
A	۳۷/۱۴	۵۶/۹۸	۵۷/۰۳	۷۶	۷۵/۲۱
B	۵۶/۲۸	۳۷/۹۰	۲۸/۳۹	۶۲/۳۵	۶۵/۴۰

کاهش جابه‌جایی‌ها تا ۵۹ درصد می‌گردد. همچنین تأثیر هر دو بتن بسیار به هم نزدیک است که این موضوع، به دلیل تأثیر نرخ کرنش بر افزایش مقاومت مصالح بتن و فولاد است. زیرا بتن ۲۰ مگا پاسکال نرخ کرنش بالاتری را تحمل می‌کند و در نتیجه، ضریب افزایشی دینامیکی کششی و فشاری بیشتری را نسبت به بتن ۳۲ مگا پاسکال تجربه می‌کند. درباره این موضوع در ادامه بیشتر بحث شده است.

برخلاف استفاده مهاربند که تأثیر بیشتری بر کاهش جابه‌جایی نقطه B داشته است، ستون مرکب روی نقطه A مؤثرتر است.

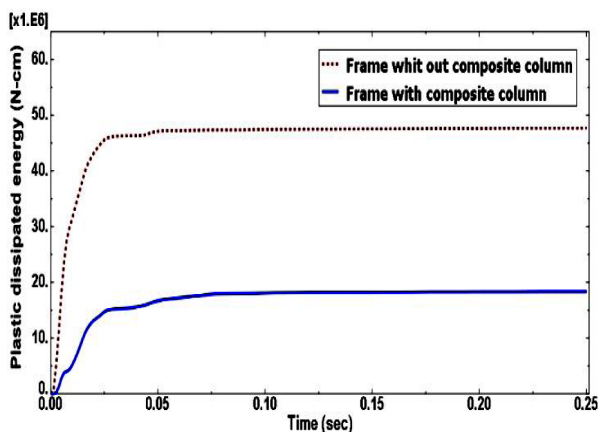
بررسی جدول (۲) که مربوط به جابه‌جایی پلاستیک نهایی است، نتیجه‌های به دست آمده از تحلیل جدول (۱) را تأیید می‌کند. در همه

دریافت، آن است که با استفاده از ستون مرکب، کاهش قابل توجهی در تغییر شکل‌های موضعی و جابه‌جایی کل قاب به‌وجود می‌آید. همچنین بیشینه مقدار کرنش پلاستیک معادل نیز از $20/6$ به $16/2$ درصد کاهش می‌یابد. این موضوع بهبود چشمگیر عملکرد پلاستیک قاب ستون مرکب را نشان می‌دهد.

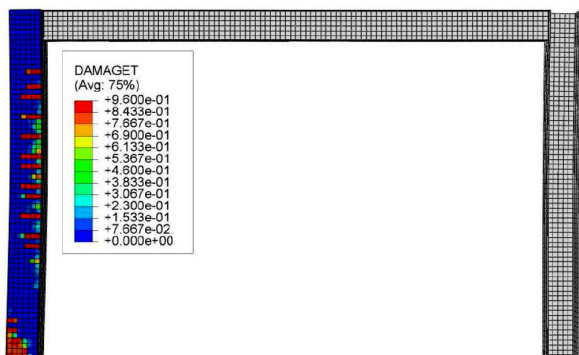
دقت در شکل (۲۱) نشان می‌دهد که مقدار انرژی پلاستیک مستهلک‌شده کل قاب با ستون مرکب حدود ۶۳ درصد نسبت به قاب تنها کاهش می‌یابد. این موضوع عملکرد بهتر پاسخ قاب با ستون مرکب را تأیید می‌کند.

همچنین برای نشان‌دادن رفتار کششی و فشاری بتن، به‌طور نمونه برای قاب ستون مرکب ۳۲ مگا پاسکال در انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی‌متر مربع، کانتورهای تخریب کششی و فشاری در زمان‌های نخستین و پایانی تحلیل ($0/05$ و $0/25$ ثانیه) نیز در شکل‌های (۲۲) تا (۲۵) نشان داده شده است.

