



Analytical Study of the Effect of Different Parameters on the Seismic Performance of Masonry Infilled RC Frames

D. Ostad, J. Shafaei*

Civil Engineering Department, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran.

ABSTRACT: The construction of reinforced concrete buildings with masonry infill walls has been a very common practice in Iran. Nowadays, the impact of the RC frame and masonry infill on the structure is one of the major challenges in engineering researches, and often engineers ignore infill in designing the building. Due to the damages observed in past earthquakes, masonry infill can have both positive and negative impacts on the seismic performance of RC structure. In this paper, the effect of masonry infill on the in-plane behavior of the concrete frames and the impact of seismic and non-seismic details with the effect of level of axial load and thickness of infill in lateral resistance of concrete frames is investigated, by the nonlinear finite element method. First, the proposed models have been validated using the experimental results in ABAQUS finite element software. Results show that the increasing axial load causes to increase in ultimate strength and effective stiffness and reduces the ductility of the seismic frame. The ultimate strength, effective stiffness, and ductility of frame and infill-frame with seismic detailing were increased compared to the frame and infill-frame with non-seismic properties. Increasing the thickness of masonry enhance the infill behavior in terms of strength, effective stiffness and ductility in both seismic and non-seismic frame.

Review History:

Received: Jul. 06, 2019

Revised: Dec. 23, 2019

Accepted: Dec. 25, 2019

Available Online: Jan. 29, 2020

Keywords:

Reinforced concrete frame

Infill masonry

Uniform load

Seismic performance

Finite element analysis

1. Introduction

Nowadays, the impact of the frame and infill on the structure is one of the major challenges in engineering researches; because engineers ignore infill in designing the building; and consider it as a non-structural part and just consider its weight. Due to the damages that have been observed in recent earthquakes of Iran, such as the Kermanshah which occurred in 2017. When the masonry infill is placed in the concrete frame, significantly changes its mechanical properties, the stiffness and strength of the structure increase and the ductility of the concrete frame reduce. There is an interaction between masonry infill and its frame, so, the frames with infill behave differently than those frames without infill. Disregarding the effect of masonry infill, they can be safe and reliable in terms of resistance in design, since the increasing strength around the frame has a positive effect on earthquake strength and overall structural stability, however, it should also be considered that masonry infill will increase the stiffness of the infill-frame and larger portion of the lateral load would be attracted by frames. This can be a negative factor when ignoring the infill masonry in the design.

The purpose of this paper is to investigate the seismic performance of reinforced concrete frame and infill-frame masonry with seismic and non-seismic details by investigating the simultaneous effect of different levels of axial loads and increasing the thickness of infill-frame masonry. For this purpose, single-story and single-bay reinforced non-seismic

concrete frame [1], reinforced seismic concrete frame [2], and non-seismic infill-frame masonry [1], modeled in ABAQUS software and validated with experimental models, Fig. 1.

2. Analytical Models and parametric study

In this paper, six specimens of reinforced concrete frame and six specimens of masonry infill-frame with seismic and non-seismic details under different levels of axial loads of 0.1, 0.2, and 0.3 of the ultimate axial capacity of the columns with thickness infill masonry 100 mm and six specimens of masonry infill-frame with seismic and non-seismic details under different levels of axial loads of 0.1, 0.2 and 0.3 of the ultimate axial capacity of the columns with thickness infill masonry 50 mm have been modeled and analyzed in ABAQUS finite element software [3]. The dimensions of the masonry infill placed inside the concrete frame are equal to (2100 × 1300 × 106) mm means that length × height × thickness and the dimensions of brick units were (106 × 49 × 31) mm. The three specimens of the non-seismic concrete frame were modeled under different levels of axial load 0.1, 0.2, and 0.3 and the three specimens of the seismic concrete frame were designed and modeled based on seismic criteria of the 9th issue of national regulations. In reinforced concrete frame with masonry infill, the first three specimens are under different levels of axial loading of 0.1, 0.2, and 0.3 and masonry infill thickness of 100 mm, and the concrete frame is non-seismic. The second three specimens are under different levels of axial loading of 0.1, 0.2, and 0.3 and masonry infill

