آسیب‌شناسی ساختمان‌های بتنی با رویکرد تأثیرات شرایط محیطی و اجرایی و ارائه راهکارهای بهسازی (مطالعه موردی ورزشگاه ۵ مهر آبادان)

ایرج رسولان*
استادیار، دانشکده مهندسی، دانشگاه شهید چمران اهواز.
پست الکترونیک:
I.rasoolan@scu.ac.ir

سید احمد موسوی
دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه شهید چمران اهواز.
پست الکترونیک:
Mosavi.ahmad@gmail.com

سازه‌های بتن مسلح ممکن است در زمان ساخت بر اثر ضعف‌های اجرایی دچار نقص‌هایی شده باشند. علاوه‌براین، شرایط نامناسب محیطی باعث آسیب به این سازه‌ها می‌شود. باگذشت زمان و پیشرفت علم و فناوری و درک بهتر رفتار سازه‌ها در برابر بارهای وارده، اصلاحات و تغییراتی در آیین‌نامه‌ها ایجاد شده است. بنابراین لازم است آسیب‌پذیری سازه‌هایی که با آیین‌نامه‌های قدیمی طراحی شده‌اند با نگارش‌های جدیدتر آیین‌نامه کنترل شوند. با توجه به موارد اشاره شده، سازه‌های بتن مسلح که آسیب‌پذیری آنها به اثبات رسیده است، نیاز به بهسازی دارند. در این پژوهش، جهت مطالعه موردی، سازه بتنی ورزشگاه ۵ مهر آبادان بررسی شده است. اثرات شرایط اجرایی و محیطی اشاره شده، مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته و سازه مذکور با شرایط موجود به‌صورت غیرخطی مدل‌سازی و اعضای آسیب‌پذیر مشخص گردیده‌اند. در ادامه، برای بهسازی سازه ورزشگاه، روش‌های مختلفی ارائه و با توجه به عوامل محیطی، نیروی اجرایی و هزینه‌ی اجرا، بهترین روش انتخاب شده است.

واژگان کلیدی: سازه بتنی، بهسازی، شرایط محیطی، استادیوم.

۱- مقدمه

برای بهسازی سازه‌های بتن مسلح، راهبردهای مختلفی وجود دارد. این راهبردها شامل دو بخش کلی افزایش ظرفیت و کاهش نیاز سازه هستند. از این راهبردها می‌توان به اصلاح موضعی اجزا، حذف یا کاهش نامنظمی در سازه، افزایش مقاومت سازه و افزایش سختی اشاره کرد.

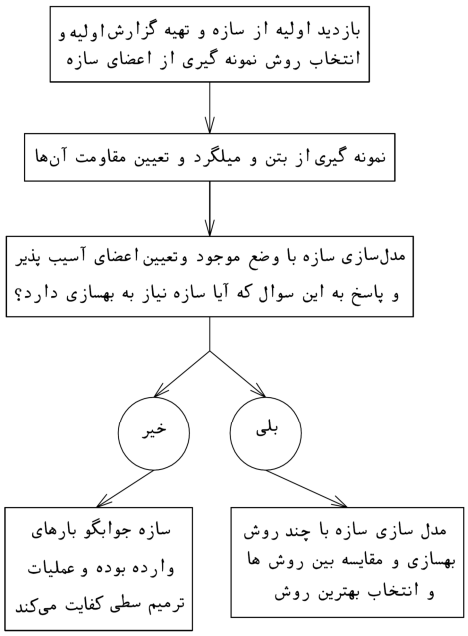
با توجه به نظر کارفرما و مواردی که از عملکرد ساختمان بعد از زلزله انتظار می‌رود، برای مهندس بهساز، مشخص می‌شود که به‌عنوان مثال، اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای باید تا چه حد دچار خرابی شوند و تا چه اندازه کارایی خود را حفظ کنند. طراحی و بهسازی در FEMA[1] [۱] و دستورالعمل بهسازی [۲]، برمبنای سطوح عملکرد است.

در ساختمان مورد بررسی، بحث مربوط به آسیب‌ها و خرابی ایجاد شده بر اثر عوامل نامناسب محیطی در منطقه آبادان، شامل یون کلر و کربناته شدن و در نتیجه زنگ‌زدگی فولاد در المان‌های سازه، باعث نگرانی در خصوص پایداری آن شده بود. بر این اساس، لزوم بررسی علت ایجاد خرابی در اعضای بتنی و ترمیم آنها به‌عنوان یکی از اهداف مهم، مطرح شد. شکل ۱، فلوچارت نحوه ارائه طرح بهسازی ورزشگاه ۵ مهر را نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که پژوهش حاضر، به بهسازی المان‌های

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۳۹۶/۰۳/۰۲، بازنگری ۱۳۹۶/۰۶/۲۹، پذیرش ۱۳۹۶/۰۷/۰۵.
شناسه دیجیتال (DOI): 10.22091/cer.2017.2096.1083

[1]- Federal Emergency Management Agency

خطی (تیر و ستون) اشاره داشته و بهسازی اتصالات و فونداسیون در این مجال نمی‌گنجد.



شکل ۱- فلوچارت نحوه ارائه طرح بهسازی سازه ورزشگاه ۵ مهر.

۲- مروری بر پژوهش‌های پیشین

پس از زلزله ۱۹۷۱ سانفرناندو[۲] در کالیفرنیا، زلزله ۱۹۸۹ لوماپریتا[۳] در سانفرانسیسکو، زلزله نورتریج[۴] در ۱۹۹۴ و زلزله ۱۹۹۵ کوبه[۵]، تغییرات زیادی در آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای به‌خصوص در مناطق با لرزه‌خیزی زیاد به‌وجود آمد. در دهه‌ی ۹۰ میلادی، اداره‌ی فدرال مدیریت شرایط اضطراری (FEMA) به‌دنبال تحقیقات انجام شده، اقدام به ارزیابی لرزه‌ای و بررسی روش‌های تقویت و بازسازی سازه‌های موجود نمود و نتایج این تحقیقات را در قالب آیین‌نامه ارائه داد [۱]. در ایران، نشریه شماره ۳۶۰ با عنوان «دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود» از سال ۱۳۸۵ به‌صورت رسمی و به‌عنوان دستورالعمل لازم‌الاجرا ابلاغ شد و در طرح‌های ملی مقاوم‌سازی مورد استفاده قرار گرفت [۲].

در سال ۱۹۹۵، آگیولار[۶]، به‌صورت موردی، برخی از ساختمان‌های آسیب‌پذیر در برابر زلزله در مکزیک را مورد بررسی قرار داد و برای ساختمان‌های مذکور، روش‌های بهسازی را ارائه نمود. این روش‌ها شامل بهسازی با ژاکت بتنی، فلزی و اضافه کردن دیوار برشی در قاب می‌باشند [۳].

در سال ۱۹۹۸، قبارا[۷] و همکاران، سازه‌ی بتنی یک ساختمان اداری را مورد ارزیابی قرار داده و برای سازه مذکور، استراتژی‌های مختلف بهسازی مانند افزایش مقاومت، شکل‌پذیری و سختی را برای ستون‌ها بررسی کردند. نتایج نشان داد افزایش سختی، بیشترین تأثیر را بر کاهش جابه‌جایی هدف و سطح آسیب دارد [۴].

در سال ۲۰۰۵، گنیسی و التای[۸]، یک ساختمان بتن مسلح پنج طبقه‌ی غیرشکل‌پذیر را در ترکیه مورد بررسی قرار دادند و تأثیر افزایش دیوار برشی و مهاربند فلزی را در این سازه ارزیابی نمودند. آنالیز، توسط روش تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام شد. نتایج نشان داد که با این روش‌ها رفتار سازه، شکل‌پذیری بیشتری نسبت به قبل یافته است [۵].

در سال ۱۳۸۷، ترابیان و همکاران، یک سازه بتنی در جزیره کیش با قدمت حدود ۳۰ سال را ارزیابی نمودند. پس از انجام تحلیل‌ها و بررسی معیارهای پذیرش دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای، راهکارهایی برای تقویت و بهسازی سازه ارائه دادند [۶].

در سال ۱۳۸۸، مشتاق و معصومی، آنالیز استاتیکی غیرخطی را بر روی شش قاب با دهانه‌ها و طبقات مختلف در منطقه‌ی با خطر نسبی زیاد، انجام دادند. پس از به‌دست آوردن نقاط عملکرد قاب‌ها با استفاده از روش طیف ظرفیت و مقایسه با یکدیگر، عملکرد تک‌تک اجزای سازه‌ای و کلی قاب‌ها به‌دست آمد. محققان، قاب‌ها را با سه روش دیوار برشی، بادبند فلزی و پرکننده‌ی بنایی

[2]- San Fernando Earthquake
[3]- Loma Prieta Earthquake
[4]- Northridge Earthquake
[5]- Kobe Earthquake

[6]- Aguilar
[7]- Ghobarah
[8]- Guneyisi and Altay

بهسازی نموده و از نظر عملکردی، آنها را مقایسه کردند [۷].

