

عملکرد قاب بتنی مسلح طراحی شده بر اساس آیین نامه زلزله ایران، در برابر بارگذاری انفجار

علی نوری زاده^۱، رمضانعلی ایزدی فرد^{۲*}

۱- کارشناس ارشد سازه، ۲- استادیار، دانشگاه بین المللی امام خمینی (ره)

(دریافت: ۹۴/۰۴/۰۹، پذیرش: ۹۵/۰۴/۲۲)

چکیده

در این تحقیق جهت بررسی اثر انفجار بر سازه و تعیین سطح عملکرد آن تحت انفجار، یک ساختمان با سیستم قاب خمشی بتنی، بر اساس استاندارد زلزله ۸۴-۲۸۰۰ ایران طراحی و سپس یک قاب نمونه از آن به صورت سه بعدی توسط نرم افزار آباکوس مدل سازی شده است. بارگذاری انفجاری بر اساس پیش نویس مبحث بیست و یکم مقررات ملی ساختمان بر این قاب اعمال و با لحاظ نمودن آثار غیرخطی مصالح و هندسه، تحلیل صورت گرفته است. در نهایت بر اساس نتایج تحلیل و طبق معیارهای پیش نویس، سطح عملکرد قاب تعیین شده است. نتایج به دست آمده حاکی از آن است که سطوح خطر مربوط به بارگذاری انفجار که در پیش نویس ارائه شده، از نظر مقدار اضافه فشار و تکانه ارتباط موجهی باهم ندارند. به عنوان مثال در سطح خطر انفجار یک (شدیدترین انفجار) تقریباً هیچ یک از ستون ها، سطح عملکرد ایمنی جانی را ارضا نکردند در حالی که در سطوح خطر دو، سه و چهار، تمام ستون ها سطح عملکرد بهره برداری آنی را ارضا می کنند. همچنین، معیار تغییر مکان طبقه در پیش نویس به نحوی است که در تمام سطوح خطر انفجار، سطح عملکرد بهره برداری آنی حاصل شده است. بر اساس این نتایج به نظر می رسد باید در سطوح خطر و همچنین معیار تغییر مکان جانبی طبقه بازنگری شود.

کلید واژه ها: انفجار، سطح عملکرد، قاب خمشی بتن مسلح، آنالیز دینامیکی غیرخطی، نرخ کرنش

Performance of Reinforced Concrete Frame Designed According to Iranian Earthquake Code, Subjected to Blast Loading

A. Nourizadeh, R. A. Izadifard*

Imam Khomeini International University

(Received: 30/06/2015; Accepted: 12/07/2016)

Abstract

In this article to investigate the blast effects on structure and its performance determination, a building with reinforced concrete frames has been designed according to Iranian earthquake standard No.2800-05 and a single frame of it has been modeled with ABAQUS package and subjected to blast loads in accordance with the Iranian National Building Code of draft Part21 considering material and geometrical nonlinearities. The results indicate that the blast danger levels given in the Part21 do not have a reasonable relation with each other's, neither in over pressure nor impulse. For example in the first blast danger level (the severe one), none of the columns could pass the life safety level (L.S.) of performance, but in all other blast danger levels, all column could pass Immediate Occupancy level (I.O.). Also the side way displacement is so little in the frame that in all blast loads could pass I.O. level. Also the code drift criterion is so that in all blast danger levels, I.O. level is achieved. According to these results, it seems that blast danger levels and also drift criterion should be revised.

Keywords: Blast, Performance Level, Reinforced Concrete Frame, Nonlinear Dynamic Analysis, Strain Rate.

*Corresponding Author E-mail: Izadifard@eng.ikiu.ac.ir

۱. مقدمه

وقوع انفجارهای اتفاقی و تروریستی در نقاط مختلف جهان باعث شده بارگذاری انفجار در برخی سازه‌های غیرنظامی نیز لحاظ شود. همچنین با مطرح شدن موضوع پدافند غیرعامل در کشور عزیزمان ایران، مراجع تدوین آیین‌نامه‌های ساختمانی کشور اقدام به تدوین مبحث بیست و یکم مقررات ملی ساختمان با عنوان پدافند غیرعامل نموده‌اند. تاکنون جمع‌بندی و توافق بین مراجع ذیصلاح صرفاً در خصوص مباحث معماری پدافند غیرعامل صورت گرفته و در قالب ویرایش نخست مبحث بیست و یکم توسط هیئت‌وزیران ابلاغ شده است و مباحث سازه همچنان در حال بررسی در کارگروه‌های تخصصی است لذا تحقیق و پژوهش در راستای ضوابط سازه‌ای که در پیش‌نویس مبحث بیست و یکم آمده می‌تواند بسیار سودمند باشد. در این راستا مرور تحقیقات گذشته می‌تواند بیانگر مسیر فکری پژوهشگران و نقاط ابهام و نقصان آن‌ها در این زمینه باشد.

مطالعات صورت گرفته در زمینه انفجار، عمدتاً روی سازه‌های بتنی متمرکز بوده است زیرا به واسطه جرم زیاد، پاسخ‌های کوچک‌تری تحت بارهای انفجار داشته و متحمل خسارات کم‌تری نسبت به سازه‌های فولادی خواهند شد.

لوچیونی و همکاران [۱]، ساختمان بتنی ستاد مشترک آرژانتین و اسرائیل که در سال (۱۹۹۴ م.) هدف انفجار قرار گرفت را توسط نرم‌افزار AUTODYN مدل‌سازی و تحلیل نمودند. نتایج تحلیل همخوانی نسبتاً خوبی با آثار باقی‌مانده از ساختمان بعد از انفجار داشت و تأییدی بر صحت مدل‌سازی بود. فرض‌های ساده‌کننده‌ای که آن‌ها به کار گرفتند باعث سهولت مدل‌سازی و افزایش سرعت تحلیل شد. روش آن‌ها می‌تواند برای ارزیابی و پیش‌بینی تخریب ساختمان در حوادث احتمالی آتی به کار رود اما با توجه به آن‌که تخریب و فروریزش به عنوان سطح عملکرد تلقی نمی‌شود، در تدوین آیین‌نامه طراحی کارایی ندارد.

بینگ‌لی و همکاران [۲]، یک قاب از ساختمان شش طبقه بتنی را یک‌بار با پانل پوششی خارجی و بار دیگر بدون پانل توسط نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی کردند و پاسخ دینامیکی قاب‌ها را تحت انفجار معینی مورد بررسی قرار دادند و مشخص شد بار انفجار وارد بر قاب‌های با پانل پوششی خارجی بسیار بزرگ‌تر بوده و در نتیجه سازه برای مستهلک کردن انرژی ناشی از انفجار، تغییر شکل‌های پلاستیک بزرگ‌تر و خسارت بیشتری را تجربه خواهد کرد.

در این روش تغییر مکان نسبی طبقه به عنوان یک معیار کلی^۱ ملاک ارزیابی قرار گرفته و رفتار اعضای سازه، خسارات وارد بر آن‌ها و سطوح عملکردی عضو و سازه بررسی نشده است.

شوشتری و گمار [۳]، طی مقاله‌ای قاب ساختمانی دوطبقه بتن مسلح را تحت انفجار مشخصی در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی کرده و اثر تقویت قاب را توسط نوارهای کامپوزیت کربن^۲ بررسی نمودند. نتایج بیانگر کاهش جابجایی بیشینه ستون‌ها در اثر انفجار بود، همچنین نتایج حاکی از آن بود که تقویت ستون‌های میانی اثر قابل‌توجهی در افزایش مقاومت قاب ندارند لذا به جای تقویت ستون‌های میانی، می‌توان با تقویت ستون‌های خارجی در دو لایه، جابجایی بیشینه را تا ۳۰ درصد کاهش داد. در این تحقیق با توجه به مدل‌سازی سه‌بعدی سازه، اندرکنش تیر-ستون و اثر سختی چشمه اتصال آن‌ها لحاظ شده است. در مقاله فوق، معیارهای عملکردی اعضا از جمله تغییر مکان وسط ستون‌ها و دوران تکیه‌گاهی بررسی و کنترل نشده است.