دقت در شکل‌های (۲۲) و (۲۳) نشان می‌دهد که بتن در زمان شروع



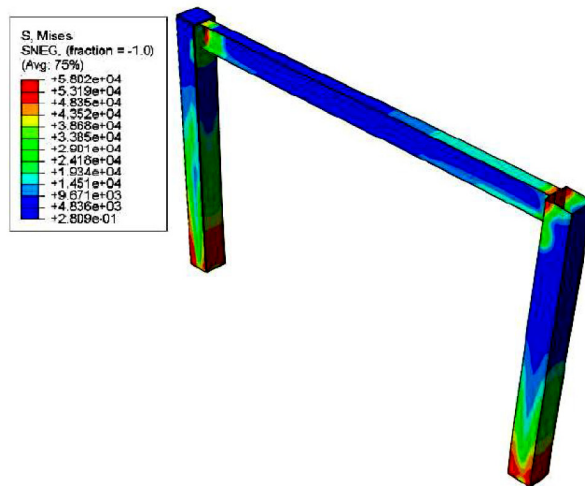
شکل (۲۱): نمودار تاریخچه زمانی انرژی پلاستیک مستهلک‌شده قاب در دو حالت قاب تنها و قاب با تک‌ستون مرکب ۳۲ مگا پاسکال تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی‌متر مربع



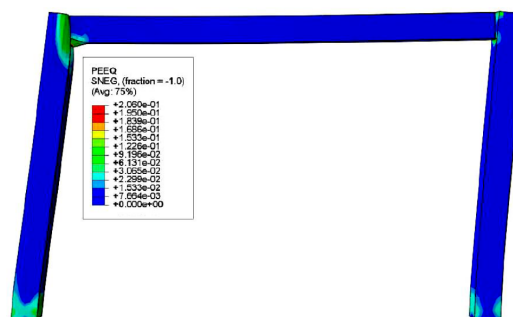
شکل (۲۲): کانتور توزیع مؤلفه تخریب کششی بتن ۳۲ مگا پاسکال در قاب ستون مرکب تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی‌متر مربع در زمان $0/05$ ثانیه

به قاب تنها کاهش یافته است؛ به طوری که مقدار بیشینه آن از ۶۶۶ به ۵۸۰ مگا پاسکال کاهش می‌یابد (برای هر دو حالت مقدار بیشینه تنش در لحظه ۱۰ میلی ثانیه اتفاق می‌افتد).

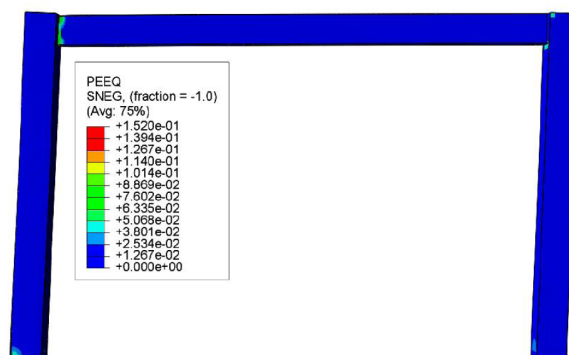
نخستین موردی که از بررسی شکل‌های (۱۹) و (۲۰) می‌توان



شکل (۱۸): کانتورهای تنش فن‌میزس قاب با تک‌ستون مرکب ۳۲ مگا پاسکال تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی‌متر مربع در زمان ۱۰ میلی ثانیه



شکل (۱۹): کانتورهای کرنش پلاستیک معادل قاب تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی‌متر در زمان ۲۵۰ میلی ثانیه



شکل (۲۰): کانتورهای کرنش پلاستیک معادل قاب با تک‌ستون مرکب ۳۲ مگا پاسکال تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی‌متر مربع در زمان ۲۵۰ میلی ثانیه

یافته و در میانه ستون در چندین نقطه، کل مقطع ترک خورده است. شکل‌های (۲۴) و (۲۵) که مربوط به رفتار فشاری بتن ۳۲ مگا پاسکال در قاب ستون مرکب تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی‌متر مربع است، نشان می‌دهد که در لحظه شروع بارگذاری کل ناحیه تکیه‌گاه و میانه ستون سمت انفجار تحت فشار قرار می‌گیرد. در پایان بارگذاری، مقدار میزان خردشدگی به بیشترین مقدار خود می‌رسد.