در سال ۲۰۱۰، دوان و هوست[9]، سازه بتنی یک ساختمان پنج طبقه را که براساس ویرایش قدیم آیین‌نامه زلزله چین، طراحی و اجرا شده بود به‌صورت غیرخطی مدل‌سازی و با روش تحلیل بارافزون[10]، بارگذاری نمودند. نتایج نشان داد اگرچه سازه‌ی مذکور، حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات و حداکثر چرخش غیرالاستیک اعضا براساس آیین‌نامه را ارضا می‌کند، ولی تمایل طراحان بر ارضای قانون ستون قوی- تیر ضعیف را برآورده نمی‌کند [۸]. در همان سال، بودیکا[11] و همکاران، یک ساختمان شش طبقه را که توسط ویرایش‌های قبلی آیین‌نامه لرزه‌ای طراحی شده بود، ارزیابی و با روش‌های ژاکت فلزی، ژاکت بتنی و الیاف پلیمری بهسازی و با هم مقایسه کردند [۹].

در سال ۱۳۹۰، فادئی و همکاران، به‌صورت عددی، قاب‌های دو دهانه دو طبقه را با نبشی و ورق بهسازی و آنها را به‌صورت غیرخطی مدل‌سازی و با روش بار افزون بارگذاری نمودند. محققین نتیجه گرفتند ظرفیت قاب‌ها به مقدار زیادی افزایش یافته که نشان‌دهنده مؤثر بودن این روش بهسازی است [۱۰].

در سال ۲۰۱۲، دیندار و حسینی، یک سازه‌ی بتنی هفت طبقه را که براساس آیین‌نامه قدیمی طراحی شده بود، مورد ارزیابی قرار دادند و به‌صورت غیرخطی استاتیکی، مدل‌سازی و بارگذاری نمودند. سپس برای بهسازی آن سه روش اضافه کردن دیوار برشی، قاب خمشی بتنی خارجی و مهاربند فلزی را بررسی و با هم مقایسه کردند [۱۱].

در سال ۱۳۹۴، نظری دهکردی و همکاران، یک قاب بتن مسلح را با هدف بهسازی مبنا و سطح عملکرد ایمنی جانی، به‌کمک دیوار برشی بتنی بهسازی و سپس در قاب بهسازی شده، سطوح عملکرد تأمین شده توسط اعضا و نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و منحنی ظرفیت (پوش‌آور) را بررسی کردند [۱۲]. همچنین، اسدی و فرزام، تکنیک‌های مقاوم‌سازی سازه‌های نامنظم بتن‌آرمه هشت طبقه را مورد مطالعه قرار دادند. برای بهسازی سازه‌های موجود تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی استفاده و با اضافه نمودن دیوار برشی، مهاربند فولادی و غلاف فولادی به سازه‌های نامنظم بتن‌آرمه عملکرد لرزه‌ای سازه‌های موردنظر مورد ارزیابی قرار گرفت [۱۳].

در سال ۱۳۹۵، صداقتی‌زاده و همکاران، رفتار قاب‌های بتنی که با استفاده از بادبندهای فولادی هشتی و ضربدری مقاوم‌سازی شده‌اند را مورد بررسی قرار دادند. بدین منظور، سه تیپ قاب خمشی بتنی با شکل‌پذیری متوسط و تعداد طبقات ۳، ۶ و ۹ طبقه مدل‌سازی و تحلیل شدند. جهت تحلیل مدل‌ها از روش آنالیز استاتیکی غیرخطی فزاینده و آیین‌نامه FEMA استفاده شد. در پایان پس از انجام تحلیل، نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک، تغییرمکان نسبی طبقات و شکل‌پذیری قاب‌ها را مورد ارزیابی قرار دادند [۱۴]. در همان سال، جهانی بهنمیری با استفاده از روش‌های پوشش بتنی دور ستون‌ها و تیرها و دیوار برشی همراه با پوشش بتنی دور تیرها، یک سازه بتن‌آرمه را مقاوم‌سازی کرده و سپس ضریب رفتار سازه بهسازی شده را محاسبه نموده و با ضریب رفتار سازه قبل از بهسازی مقایسه کرد [۱۵].

در سال ۱۳۹۲ حیات الغیب مقدم و همکاران، یک اتصال از سازه ورزشگاه ۵ مهر آبادان را توسط سه روش ماهیچه بتنی، دستک فولادی و الیاف پلیمری به‌صورت غیرخطی تحلیل و نتایج آنها را مقایسه نمودند [۱۶]. در سال ۱۳۹۵، امیدی نسب و همکاران با استفاده از دو روش تقویت به‌وسیله الیاف پلیمری و نبشی‌های پیش‌تنیده، اتصالات سازه همان ورزشگاه را مدل‌سازی و نمودار بار جانبی- تغییرمکان را برای مقایسه این دو روش ترسیم نمودند [۱۷].

[9]- Duan and Hueste
[10]- Pushover
[11]- Buddika

در پژوهش حاضر، سازه ورزشگاه ۵ مهر آبادان، با شرایط موجود به‌صورت غیرخطی مدل‌سازی و توسط روش بارافزون، بارگذاری می‌شود. پس از مشخص شدن اعضای آسیب‌پذیر (تیر و ستون)، این اعضا توسط روش‌های مختلف بهسازی می‌شوند. در نهایت، بهترین گزینه از لحاظ اجرایی و اقتصادی انتخاب خواهد شد.

۳- مبانی نظری و روش انجام پژوهش

اشتباهات انسانی در اجرا شامل میلگردگذاری نادرست، قراردهی نامناسب خاموت‌ها، برداشتن زودهنگام قالب‌ها، قرار دادن نادرست قالب ستون‌ها، رعایت نکردن درز اجرایی (انبساط و انقطاع)، جداشدگی سنگ‌دانه‌ها، رواداری‌های اجرایی، ترک‌خوردگی انقباض و درزهای واریز است. آسیب‌های محیطی شامل ترک‌خوردگی و کنده‌شدگی ناشی از خوردگی، نفوذ کلریدها، کربناته شدن، مجاورت با عوامل شیمیایی مهاجم، تجزیه بر اثر یخ زدن و ذوب شدن، واکنش قلیایی سنگ‌دانه، تهاجم سولفات‌ها و اثرات حرارتی است. در ادامه، مواردی که در آسیب به سازه‌ی بتنی ورزشگاه ۵ مهر آبادان تأثیرگذار بوده‌اند، توضیح داده می‌شوند.

به‌لحاظ اشتباهات انسانی تأثیرگذار در سازه ورزشگاه، می‌توان موارد زیر را عنوان کرد:

۱- میلگردگذاری نادرست به‌عنوان‌مثال، تراکم زیاد آرماتور طولی و همچنین عدم رعایت پوشش بتنی روی تیر مانع پر شدن فضای خالی اطراف میلگردها توسط بتن شده است (شکل ۲- الف).

۲- قراردهی نامناسب خاموت‌ها و فاصله زیاد خاموت‌های ستون که در شکل ۲- ب مشخص شده است.

۳- در شکل ۲- ج، مشخص است که بر اثر جدا شدن سنگ‌دانه‌ها که ناشی از ضعف اجرایی بوده است، به مرور زمان، بتن اطراف میلگردها از بین رفته است. علاوه‌براین، بین دو لایه بتن‌ریزی متوالی، درز سرد ایجاد شده است.

۴- همان‌طور که در شکل ۲- د مشاهده می‌شود، برای اجرای درز انقطاع از یونولیت استفاده شده است که بر اثر وزن بتن، یونولیت دچار انحنا شده و درز به‌درستی اجرا نشده است.

(الف) تراکم آرماتور طولی و همچنین عدم رعایت پوشش بتنی روی تیر

(ب) فاصله زیاد خاموت‌های ستون

(ج) جدایی سنگ‌دانه‌ها و درز سرد

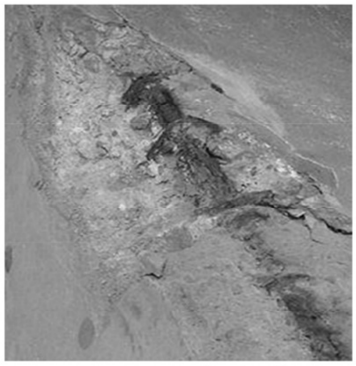
(د) اجرای نادرست درز انقطاع

شکل ۲- اشتباهات انسانی تأثیرگذار در سازه ورزشگاه ۵ مهر آبادان.

برای آسیب‌های ناشی از شرایط محیطی می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

۱- کربناته‌شدن: کربناته‌شدن بتن واکنشی بین گازهای اسیدی موجود در اتمسفر و محصولات ناشی از هیدراته شدن سیمان است. در این فرآیند، درجه قلیایی بودن بتن کاهش می‌یابد و خوردگی فولاد سریع‌تر اتفاق می‌افتد (شکل ۳- الف).

۲- نفوذ کلریدها: کلریدها می‌توانند از طریق تماس بتن با عوامل محیطی مثل آب دریا یا نمک‌های ذوب یخ به درون بتن نفوذ کنند. واضح است که تمرکز کلریدها در تماس با فولاد مسلح کننده در مجاورت رطوبت و اکسیژن، باعث خوردگی آن می‌شود (شکل ۳- ب).



(الف) کربناته‌شدن بتن

(ب) نفوذ کلریدها

شکل ۳- آسیب‌های ناشی از شرایط محیطی در سازه ورزشگاه ۵ مهر آبادان.

طراحی و بهسازی در آیین‌نامه FEMA-356 [۱] و دستورالعمل بهسازی [۲]، برمبنای سطوح عملکرد است. طراحی برمبنای سطوح عملکرد روشی جدید است که در روش‌های طراحی معمول، مستقیماً استفاده نمی‌شود. به‌همین دلیل، لازم است برای انتخاب مناسب هدف بهسازی، طراح آشنایی کامل با سطوح عملکرد ساختمان داشته باشد.