کاراپینار [۴]، طی یک کارگاه تخصصی در پراگ، فرآیندی ارائه نمود که در آن، اعضای سازه جداگانه با المان‌های مکعبی در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی و تحت بار انفجار، تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌شوند. رسیدن عضو به دوران تکیه‌گاهی^۴ درجه به عنوان معیار خرابی عضو محسوب می‌گردد. در مرحله بعد کل سازه با المان‌های قاب^۳ در نرم‌افزار SAP مدل‌سازی و اعضای خراب‌شده، از مدل سازه حذف می‌شوند، سپس وضعیت کل سازه از نظر تخریب پیش‌رونده^۴ ارزیابی می‌گردد. بدیهی است که در این روش اندرکنش اعضای سازه‌ای تحت بار انفجار لحاظ نمی‌گردد. در روش کاراپینار یک عضو مجزا تحت انفجار ارزیابی می‌شود و زمانی کاربرد خواهد داشت که عضو، سطح عملکردی آستانه فروریزش را ارضا نکرده و به سطح لحاظ نشده برسد که در این مرحله بررسی تخریب پیش‌رونده و مسیرهای بار جایگزین مطرح خواهد شد.

در مقاله حاضر، جهت ارزیابی سطوح خطر و عملکرد ارائه‌شده در پیش‌نویس مبحث بیست و یکم مقررات ملی ساختمان ایران که در اینجا به اختصار "پیش‌نویس" خوانده می‌شود، یک ساختمان بتن مسلح پنج طبقه بررسی شده است. ابتدا سازه برای بارهای ثقیلی و زلزله مطابق مبحث ششم و نهم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ ایران تحلیل و طراحی شده، سپس یک قاب نمونه از آن به صورت سه‌بعدی در نرم‌افزار

¹ Global

² CFRP

³ Frame

⁴ Progressive Collapse

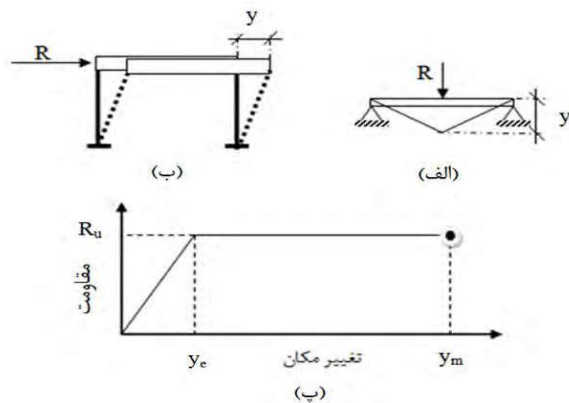
دوران تکیه‌گاهی در تیر و ستون و حداکثر تغییر شکل جانبی

$$\frac{1}{35} \text{ ارتفاع آن است [۵].}$$

سطح عملکرد سازه بر اساس تغییرات میزان سختی، مقاومت و تغییر شکل‌های ماندگار نیز قابل ارزیابی است. تغییر شکل اعضای سازه را می‌توان با تعیین نسبت شکل‌پذیری (μ) و یا میزان دوران در مفصل‌های پلاستیک کنترل نمود. نسبت شکل‌پذیری بیش‌تر در سازه‌های فولادی کاربرد دارد و به عنوان مقیاس اولیه پاسخ اعضا به شمار می‌رود. این نسبت برای سازه یک درجه آزادی مانند شکل (۱) تعریف می‌شود و طبق رابطه (۱) عبارت است از نسبت تغییر مکان حداکثر به تغییر مکان نظیر تسلیم [۵].

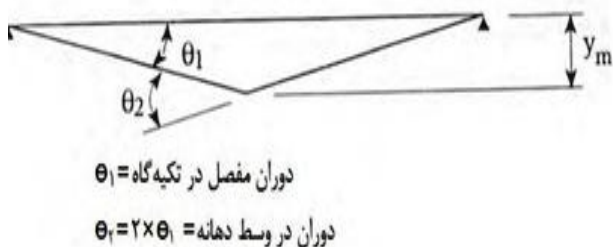
$$\mu = \frac{y_m}{y_e} \quad (1)$$

دوران مفصل نیز در پیش‌نویس مطابق شکل (۲) تعریف شده و ضابطه کنترل‌کننده در سازه‌های بتن مسلح و فولادی است. پس از تحلیل سازه تحت بار انفجار، مقادیر نسبت شکل‌پذیری و دوران تکیه‌گاهی اعضا محاسبه و با مقایسه آن‌ها با مقادیر آیین‌نامه، سطح عملکرد عضو و سازه تعیین می‌گردد.



شکل ۱. سازه یک درجه آزادی الاستوپلاستیک [۵]

تیر یا دال



دوران مفصل در تکیه‌گاه θ_1

دوران در وسط دهانه $\theta_2 = 2 \times \theta_1$

شکل ۲. دوران مفصل پلاستیک [۵]

ABAQUS مدل‌سازی و تحت بار انفجار مطابق سطوح خطر ارائه‌شده در پیش‌نویس، تحلیل دینامیکی غیرخطی شده است. سپس سطوح عملکرد اعضای سازه تعیین و معیارهای عملکردی پیش‌نویس مورد نقد و بررسی قرار گرفته است.

در طراحی سازه‌ها تحت بارهای استاتیکی، با محدود کردن تنش در اعضا، کفایت باربری سازه تأمین می‌شود و تغییر شکل‌ها عمدتاً جهت ملاحظات معماری، بهره‌برداری و پایداری کلی کنترل می‌شوند. این فرایند در طراحی برای انفجار کارایی ندارد زیرا تغییر شکل‌های بزرگ و کنترل‌شده و ظرفیت‌های حاصل از آن‌ها، جزئی از فرایند طراحی در برابر انفجار هستند. از این‌رو معیار عملکردی به عنوان یکی از اصلی‌ترین معیارهای رفتار سازه تحت بار انفجار مطرح می‌گردد.

در هنگام وقوع بارهای فوق‌العاده همچون زلزله و یا انفجار، به هر یک از اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای خسارت‌ها در قالب تغییر شکل، ترک، خرد شدن و فروریختن تحمیل می‌شود. مجموع این خسارت‌ها ممکن است کاربری یا به عبارتی عملکرد ساختمان را تحت‌الشعاع قرار دهد. از طرفی خسارت پدیده‌ای کیفی است و معمولاً ارزیابی آن توسط افراد مختلف نتایج متفاوتی دارد. لذا مراجع مختلف همچون FEMA، ATC، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای و پیش‌نویس مبحث بیست و یکم، بر اساس مشاهدات تجربی و مبانی آماری، بین مقادیر کیفی و کمی ارتباط برقرار کرده‌اند تا بتوان سطح عملکرد سازه را تعیین نمود.

سطوح عملکرد چهارگانه در پیش‌نویس عبارت‌اند از:

سطح عملکرد I: قابلیت استفاده بی‌وقفه^۱

سطح عملکرد II: ایمنی جانی^۲

سطح عملکرد III: آستانه فروریزش^۳

سطح عملکرد IV: لحاظ نشده^۴

در پیش‌نویس، بر اساس مؤلفه‌هایی همچون درجه اهمیت ساختمان، پهنه‌بندی خطر و سطح بار انفجار، سطح عملکرد مورد انتظار برای ساختمان‌های مختلف تعیین شده است. به عنوان مثال برای یک ساختمان اداری (درجه اهمیت متوسط) که در شهر تهران واقع شده در هم‌جواری با ساختمان‌های حساس (سطح خطر شدید)، باید در سطح بار انفجار ۴، سطح عملکرد ایمنی جانی را ارضا نماید که معادل حداکثر ۰/۰۳۵ رادین

¹ Immediate Occupancy (I.O.)

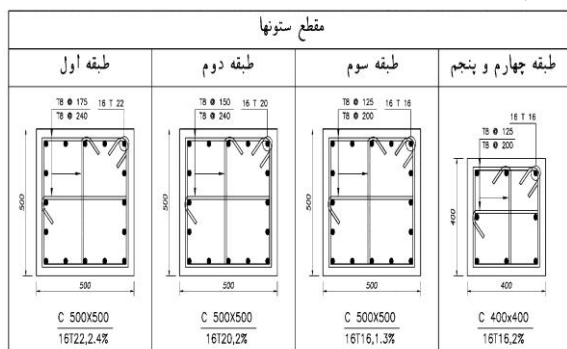
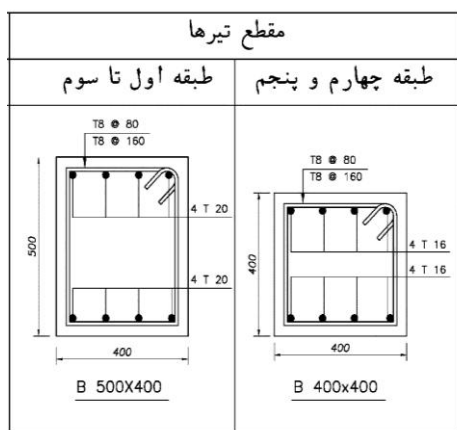
² Life Safety (L.S.)