۴-۱- بررسی میزان تأثیر بتن‌های ۲۰ و ۳۲ مگا پاسکال بر پاسخ قاب به انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی‌متر مربع، در حالت‌های با و بدون نرخ کرنش

برای بررسی اثر نرخ کرنش روی رفتار انفجاری قاب ستون مرکب، نمودار تاریخچه زمانی جابه‌جایی نقطه A و B این قاب در دو حالت با و بدون در نظر گرفتن نرخ کرنش برای هر دو بتن در شکل‌های (۲۶) تا (۲۸) آورده شده است.

با دقت در شکل‌های (۲۶) و (۲۷) می‌توان دریافت که، در هر دو نقطه A و B در حالت بدون نرخ کرنش، قاب با بتن ۲۰ مگا پاسکال تغییر شکل‌های بزرگ‌تری را از خود نشان می‌دهد.

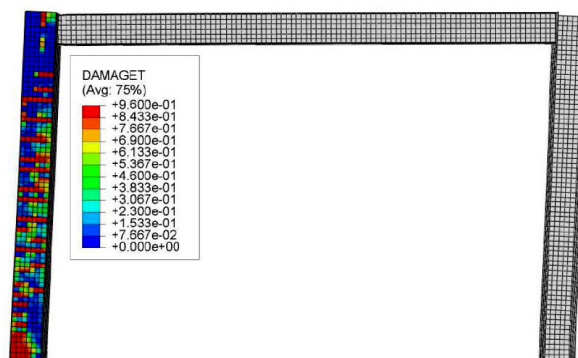
در صورتی که در حالت با در نظر گرفتن نرخ کرنش پاسخ قاب با هر دو بتن بسیار به هم نزدیک می‌شود. این موضوع به دلیل اعمال نرخ کرنش بالاتری به بتن ۲۰ مگا پاسکال نسبت به بتن ۳۲ مگا پاسکال، در کشش و فشار است که سبب نزدیک شدن مقاومت‌های فشاری و به ویژه کششی آن‌ها به یکدیگر می‌شود.

همچنین بررسی این شکل‌ها نشان می‌دهد که برای حالت با در نظر گرفتن نرخ کرنش، قاب با بتن ۲۰ مگا پاسکال پس از نخستین بیشینه پاسخ در بازه‌ی زمانی ۵ تا ۱۰ میلی‌ثانیه، دوره نوسان آن نسبت به قاب با بتن ۳۲ مگا پاسکال افزایش می‌یابد. این موضوع به دلیل کاهش سختی قاب با بتن ۲۰ مگا پاسکال است. برای بررسی این موضوع، نمودارهای تاریخچه زمانی انرژی پلاستیک مستهلک‌شده قاب با بتن‌های ۲۰ و ۳۲ مگا پاسکال تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی‌متر مربع در شکل (۲۸) آورده شده است. دقت در این شکل نشان می‌دهد که تا زمان حدودی ۵ میلی‌ثانیه، دو نمودار برهم منطبق بوده و پس از آن، نمودار مربوط به قاب با بتن ۲۰ مگا پاسکال، مقدارهای بیشتری را نشان می‌دهد.

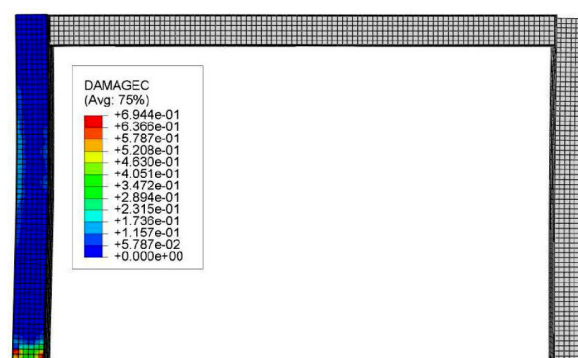
۴-۲- تأثیر بکارگیری مهاربندها روی رفتار پلاستیک قاب