سطوح عملکرد ساختمان برمبنای عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای تعریف می‌شود. این سطوح عملکرد، براساس میزان ترک‌خوردگی یا خرابی اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای معرفی می‌گردند تا انتخاب سطح عملکرد مناسب توسط طراح یا صاحب ساختمان قابل درک باشد.

در طراحی و بهسازی سازه‌ها براساس عملکرد، سازه تحت نیروهای جانبی کشیده می‌شود. با افزایش جابه‌جایی جانبی، نیروهای موجود در اعضای سازه نیز افزایش می‌یابند، تا حدی که در بعضی از نقاط سازه، نیروهای موجود از مقدار نیروهای حد تسلیم فراتر می‌روند و مفاصل پلاستیک در سازه ایجاد می‌شوند. با توجه به سطح عملکردی که برای ساختمان انتخاب شده است، سازه باید بتواند حد معینی از جابه‌جایی جانبی را بدون اینکه تغییرشکل‌ها در منحنی نیرو- تغییرمکان اعضا از یک حد، فراتر رود، تحمل کند. مقدار این تغییرمکان برای یک سطح عملکرد معین، مشخص است. این تغییرمکان در آیین‌نامه‌های FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی، تغییرمکان هدف[۱۲] و در آیین‌نامه ATC-40 [۱۸]، جابه‌جایی تقاضا[۱۳] نام‌گذاری شده است.

یکی از روش‌هایی که برای تعیین تغییرمکان هدف در دیاگرام‌های صلب به‌کار می‌رود، روش توضیح داده شده در آیین‌نامه FEMA-356 است. این روش به‌نام روش ضرایب جابه‌جایی[۱۴]، مشهور است. قابل ذکر است این روش برای محاسبه‌ی تغییرمکان هدف، عیناً در

[12]- Target Displacement
[13]- Demand Displacement
[14]- Displacement Coefficient Method

دستورالعمل بهسازی آورده شده است. در آیین‌نامه ATC-40 نیز این روش به‌عنوان راه‌حل دیگری برای تعیین جابه‌جایی تقاضا معرفی شده است. در این روش، ابتدا باید یک تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام شود و منحنی برش پایه در مقابل جابه‌جایی جانبی نقطه کنترل به‌دست آورده شود. از روی منحنی پوش‌آور به‌دست آمده و یک سری ضرایب دیگر معرفی شده، می‌توان تغییرمکان هدف را به‌دست آورد. به‌طورکلی، اگر منظور محاسبه‌ی تغییرمکان هدف با استفاده از محاسبات دستی باشد، ابتدا باید منحنی پوش‌آور سازه معین شود و برای به‌دست آوردن منحنی پوش‌آور لازم است تغییرمکان هدف به برنامه معرفی شود. بنابراین، روند فوق تکراری است و احتیاج به چندین بار سعی و خطا دارد.

در اعضای اصلی و غیراصلی که کنترل شونده توسط تغییرشکل هستند، نباید تغییرشکل‌های حاصل از تحلیل غیرخطی، بیش از ظرفیت آنها باشد. برای این منظور، ظرفیت تغییرشکل اعضا باید با در نظر گرفتن کلیه‌ی تلاش‌هایی که هم‌زمان بر عضو وارد می‌شود، براساس جداول فصل‌های ۵ و ۶ آیین‌نامه FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی برآورده شود [۱ و ۲]. در اعضای اصلی و غیراصلی کنترل شونده توسط نیرو باید نیروهای طراحی، کوچک‌تر از کرانه‌ی پایین مقاومت اعضا با در نظر گرفتن تمامی تلاش‌هایی باشد که هم‌زمان بر عضو وارد می‌شوند.

توزیع بار جانبی ناشی از زلزله، تابع مشخصات دینامیکی سازه و رفتار غیرخطی آن است و در طول زلزله تغییر نمی‌کند. توزیع بار جانبی، باعث تغییر در توزیع نیروها و تغییرشکل‌ها در اجزای سازه می‌شود، به‌گونه‌ای که برای مجموعه‌ای از اجزای سازه، یک توزیع بار و برای مجموعه‌ای دیگر ممکن است توزیع دیگری، حالت بحرانی شود. براساس معیارهای FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی برای یافتن حالت‌های بحرانی بیشتر، باید حداقل دو توزیع بار جانبی به مدل اعمال شود. به‌این‌ترتیب، انتظار می‌رود که اکثر حالت‌های بحرانی بررسی شود. ازآنجاکه در هر سازه‌ای انتظار چند مود خرابی وجود دارد، لازم است توزیع بار جانبی به‌گونه‌ای انتخاب شود که بحرانی‌ترین مود خرابی مورد بررسی قرار گیرد. هنگامی‌که اثر مودهای ارتعاشی بالا قابل‌توجه باشد، توزیع بار جانبی متناسب با نیروهای حاصل از تحلیل دینامیکی، انتخاب می‌شود تا به‌این‌ترتیب اثر مودهای بالاتر به نحوی وارد شود. هم‌چنین توزیع یکنواخت نیز برای بررسی حالت‌های بحرانی در طبقات پایین در نظر گرفته می‌شود. در این توزیع به‌دلیل پایین بودن نقطه اثر برآیند نیروهای جانبی، نسبت برش پایه به لنگر واژگونی، بزرگ است.

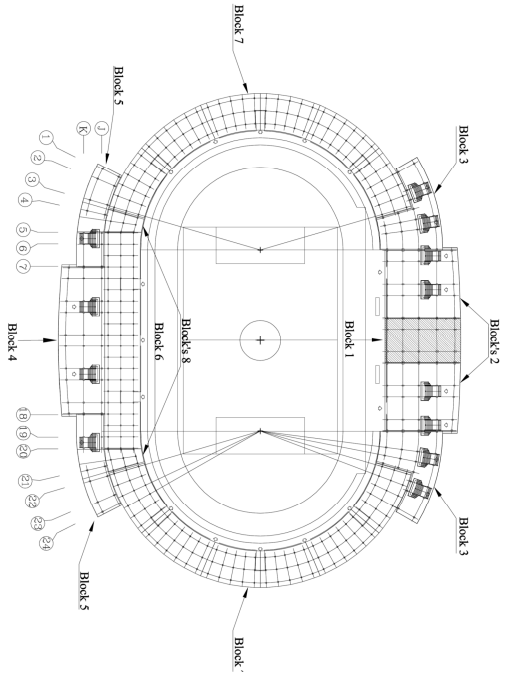
براساس FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی، هر حالت تحلیل، تحت اثر بارهای جانبی باید در ادامه حالت تحلیل تحت اثر بارهای ثقلی صورت پذیرد. براساس دستورالعمل بهسازی بار مرده و بار زنده مؤثر، مطابق با مبحث ششم مقررات ملی و براساس FEMA-356، بار مرده، باری است که هم‌اکنون در حال اثر کردن است. همچنین بار زنده برابر ۲۵ درصد بار زنده طراحی کاهش نیافته در نظر گرفته می‌شود، ولی به‌هرحال، بار زنده‌ای که در نظر گرفته می‌شود نباید از بار زنده واقعی که بر سازه اثر می‌کند، کمتر باشد [۱۹ و ۱]. براساس دستورالعمل بهسازی در تحلیل‌های غیرخطی باید در هر امتداد، ۱۰۰ درصد نیروها و تغییرشکل‌ها در جهت مورد بررسی به همراه نیروهای متناظر با ۳۰ درصد تغییرمکان ناشی از زلزله در امتداد عمود بر آن در نظر گرفته شود [۲]. این در حالی است که براساس FEMA-356 وقتی از تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی استفاده می‌شود، المان‌ها و اجزای ساختمان برای حالت اول، نیروها و تغییرشکل‌های حاصل از ۱۰۰ درصد جابه‌جایی‌های طراحی در جهت X به‌علاوه‌ی نیروهای (و نه تغییرشکل) حاصل از ۳۰ درصد جابه‌جایی‌های طراحی در جهت Y، طراحی می‌شوند. حالت دوم، برای نیروها و تغییرشکل‌های حاصل از ۱۰۰ درصد جابه‌جایی‌های طراحی در جهت Y به‌علاوه‌ی نیروهای (و نه تغییرشکل)

حاصل از ۳۰ درصد جابه‌جایی‌های طراحی در جهت X است [۱].

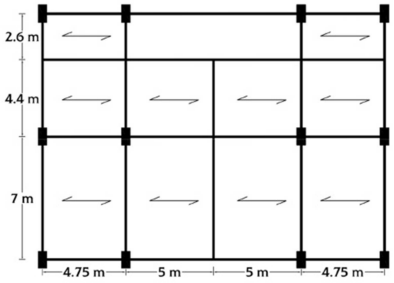
۴- بحث و بررسی روش‌های مقاوم‌سازی

جهت بررسی آسیب‌پذیری ورزشگاه، بلوک یک، مورد بررسی قرار می‌گیرد. کاربری این بلوک، اداری است. بارگذاری ثقلی، براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و کنترل شرایط بهسازی، براساس دستورالعمل بهسازی ساختمان‌های موجود انجام شده است [۱۹ و ۲].

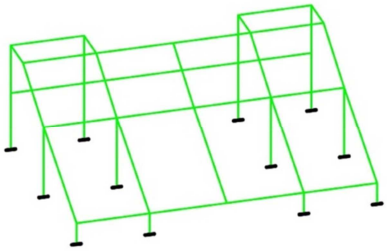
در شکل ۴ پلان ورزشگاه و در شکل ۵ نمای سه‌بعدی، پلان تیرریزی و نمای بلوک یک نشان داده شده است. در این بلوک، اتصال تیرچه به تیر اصلی به‌خوبی انجام نشده و لازم است اتصال آنها به‌صورت مفصلی فرض شود. علاوه‌براین، دیافراگم به‌صورت شیب‌دار است. بنابراین در جهت اطمینان فرض می‌شود که دیافراگم، نرم است.