*Corresponding author's email: jshafaei@shahroodut.ac.ir



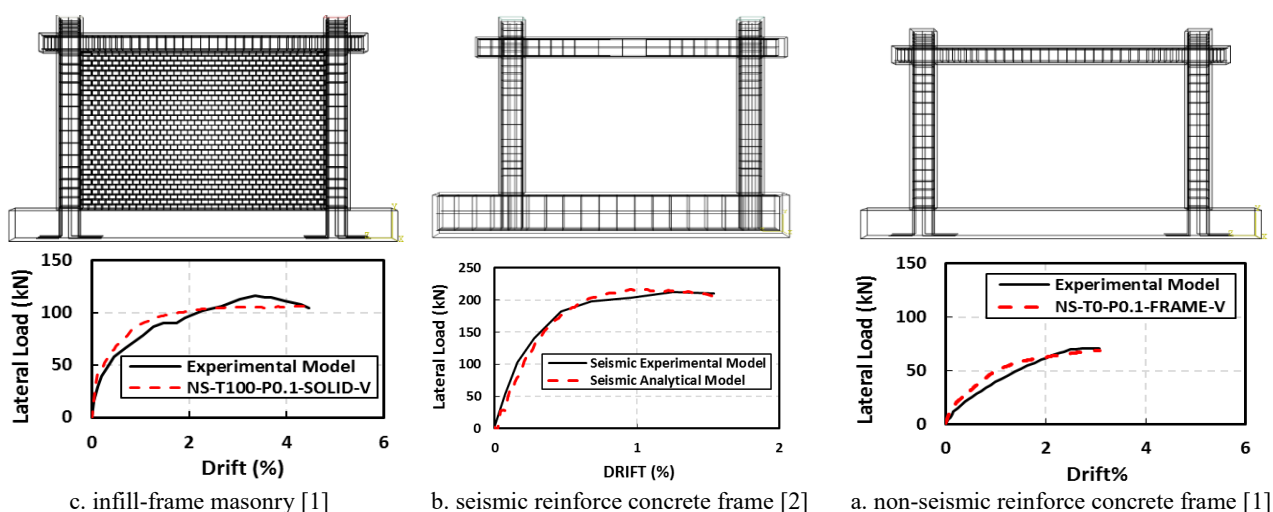


Fig. 2. Inclined-plane apparatus

thickness of 100 mm. The third three specimens are under different levels of axial loading of 0.1, 0.2, and 0.3, and masonry infill thickness of 50 mm, and the concrete frame is non-seismic. The fourth three specimens are under different levels of axial loading of 0.1, 0.2, and 0.3 and masonry infill thickness of 50 mm, and the concrete frame is seismic. After analyzing the specimens in ABAQUS finite element software, the force-displacement graph was extracted and by bilinear FEMA356 method [4] the ultimate strength, effective stiffness, and ductility were obtained.

3. Analytical results of RC frame and infill-frame masonry

Percentage of ultimate strength difference, effective stiffness, and ductility in the seismic concrete frame compared to the non-seismic concrete frame under the level of axial load of 0.1% columns load capacity bearing respectively 0.8%, 11.12%, 6.6%. At axial load level 0.2 the compressive capacity of columns is equal to 6.5%, 13.5%, 23.6% and at an axial load level of 0.3 column capacity, in concrete frame with seismic details equal to non-seismic details is equal to 6.4%, 0.72%, 38.18%. The seismicity of the reinforced concrete frame increases the ultimate strength, effective stiffness, and ductility compared to the non-seismic reinforced concrete frame, which is due to increased ductility, increased stiffness, and reduced δ_y such as flow.

In reinforced concrete frames in seismic and non-seismic specimen's increases with increasing axial load strength and initial stiffness, but after pick strength for causing effects of $p-\Delta$ resistance and hardness decreasing. Reinforced concrete also reduces ductility. In addition, with increasing axial load the reinforced concrete frame columns also decrease ductility.

In seismic and non-seismic infill-frames masonry with thickness 100 mm and 50 mm as reinforced concrete frame specimens in seismic and non-seismic specimens, increasing the axial load of reinforced concrete frame columns increases the effective toughness and hardness, but after the picking strength for the effects of $P \Delta$ resistance and hardness is reduced. In addition, the presence of axial load in the building material interfaces increases the frictional adhesion of mortar

and brick, which can increase the hardness and toughness before to surrender a point. Results indicate that when the frame has an infill, its members don't have any flexure. The nonlinear behavior of masonry infill and the increased stiffness and ultimate strength can be considered as other behavioral differences of frames with masonry infill and concrete frame without infill which results in different mechanisms of failure and indicates the type of interaction in the behavior of the components of the masonry infill-frame. When masonry infill is placed inside a reinforced concrete frame, the ultimate strength, effective stiffness, and ductility toward the concrete frame increase 60% and 100%, and 75%, respectively.

4. Conclusions

The most important results are as follow:

1- The seismic concrete frame compared to the non-seismic concrete frame at different levels of axial loading was 0.1, 0.2, and 0.3, the compressive capacity of the columns average the ultimate strength 2.84% increase, effective stiffness 8.45% increase, ductility 22.9% increase.

2-The percentage difference between the seismic infill-frames compared with the non-seismic masonry infill-frames under different levels of axial loading 0.1, 0.2, and 0.3 with thickness 100 mm, had been ultimate strength of 2%, 0, 4.5%, respectively, with an average of 5.5% increase in it. The percentage difference of effective stiffness is 17%, 11.32%, 12.57%, respectively. The percentage difference of ductility is 13.25%, 12.57%, 12.9%, respectively.