از تحلیل نتیجه‌های به دست آمده برای قاب تحت انفجار و در هر دو حالت با و بدون مهاربند می‌توان دریافت که حتی بکارگیری سخت‌ترین طناب نیز قادر به از بین بردن کامل تغییر شکل پلاستیک قاب نیست. این موضوع در شکل (۲۹) که مربوط به کانتورهای کرنش پلاستیک نهایی نواحی مختلف قاب مجهز به مهاربند تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی‌متر مربع بوده، نشان داده شده است. کانتورهای مشابه برای قاب بدون مهاربند تحت همین انفجار برای مقایسه بهتر در شکل (۳۰) آورده

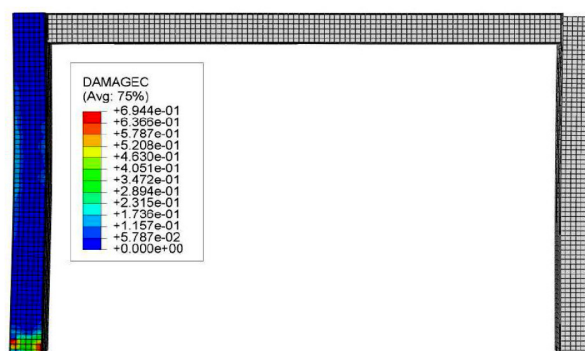
بارگذاری (۵ میلی‌ثانیه) در ناحیه تکیه‌گاهی سمت انفجار و همچنین میانه ستون در ناحیه خلاف سمت انفجار تحت کشش قرار می‌گیرد؛ به طوری که رشد ترک به صورت لکه‌های قرمز رنگ به روشنی مشاهده می‌شود. با رسیدن به زمان انتهای بارگذاری (۲۵۰ میلی‌ثانیه) ترک‌ها کاملاً توسعه



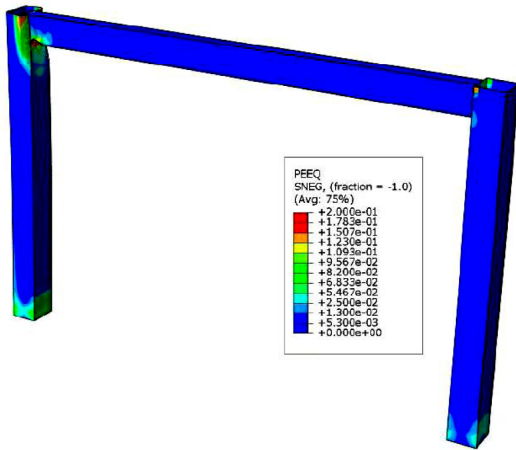
شکل (۲۳): کانتور توزیع پارامتر تخریب کششی بتن ۳۲ مگا پاسکال در قاب ستون مرکب تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی‌متر مربع در زمان ۰/۲۵ ثانیه



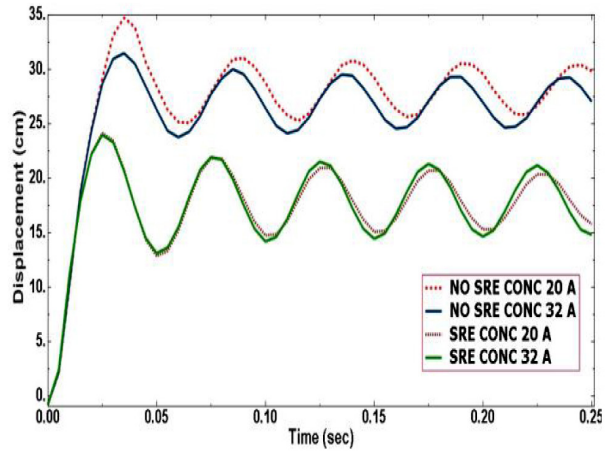
شکل (۲۴): کانتور توزیع مؤلفه تخریب فشاری بتن ۳۲ مگا پاسکال در قاب ستون مرکب تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی‌متر مربع در زمان ۰/۰۰۵ ثانیه