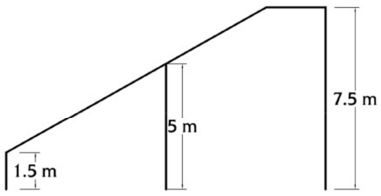
شکل ۴- پلان ورزشگاه ۵ مهرآبادان.



(ب) پلان تیرریزی



(الف) نمای سه‌بعدی



(ج) نمای شرقی

شکل ۵- پلان بلوک یک.

ابعاد تیرها و ستون‌ها در جدول ۱ آورده شده است.

برای مدل‌سازی اولیه‌ی سازه مذکور، از نرم‌افزار SAP2000 استفاده می‌شود [۲۰]. برای تعیین روش تحلیل (خطی یا غیرخطی) نیاز است که در ابتدا، مدل‌سازی خطی انجام گردد، سپس با توجه به بند ۲-۳-۱ دستورالعمل بهسازی ساختمان‌های موجود، روش نهایی تحلیل انتخاب شود [۲]. در جداول ۲ و ۳ به‌ترتیب مشخصات بتن ستون‌ها و تیرها مشاهده می‌شود. مقاومت میلگرد تیر و ستون ۳۰۰

مگاپاسکال است. این نتایج از آزمایش‌های مقاومت مصالح به‌دست آمده‌اند.

جدول ۱- ابعاد اعضا و مشخصات آرماتور طول.

نوع عنصر	ابعاد	آرماتور طولی
ستون	100×50	$24\phi25$
ستون (۳ تیپ)	80×50	$20\phi25$ $20\phi22$ $20\phi20$
تیر	80×50	$4\phi25 Top$ $4\phi30 Bot$
تیر	70×50	$Top\ \&\ Bot$ $4\phi25$
تیر	60×50	$Top\ \&\ Bot$ $4\phi25$

جدول۲- مقاومت کران پایین و ظرفیت مورد انتظار برای ستون‌ها.

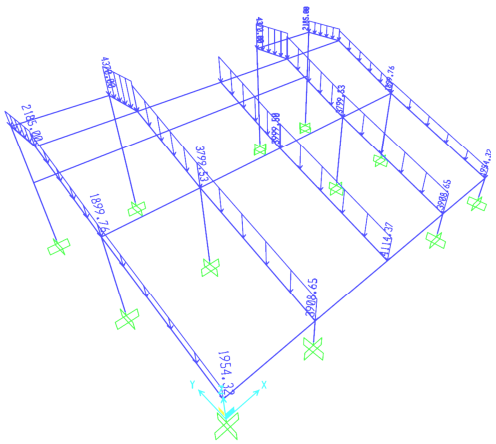
مقاومت مورد انتظار بتن ستون	$f_{CE} = 24\ MPa$
مقاومت کران پایین بتن ستون	$f_{CL} = 22\ MPa$

جدول۳- مقاومت کران پایین و ظرفیت مورد انتظار برای تیرها.

مقاومت مورد انتظار بتن تیر	$f_{CE} = 12.3\ MPa$
مقاومت کران پایین بتن تیر	$f_{CL} = 8.4\ MPa$

بار مرده، برابر ۹۲۰ کیلوگرم بر مترمربع است. بار زنده کف‌ها برای طراحی، به‌طور عمده، بار گسترده‌ی یکنواختی است که در سراسر کف، اثر داده می‌شود. حداقل مقدار این بار، با توجه به کاربری سازه‌ی موجود برای ورزشگاه‌ها با سکوی بدون صندلی، ثابت و براساس جدول ۶-۳-۱ از مبحث ششم [۱۹]، برابر ۶۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته می‌شود. پس از تعیین سهم هریک از اجزای باربر با توجه به سطح بارگیر آنها و با توجه به نرم بودن دیافراگم، بارها به‌صورت خطی به تیرهای عمود بر راستای تیرریزی اعمال می‌شوند (شکل ۶).

به‌منظور بررسی نسبت نیاز به ظرفیت[15] اعضا، ساخت مدلی از سازه‌ی موجود الزامی است. همان‌طور که گفته شد، مدل‌سازی سازه موجود به‌وسیله نرم‌افزار SAP2000 صورت گرفته است. تمامی اجزای اصلی مطابق با برداشت‌های میدانی مدل‌سازی شده‌اند. مشخصات هندسی هریک از اجزا با توجه به نقشه‌های موجود، انجام پذیرفته است. به‌دلیل ایجاد تراش در سطح ستون‌ها، در مدل‌سازی از تمامی ستون‌ها، ۱۰ سانتیمتر از هر بعد، کسر گردیده است. مقاطع بتنی تحت اثر تنش کششی ترک می‌خورند و ایجاد ترک، باعث کاهش ممان اینرسی مقطع و کاهش سختی خمشی آن می‌گردد. طبق دستورالعمل، ضرایب اصلاح سختی برای تیرها و ستون‌های بتنی باید مطابق جدول ۶-۲ دستورالعمل بهسازی ساختمان‌های موجود اعمال شود [۲].



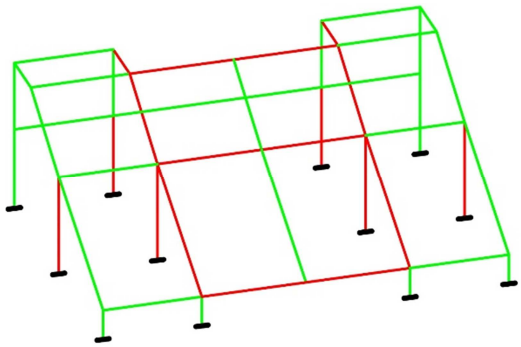
شکل ۶- تصویر کلی اعمال بار بر اجزای باربر.

به‌منظور بررسی قابل‌قبول بودن روش دینامیکی خطی برای تحلیل سازه‌ی موردنظر، در ابتدا باید سازه به روش طیفی تحلیل شده و نیروهای داخلی اعضا محاسبه شود. اگر مقادیر نسبت نیاز به ظرفیت اعضا، کوچک‌تر از دو باشد، کنترل دیگری لازم نبوده و نتایج تحلیل دینامیکی خطی، معتبر است. تلاش‌های داخلی اعضا از طریق تحلیل طیفی سازه به‌وسیله نرم‌افزار SAP2000 تعیین می‌گردد؛ بنابراین می‌توان به محاسبه نسبت نیاز به ظرفیت اعضا پرداخت. نتایج تحلیل خطی نشان داد که مقدار نسبت نیاز به ظرفیت برای تعدادی از اعضا بزرگ‌تر از دو است، لذا باید شرایط اشاره شده در بند ۲-۳-۱ دستورالعمل بهسازی، بررسی شود. ازآنجاکه شرایط بند

[15]- Demand Capacity Ratio

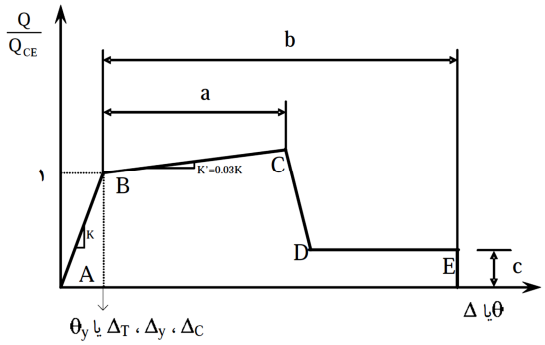
مذکور برای سازه ورزشگاه قابل استفاده نیست، بنابراین تحلیل غیرخطی انتخاب می‌شود. با توجه به اینکه نرم‌افزار SAP2000 برای تحلیل‌های غیرخطی، به‌خصوص برای به‌دست آوردن ضرایب مورد نیاز در تغییرمکان هدف و تخمین این تغییرمکان دچار ضعف‌هایی است، لذا باید از نرم‌افزار دیگری استفاده شود. برای این منظور نرم‌افزار Perform3D مورد استفاده قرار گرفت [۲۱].

مراحلی که تابه‌حال طی شد فقط برای انتخاب نوع تحلیل بوده است و نتیجه این بود که تحلیل نهایی باید استاتیکی غیرخطی باشد، ولی برای مقایسه نتایج تحلیل خطی و غیرخطی، یک‌بار تحلیل دینامیکی خطی (فقط برای سازه اولیه) انجام گردید که نتایج آن در شکل ۷ نشان داده شده است. در این شکل، اعضای قرمز رنگ، اعضای آسیب‌پذیر براساس نتایج تحلیل خطی می‌باشند. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، ۷ عدد از تیرها و ۶ عدد از ستون‌ها آسیب‌پذیر هستند.



شکل ۷- اعضای آسیب‌پذیر براساس نتایج تحلیل خطی (اعضای قرمز رنگ).