3-The percentage difference between the seismic infill-frames compared with the non-seismic masonry infill-frames under different levels of axial loading 0.1, 0.2, and 0.3 with thickness 50 mm, had been ultimate strength of 2%, 0, 1.6%, respectively, with an average of 1.8% increase in it. The percentage difference of effective stiffness is 11.4%, 11.4%, 10.6%, respectively. The percentage difference of ductility is 9.03%, 11.31%, 12.4%, respectively.

4- In non-seismic infill frame specimens, when the infill masonry thickness is increased from 50 mm to 100 mm, with increasing axial load levels of 0.1, 0.2, and 0.3, the average

ultimate strength is 5.4%, effective stiffness is 8.37%, Ductility 6.38% increases.

5- In seismic infill frame specimens, when the infill masonry thickness is increased from 50 mm to 100 mm, with increasing axial load levels of 0.1, 0.2, and 0.3, the average ultimate strength is 6.64%, effective stiffness is 12.37% and Ductility is 8.4% increases.

References

[1] A. Mansouri, M.S. Marefat, M. Khanmohammadi, Experimental evaluation of seismic performance of low-shear strength masonry infills with openings in reinforced concrete frames with deficient seismic

details, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 23(15) (2014) 1190-1210.

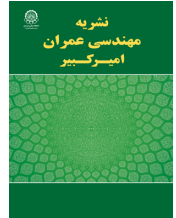
- [2] V. Sigmund, D. Penava, Influence of openings, with and without confinement, on cyclic response of infilled rc frames—an experimental study, *Journal of earthquake engineering*, 18(1) (2014) 113-146.
- [3] I. ABAQUS, ABAQUS/Thery User manual, in, Version, 2011.
- [4] F. Prestandard, commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356), Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 7 (2000).

HOW TO CITE THIS ARTICLE

D. Ostad, J. Shafaei, Analytical Study of the Effect of Different Parameters on the Seismic Performance of Masonry Infilled RC Frames, Amirkabir J. Civil Eng., 53(3) (2021) 215-218.

DOI: [10.22060/ceej.2020.16705.6311](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.16705.6311)





بررسی تحلیلی اثر پارامترهای مختلف بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح میان پر مصالح بنایی

دلارام استاد، جلیل شفائی*

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۸/۰۴/۱۵
بازنگری: ۱۳۹۸/۱۰/۰۲
پذیرش: ۱۳۹۸/۱۰/۰۴
ارائه آنلاین: ۱۳۹۸/۱۱/۰۹

کلمات کلیدی:

قاب بتن مسلح
میان قاب مصالح بنایی
بارگذاری یک‌طرفه
عملکرد لرزه‌ای
تحلیل اجزای محدود

خلاصه: در کشور ما بیشتر ساخت و سازهای بتنی رایج دارای سیستم قاب بتنی با میان قاب‌های مصالح بنایی (آجری) در نواحی میانی و پیرامونی ساختمان می‌باشد. امروزه در نظر گرفتن اندرکنش قاب و میان قاب یکی از چالش‌های مهم در زمینه تحقیقات مهندسی است و اغلب مهندسان تأثیر میان قاب را به طور مستقیم در طراحی ساختمان‌ها در نظر نمی‌گیرند. با توجه به آسیب‌هایی که در زلزله‌های گذشته مشاهده شده است، میان قاب‌های بنایی می‌توانند اثرات مثبت و منفی بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتنی داشته باشد. در این مقاله، با مدل‌سازی عددی به روش اجزای محدود غیرخطی اثر وجود میان قاب‌های آجری بر رفتار درون صفحه قاب‌های بتنی با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای در سطوح مختلف بارمحوری و ضخامت‌های مختلف میان قاب، در عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتنی بررسی می‌شود. برای این منظور ابتدا مدل‌های پیشنهادی با استفاده از نتایج آزمایشگاهی در نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS اعتبارسنجی می‌شود. نتایج حاصل از تحلیل‌های صورت گرفته نشان می‌دهد که افزایش بار محوری باعث افزایش مقاومت نهایی و سختی مؤثر و کاهش شکل‌پذیری در قاب‌ها با مشخصات لرزه‌ای می‌شود. مقاومت نهایی، سختی مؤثر و شکل‌پذیری در قاب و میان پر با مشخصات لرزه‌ای در مقایسه با قاب و میان پر مشابه با مشخصات غیر لرزه‌ای، افزایش داشته است. افزایش ضخامت میان قاب مصالح بنایی باعث افزایش مقاومت نهایی و سختی مؤثر در قاب‌ها با مشخصات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای می‌شود.