³ Collapse Prevention (C.P.)

⁴ Not Considered (N.C.)

جدول ۳. مشخصات لرزه‌ای

خیلی زیاد	پهنه‌بندی خطر (شهر تهران)
$A = 0/35$	شتاب مینای طرح
$I = 0/1$	ضریب اهمیت
قاب خمشی بتنی متوسط	سامانه سازه‌ای در جهت X و Y
$R=7$	ضریب رفتار در جهت X و Y
III	نوع خاک
$S = 1/75$ $T_S = 0/7 \text{ sec.}$ $T_0 = 0/15 \text{ sec.}$	مشخصات لرزه‌ای خاک
۲۸۰۰ ویرایش سوم	آیین‌نامه طرح لرزه‌ای
ایمنی جانی (L.S.)	سطح عملکرد هدف آیین‌نامه تحت زلزله سطح طراحی



شکل ۴. مقاطع حاصل از طراحی سازه تحت بارهای ثقلی و زلزله

۲-۲. مدل‌سازی

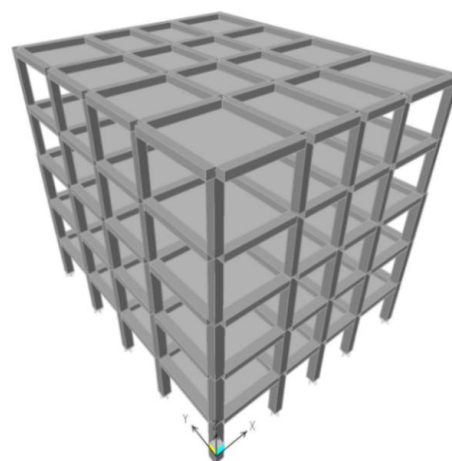
با توجه به فرض مسطح بودن موج انفجار و تقارن پلان، یک قاب میانی از ساختمان انتخاب و بر اساس سطح بارگیر آن از بار ثقلی و انفجار مدل‌سازی و تحلیل انجام شده است. شکل (۵) پلان و نمای قاب انتخاب‌شده برای مدل‌سازی را نشان می‌دهد.

تغییر شکل جانبی طبقات که به عنوان ضابطه سوم بوده و جهت کاهش خطر تخریب پیش‌رونده و اثر P- Δ کنترل می‌شود، برای سطوح عملکردی استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش به ترتیب به مقادیر $\frac{1}{25}$ ، $\frac{1}{35}$ و $\frac{1}{50}$ ارتفاع طبقه محدود شده است [۵].

۲. روش تحقیق

۲-۱. طراحی قاب مورد بررسی

یک ساختمان متعارف پنج طبقه بتن مسلح با کاربری اداری و هندسه متقارن مطابق شکل (۳)، بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ تحت بارهای ثقلی و زلزله تحلیل و بر اساس مبحث نهم مقررات ملی طراحی گردید. مشخصات ساختمان در جدول‌های (۱-۳) و مقاطع به‌دست‌آمده از طراحی در شکل (۴) ارائه شده است.



شکل ۳. مدل سه‌بعدی ساختمان در نرم‌افزار ETABS

جدول ۱. مشخصات کلی ساختمان مورد نظر

اداری	کاربری
۵	تعداد طبقات
۳/۲	ارتفاع طبقات (متر)
۴	تعداد دهانه در جهت X و Y
$238 \times 5 = 1190$	مساحت کل (مترمربع)

جدول ۲. مشخصات مصالح

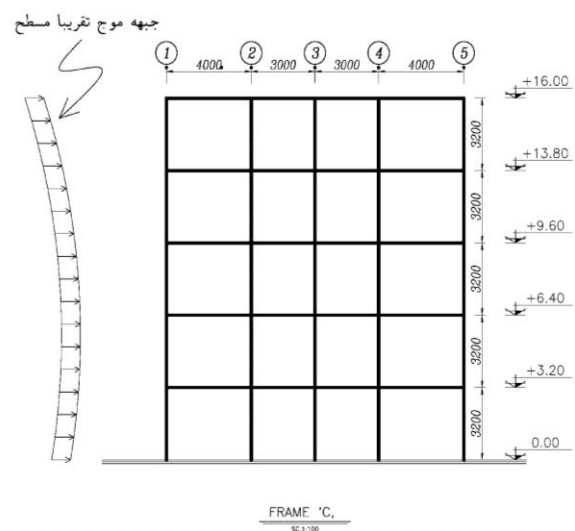
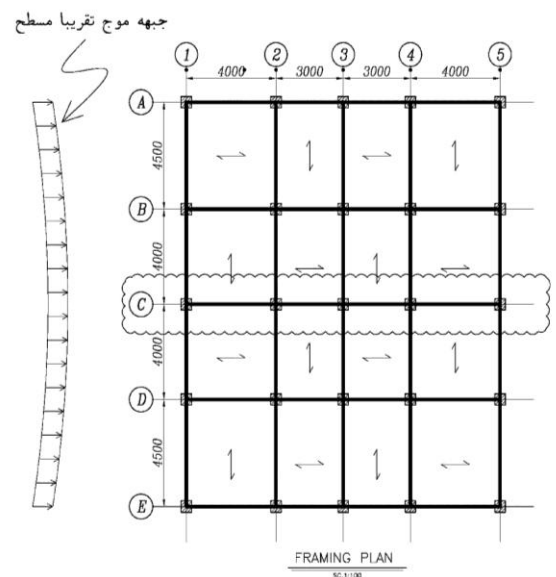
$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ $E_c = 252671/3 \text{ kg/cm}^2$ $\nu = 0/2$	مقاومت فشاری بتن مدول الاستیسیته مدول پواسون
$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ $f_u = 6000 \text{ kg/cm}^2$ $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$	تنش تسلیم فولاد تنش نهایی فولاد مدول الاستیسیته فولاد

نرم‌افزار ABAQUS سه نوع مدل ماده برای بتن ارائه کرده است. مدل ترک‌پخش (ترک اندود)^۵، برای لحاظ کردن مکانیسم آسیب ارائه شده است و علی‌رغم مزایای بسیار، صرفاً در بارگذاری یکنوا^۶ کاربرد دارد. مدل ترک ترد^۷، برای حالاتی که رفتار کششی حاکم باشد و گسیختگی فشاری مطرح نباشد و عموماً برای مصالح ترد شکن همچون سنگ و سرامیک و همچنین بتن مسلح و غیرمسلح کاربرد دارد. مدل پلاستیسیته-آسیب^۸، یک قابلیت عمومی برای مدل‌سازی سازه‌های بتنی تحت بارهای نوسانی^۹ و دینامیکی است که امکان بازیابی سختی الاستیک در بارگذاری‌های تناوبی را دارد [۶].

مدل‌سازی عددی ماده‌های همچون بتن با پیچیدگی‌های رفتاری، بسیار دشوار است؛ بنابراین با توجه به ماهیت مسئله و خروجی‌های مورد نظر، می‌بایست ویژگی‌های مؤثر ماده را در مدل‌سازی اعمال نمود. در این مقاله با توجه به بارگذاری دینامیکی انفجار و ورود مصالح به محدوده غیرارتجاعی، از مدل ماده پلاستیسیته-آسیب با اعمال اثر خسارات فشاری و کششی استفاده شده است. جزئیات مربوط به مدل ماده در مرجع [۷] توسط مؤلفین به تفصیل آمده است. برای فولاد نیز از مدل ماده الاستو-پلاستیک با در نظر گرفتن اثر سخت‌شوندگی کرنشی^{۱۰} مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان استفاده شده است.