برای انتخاب پارامترهای مدل‌سازی مفاصل غیرخطی در تیرها و ستون‌ها با توجه به مفاد جداول ۶-۷ و ۶-۸ دستورالعمل ساختمان‌های موجود [۲]، ابتدا باید کنترل‌شوندگی اعضا براساس خمش یا برش، مشخص شود. در این کنترل، چنانچه ظرفیت برشی که با فرض تشکیل مفاصل پلاستیک (با ممان‌های مورد انتظار) در انتهای اعضا همراه با بار ثقلی (حداکثر یا حداقل هرکدام که بحرانی‌تر باشد) به‌دست می‌آید، از ظرفیت برشی کرانه‌ی پایین در آن مقطع، کمتر باشد؛ عضو کنترل‌شونده با خمش بوده و در غیراین‌صورت کنترل‌شونده با برش محسوب می‌شود. محاسبات مربوط برای همه اعضای اصلی در ساختمان براساس جزییات ذکر شده در فصل ششم دستورالعمل بهسازی، انجام و نتایج مربوط نشان داد که تمامی اعضا کنترل‌شونده با خمش هستند به‌جز ستون‌های کوتاه ۱/۵ متری جلوی سازه که با برش کنترل می‌شوند. پارامترهای لازم برای مدل‌سازی غیرخطی اعضای سازه به‌صورت شکل ۸ می باشند و براین‌اساس مقادیر a، b و c (پارامترهای به‌دست آمده از رابطه نیرو-تغییرشکل، جهت مدل‌سازی غیرخطی عضو) [۱] برای تیرها و ستون‌ها به‌صورت جدول ۴ به‌دست می‌آیند.



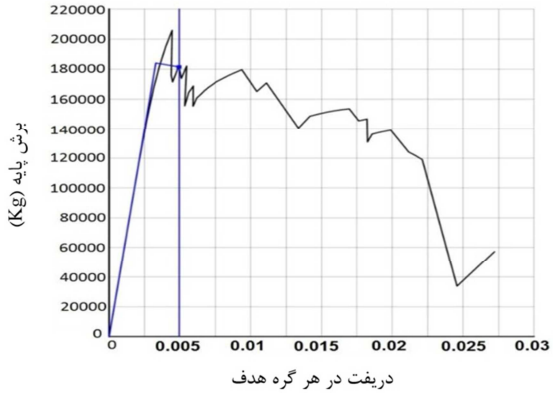
شکل ۸- نمایش پارامترهای لازم برای مدل‌سازی غیرخطی [۱].

جدول ۴- مقادیر a، b و c برای تیر و ستون [۱].

نوع عضو	a	b	c	معیار پذیرش برای سطح ایمنی جانی
تیر	۰/۰۲	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰۱
ستون	۰/۰۰۶	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰۰۵

همان‌گونه که اشاره شد، برای آنالیز پوش‌آور باید دو توزیع بار استفاده شود. بنابراین، برای سازه‌ی موردنظر یک توزیع بار براساس توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی و دیگری توزیع یکنواخت

که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه باشد، محاسبه می‌شود. این دو توزیع بار در راستاهای X و Y و جهت‌های مثبت و منفی بر سازه مذکور اعمال می‌شوند. پس از اعمال این دو توزیع بار، سازه تحلیل شده و نمودارهای برش پایه- جابه‌جایی هدف (جابه‌جایی یا دریفت[16] در بالاترین نقطه سازه) ترسیم می‌شود [۲]. در شکل ۹، به‌عنوان نمونه، نمودار برش پایه در مقابل دریفت بام برای توزیع متناسب با شکل مود و در جهت X آورده شده است. در این نمودار مشاهده می‌شود که برای سازه موردنظر در دریفت ۰/۰۰۴۵ اولین تسلیم در اعضا اتفاق می‌افتد.



شکل ۹- نمودار برش پایه در مقابل دریفت بام برای توزیع متناسب با شکل مود و در جهت X.

برای هر سازه، جمعاً ۳۴ ترکیب بار تعریف شده است که ۱۷ ترکیب بار برای اعضای کنترل‌شونده با تغییرشکل و ۱۷ عدد نیز برای اعضای کنترل‌شونده با نیرو هستند. مطابق جدول ۵، مقدار دریفت هدف سازه در جهت X حدود ۰/۰۰۵۶ و در جهت Y، ۰/۰۰۲۶ است.

سازه با وضع موجود مدل‌سازی گردید و نتایج تحلیل آن مورد بررسی قرار گرفت. در شکل ۱۰- الف، اعضایی که از لحاظ خمشی آسیب‌پذیر هستند، نشان داده شده‌اند. همان‌طور که مشاهده می‌شود، سه عدد از تیرها و چهار عدد از ستون‌ها از لحاظ خمشی آسیب‌پذیر می‌باشند. در شکل ۱۰- ب، اعضایی را نشان می‌دهد که از لحاظ برشی آسیب‌پذیر هستند. مطابق شکل، دو ستون کوچک جلوی سازه دچار مشکل می‌باشند. پس از مشخص شدن اعضای آسیب‌پذیر سازه، لازم است این اعضا به روش‌های مختلف بهسازی شوند. در ادامه، به این روش‌ها اشاره شده است.

۴-۱- بهسازی به‌وسیله ژاکت بتنی

در این روش، یک ژاکت بتنی در اطراف عضو آسیب‌پذیر قرار داده می‌شود. در ستون‌ها، به‌دلیل وجود ترک‌های زیاد، فرض می‌شود که از ابعاد ستون، ۱۰ سانتی‌متر کسر گردد. پس از بهینه‌سازی نتایج، با وضعیت جدید، سازه مدل‌سازی و آنالیز می‌شود. شرایط کنترل‌شوندگی نیز بررسی می‌گردد.

دریفت‌های هدف برای سازه، به‌صورت جدول ۶ می‌باشند. مطابق جدول، دریفت هدف، برای جهت X حدود ۰/۰۰۳۵ و برای جهت Y حدود ۰/۰۰۲ است. دریفت سازه بهسازی نشده از این مقادیر، بیش‌تر بوده است. دلیل این موضوع آن است که سختی سازه اولیه از سازه بهسازی شده، کمتر است. حداکثر مقدار نسبت نیاز به ظرفیت برای سازه بهسازی شده با ژاکت بتنی برابر ۰/۳۵ است.

۴-۲- مقاوم‌سازی با نبشی و ورق

در این روش، چهار عدد نبشی در اطراف عضو مورد نظر قرار داده شده و به‌وسیله ورق به‌هم جوش می‌شوند. نحوه قرار دادن ورق‌های عرضی، به این صورت است که این ورق‌ها به عرض ۱۰ سانتی‌متر و فاصله مرکز به مرکز ۵۰ سانتی‌متر به نبشی‌ها جوش می‌شوند (شکل ۱۱). لازم به ذکر است در مورد ستون‌های ۱/۵ متری جلوی سازه، ورق به‌صورت یکپارچه به نبشی‌ها جوش می‌شود.

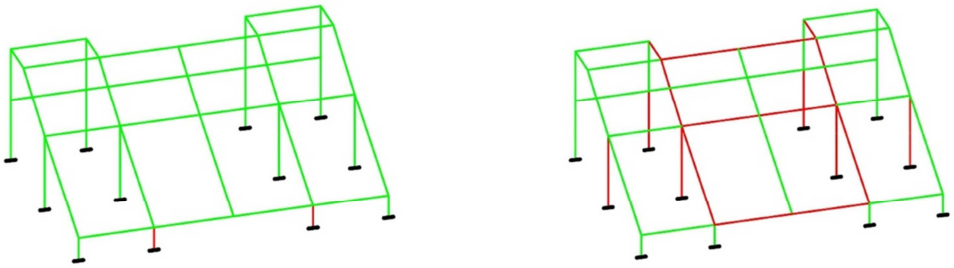
علاوه‌براین، برای عملکرد هماهنگ نبشی و بتن، باید بین بتن جدید و قدیم از چسب گروت اپوکسی استفاده گردد. با وضعیت جدید، سازه مدل شده و آنالیز می‌شود. شرایط کنترل‌شوندگی تمامی اعضا به‌جز ستون‌های کوتاه

[16]- Drift

۱/۵ متری جلوی سازه، کنترل شونده با خمش هستند. دریفت‌های هدف برای سازه، به‌صورت جدول ۷ می‌باشند.

جدول ۵- جابه‌جایی هدف برای سازه اولیه.

نوع توزیع	جهت	C_0	C_1	C_2	C_3	دریفت هدف
یکنواخت	X	۰/۶۹۸۳	۱/۲۷۲	۱/۲۱۴	۱	۰/۰۰۵۵۲۲
یکنواخت	Y	۰/۴۲۸۱	۱	۱/۲۱۹	۱	۰/۰۰۲۴۲۴
یکنواخت	-X	۰/۶۹۸۳	۱/۲۸۵	۱/۲۱۴	۱	۰/۰۰۵۵۷۹
یکنواخت	-Y	۰/۴۲۸۱	۱/۰۳۱	۱/۲۱۹	۱	۰/۰۰۲۴۹۷
شکل مود	X	۰/۶۹۸۳	۱/۱۳۶	۱/۲۱۴	۱	۰/۰۰۴۹۴۷
شکل مود	Y	۰/۴۲۸۱	۱	۱/۲۱۹	۱	۰/۰۰۲۴۲۴
شکل مود	-X	۰/۶۹۸۳	۱/۱۳۱	۱/۲۱۴	۱	۰/۰۰۴۹۳۱
شکل مود	-Y	۰/۴۲۸۱	۱	۱/۲۱۹	۱	۰/۰۰۲۴۲۴

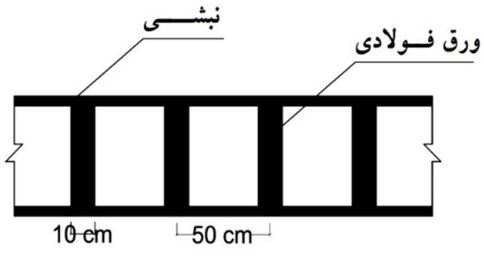


(ب) (الف)

شکل ۱۰- اعضای قرمزرنگ نشان دهنده عضو آسیب پذیر در سازه، (الف) از لحاظ خمشی و (ب) از لحاظ برشی.