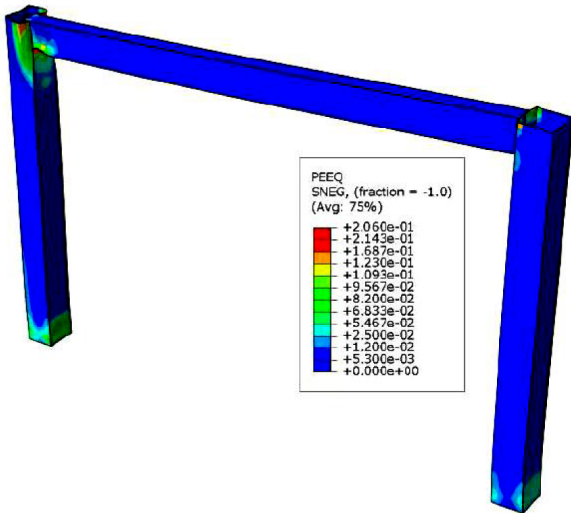
شکل (۲۵): کانتور توزیع مؤلفه تخریب فشاری بتن ۳۲ مگا پاسکال در قاب ستون مرکب تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی‌متر مربع در زمان ۰/۲۵ ثانیه



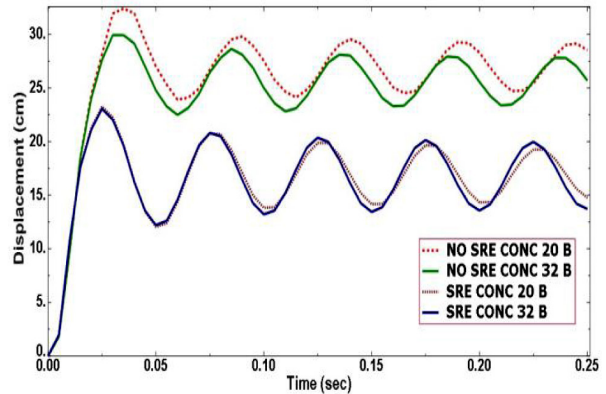
شکل (۲۹): کانتورهای کرنش پلاستیک قاب پرتال با مهاربند تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی متر مربع در زمان ۰/۲۵ ثانیه



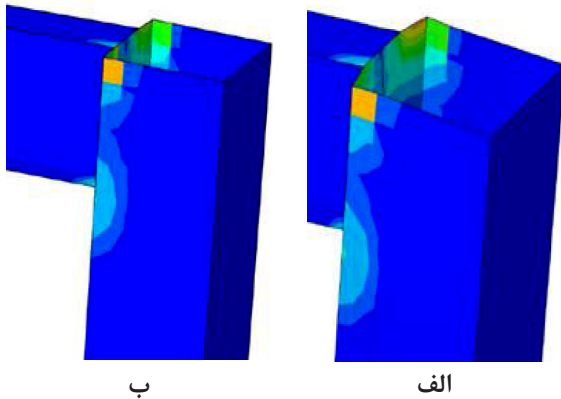
شکل (۲۶): تاریخچه جابه‌جایی نقطه A قاب ستون مرکب با بتن‌های ۲۰ و ۳۲ مگا پاسکال تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی متر مربع در دو حالت با و بدون نرخ کرنش



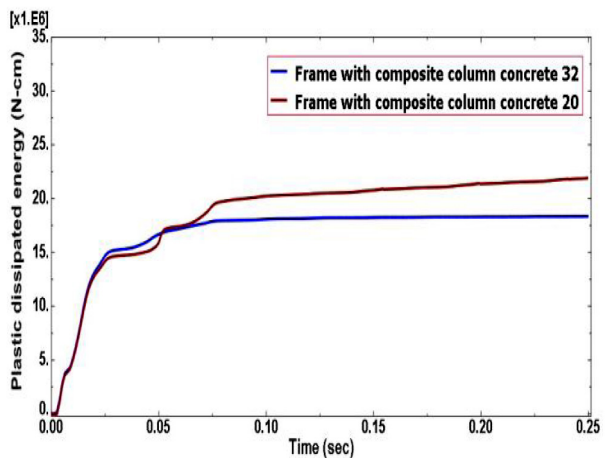
شکل (۳۰): کانتورهای کرنش پلاستیک قاب پرتال بدون مهاربند تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی متر مربع در زمان ۰/۲۵ ثانیه