هنگامی که سرعت بارگذاری بالا باشد، خصوصاً در بارگذاری انفجار- نرخ کرنش^{۱۱} در مصالح افزایش می‌یابد، در این شرایط مصالح مقاومت بیشتری نسبت به بارگذاری استاتیکی از خود نشان می‌دهند. مقاومت بتن نسبت به نرخ کرنش حساسیت زیادی دارد، به عنوان مثال در بارگذاری سریع، مقاومت فشاری بتن غیرمحصور تا ۲۵ درصد و مقاومت برشی آن تا ۱۰ درصد افزایش می‌یابد. افزایش مدول الاستیسیته در نرخ کرنش بالا ناچیز بوده و از آن صرف‌نظر می‌شود. در مورد فولاد بسته به میزان نرخ کرنش در بارگذاری دینامیکی، تنش تسلیم افزایش قابل‌توجهی می‌یابد؛ اما تنش کششی نهایی فولاد، مدول الاستیسیته و کرنش گسیختگی آن به نرخ کرنش بالا حساسیت کمی دارد؛ بنابراین شکل‌پذیری فولاد که تابع کرنش در لحظه گسیختگی است نیز به نرخ کرنش بالا حساس نیست [۸]. نسبت

برای مدل‌سازی سه‌بعدی قاب در نرم‌افزار ABAQUS از المان پیوسته مکعبی^۱ برای بتن استفاده شده است. با توجه به آن که آرماتورها اجزای میله‌ای بوده و یک بعد آن‌ها نسبت به دو بعد دیگر بزرگ‌تر است رفتار اصلی آن‌ها محوری بوده و می‌توان از اثر خمشی در آن‌ها صرف‌نظر نمود. لذا المان‌های خرابایی^۲ تخمین مناسبی از رفتار آرماتورها خواهند داشت. آرماتورها در موقعیت دقیق خود در مقطع قرار داده شدند و با صرف‌نظر از آثار موضعی و جزئی^۳، ارتباط بین آرماتور و بتن در نرم‌افزار به صورت محاط با پیوستگی کامل^۴ در نظر گرفته شد.



شکل ۵. . پلان و نمای قاب مورد بررسی

⁵ Concrete Smear Cracking

⁶ Monotonic

⁷ Brittle Cracking

⁸ Concrete Damaged Plasticity

⁹ Cyclic

¹⁰ Strain Hardening

¹¹ Strain Rate

¹ Continuum (C3D8R)

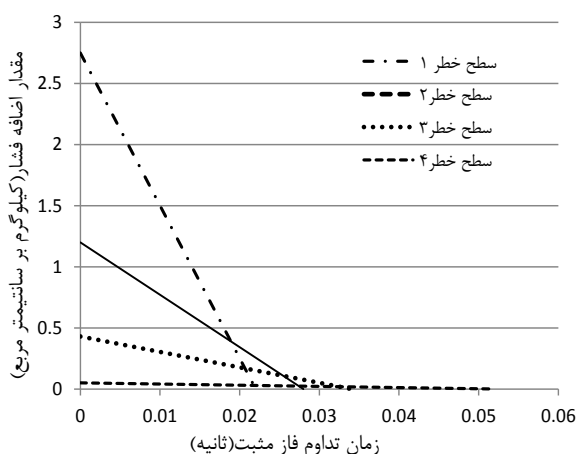
² Truss (T3D2)

³ Micro

⁴ Embedded

جدول ۴. مؤلفه‌های بارگذاری انفجار در سطوح خطر چهارگانه

تکانه kg.sec./cm ²	زمان تداوم sec.	Pr kg/cm ²	Pso kg/cm ²	سطح خطر
۰/۰۳۰۲۵	۰/۰۲۲	۲/۷۵	۱	۱
۰/۰۱۶۸	۰/۰۲۸	۱/۲۰	۰/۵	۲
۰/۰۰۷۳۱	۰/۰۳۴	۰/۴۳	۰/۲	۳
۰/۰۰۱۳	۰/۰۵۲	۰/۰۵	۰/۰۲۵	۴



شکل ۶. نمودار فشار- زمان برای سطوح خطر چهارگانه

۲-۴. صحت‌سنجی

جهت صحت‌سنجی فرضیات مدل‌سازی به‌کاررفته در این پژوهش، از نتایج کار آزمایشگاهی سی‌بولد^۳ بر روی تیرهای بتن مسلح تحت بارگذاری استاتیکی و دینامیکی استفاده شده است [۱۱]. او در آزمایش‌های خود از محفظه فشار برای بارگذاری یکنواخت استاتیکی بر سطح فوقانی تیرها استفاده نمود. اضافه فشار دینامیکی نیز با استفاده از مواد منفجره در داخل محفظه ایجاد و با باز شدن دریچه‌های کنترلی در زمان مناسب فشار آزاد شده است. سیبولد در آزمایش خود به منظور هدایت شکست برشی تیر، فواصل خاموت‌ها در سمت چپ تیر را بیش‌تر در نظر گرفت.

در مقاله حاضر یک نمونه تیر تحت بار دینامیکی و یک نمونه تحت بار استاتیکی مطابق گزارش سیبولد، مدل‌سازی و تحلیل شده است. در شکل (۷) نتایج کار آزمایشگاهی سیبولد مربوط به تیر WE7 تحت بار استاتیکی با مدل عددی مقایسه شده است. مشاهده می‌شود که محل شکست برشی در مدل و آزمایش و همچنین مقادیر تغییر مکان وسط دهانه همخوانی مناسبی دارد.

مقاومت مصالح در بارگذاری دینامیکی به مقاومت نظیر آن در حالت استاتیکی را ضریب افزایش دینامیکی^۱ می‌نامند، رابطه (۲) بیانگر همین تعریف است. مقدار و نحوه این افزایش مقاومت در مصالح مختلف متفاوت است که در اینجا فولاد و بتن مورد بحث قرار می‌گیرند [۵].

$$f_{\text{(dynamic)}} = \text{DIF} \times f_{\text{(static)}} \quad (2)$$

مقدار ضریب افزایش دینامیکی به نوع و ماهیت تنش، نوع مصالح و مقدار نرخ کرنش بستگی دارد و در آیین‌نامه‌های انفجار مقادیر آن‌ها در قالب نمودارها و جداولی ارائه شده است. در این تحقیق با توجه به آن‌که رفتار حاکم در ستون‌ها و تیرها تحت بار انفجار، رفتار خمشی است، ضرایب مربوط به خمش که در پیش‌نویس ارائه شده به کار رفته است. این ضرایب برای تنش تسلیم فولاد ۱/۲، برای تنش نهایی آن ۱/۰۵ و برای مقاومت نهایی بتن در خمش ۱/۲ است [۵].

عامل میرایی در سازه‌های تحت انفجار عمدتاً ناشی از تغییر شکل‌های پلاستیک است از آنجا که عموماً در طراحی انفجاری سازه‌ها سیکل اول پاسخ مد نظر است، تأثیر میرایی لزج در پاسخ سازه، تأثیر ناچیزی دارد. همچنین، صرف‌نظر کردن از اثر میرایی یک فرض محافظه‌کارانه است؛ بنابراین چنانچه در آیین‌نامه‌های انفجاری مجاز دانسته شده است از اثر میرایی صرف‌نظر می‌شود [۹ و ۱۰].

۲-۳. بارگذاری و تحلیل

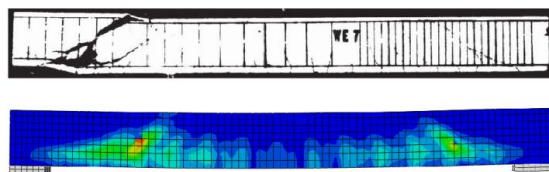
آثار ناشی از بارهای ثقیلی می‌تواند بر رفتار سازه تحت بار انفجار اثر گذارد، بنابراین در گام اولیه بارهای ثقیلی به قاب مورد نظر اعمال و قاب تحلیل شده است، در گام بعدی بار انفجار بر اساس سطوح خطر ارائه شده در پیش‌نویس محاسبه و به ستون‌های جبهه انفجار و تیرهای بام بر اساس سطح بارگیر اعمال و تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام گرفته است. در جهت اطمینان از فشار جبهه پشتی ساختمان صرف‌نظر شده است [۵].

در جدول (۴) مقادیر مؤلفه‌های انفجار که در پیش‌نویس ارائه شده به همراه تکانه^۲ (مساحت زیر نمودار فشار- زمان) آمده است، در شکل (۶) اختلاف قابل‌توجهی بین نمودار فشار- زمان برای سطوح خطر مختلف مشاهده می‌شود، به نحوی که مقدار اضافه فشار در سطح خطر ۱ حدود ۲۳۰ درصد و مقدار تکانه آن حدود ۱۸۰ درصد سطح خطر ۲ است.