جدول ۶- دریفت‌های هدف برای سازه بهسازی شده با ژاکت بتنی.

نوع توزیع	جهت	C_0	C_1	C_2	C_3	دریفت هدف
یکنواخت	X	۰/۵۵۵۵	۱/۳۲۲	۱/۲۲۹	۱	۰/۰۰۳۴۲۳
یکنواخت	Y	۰/۴۸۳۶	۱/۳۷۷	۱/۲۵۱	۱	۰/۰۰۱۸۴۳
یکنواخت	-X	۰/۵۵۵۵	۱/۳۲۱	۱/۲۲۹	۱	۰/۰۰۳۴۲۳
یکنواخت	-Y	۰/۴۸۳۶	۱/۳۷۸	۱/۲۵۱	۱	۰/۰۰۱۸۳۵
شکل مود	X	۰/۵۵۵۵	۱/۰۱۸	۱/۲۲۹	۱	۰/۰۰۲۶۳۸
شکل مود	Y	۰/۴۸۳۶	۱/۳۷۸	۱/۲۵۱	۱	۰/۰۰۱۸۴۲
شکل مود	-X	۰/۵۵۵۵	۱/۰۲۳	۱/۲۲۹	۱	۰/۰۰۲۶۵۱
شکل مود	-Y	۰/۴۸۳۶	۱/۳۷۷	۱/۲۵۱	۱	۰/۰۰۱۸۴۵



شکل ۱۱- نحوه اجرای نبشی‌ها

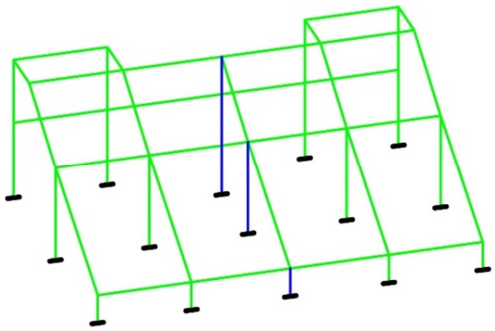
جدول ۷- دریفت‌های هدف برای سازه بهسازی شده با نبشی و ورق.

نوع توزیع	جهت	C_0	C_1	C_2	C_3	دریفت هدف
یکنواخت	X	۰/۷۱۴	۱/۱۳۵۵	۱/۲۰۹	۱	۰/۰۰۵۴۷۳
یکنواخت	Y	۰/۳۹۳۹	۱	۱/۲۲۱	۱	۰/۰۰۲۱۳۷
یکنواخت	-X	۰/۷۱۴	۱/۱۰۶	۱/۲۰۹	۱	۰/۰۰۵۳۳۶
یکنواخت	-Y	۰/۳۹۳۹	۱/۰۱۲	۱/۲۲۱	۱	۰/۰۰۲۱۶۴
شکل مود	X	۰/۷۱۴	۱/۱۱۵	۱/۲۰۹	۱	۰/۰۰۵۳۷۳
شکل مود	Y	۰/۳۹۳۹	۱	۱/۲۲۱	۱	۰/۰۰۲۱۳۷
شکل مود	-X	۰/۷۱۴	۱/۱۰۸	۱/۲۰۹	۱	۰/۰۰۵۳۴۵
شکل مود	-Y	۰/۳۹۳۹	۱/۱۱۵	۱/۲۲۱	۱	۰/۰۰۲۳۸۴

مطابق جدول ۷، دریفت هدف برای جهت X حدود ۰/۰۰۵۵ و برای جهت Y حدود ۰/۰۰۲۵ است. این مقادیر برای سازه اولیه نیز همین مقدار بوده است. توجیه آن بدین‌صورت است که اگرچه وضعیت مقاومت اعضای آسیب‌پذیر برطرف شده است ولی به‌دلیل عدم تغییر ابعاد اعضا، سختی سازه تغییر زیادی نکرده است. بنابراین، مقدار دریفت هدف، تغییر نیافته است. حداکثر مقدار نسبت نیاز به ظرفیت برای سازه بهسازی شده با نبشی و ورق، برابر ۰/۴۸۴ است.

۴-۳- اضافه کردن المان

در این روش، سه ستون جدید به سازه مذکور اضافه می‌شود (ستون‌های آبی‌رنگ در شکل ۱۲). شرایط کنترل‌شوندگی نیز بررسی می‌گردد (تمامی اعضا کنترل‌شونده با خمش هستند به‌جز ستون‌های کوتاه ۱/۵ متری جلوی سازه). دریفت‌های هدف برای سازه در جدول ۸ نشان داده شده است.



شکل ۱۲- ستون‌های جدید اضافه‌شده به سازه (ستون‌های آبی‌رنگ).

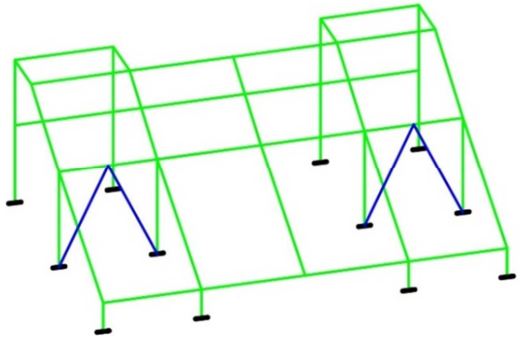
جدول ۸- دریفت‌های هدف برای سازه بهسازی شده با روش اضافه کردن المان.

نوع توزیع	جهت	C_0	C_1	C_2	C_3	دریفت هدف
یکنواخت	X	۰/۶۷۵۳	۱/۲۰۳	۱/۲۲۴	۱	۰/۰۰۴۲۰۵
یکنواخت	Y	۰/۷۹۵۱	۱/۴۰۱	۱/۲۶۱	۱	۰/۰۰۲۳۵۴
یکنواخت	-X	۰/۶۷۵۳	۱/۳۰۹	۱/۲۲۴	۱	۰/۰۰۴۵۷۶
یکنواخت	-Y	۰/۷۹۵۱	۱/۴۰۱	۱/۲۶۲	۱	۰/۰۰۲۳۵۹
شکل مود	X	۰/۶۷۵۳	۱/۱۲۱	۱/۲۲۴	۱	۰/۰۰۳۹۱۸
شکل مود	Y	۰/۷۹۵۱	۱/۴۰۱	۱/۲۶۱	۱	۰/۰۰۲۳۳۶
شکل مود	-X	۰/۶۷۵۳	۱/۱۲۱	۱/۲۲۴	۱	۰/۰۰۳۹۱۵
شکل مود	-Y	۰/۷۹۵۱	۱/۴۰۱	۱/۲۶۲	۱	۰/۰۰۲۳۵۹

براساس جدول ۸، دریفت هدف برای جهت X حدودا برابر ۰/۰۰۴۲ و برای جهت Y حدود ۰/۰۰۲۲ است. دریفت سازه بهسازی نشده به‌دلیل اینکه سختی سازه اولیه از سازه بهسازی شده، کمتر است، از این مقادیر بیش‌تر بوده است. حداکثر مقدار نسبت نیاز به ظرفیت برای سازه بهسازی شده با روش اضافه کردن المان، برابر ۰/۵۹۸ می‌باشد.

۴-۴- مهاربند فلزی به همراه سقف فولادی

در این روش، همانطورکه در شکل ۱۳ نشان داده شده است، برای برطرف کردن ضعف ستون‌های بلند در قاب آن‌ها مهاربند فلزی قرار داده می‌شود. برای رفع ضعف در ستون‌های کوتاه و تیرها، از نبشی و ورق استفاده می‌گردد. مقطع مهاربند، دوبل ناودانی ۱۴ است. مشخصات مورد نیاز برای مدل‌سازی مقاطع مهاربند در جدول ۹ قابل‌ملاحظه است. در این جدول، مقادیر a، b و c پارامترهای لازم جهت مدل‌سازی غیرخطی برای مهاربند می‌باشند.



شکل ۱۳- افزودن مهاربند فلزی به سازه(اعضای آبی رنگ).

شرایط دریفت‌های هدف برای سازه به‌صورت جدول ۱۰ ارائه شده است. مطابق این جدول، دریفت هدف برای جهت X حدود ۰/۰۰۴۲ و برای جهت Y حدود ۰/۰۰۲۲ می‌باشد. دریفت سازه بهسازی نشده به‌دلیل اینکه سختی سازه اولیه از سازه بهسازی شده کمتر است، از این مقادیر، بیش‌تر بوده است. برای طراحی اتصال مهاربند به قاب بتنی از فرضیات اتصال بیس‌پلیت استفاده می‌شود.

جدول ۹- مقادیر a، b و c برای مهاربند.

جهت نیرو	a	b	c	معیار پذیرش برای سطح ایمنی جانی
کشش	۱۱	۱۴	۰/۲	۷
فشار	۰/۵	۸	۰/۲	۴

جدول ۱۰- دریفت‌های هدف برای سازه بهسازی شده با افزودن مهاربند و نبشی.