۱- مقدمه

قاب‌های بتن مسلح که توسط دیوارهای مصالح بنایی (آجری) پر می‌شود، در مراجع فنی به عنوان قاب‌های میان پر^۱ مصالح بنایی معرفی می‌شوند. میان قاب مصالح بنایی در ساختمان‌ها به عنوان اعضای غیر سازه‌ای محسوب می‌شوند که وزن قابل توجهی دارند و سختی و مقاومت سازه را افزایش می‌دهند و از شکل‌پذیری قاب^۲ می‌کاهند. پر شدن یک قاب بتنی توسط میان قاب آجری به طور قابل توجهی مشخصات رفتاری آن را تغییر می‌دهد،

- 1 Infill-Frame
- 2 Ductility

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: jshafaei@shahroodut.ac.ir

به طوری که بین میان قاب و قاب اطراف آن نیرو اندرکنشی^۳ به وجود می‌آید، که عملکرد قاب و میان قاب را به صورت مجزا تغییر می‌دهد. وجود اندرکنش بین قاب و میان قاب می‌تواند باعث بهبود رفتار سازه یا باعث خرابی و انهدام سازه شود و همچنین به دلیل افزایش سختی مؤثر سازه، تأثیر قابل توجهی بر روی دوره تناوب طبیعی سازه می‌گذارد. شکل ۱ خسارت‌های وارده به میان قاب مصالح بنایی در زلزله ۲۱ آبان ماه سال ۱۳۹۶ کرمانشاه را نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل ۱ نشان داده شده است، مود گسیختگی میان قاب‌های مصالح بنایی در داخل صفحه شامل ترک خوردگی قطری، خوردشدگی پاشنه و لغزش درز ملات می‌باشد [۱]. میان قاب‌ها اساساً رفتار ساختمان‌ها

3 Interaction

حقوق مؤلفین به نویسندگان و حقوق ناشر به انتشارات دانشگاه امیرکبیر داده شده است. این مقاله تحت لیسانس آفرینندگی مردمی (Creative Commons License) در دسترس شما قرار گرفته است. برای جزئیات این لیسانس، از آدرس <https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode> دیدن فرمائید.





شکل ۱. خسارت داخل صفحه میان‌قاب‌های مصالح بنایی در زلزله ۲۱ آبان ماه کرمانشاه ۱۳۹۶ [۱]
Fig. 1. In-plane damage of infill masonry, earthquake Kermanshah 2 Nov. 2017.

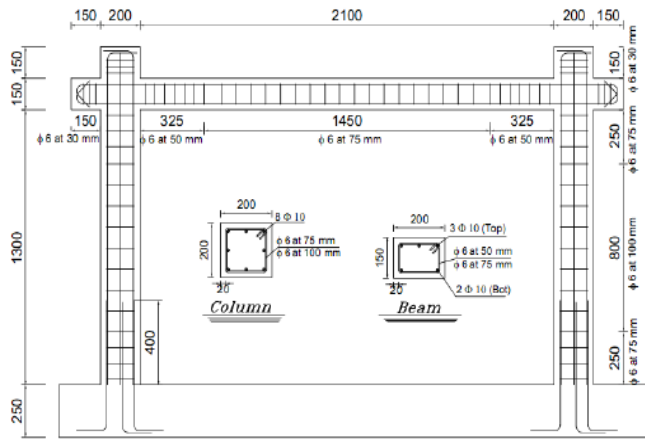
روش استفاده از یک چهارم قطر میان‌قاب را برای عرض مؤثر قید فشاری توصیه کردند [۵]. محرابی^۴ و همکاران در سال ۱۹۹۶ برای بررسی تأثیر میان‌قاب‌های مصالح بنایی بر عملکرد قاب بتن مسلح ۱۲ نمونه قاب یک طبقه و یک دهانه با میان‌قاب‌های مصالح بنایی ضعیف تحت بارهای یکنواخت و چرخه‌ای را مورد آزمایش قرار دادند و نتیجه گرفتند که میان‌قاب‌های مصالح بنایی بر عملکرد قاب‌های بتنی تأثیر مثبت دارد [۶]. مورتی و جین^۵ در سال ۲۰۰۰ بر روی ۱۲ نمونه قاب بتنی یک طبقه یک دهانه آزمایشاتی را انجام دادند، از نتایج دریافتند که میان‌قاب مصالح بنایی باعث افزایش مقاومت نهایی، سختی مؤثر و شکل‌پذیری کلی در توانایی جذب انرژی سازه‌های بتنی می‌شود [۷]. تسنیمی و محب‌خواه^۶ در سال ۲۰۰۵ با استفاده از مدل دستک قطری روش‌های تحلیل استاتیکی معادل و دینامیکی طیفی به بررسی تأثیر نامنظم ناشی از وجود میان‌قاب‌ها در نیاز لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح پرداختند؛ از نتایج مشاهده شد که وجود میان‌قاب در یک طبقه باعث کاهش نیاز تغییرمکان نسبی و افزایش نیروی برشی در آن طبقه و طبقه‌های مجاور آن شده است [۸]. آسترس^۷ و همکاران در سال ۲۰۱۳ ماکرو مدل‌های مختلفی برای طراحی قاب میان‌پر مصالح بنایی پیشنهاد دادند، نتایج نشان داد که مدل‌هایی با سه دستک فشاری اندرکنش بین قاب و میان‌قاب را با دقت بیشتری نسبت به مدل‌هایی با یک دستک فشاری پیش‌بینی می‌کند [۹]. کامپیون^۸ در سال ۲۰۱۵ مدل قاب میان‌پر را با توجه به اثرات بار محوری بروزرسانی کردند [۱۰]. ژای^۹ و همکاران در سال ۲۰۱۶ رفتار لرزه‌ای قاب میان‌پر مصالح بنایی با و