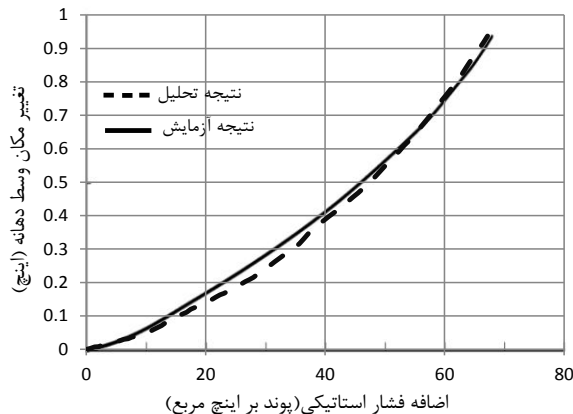
¹ Dynamic Increase Factor (DIF)

² Impact

³ Seabold



(الف)



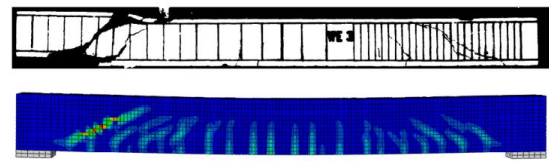
(ب)

شکل ۹. مقایسه نتایج آزمایشگاهی با مدل عددی تیر WE7 تحت بار استاتیکی- الف) الگوی ترک، ب) تغییر مکان وسط دهانه تیر

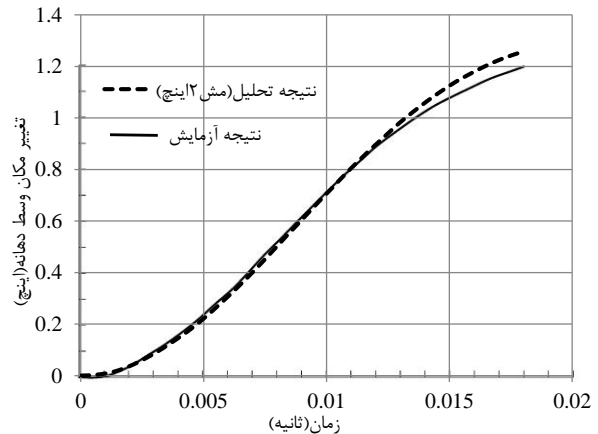
جهت بررسی تأثیر نوع المان بر نتایج، تیر تحت بار دینامیکی، یک بار توسط المان مکعبی شش وجهی^۱ و یک بار توسط المان سه رأسی^۲ مدل‌سازی شد. چنانچه در شکل‌های (۸) و (۹) مشهود است، نتایج حاصل از المان‌های سه رأسی انطباق بیشتری با نتایج آزمایش دارد اما به دلیل تعداد المان‌های بیشتر، مستلزم زمان طولانی‌تری برای تحلیل است. در مجموع با توجه به نتایج حاصله، المان مکعبی از نظر زمان تحلیل و دقت نتایج مطلوب می‌باشند و انتظار می‌رود نتایج حاصل از مدل نرم‌افزاری نزدیک به واقعیت باشد.

۳. نتایج و بحث

با توجه به نتایج مناسبی که از روش مدل‌سازی و صحت‌سنجی آن تحت بار استاتیکی و دینامیکی حاصل شد، نتایج تحلیل قاب سازه را که بر پایه همین فرضیات و روش مدل‌سازی است بررسی می‌کنیم. شکل (۱۰) تاریخچه- زمان^۳ تغییر مکان بام در سطوح مختلف انفجار را نشان می‌دهد. در این شکل مشاهده می‌شود دامنه تغییر مکان‌ها اختلاف قابل‌توجهی باهم دارند. چنانچه در جدول (۵) مشهود است، زمان تناوب ارتعاش آزاد قاب در سطوح خطر بالا بیشتر است.

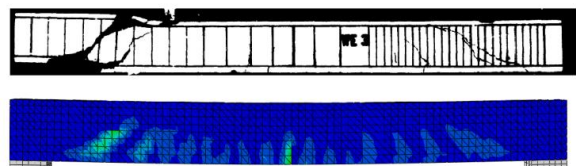


(الف)

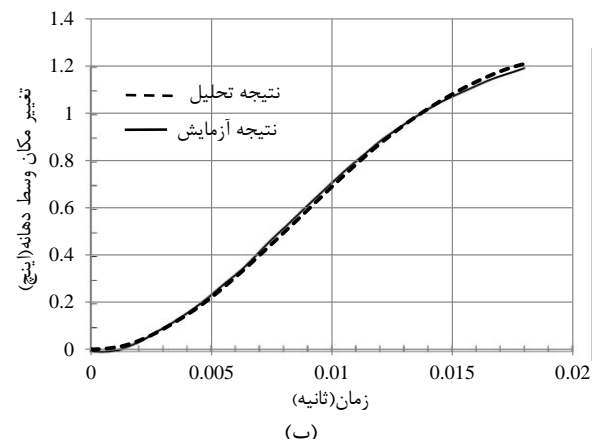


(ب)

شکل ۷. مقایسه نتایج آزمایشگاهی با مدل عددی تیر WE3 تحت بار انفجار با المان چهار وجهی (C3D8R)، الف) الگوی ترک، ب) تغییر مکان وسط دهانه



(الف)



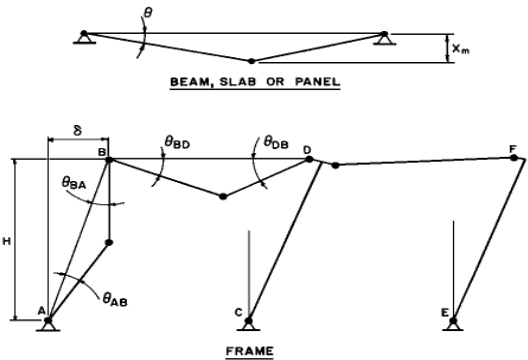
(ب)

شکل ۸. مقایسه نتایج آزمایشگاهی با مدل عددی تیر WE3 تحت بار انفجار با المان سه رأسی (C3D4)، الف) الگوی ترک، ب) تغییر مکان وسط دهانه

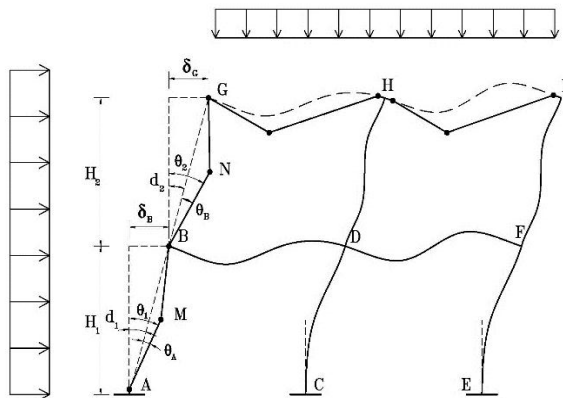
¹ Hexagonal

² Tetrahedron

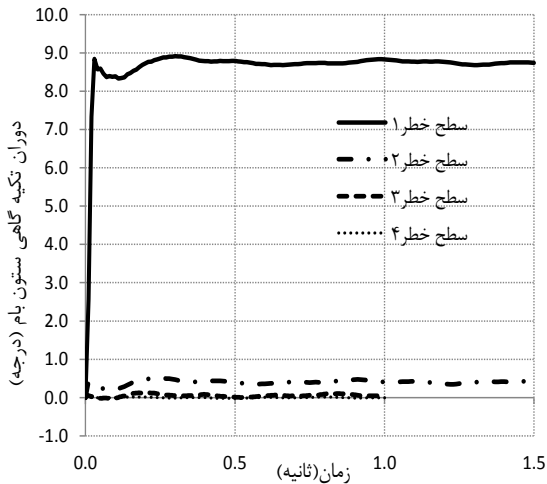
³ Time history



شکل ۱۱. تعریف دوران تکیه‌گاهی تیر و قاب در UFC [۹]



شکل ۱۲. تعریف دوران تکیه‌گاهی برای قاب در این پژوهش



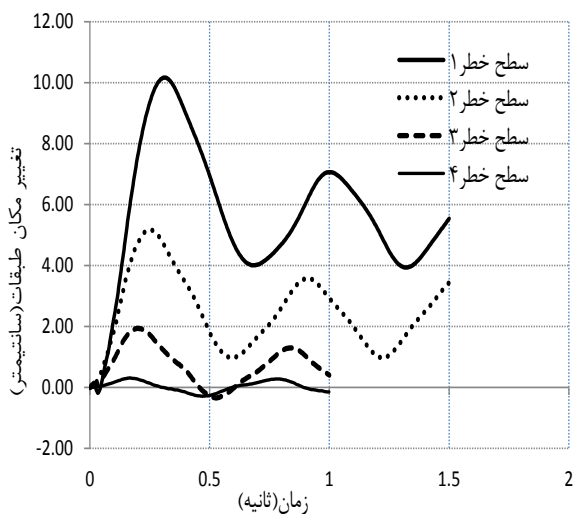
شکل ۱۳. دوران تکیه‌گاهی ستون بام در سطوح مختلف خطر

بر این اساس سطح عملکرد ستون طبقات در سطوح خطر مختلف تعیین و در جدول (۶) ارائه شده است، چنانچه مشهود است، سطح عملکرد ناشی از سطح خطر ۱ با سایر سطوح خطر کاملاً متمایز است. همچنین، در شکل (۱۳)، نمودار دوران تکیه‌گاهی ستون بام در سطوح مختلف خطر، ارائه شده است. تمایز مقادیر سطح خطر یک با سایر سطوح در این شکل نیز مشهود است.