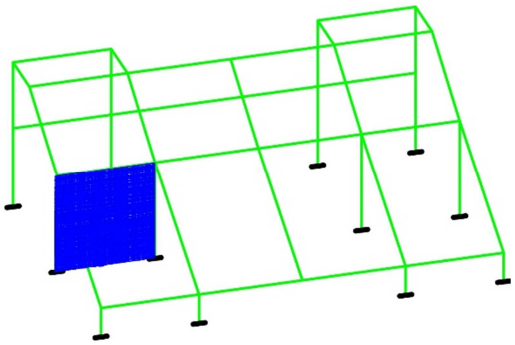
نوع توزیع	جهت	C_0	C_1	C_2	C_3	دریفت هدف
یکنواخت	X	۰/۴۵۹۶	۱/۳۲۸	۱/۲۳۱	۱	۰/۰۰۲۷۱۳
یکنواخت	Y	۰/۴۲۸۳	۱	۱/۲۱۹	۱	۰/۰۰۲۴۲۲
یکنواخت	-X	۰/۴۵۹۶	۱/۳۲۸	۱/۲۳۱	۱	۰/۰۰۲۷۱۴
یکنواخت	-Y	۰/۴۲۸۳	۱/۰۴۲	۱/۰۴۲	۱	۰/۰۰۲۵۲۴
شکل مود	X	۰/۴۵۹۶	۱/۳۳۱	۱/۲۳۱	۱	۰/۰۰۲۶۶۹
شکل مود	Y	۰/۴۲۸۳	۱/۳۲۸	۱/۲۳۱	۱	۰/۰۰۲۷۱۴
شکل مود	-X	۰/۴۵۹۶	۱/۳۲۸	۱/۲۳۱	۱	۰/۰۰۲۷۰۵
شکل مود	-Y	۰/۴۲۸۳	۱/۱۲۲	۱/۲۱۹	۱	۰/۰۰۲۷۱۳

علاوه‌براین، براساس دستورالعمل بهسازی، سوراخ‌های ایجاد شده برای کاشت آرماتور باید توسط برس زبر، برس‌کاری و تمیز شوند. همچنین، طول مهاری میل‌گرد بیشتر از ۱۰ برابر قطر آن باشد و فاصله

آرماتورهای کاشته شده از هم، بیش‌تر از ۴ برابر قطر آرماتور بزرگ‌تر و نیز فاصله آرماتورها از لبه بیش از ۲ برابر قطر باشد. تنها با این شرایط است که می‌توان مقاومت حداکثر آرماتور را برابر مقاومت تسلیم آن در نظر گرفت [۲]. شرایط فوق‌الذکر، برای آرماتورهای این سازه نیز در نظر گرفته شد.

۴-۵- دیوار برشی به همراه ژاکت بتنی

در این روش، برای برطرف کردن ضعف ستون‌های بلند، در قاب آنها دیوار برشی قرار داده می‌شود (شکل ۱۴). براساس شرایط کنترل‌شوندگی، تمامی اعضا به‌جز ستون‌های کوتاه ۱/۵ متری جلوی سازه، کنترل‌شونده با خمش می باشند. در دریفت حدود ۰/۰۰۸، اولین تسلیم اتفاق افتاده است؛ درحالی‌که در سازه اولیه در دریفت حدود ۰/۰۰۴۵ این اتفاق رخ داده است. این مطلب، نشان‌دهنده‌ی بهبود رفتار سازه است. همان‌گونه که در جدول ۱۱ مشاهده می‌شود، دریفت هدف برای جهتی که دیوار برشی استفاده شده است (جهت X) به کم‌ترین مقدار خود در بین روش‌های اشاره شده رسیده است که نشان‌دهنده‌ی افزایش زیاد سختی در اثر افزودن دیوار برشی است.



شکل ۲۱- قرار دادن دیوار برشی در قاب(دیوار آبی رنگ).

همچنین براساس جدول ۱۱، دریفت هدف برای جهت X و Y حدود ۰/۰۰۲ است. مقادیر سختی خمشی، برشی و محوری برای دیوار به‌ترتیب برابر با ۰/۳۵، ۰/۴ و ۱ می‌باشند. طول دیوار برشی ۴۷۵ سانتی‌متر، ارتفاع آن ۵۰۰ سانتی‌متر و ضخامت آن ۳۰ سانتی‌متر است. آرماتور طولی آن نمره ۱۶ با فاصله ۱۵ سانتی‌متر است. حداکثر مقدار نسبت نیاز به ظرفیت برای سازه‌ی بهسازی شده با روش افزودن دیوار برشی و ژاکت بتنی ۰/۵۷۴ است.

جدول ۱۱- دریفت‌های هدف برای سازه بهسازی شده با افزودن دیوار برشی و ژاکت بتنی.

نوع توزیع	جهت	C_0	C_1	C_2	C_3	دریفت هدف
یکنواخت	X	۰/۳۶۳۵	۱/۳۴۱	۱/۲۳۶	۱	۰/۰۰۱۹۴۲
یکنواخت	Y	۰/۴۶۶۱	۱/۱۱۷	۱/۲۵۱	۱	۰/۰۰۱۴۹۱
یکنواخت	-X	۰/۳۶۳۵	۱/۳۴۱	۱/۲۳۶	۱	۰/۰۰۱۹۴۳
یکنواخت	-Y	۰/۴۶۶۱	۱	۱/۲۵۵	۱	۰/۰۰۱۳۳۴
شکل مود	X	۰/۳۶۳۵	۱/۳۴۱	۱/۲۳۶	۱	۰/۰۰۱۹۴۳
شکل مود	Y	۰/۴۶۶۱	۱/۳۷۵	۱/۲۵۲	۱	۰/۰۰۱۸۳۲
شکل مود	-X	۰/۳۶۳۵	۱/۳۴۱	۱/۲۳۶	۱	۰/۰۰۱۹۴۳
شکل مود	-Y	۰/۴۶۶۱	۱/۳۷۴	۱/۲۵۲	۱	۰/۰۰۱۸۳۸

۵- جمع‌بندی، نتیجه‌گیری نهایی و ارائه پیشنهادها

همان‌گونه که اشاره شد، عوامل محیطی و اجرایی، تأثیر بسیار زیادی در آسیب به ورزشگاه داشته‌اند. البته اولین دلیل آسیب به ورزشگاه، عوامل اجرایی بوده است به‌گونه‌ای که مقاومت فشاری بتن تیرها حدود ۸/۴

مگاپاسکال بوده که این مقاومت پایین، باعث می‌شود بعضی از روش‌های بهسازی مانند استفاده از الیاف FRP قابل استفاده نباشد، زیرا این الیاف برای بتن‌های با مقاومت فشاری کمتر از ۱۷ مگاپاسکال قابل استفاده نیستند [۲].

جابه‌جایی هدف، در واقع، حداکثر جابه‌جایی در نقطه‌ی هدف است که پیش‌بینی می‌شود سازه در طی زلزله به آن مقدار جابه‌جایی برسد، یعنی هرچه میزان جابه‌جایی هدف، کم‌تر باشد، به‌معنای سختی جانبی بیش‌تر سازه و عملکرد بهتر آن است. در جدول ۱۲، جابه‌جایی‌های هدف برای روش‌های مختلف بهسازی که در تحلیل ورزشگاه استفاده شده، نشان داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود برای جهتی که دیوار برشی، استفاده شده است، کمترین جابه‌جایی هدف به‌وجود آمده است که این مطلب نشان‌دهنده‌ی بیش‌ترین سختی جانبی می‌باشد. پس از آن، بیش‌ترین سختی، برای مهاربند است. کم‌ترین سختی جانبی برای روش نبشی و ورق می‌باشد.

جدول ۱۲- جابه‌جایی‌های هدف برای روش‌های بهسازی.

روش بهسازی	دریفت بام (گره هدف) در جهت X	دریفت بام (گره هدف) در جهت Y
سازه بهسازی نشده	۰/۰۰۵۶	۰/۰۰۲۶
ژاکت بتنی	۰/۰۰۳۵	۰/۰۰۲۰
ورق و نبشی فلزی	۰/۰۰۵۵	۰/۰۰۲۳
افزودن اعضای جدید	۰/۰۰۴۵	۰/۰۰۲۴
مهاربند فلزی	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۶
دیوار برشی	۰/۰۰۲۰	۰/۰۰۲۰

مقایسه‌ی دیگر، به‌لحاظ جنبه اجرایی صورت گرفته است. افزودن دیوار برشی، سخت‌ترین روش بهسازی به‌لحاظ اجرایی است و لازم است که در تیر و ستون قابی که دیوار در آن اجرا می‌گردد، سوراخ‌های زیادی جهت کاشت آرماتور ایجاد شود. برای افزودن مهاربند فلزی نیز لازم است که سوراخ‌هایی در اعضای قاب ایجاد شود و از این لحاظ بر اعضای سازه تأثیرگذار است. افزودن اعضای جدید که در این پروژه مورد نظر بوده است نیز به لحاظ اجرایی بسیار مشکل است. در میان روش‌های مذکور، روش نبشی و ورق از بقیه ساده‌تر می‌باشد.