شکل (۲۷): تاریخچه جابه‌جایی نقطه B قاب ستون مرکب با بتن‌های ۲۰ و ۳۲ مگا پاسکال تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی متر مربع در دو حالت با و بدون نرخ کرنش



شکل (۳۱): کانتورهای کرنش پلاستیک قاب پرتال در ناحیه B تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی متر مربع در زمان ۰/۲۵ ثانیه در حالت (الف) بدون مهاربند و (ب) با مهاربند



شکل (۲۸): انرژی پلاستیک مستهلک شده قاب با بتن‌های ۲۰ و ۳۲ مگا پاسکال تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی متر مربع در حالت با در نظر گرفتن نرخ کرنش

را تحمل می‌کند و در نتیجه ضریب افزایشی دینامیکی کششی و فشاری بیشتری را نسبت به بتن قوی‌تر تجربه می‌کند. به طوری که حتی بتن ضعیف‌تر در انفجار شدیدتر نسبت به بتن قوی‌تر مقاومت کششی بالاتری از خود نشان می‌دهد.

- مقایسه تأثیر مهاربند و ستون مرکب بر پاسخ انفجاری قاب نشان می‌دهد که استفاده از مهاربند تأثیر بیشتری را بر کاهش جابه‌جایی سرستون مخالف انفجار داشته است. در حالی که ستون مرکب روی سرستون سمت انفجار بیشتر مؤثر است.

۶- ضمیمه

در این بخش مشخصات استاتیکی بتن ۳۲ و ۲۰ مگا پاسکال در جدول‌های (۴) و (۵) آورده شده است. جدول (۴): مشخصات ورودی بتن ۲۰ مگا پاسکال به آباکوس

مشخصات بتن		۲۰ مگا پاسکال
الاستیسیته بتن		
E (گیگا پاسکال)		۲۵/۱۲
ν		۰/۱۷۵
مؤلفه‌های مدل CDP		
زاویه‌ی اتساع (درجه)		۳۶/۹۱
f_{b0}/f_{c0}		۱/۱۲
مقدارهای تنش، کرنش و مؤلفه تخریب بتن در فشار		
تنش فشاری (مگا پاسکال)	کرنش غیر ارتجاعی (میلی متر بر میلی متر)	مؤلفه‌های خرابی
۱۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰
۱۷/۰۳	۰/۰۰۰۴۲	۰/۱۵۸
۱۹/۴۲	۰/۰۰۰۹۳	۰/۲۶
۲۰/۰۰	۰/۰۰۰۱۶	۰/۳۷
۱۹/۲۰	۰/۰۰۰۲۹	۰/۵۲
۱۵/۳۷	۰/۰۰۰۷۰	۰/۷۷
مقدارهای تنش، کرنش و مؤلفه تخریب بتن در کشش		
تنش کششی (مگا پاسکال)	کرنش ترک خوردگی (میلی متر بر میلی متر)	مؤلفه‌های خرابی
۲/۶۸	۰/۰۰	۰/۰۰
۲/۰۶	۰/۰۰۰۰۷۸	۰/۲۲
۱/۲۱	۰/۰۰۰۰۳۸	۰/۷۱
۰/۲۷	۰/۰۰۰۰۹۲	۰/۹۶

شده‌اند. مقایسه این دو شکل نشان می‌دهد که در هر دو، کانتورهای کرنش پلاستیک نواحی مختلف قاب هر چند از نظر کمیت مقداری متفاوتند، اما از لحاظ کیفی با هم یکسان هستند.

دقت در این شکل‌ها نشان می‌دهد که حتی استفاده از مهاربند قوی‌تر نیز در انفجار بزرگ سبب کاهش چشمگیری در تغییر شکل موضعی به ویژه در سرستون سمت انفجار نمی‌شود و این موضوع بار دیگر لزوم تقویت این ناحیه را بیان می‌کند.

همان‌طور که پیش از این نیز گفته شد، بیشترین تأثیر مهاربند مربوط به نقطه B بوده که متصل به طناب اصلی است. این موضوع سبب بهبود تغییر شکل موضعی این نقطه می‌شود. این موضوع در شکل (۳۱) نشان داده شده است.