علت این مسئله کاهش سختی جانبی ستون‌های جبهه انفجار به دلیل وقوع رفتار غیرخطی و به تبع آن کاهش سختی کل قاب است.

جدول ۵. زمان تناوب ارتعاش آزاد قاب بعد از انفجار در سطوح مختلف

سطح خطر انفجار	زمان تناوب ارتعاش آزاد (ثانیه)
۱	۰/۶۳۵
۲	۰/۶۲۸
۳	۰/۶۱۵
۴	۰/۶۱۰



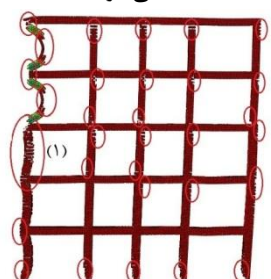
شکل ۱۰. تاریخچه- زمان تغییر مکان بام در سطوح مختلف خطر

در خصوص معیار کمی تعیین سطح عملکرد، در پیش‌نویس دوران تکیه‌گاهی تیر و دال ارائه شده است و برای ستون‌های قاب خمشی معیار تعیین نشده است. در آیین‌نامه UFC نیز معیار دوران تکیه‌گاهی مطابق شکل (۱۱) برای قاب با تکیه‌گاه مفصلی ارائه شده است؛ درحالی‌که در این پژوهش تکیه‌گاه‌ها گیردار می‌باشند، بنابراین معیار دوران مطابق شکل (۱۲) و رابطه (۳) اصلاح گردید. به عبارتی، دوران وتری ناشی از تغییر مکان نسبی جانبی طبقه^۱ با زاویه دوران تکیه‌گاهی جمع می‌گردد و با معیار آیین‌نامه ارزیابی می‌شود.

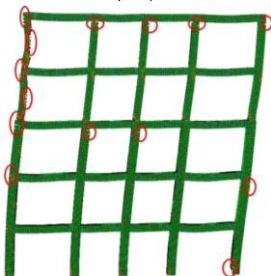
در این پژوهش فقط ستون‌های خارجی تحت بار انفجار قرار دارند و سایر ستون‌ها صرفاً در باربری جانبی قاب مشارکت دارند بنابراین رفتار ستون‌های جبهه انفجار تعیین‌کننده خواهد بود و تغییر مکان ستون‌های میانی با تغییر مکان طبقه برابر است.

^۱ Drift

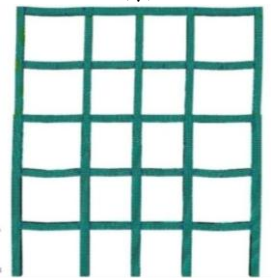
در ستون‌های طبقه ۱ و ۲ عمده ترک‌ها در محل لنگر حداکثر یعنی در دو انتهای عضو تشکیل شده‌اند. ستون‌هایی که در جبهه انفجار قرار ندارند صرفاً در دو انتهای خود دچار ترک شده‌اند. در سطح خطر ۲، ستون‌های طبقات ۴ و ۵ واقع در جبهه انفجار، ترک‌هایی را تجربه کرده‌اند. ستون طبقه ۳ در دو انتهای خود دچار ترک شده و در ستون‌های طبقات ۱ و ۲ ترک‌ها محدود می‌باشند. ستون‌هایی که در جبهه انفجار قرار ندارند عمدتاً در طبقات فوقانی ترک‌خوردگی دارند که به علت کوچک بودن نیروی فشاری و رفتار تیری آن‌ها است. در سطح خطر ۳، ترک‌ها بسیار موضعی و نامشهود است و در سطح خطر ۴، ترک در ستون‌ها مشاهده نمی‌شود.



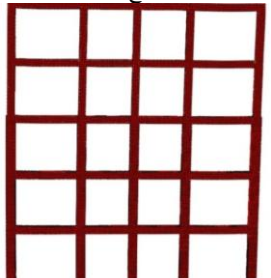
(الف)



(ب)



(ج)



(د)

شکل ۱۴. الگوی ترک کششی بتن در ستون‌ها (الف) سطح خطر ۱، (ب) سطح خطر ۲، (ج) سطح خطر ۳، (د) سطح خطر ۴

جدول ۶. سطح عملکرد ستون‌ها بر اساس دوران تکیه‌گاهی

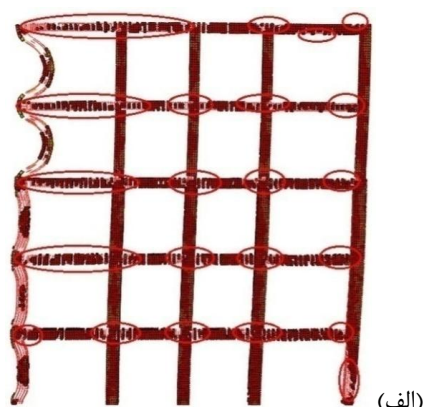
طبقه	سطح خطر ۱	سطح خطر ۲	سطح خطر ۳	سطح خطر ۴
پنجم	لحاظ نشده	استفاده بی‌وقفه	استفاده بی‌وقفه	استفاده بی‌وقفه
چهارم	لحاظ نشده	استفاده بی‌وقفه	استفاده بی‌وقفه	استفاده بی‌وقفه
سوم	آستانه فروریزش	استفاده بی‌وقفه	استفاده بی‌وقفه	استفاده بی‌وقفه
دوم	ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه	استفاده بی‌وقفه	استفاده بی‌وقفه
اول	آستانه فروریزش	استفاده بی‌وقفه	استفاده بی‌وقفه	استفاده بی‌وقفه

همان‌طور که پیش‌تر مطرح شد، در پیش‌نویس، تغییر شکل جانبی قاب نیز به عنوان معیار تعیین سطح عملکرد قاب ارائه شده است. نتایج تحلیل بیانگر آن است که تغییر مکان جانبی نسبی تمام طبقات در تمام سطوح خطر کم‌تر از $6/4 = 50 \div 320$ سانتی‌متر است، لذا بر اساس معیار تغییر مکان جانبی طبقه در تمام سطوح بار انفجار، سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه حاصل شده است. نتایج مربوط به سطح خطر ۱ در جدول (۷) آمده است. باید توجه داشت که معیارهای کمی سطح عملکرد ارائه‌شده در پیش‌نویس در عین ساده بودن قطعی نیستند، از این‌رو ارزیابی کیفی و توجه به نوع و میزان خسارت وارد بر عضو بسیار اهمیت دارد. در ادامه، خسارات وارد بر قاب از جمله ترک کششی، خردشدگی فشاری بتن و تسلیم آرماتورها در سطوح مختلف خطر ارزیابی خواهند شد تا سطح عملکرد قاب بر اساس معیارهای کیفی آیین‌نامه تعیین گردد.

جدول ۷. سطح عملکرد بر اساس تغییر مکان نسبی جانبی طبقات تحت انفجار سطح خطر ۱

شماره طبقه	حداکثر تغییر مکان جانبی (سانتی‌متر)	حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی (سانتی‌متر)	سطح عملکرد
پنجم	۱۰/۱۷	۰/۴۲	استفاده بی‌وقفه
چهارم	۹/۷۵	۲/۱۵	استفاده بی‌وقفه
سوم	۷/۵۹	۳/۹۶	استفاده بی‌وقفه
دوم	۳/۶۳	۲/۳۳	استفاده بی‌وقفه
اول	۱/۳۰	۱/۳۰	استفاده بی‌وقفه

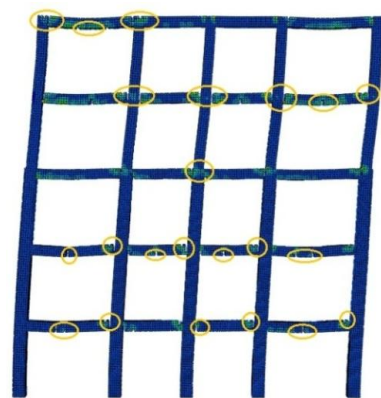
در شکل (۱۴) الگوی ترک کششی بتن ستون‌ها در سطوح خطر چهارگانه مقایسه شده است. چنانچه مشهود است در سطح خطر ۱، ستون‌های طبقات ۴ و ۵ واقع در جبهه انفجار، ترک‌های گسترده‌ای را تجربه نموده‌اند، در ستون طبقه ۳ نیز ترک‌های قابل توجهی رخ داده است، در شکل (۱۵) جزئیات ترک‌های بتن در این طبقه به صورت موضعی نمایش داده شده است.