اثرات شرایط محیطی نیز مورد بررسی قرار گرفته است. سازه‌ی ورزشگاه ۵ مهر آبادان در محیطی با رطوبت بالا قرار دارد و خوردگی فلزات در این منطقه، بسیار زیاد می‌باشد. بنابراین بهتر است از روش‌هایی مانند نبشی و ورق یا مهاربند فلزی استفاده نشود. سازه‌ی مورد نظر، بخش اداری ورزشگاه است و استفاده از روش‌هایی مانند دیوار برشی، مهاربند فلزی و افزودن ستون جدید برای این سازه، اختلال‌آفرین است. از این‌رو، استفاده از این روش‌ها برای بلوک موردنظر امکان‌پذیر نیست. از لحاظ هزینه اجرایی، پرهزینه‌ترین روش، افزودن دیوار برشی و کم‌هزینه‌ترین، استفاده از نبشی و ورق است. روش‌های دیگر مانند اضافه کردن مهاربند فلزی و افزودن اعضای جدید نیز روشی پرهزینه می‌باشد. در جدول ۱۳، مقایسه‌ای بین روش‌های بهسازی مورد اشاره، ارائه گردیده است. اگرچه مطابق این جدول، به مقایسه میزان افزایش وزن سازه در این روش‌ها اشاره شده است، ولی در واقع به‌دلیل مناسب بودن ابعاد فونداسیون و تنش ایجاد شده در خاک، میزان افزایش وزن سازه، ملاک تصمیم‌گیری جهت انتخاب بهترین روش نیست [۲۲]. البته در این روش‌های بهسازی، شکل‌پذیری سازه در اعضای

جابه‌جایی- کنترل، از زمان تسلیم تا زمان فروریزشِ کامل، بررسی و کنترل نشدند. بنابراین چنانچه فرض شود در هیچ‌یک، مودِ شکست ترد و کنترل مربوط به شکل‌پذیری، حاکم نباشد، بهترین روش جهت بهسازی بلوک ۱ ورزشگاه ۵ مهر آبادان، ژاکت بتنی است.

جدول ۱۳- مقایسه روش‌های بهسازی ارائه شده.

روش بهسازی	هزینه اجرایی	تاثیرات شرایط محیطی	اختلال در کاربری	مشکلات اجرایی	افزایش وزن سازه
ژاکت بتنی	متوسط	مناسب	کم	متوسط	زیاد
ورق و نبشی فلزی	متوسط	نامناسب	کم	کم	متوسط
افزودن اعضای جدید	زیاد	نامناسب	زیاد	زیاد	زیاد
مهاربند فلزی	متوسط	نامناسب	زیاد	کم	کم
دیوار برشی	زیاد	مناسب	زیاد	زیاد	زیاد

مراجع

[1] FEMA, P. (2000). “Commentary for the seismic rehabilitation of buildings”, *FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC*.

[2] Management and Planning Organization, Office of, Deputy for Technical Affairs, Technical Criteria Codification & Earthquake Risk, Reduction Affairs Bureau (2006), “Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings”.

[3] Aguilar, J. A. (1995). “Case studies of rehabilitation of existing reinforced concrete buildings in Mexico City”, *Doctoral dissertation, University of Texas at Austin*.

[4] Ghobarah, A., El-Attar, M., & Aly, N. M. (2000). “Evaluation of retrofit strategies for reinforced concrete columns: a case study”, *Engineering structures*, *22*(5), 490-501.

[5] Güneyisi, E. M., & Altay, G. (2005). “A study on the seismic behavior of a retrofitted building based on nonlinear static and dynamic analyses”, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, *4*(1), 173-180.

[۶] ترابیان، ح.، شهاب‌الدین، س. ر.، دهقان، ع. (۱۳۸۷). "مطالعه موردی پیاده‌سازی روش تحلیل استاتیکی خطی دستورالعمل‌های بهسازی لرزه‌ای برای یک سازه بتنی با سیستم ستون دیواری، مقایسه با نتایج استاندارد ۲۸۰۰ زلزله و ارائه راه‌حل‌های بهسازی"، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران.

[۷] مشتاق، ا.، معصومی، ع.، (۱۳۸۸). "ارزیابی سطوح عملکرد قاب‌های خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط با استفاده از روش‌های مختلف مقاوم‌سازی"، پنجمین کنفرانس بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران.

[8] Duan, H., & Hueste, M. B. D. (2012). “Seismic performance of a reinforced concrete frame building in China”, *Engineering Structures*, *41*, 77-89.

[9] Buddika, H.A.D.S., Rathnayaka, R.M.S.U.P., & Dissanayake, P.B.R. (2010), “Seismic Retrofitting of Reinforced Concrete Structures -Case study of six storey building”, Proceedings of the 3rd International Conference on Seismic Retrofitting ,Tabriz, Iran.

[۱۰] فایدئی، م.، فرهمند آذر، ب.، لطف الهی یقین، م.، (۱۳۹۰). "بهسازی لرزه‌ای ستون‌های بتنی با تقویت نبشی گوشه"، اولین کنفرانس بین‌المللی ساخت و ساز شهری در مجاورت گسل‌های فعال، دانشگاه تبریز، تبریز.

[11] Dindar, P., & Hosseini, M. (2012), “Comparing three Rehabilitation Techniques in Upgrading the Seismic Performance of a 7 Story Building with RC Frames”, International Congress on Civil Engineering, Isfahan University of Technology (IUT), Isfahan, Iran.

[۱۲] نظری دهکردی، ج.، فاضلی، پ.، محمدی، آ. (۱۳۹۴). "بررسی استفاده از دیوار برشی بتنی در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی کوتاه مرتبه نامنظم"، دومین کنفرانس ملی مهندسی عمران و توسعه پایدار، مرکز راهکارهای دستیابی به توسعه پایدار، تهران.

[۱۳] اسدی، ع.، فرزام، م. (۱۳۹۴). "تکنیک‌های مقاوم‌سازی و بهسازی ساختمان‌های بتن مسلح"، دومین کنفرانس بین‌المللی ژئوتکنیک و مهندسی لرزه‌ای شهری، شرکت دانش‌بنیان لرزه پایدار آذربایجان زیر نظر دانشگاه تبریز، تبریز.
[۱۴] صداقتی زاده، ا.، باغبان، ا.،کریم فر، ح. (۱۳۹۵). "بهسازی لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح با استفاده از بادبند فولادی"، چهارمین کنفرانس ملی پژوهش‌های کاربردی در مهندسی عمران، معماری و مدیریت شهری، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران.
[۱۵] جهانی بهنمیری، ع. (۱۳۹۵). "بررسی و مقایسه ضریب رفتار سازه‌های بتنی بهسازی شده به روش‌های مختلف"، دومین کنفرانس منطقه‌ای مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد قائمشهر، قائمشهر.
[۱۶] حیات الغیب مقدم، س. ز.، رسولان، ا.، رحیمی بندرآبادی، ح. (۱۳۹۲). "مقایسه رفتار اتصالات میانی تقویت‌شده با ماهیچه بتنی، دستک فولادی و کامپوزیت‌های FRP مطالعه موردی ورزشگاه ۵ مهر آبادان"، همایش ملی مهندسی عمران کاربردی و دستاوردهای نوین، شرکت سازه کویر، کرج.
[۱۷] امیدی نسب، ف.، رسولان، ا.، صادقی پور، ک. (۱۳۹۵). "مقایسه عملکرد اتصالات تقویت‌شده با مصالح FRP و تکنیک نبشی پیش‌تنیده، مطالعه موردی ورزشگاه پنج مهر آبادان"، چهارمین کنفرانس ملی پژوهش‌های کاربردی در مهندسی عمران، معماری و مدیریت شهری، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران.
[18] ATC-40, (1996) “Applied Technology Council, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building”, *1*.
[19] Office of the National Building Regulations of Iran. (2015), “Loads on buildings”, Sixth issue.
[20] CSI SAP2000 Version 14.2.4, (2014), Computers and Structures, Inc. 1995 University Avenue. Berkeley, California 94704 USA.
[21] CSI Perform 3D Version 5.0, (2011), Computers and Structures, Inc. 1995 University Avenue. Berkeley, California 94704 USA.
[۲۲] موسوی، س.ا. (۱۳۹۱). "بررسی تحلیلی روش‌های بهسازی سازه‌های بتنی آسیب دیده بر اثر عوامل محیطی مخرب، مطالعه موردی ورزشگاه ۵ مهر آبادان"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی، دانشگاه شهید چمران اهواز.

Vulnerability Assessment of RC Structures by Adopting an Approach Covering Constructional and Environmental Impacts and Presenting Rehabilitation Solutions (A Case Study of Abadan 5 Mehr Stadium)

I. Rasoolan*

Assistant Professor, Faculty of Engineering, Shahid Chamran University of Ahwaz.

e-mail: I.rasoolan@scu.ac.ir

S. A. Mousavi

M.Sc. Student, Faculty of Engineering, Shahid Chamran University of Ahwaz.

e-mail: mosavi.ahmad@gmail.com

The catastrophic consequences of recent earthquakes and the studies concerning the resultant damage to structures has indicate that some reinforced concrete structures may have poor performance once shaken by earthquakes despite their substantial resistance to gravity loads. Environmental factors may also prove detrimental through the lifespan of the structures. Therefore, the necessity for the strengthening and rehabilitation of the structures with reliable, convenient, and quick methods arises, especially with regard to resistance to lateral loads. Since most vulnerable structures have already been built, enhancing their seismic resistance would result in some constructional problems and architectural changes. The present study investigates various types of environmental and constructional damage suffered by RC structures and the respective rehabilitation methods.

In this study, the effects of environmental and construction conditions on Abadan 5 Mehr Stadium are examined. No doubt poor construction quality, bad choice of material, and the water and soil in the vicinity of the structure have contributed to the development of many cracks, resulting in the failure of the structural elements. In this study, the damage to the building has been examined, the effects of each of the above-mentioned factors are analyzed, and eventually, some practical solutions for its rehabilitation are proposed.

Keywords: Concrete structure, Rehabilitation, Environmental conditions, Stadium.

* Corresponding author