۵- نتیجه‌گیری

در این پژوهش به بررسی دو روش برای مقاوم‌سازی انفجاری قاب پرتال ستون با مقطع قوطی شکل پرداخته شد. در نخستین راهکار از مهاربند ضربدری طناب الیاف مصنوعی استفاده گردید. برای تحلیل این نوع مهاربند از روش $SCED$ بهره گرفته شد. در گام دوم، بکارگیری ستون مرکب مورد تحلیل و بررسی قرار گرفت. به این منظور، ستون سمت انفجار قاب از بتن پر شد و برای تحلیل اجزای محدود از نظریه CDP استفاده گردید. دو طناب با سختی مختلف برای مهاربند در نظر گرفته شد و با توجه به روش $SCED$ ، شلی اولیه نیز در آن‌ها لحاظ گردید. در استفاده از ستون مرکب از دو بتن با مقاومت فشاری مختلف استفاده شد. قاب در همه حالت‌ها تحت انفجار ۷۴۳ نیوتون بر سانتی‌متر مربع قرار گرفت.

از تحلیل قاب در چهار حالت تنها، مجهز به مهاربند، با ستون مرکب و به طور هم‌زمان مجهز به مهاربند و ستون مرکب، نتیجه‌های زیر به دست آمد:

- مهاربند تا حدی سبب بهبود پاسخ انفجاری قاب شده است. به طوری که در حالت استفاده از مهاربند بیشینه جابه‌جایی سرستون سمت انفجار تا ۱۲/۰۰ درصد کاهش یافته و همین مؤلفه برای سرستون مخالف انفجار تا ۲۱/۷۰ درصد کاهش را نشان می‌دهد. در واقع این پژوهش بیان می‌کند که اگر نیروی حاصل از انفجار به اندازه کافی بزرگ باشد، نیروی پالسی بزرگ‌تری نیز در طناب ایجاد کرده و در این صورت طناب می‌تواند به میزان مؤثرتری انرژی انفجار را مستهلک کند.

- استفاده از ستون مرکب برای هر دو بتن به طور چشمگیری بیشینه جابه‌جایی قاب را کاهش می‌دهد؛ به طوری که در انفجار شدیدتر حدود ۵۱ درصد جابه‌جایی سرستون سمت انفجار را کاهش می‌دهد. بهره‌گیری هم‌زمان از ستون مرکب و مهاربند مؤثرتر بوده و سبب کاهش جابه‌جایی سرستون سمت انفجار تا ۵۷ درصد می‌گردد. همچنین تأثیر هر دو بتن بسیار به هم نزدیک است. این موضوع به دلیل تأثیر نرخ کرنش بر افزایش مقاومت مصالح بتن و فولاد است. زیرا بتن ضعیف‌تر نرخ کرنش بالاتری

جدول (۵): مشخصات ورودی بتن ۳۲ مگا پاسکال به آباکوس

مشخصات بتن		۳۲ مگا پاسکال
الاستیسیته‌ی بتن		
E (گیگا پاسکال)		۲۶/۶۰
ν		۰/۱۷۵
مؤلفه‌های مدل CDP		
زاویه‌ی اتساع (درجه)		۳۶/۹۱
f_{b0}/f_{c0}		۱/۱۲
مقدارهای تنش، کرنش و مؤلفه تخریب بتن در فشار		
تنش فشاری (مگا پاسکال)	کرنش غیر ارتجاعی (میلی متر بر میلی متر)	مؤلفه‌های خرابی
۱۶/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰
۲۹/۱۵	۰/۰۰۰۵	۰/۱۲
۳۱/۵۰	۰/۰۰۰۹	۰/۱۹
۳۲/۰۰	۰/۰۰۱۴	۰/۲۶
۳۱/۰۰	۰/۰۰۲۱	۰/۳۵
۲۰/۲۲	۰/۰۰۶۸	۰/۷۳
مقدارهای تنش، کرنش و مؤلفه تخریب بتن در فشار		
تنش کششی (مگا پاسکال)	کرنش ترک خوردگی (میلی متر بر میلی متر)	مؤلفه‌های خرابی
۳/۴	۰/۰۰	۰/۰۰
۲/۶۱	۰/۰۰۰۱	۰/۲۲
۱/۵۳	۰/۰۰۰۴۵	۰/۷۳
۰/۳۴	۰/۰۰۱۱	۰/۹۶

Structures,” *Earthquake, Blast and Impact: Measurement and Effects of Vibration*, Society for Earthquake and Civil Engineering Design E and F NSpon, London, pp. 176-185, 1991.