تحت بارهای جانبی مانند باد و زلزله را تغییر می‌دهند، و با توجه به رفتار ترد میان‌قاب‌های مصالح بنایی غیر مسلح تحت بارهای درون صفحه متحمل خسارت‌های سازه‌ای به صورت ترک‌های جزئی تا خردشدگی و انهدام کامل می‌شوند و از طرفی گسیختگی میان‌قاب‌ها در هنگام رخداد زلزله در جهت خارج از صفحه می‌تواند منجر به تلفات مالی و جانی سنگینی گردد؛ زیرا در این شرایط در اثر ترک خوردگی و خردشدگی دیوار و همچنین به علت نیروهای عمود بر صفحه میان‌قاب‌ها، پرتاب قطعاتی از دیوار به سمت خارج از صفحه میان‌قاب می‌تواند ایمنی جانی ساکنین داخل و خارج از ساختمان را به مخاطره بیندازد [۲].

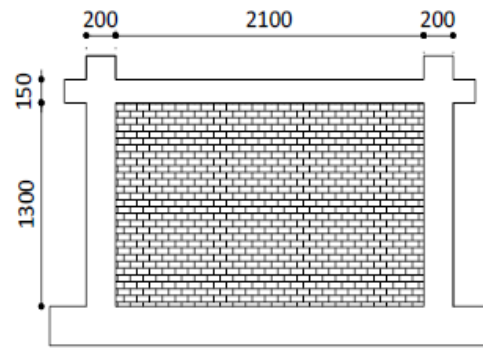
در ادبیات فنی، ردینگتون و استفورد اسمیت^۱ در سال ۱۹۷۷ پس از تحلیل چند نمونه قاب میان‌پر مصالح بنایی به روش اجزای محدود خطی، روابطی را برای محاسبه تنش‌های برشی، کششی قطری و فشاری قائم در مرکز میان‌قاب ارائه دادند؛ آنها دریافتند که تنش‌ها در مرکز میان‌قاب مستقل از سختی قاب و اصطکاک بین مرزی بوده ولی به شدت تحت تأثیر نسبت ارتفاع به طول میان‌قاب می‌باشد [۳]. صباح و عبدین^۲ در سال ۱۹۸۸ از روش عددی برای تحلیل لرزه‌ای قاب‌های میان‌پر بتنی با جایگذاری دستک فشاری معادل استفاده کردند و تأثیر عواملی از قبیل سازه، نوع مصالح میان‌قاب، نسبت هندسی میان‌قاب و عرض مؤثر دستک فشاری معادل را بررسی نمودند، آنها دریافتند که افزایش ارتفاع به طول قاب موجب افزایش مقادیر تنش‌های ایجاد شده در ستون‌ها می‌شود [۴]. پائولی و پریستلی^۳ سال ۱۹۹۲ با استفاده از اعضای مهاربند قطری دو سر مفصل را به جای میان‌قاب‌ها در تحلیل قاب‌های میان‌پر پیشنهاد دادند، همچنین آنها در محاسبه سختی قاب میان‌پر به این

4 Mehrabi
 5 Murty & Jain
 6 Tasnimi & Moheb Khah
 7 Asteris
 8 Campione
 9 Zhai

1 Riddington & Stafford Smith
 2 Sobiah & Abdin
 3 Paulay & Priestley



شکل ۳. جزئیات اجرایی قاب بتن مسلح (اندازه بر حسب میلی متر) [۱۶]
 Fig. 3. Geometry and reinforcing details of reinforced concrete frame (dimensions in millimetre).



شکل ۲. مشخصات کلی نمونه قاب میان پر مصالح بنایی [۱۶]
 Fig. 2. General specification of infill-frame masonry specimen.

جدول ۱. میانگین مشخصات مصالح آزمایشگاهی [۱۶]

Table 1. Average experimental specification of materials.