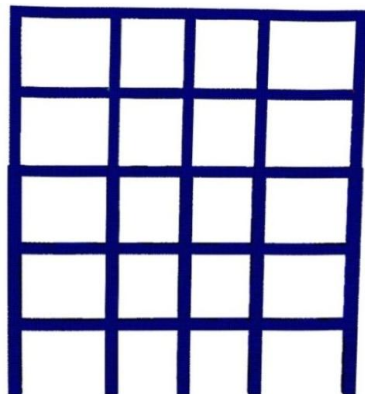
(الف)



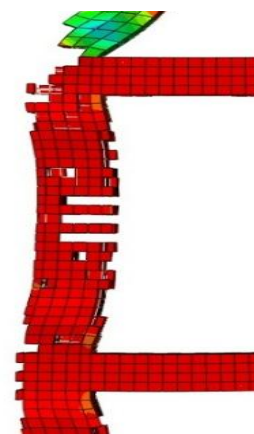
(ب)



(ج)



(د)



شکل ۱۵. جزئیات ۱، ترک‌ها عمدتاً خمشی هستند

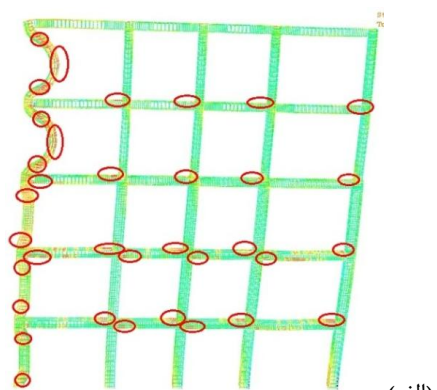
در شکل (۱۶) ترک کششی بتن تیرها در سطوح خطر چهارگانه باهم مقایسه شده است. در سطح خطر ۱، ترک‌های عرضی ناشی از خمش به طور وسیع در نواحی تکیه‌گاهی و وسط دهانه رخ داده‌اند. ترک‌هایی نیز در اثر انتشار موج طولی در تیرهای رخ داده است که نزدیک جبهه انفجار وسیع‌تر هستند. در سطح خطر ۲، ترک‌های خمشی در نواحی تکیه‌گاهی و وسط دهانه رخ داده‌اند. ترک‌های ناشی از انتشار موج طولی در تیرهای نزدیک جبهه موج وسیع‌تر هستند. در سطح خطر ۳، ترک‌ها عمدتاً خمشی بوده و در نواحی تکیه‌گاهی و وسط دهانه رخ داده‌اند. در سطح خطر ۴ نیز ترک در تیرها مشاهده نمی‌شود.

شکل (۱۷) الگوی خردشدگی فشاری بتن در ستون‌ها را نشان می‌دهد. در سطح خطر ۱، خردشدگی قابل توجه در نواحی تکیه‌گاهی ستون‌های طبقات ۴ و ۵ رخ داده است. در سایر سطوح خطر، خردشدگی بتن در ستون‌ها مشاهده نمی‌شود. بر اساس خروجی تحلیل، بتن تیرها در هیچ یک از سطوح خطر، دچار خردشدگی فشاری نگردید.

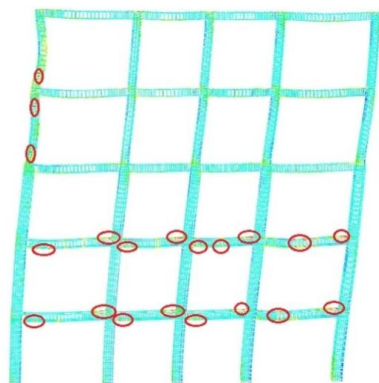
در شکل (۱۸) الگوی تسلیم آرماتورها در سطوح مختلف خطر باهم مقایسه شده است. در سطح خطر ۱، آرماتور ستون‌های جبهه انفجار در نواحی تکیه‌گاهی تمام طبقات دچار تسلیم شده‌اند و در طبقات ۴ و ۵ که بعد ستون ۴۰ سانتی‌متر است، آرماتورها در اثر لنگر مثبت در وسط دهانه تسلیم شده‌اند. آرماتور سایر ستون‌ها که در جبهه انفجار نمی‌باشند تسلیم نشده‌اند. آرماتور تیرها نیز در نواحی تکیه‌گاهی تسلیم شده‌اند که در اثر لنگر منفی ناشی از بارهای ثقلی و بار جانبی است. در سطح خطر ۲، آرماتور ستون‌های جبهه انفجار در طبقات ۴ و ۵ در نواحی تکیه‌گاهی تسلیم شده‌اند. در سایر ستون‌ها که در جبهه انفجار قرار ندارند تسلیم رخ نداده است. آرماتور تیرها در طبقات ۱ و ۲ در نواحی تکیه‌گاهی تسلیم شده‌اند. در سطوح خطر ۳ و ۴ تسلیم در آرماتورها مشاهده نمی‌شود.

شکل ۱۶. الگوی ترک کششی بتن در تیرها

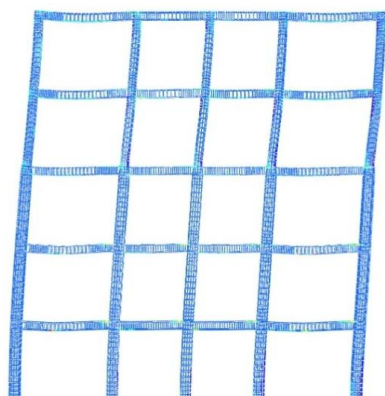
(الف) سطح خطر ۱، (ب) سطح خطر ۲، (ج) سطح خطر ۳، (د) سطح خطر ۴



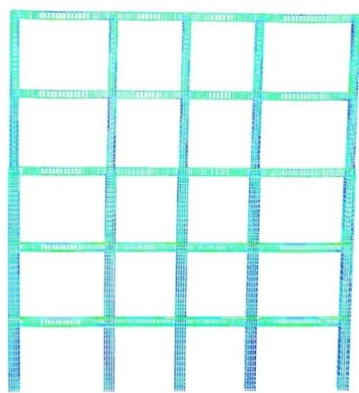
(الف)



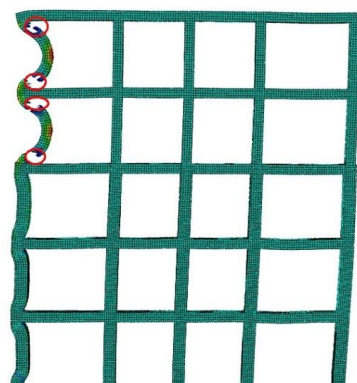
(ب)



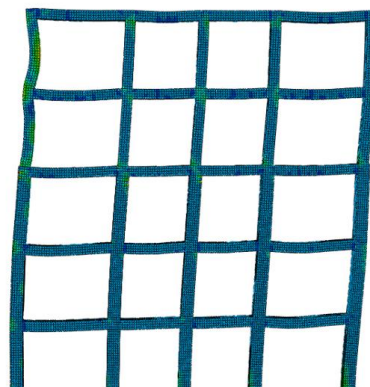
(ج)



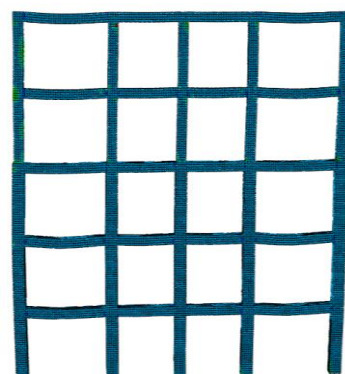
(د)



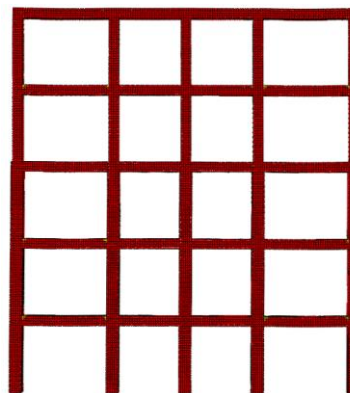
(الف)



(ب)



(ج)



(د)