[4] Cormie, D.; Mays, G. and Smith, P.; “Blast effects on Buildings: Design of Buildings to Optimize Resistance to Blast Loading,” London, Thomas Telford, Ltd., *American Society of Civil Engineers*, ISBN: 0-7277-2030-9, 1995.

[5] Shope, R. L. and Plaut, R. H.; “Critical Blast Load for Two-Span Compressed Steel Columns,” *Proceedings of the 13th Engineering Mechanics Division Conference*, N. P. Jones and R. G. Ghanem, eds, 1999.

[6] Miyamoto, H. K. and Taylor, D.; “Structural Control of Dynamic Blast Loading,” *Advanced Technology in Structural Engineering*, Proceedings from Structures Congress, ASCE, Reston, VA, 2000, CD-ROM.

[7] Pearson, N. J.; “Experimental Snap Loading of Synthetic Fiber Ropes,” *M.Sc. Thesis*, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA, 2002.

[8] Hennessey, C. M.; “Analysis and Modeling of Snap Loads on Synthetic Fiber Ropes,” *M.Sc. Thesis*, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA, 2003.

[9] Motley, M. R. and Plaut, R. H.; “Application of Synthetic Fiber Ropes to Reduce Blast Response of a Portal Frame,” *Int. J. Structural Stability and Dynamics*, Vol. 6, No. 4, pp. 513-526, 2006.

[10] Zanganeh, K. A.; “Shear Strength of the Reinforced Concrete Beams Subjected to Blast Loading,” *M.Sc. Thesis*, KTH Architecture and the Building Environment, Stockholm, Sweden, 2012.

[11] Hennessey, C. M., Pearson, N. J. and Plaut, R. H.; “Experimental Snap Loading of Synthetic Ropes,” *Shock Vib.*, Vol. 12, pp. 163–175, 2005.

[12] Ryan, J. C.; “Analytical and Experimental Investigation of Improving Seismic Performance of Steel moment Frames Using Synthetic Fiber Ropes,” *Ph.D. Dissertation*, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA, 2006.

[13] Department of the Army, Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions, 1990, Report TM5-1300.

[14] Nayal, R. and Rasheed, H. A.; “Tension Stiffening Model for Concrete Beams Reinforced with Steel and FRP Bars,” *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 18, No. 6, pp. 831-841, 2006.

۷- مراجع

[1] Fung, T. C. and Chow, S. K.; “Responses of Blast Loading by Complex Time Step Method,” *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 223, No. 1, pp. 23-48, 1999.

[2] Dharaneepathy, M. V.; Keshava Rao, M. N. and Santhakumar, A. R.; “Critical Distance for Blast-Resistant Design,” *Computers and Structures*, Vol. 54, No. 4, pp. 587-595, 1995.

[3] Williams, M. S. and Newell, J. P.; “Methods for the Assessment of the Blast Response of Engineering

- Design Code,” 6th Edition, Lausanne, Switzerland, 1993
- [18] Malvar, L. J. and Crawford, J. E.; “Dynamic Increase Factors for Concrete,” *Department of Defence Explosives Safety Seminar (DDESB)*, Orlando FL, USA, 1998.
- [19] Hibbitt; Karlsson and Sorensen; “ABAQUS User’s Manual,” *Pawtucket*, 6th Edition, 2011.
- [15] Hsu, L. S. and Hsu, C. T.; “Complete Stress-Strain Behavior of High-Strength Concrete under Compression,” *Magazine of Concrete Research*, Vol. 46, No. 169, pp. 301-312, 1994.
- [16] Ngo, T.; Mendis, P.; Gupta, A. and Ramsay, J.; “Blast Loading and Blast Effects on Structures,” *Int. J. Struc. Eng.*, Australia, pp. 76-91, 2007.
- [17] Telford, T.; “MC90 CEB-FIP Model Code 1990,