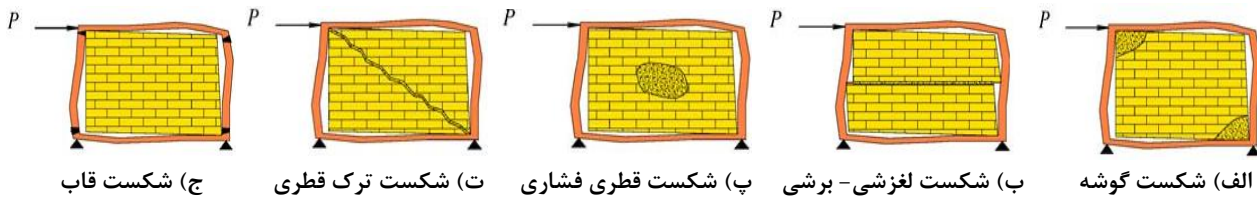
بتن	مقاومت فشاری	۲۱/۹
آجر	مقاومت فشاری	۹/۱۶
ملات ماسه سیمان	مقاومت فشاری	۸/۳۳
میلگردهای طولی	مقاومت تسلیم	۴۳۸/۳
	مقاومت نهایی	۶۴۵
میلگردهای عرضی	مقاومت تسلیم	۳۹۶/۳
	مقاومت نهایی	۵۰۹/۳

مختلف بارهای محوری^۶ و افزایش ضخامت میان قاب‌های مصالح بنایی است. برای این منظور یک قاب بتنی یک طبقه و یک دهانه، مسلح غیرلرزه‌ای و یک قاب مسلح لرزه‌ای و یک قاب میان پر غیر لرزه‌ای با مقیاس ۱:۲ در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی و با مدل‌های آزمایشگاهی صحت سنجی شده است. در این مقاله شش نمونه قاب بتنی و ۱۲ نمونه قاب میان پر مصالح بنایی با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای تحت سطوح مختلف بارهای محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت نهایی فشاری ستون‌ها مدل‌سازی و تحلیل شده است. برای به دست آوردن پارامترهایی نظیر مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل‌پذیری نمونه‌های تحلیلی با استفاده از روشی که FEMA۳۵۶ [۱۵] پیشنهاد داده، نمودار نیرو-تغییر مکان دوخطی شده است، و تأثیر پارامترهای

بدون باز شو چهار نمونه تک دهانه و تک طبقه با مقیاس کامل آزمایش شده تحت بار ثابت و بار جانبی چرخه‌ای شبه استاتیکی را بررسی کردند. نتایج نشان داده است قاب میان پر از نظر مقاومت و سختی تأثیر بیشتری دارد [۱۱]. نصیری^۱ در سال ۲۰۱۷ مدل‌های سه بعدی اجزای محدود برای مدل‌های قاب میان پر برای عملکرد لرزه‌ای توسعه دادند، آنها مشاهده کردند که رفتار درون صفحه قاب بتنی با میان قاب مصالح بنایی به طور قابل توجهی تحت تأثیر پارامترهای سطح شکست ملات و اتساع قرار گرفته و کمتر تحت انرژی شکست ملات است [۱۲]. تیموراگالو^۲ و همکاران در سال ۲۰۱۷ مقایسه‌ای بین مدل‌های تحلیلی میان قاب‌های بنایی انجام دادند، آنها از نتایج تحلیلی دریافتند که روش مدل‌سازی با دستک فشاری معادل تنها روش ساده و مؤثر برای نشان دادن رفتار کلی قاب بتن مسلح میان پر است [۱۳]. کاریم^۳ و همکاران در سال ۲۰۱۸ دو روش مدل‌سازی ماکرو مدل دستک فشاری قطری معادل و مدل‌سازی گسسته دو بعدی قاب میان پر را بررسی و با یکدیگر مقایسه کردند و دریافتند بین دو روش تفاوت‌هایی از جمله منحنی ظرفیت و حالت‌های شکست میان قاب وجود دارد [۱۴].

هدف از این مقاله بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب بتنی و قاب میان پر با جزئیات لرزه‌ای^۴ و غیر لرزه‌ای^۵ با بررسی تأثیر همزمان سطوح

- 1 Nasiri
- 2 Timuragaoglu
- 3 Kareem
- 4 Seismic
- 5 Non-Seismic



شکل ۴. حالت‌های مختلف شکست قاب میان‌پر مصالح بنایی [۱۷]

Fig. 4. Different failure modes of infill-frame masonry. a) Corner crushing, b) Sliding shear crushing, c) Diagonal compression crushing, d) Diagonal cracking, e) Frame failure

۲-۱-۱- شکست قاب میان‌پر با مصالح بنایی

بر اساس مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی انجام شده بر روی قاب‌های میان‌پر مصالح بنایی، شکست‌های مختلفی شناسایی و طبقه بندی شده‌اند. به طور کلی رفتار قاب میان‌پر مصالح بنایی با رفتار قاب بتنی تنها متفاوت است؛ زمانی که قاب بتنی دارای میان‌قاب مصالح بنایی است، اعضای قاب مجالی برای عملکرد خمشی نمی‌یابد. افزایش سختی و مقاومت نهایی را می‌توان از دیگر تفاوت‌های رفتاری قاب میان‌پر و قاب تنها دانست که سبب وقوع مکانیزم‌های متفاوت شکست نیز می‌شود که نشان دهنده نوع اندرکنشی در رفتار اجزای قاب میان‌پر است. شکست قاب میان‌پر به دو گروه شکست خارج از صفحه و داخل صفحه تقسیم می‌شوند، در حالت شکست داخل صفحه معمولاً یکی از شکست‌های زیر رخ می‌دهد:

۲-۱-۱-۱- شکست گوشه^۱: شکست گوشه در یکی از گوشه‌های

میان‌قاب که بارگذاری شده اتفاق می‌افتد شکل ۴-الف. این شکست بیشتر در قاب‌های میان‌پر با اعضای قوی و مصالح بنایی ضعیف رخ می‌دهد. هرچه قاب نسبت به میان‌قاب قوی‌تر باشد، نیروی اندرکنشی در سطح وسیع‌تری بین قاب و میان‌قاب توزیع می‌شود، در نتیجه مقاومت گوشه‌ها افزایش پیدا می‌کند و ناحیه‌ای که خرد شده بزرگ‌تر می‌شود. علاوه بر آن شکست گوشه در نیروهای جانبی بالا رخ می‌دهد، رفتار قاب میان‌پر قبل و بعد از شکست گوشه غیر خطی است [۱۷].

۲-۱-۱-۲- شکست لغزشی و برشی^۲: شکل ۴-ب نشان دهنده

گسیختگی برشی-لغزشی افقی در طول اتصالات زیرین میان‌قاب‌های مصالح بنایی است. این شکست بیشتر در میان‌قاب‌هایی با ملات ضعیف و قاب قوی اتفاق می‌افتد، در واقع ترک قطری از میان آجر

مختلف شامل جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای و تأثیر سطوح بار محوری و ضخامت میان‌قاب بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح و قاب‌های بتن مسلح میان‌پر مصالح بنایی بررسی شده است.

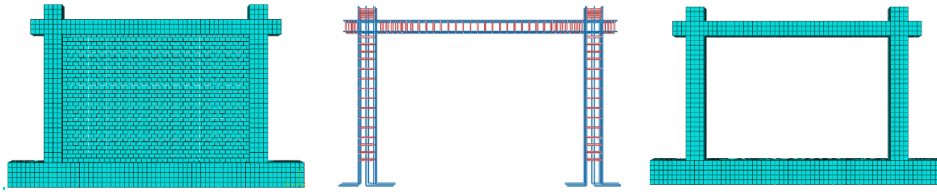
۲- معرفی مدل آزمایشگاهی اولیه برای صحت سنجی

مدل تحلیلی

برای این مقاله از مدل آزمایشگاهی که توسط منصوری و همکاران [۱۶] ساخته شده بود، برای صحت سنجی استفاده شده است. در کار آزمایشگاهی منصوری و همکاران یک قاب بتنی یک طبقه-یک دهانه و یک قاب میان‌پر مصالح بنایی با مقیاس ۱:۲ تحت بار جانبی درون صفحه قرار گرفته است. قاب غیر لرزه‌ای مذکور نماینده ساختمان‌های بتن مسلح موجود بوده و دارای نواقصی است، از جمله محل وصله آرماتورهای طولی ستون در پای آن و طول وصله با توجه به روش رایج در ساخت ساختمان‌های بتنی مورد نظر معادل ۴۰ db در نظر گرفته شده است؛ ناحیه اتصال تیر و ستون فاقد خاموت بوده و ضوابط آرماتورگذاری عرضی ویژه برای تأمین شکل‌پذیری در نواحی بحرانی اعضا رعایت نشده است. برای تعیین مشخصات مصالح نمونه‌های آزمایشگاهی بر روی نمونه‌ها، استانداردهای ASTM استفاده شده است. برای تعیین مشخصات مکانیکی میلگردها، آزمایش کشش مستقیم بر روی هر دو نوع میلگرد استفاده شده، در ساخت قاب بتنی انجام شده است و در زمان بتن‌ریزی مقاومت فشاری بر روی هر یک از قطعات بتنی انجام شده است. شکل ۲ مشخصات کلی نمونه قاب میان‌پر مصالح بنایی و شکل ۳ مشخصات اجرایی قاب بتن مسلح غیر لرزه‌ای را نشان می‌دهد. همچنین در جدول ۱ میانگین مشخصات مصالح مورد استفاده آورده شده است. ابعاد میان‌قاب که در داخل قاب بتنی قرار گرفته برابر با ۱۰۶×۱۳۰۰×۲۱۰۰ و ابعاد آجر ۳۱×۴۹×۱۰۶ به ترتیب (ضخامت×ارتفاع×طول) بر حسب میلی‌متر است [۱۶].

1 Corner Crushing

2 Sliding Shear Crushing



شکل ۵: مش بندی نمونه‌های قاب بتن مسلح و قاب میان‌پر مصالح بنایی در نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS

شکل ۵. مش بندی نمونه‌های قاب بتن مسلح و قاب میان‌پر مصالح بنایی در نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS

Fig. 5. Meshing RC frame and infill-frame masonry specimens in ABAQUS finite element software.