شکل ۱۷. الگوی خردشدگی فشاری بتن در ستون‌ها

(الف) سطح خطر ۱، (ب) سطح خطر ۲، (ج) سطح خطر ۳، (د) سطح خطر ۴

شکل ۱۸. الگوی تسلیم آرماتور

(الف) سطح خطر ۱، (ب) سطح خطر ۲، (ج) سطح خطر ۳، (د) سطح خطر ۴

به تعداد لازم، تغییر شکل اعضای سازه به صورت خطی شود، اما در سطوح عملکردی بالا همچون بهره‌برداری بی‌وقفه، اعضا در محدوده رفتار خطی می‌باشند و مفصل پلاستیک در آن‌ها تشکیل نمی‌شود. در آیین‌نامه UFC معیار دوران برای قاب فولادی با پای ستون مفصلی ارائه شده است. در این پژوهش به دلیل گیرداری پای ستون‌ها، مجموع دوران و تری ناشی از تغییر مکان نسبی طبقه و زاویه دوران تکیه‌گاهی، به عنوان معیار ارزیابی سطح عملکرد تعریف شده است. سطوح خطر انفجار که در پیش‌نویس ارائه شده‌اند به لحاظ مقدار بار و تکانه، ارتباط منطقی باهم ندارند به نحوی که در سطح خطر ۱ تقریباً هیچ یک از ستون‌ها سطح عملکرد ایمنی جانی را ارضا نمی‌کنند در حالی که در سطوح خطر ۲، ۳ و ۴ تمام ستون‌ها سطح عملکرد بهره‌برداری آبی دارند. همچنین، مقادیر تغییر شکل ماندگار و خسارات وارده در سطح خطر ۱ به مراتب از سطح خطر ۲ بیش‌تر و شدیدتر است، در حالی که اختلاف زیادی بین سطوح خطر ۲، ۳ و ۴ دیده نمی‌شود. از این‌رو پیشنهاد می‌گردد بارگذاری سطوح خطر بازنگری گردد به نحوی که تفاوت بین سطوح خطر متوالی، معنادار و تدریجی باشد. در تمام سطوح خطر چهارگانه، بر اساس معیار تغییر مکان جانبی طبقه، سطح عملکرد بهره‌برداری بی‌وقفه حاصل شده است. به نظر می‌رسد در انفجارهای غیرهسته‌ای و نزدیک که خرابی‌ها عمدتاً موضعی بوده و به ستون‌های جبهه انفجار محدود می‌شوند تغییر مکان جانبی طبقه، معیار مناسبی برای ارزیابی سطح عملکرد نبوده و صرفاً یک معیار کنترلی است. پیش‌نویس در خصوص تیرها و ستون‌هایی که در جبهه انفجار قرار ندارند معیار عملکردی ارائه نکرده است. ضوابط آیین‌نامه‌های UFC و TM5 نیز به تیرهای موجود در سامانه دیوار برشی محدود شده است که در آن‌ها باربری جانبی بر عهده دیوار برشی است. از آنجا که در سامانه قاب خمشی، تیرها و خصوصاً ستون‌ها تأمین‌کننده پایداری سازه می‌باشند، می‌بایست معیارهای سخت‌گیرانه‌تری برای آن‌ها تعیین گردد، بنابراین لازم است بر پایه بررسی‌ها و مطالعات بیش‌تر، برای این اعضا نیز معیار پذیرش تعیین گردد. در سطح خطر ۱ برخی ستون‌ها دچار تسلیم در آرماتور برشی شده‌اند، چنانچه تسلیم آرماتور برشی پیش از رسیدن عضو به معیار دورانی آستانه فروریزش باشد عضو دچار شکست برشی شده و سطح عملکرد مورد انتظار را ارضا نخواهد کرد، بنابراین باید با تأمین آرماتور برشی کافی مانع از شکست برشی در مقطع شد. در این تحقیق توزیع بار در جبهه انفجار از دیوار خارجی به ستون‌ها انجام گرفته و بر این اساس سطوح عملکرد تعیین شده است، توزیع بار انفجار از دیوارها به سقف و کف طبقات و یا به صورت نسبی بین ستون، سقف و کف می‌تواند موضوع تحقیقات آتی باشد.

سطح عملکرد قاب را می‌توان بر اساس معیارهای کیفی و خسارات وارد بر اعضای قاب تعیین نمود. در این مرحله با ارزیابی خسارات و تغییر شکل‌های قاب و بر اساس معیارهای کیفی آیین‌نامه، سطح عملکرد قاب، تعیین و در جدول (۸) ارائه شده است.

جدول ۸. سطوح عملکرد ستون‌ها بر اساس معیار کیفی (خسارات وارده بر اعضای سازه‌ای)

سطح خطر ۴	سطح خطر ۳	سطح خطر ۲	سطح خطر ۱	طبقه
استفاده بی‌وقفه	استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانی**	لحاظ نشده*	پنجم
استفاده بی‌وقفه	استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانی**	لحاظ نشده*	چهارم
استفاده بی‌وقفه	استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانی	ایمنی جانی	سوم
استفاده بی‌وقفه	استفاده بی‌وقفه	استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانی	دوم
استفاده بی‌وقفه	استفاده بی‌وقفه	استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانی	اول

* لحاظ نشده (آستانه فروریزش)، توضیح آیین‌نامه برای این سطح ناقص است.

** اثر برش در معیار آیین‌نامه لحاظ نشده است.

چنانچه از مقایسه جدول‌های (۶)، (۷) و (۸) برمی‌آید، معیار تغییر مکان جانبی جدول (۷) اساساً در تعیین سطح عملکرد حاکم نبوده و صرفاً جهت کنترل ناپایداری طبقه است. نتایج جداول (۶ و ۸) نیز حاکی از آن است که ارزیابی بر اساس معیارهای کمی و کیفی الزاماً نتیجه یکسانی نخواهند داشت. به نظر می‌رسد ارزیابی کمی، به دلیل مطلق بودن مرز بین سطوح عملکرد نمی‌تواند به تنهایی پاسخگوی انتظارات طراح باشد و در نظر گرفتن معیارهای کیفی به عنوان مکمل می‌تواند ارزیابی دقیق‌تری در پی داشته باشد. همچنین، مشاهده می‌شود اختلاف آشکار و قابل‌توجهی بین سطوح خطر چهارگانه وجود دارد. این اختلاف خصوصاً بین سطح خطر ۱ و ۲ کاملاً مشهود است که اساساً ناشی از اختلاف فاحش بین شدت بارگذاری در سطح خطر ۱ است [۱۲].

۴. نتیجه‌گیری

در پیش‌نویس مبحث بیست‌ویکم مقررات ملی ساختمان برای ستون‌ها معیار عملکرد تعیین نشده است. به نظر می‌رسد در مورد ستون‌های تحت بار انفجار که رفتار غالب آن‌ها خمشی باشد، می‌توان از معیار ارائه‌شده برای تیرها استفاده نمود. معیار دوران تکیه‌گاهی ارائه‌شده در پیش‌نویس بر اساس تشکیل مکانیسم در عضو خمشی است، یعنی با تشکیل مفاصل پلاستیک

۵. مراجع

- [7] Izadifard, R. A.; Nourizadeh, A. "A Material Model for Static and Dynamic Nonlinear Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Elements"; 4th International Conference on Seismic Retrofitting, Tabriz, Iran, 2012 (In Persian).
- [8] Islamic Republic of Iran, Ministry of Roads & Urban Development, "National Building Code, Part 9"
- [9] Unified Facilities Criteria (UFC), UFC 3-340-02, 2008.
- [10] TM5-1300. (1990), "Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions"; Departments of the Army, the Navy, and the Air Force
- [11] Seabold, R. H. "Dynamic Shear Strength of Reinforced Concrete Beams, Part II"; Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, California, 1967.
- [12] Nourizadeh, A. "Performance Level Determination of R.C. Frames Designed According to Earthquake Code, Subjected to Blast Loading"; M.Sc. Thesis, Imam Khomeini International University, 2012.
- [1] Luccioni, B. M.; Ambrosini, R. D.; Danesi R. F. "Analysis of Building Collapse Under Blast Loads"; Eng. Struct. 2004, 26, 63-71.
- [2] Bing, L.; Tso-Chien P.; Anand, N. "A Case Study of the Effect of Cladding Panels on the Response of Reinforced Concrete frames Subjected to Distant Blast Loadings"; Nucl. Eng. Des. 2009, 239, 455-469.
- [3] Shooshtari, M.; Goomar, H. "Blast Rehabilitation of Concrete Structures Using CFRP"; 6th National Civil Engineering Congress, Semnan, Iran, 2011.
- [4] Karapinar, S.; Sanri, I.; Altay G. "Workshop"; Prague, March 2007, 30-31.
- [5] Islamic Republic of Iran, Ministry of Roads & Urban Development, "National Building Code, Part 21"
- [6] ABAQUS, ABAQUS/CAE User's Manual, 2009.