محدود ABAQUS

نرم‌افزاری که از آن جهت مدل‌سازی و صحت‌سنجی نمونه‌های آزمایشگاهی استفاده شده است، نرم‌افزار تحلیل اجزای محدود ABAQUS است. این نرم‌افزار دارای چندین نوع المان است، برای هر مدل باید المان متناسب انتخاب کرد، تا نتایج حاصل قابل اطمینان باشد. در این مقاله از المان $SOLID\ C3D8R$ برای مدل‌سازی قاب بتنی و آجر بنایی و از المان $TRUSS\ T3D2$ برای مدل‌سازی خاموت تیر و ستون و میلگردهای طولی و عرضی استفاده شده است. در مدل‌سازی تحلیلی مشخصات و ویژگی‌های المان‌های مورد استفاده مشابه کارهای تحقیقاتی گذشته، توسط محققین مختلف انتخاب گردیده است [۱۸-۲۰]. میلگردهای مورد استفاده در مدل‌سازی در داخل بتن مدفون^۳ شده است. مش بندی نمونه‌های قاب بتنی و قاب میان‌پر در شکل ۵ نشان داده شده است در نمونه‌های قاب بتنی در هر المان ابعاد مش‌ها به این صورت که بتن ۵۰ میلی‌متر و آرماتورهای (میلگردهای طولی و عرضی و خاموتهای تیر و ستون) ۲۵ میلی‌متر و در نمونه‌های قاب میان‌پر بتن و آجر ۵۰ میلی‌متر، آرماتورهای (میلگردهای طولی و عرضی و خاموتهای تیر و ستون) ۲۵ میلی‌متر است و آنالیز خطای مش هم ۰٪ است.

۱-۳- روش‌های مدل‌سازی ساختار مصالح بنایی

برای مدل‌سازی ساختار مصالح بنایی سه رویکرد وجود دارد: ۱- رویکرد همگن ماکرو^۴ (درشت بینانه) ۲- رویکرد غیرهمگن میکرو^۵ (ریز بینانه) ۳- رویکرد مزو^۶ (بین مقیاس ماکرو و میکرو است).

- 3 Embedded
- 4 Macro Modeling
- 5 Micro Modeling
- 6 Meso Modeling

عبور نمی‌کند، چون ملات ضعیف است ولی از میان ملات درزهای افقی و قائم عبور می‌کند، بنابراین لغزش افقی و قائم اتفاق می‌افتد و شکست از نوع برشی است [۱۷].

۲-۱-۳- شکست قطری فشاری^۱: شکل ۴-پ نشان دهنده

شکست میان‌قاب در ناحیه میانی آن است. این شکست به علت کمانش خارج از صفحه میان‌قاب که بیشتر در میان‌قاب نسبتاً لاغر اتفاق می‌افتد، در نتیجه ناپایداری ناشی از کمانش خارج از صفحه میان‌قاب به وجود می‌آید [۱۷].

۲-۱-۴- شکست ترک قطری^۲: همان‌طور که در شکل ۴-ت

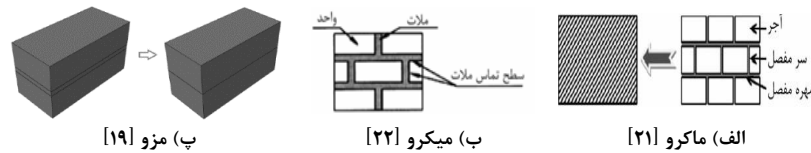
مشاهده می‌شود شکست ترک قطری دو گوشه بارگذاری شده را به هم متصل می‌کند، این شکست بیشتر در قاب‌های ضعیف با قاب‌هایی با اتصالات ضعیف و اعضای قوی و دارای میان‌قاب‌های نسبتاً قوی اتفاق می‌افتد. این نوع میان‌قاب‌ها ملات بسیار قوی دارند که ملات مانع از عبور ترک از میان درزهای افقی و قائم می‌شود، این شکست از نوع کششی است در حالی که در میان‌قاب‌هایی با ملات ضعیف ترک قطری از آجر عبور نمی‌کند و شکست قطری از نوع برشی است [۱۷].

۲-۱-۵- شکست قاب: همان‌طور که در شکل ۴-ج مشاهده

می‌شود شکست قاب به صورت ایجاد مفاصل پلاستیک در ستون یا محل اتصال تیرها و ستون‌ها اتفاق می‌افتد؛ این شکست بیشتر در قاب‌های ضعیف یا قاب‌هایی با اتصالات ضعیف و اعضای قوی و دارای میان‌قاب نسبتاً قوی هستند و یا در ستون قاب‌های بتنی میان‌پر شکست برشی رخ می‌دهد [۱۷].

۳- مدل‌سازی دیوارهای مصالح بنایی در نرم‌افزار اجزای

- 1 Diagonal Compression Crushing
- 2 Diagonal cracking



شکل ۶. روش‌های مدل‌سازی دیوار مصالح بنایی
Fig. 6. Modeling methods of masonry wall. a) Macro, b) Micro, c) Meso

پارامترهای مدل‌سازی، کلیه شرایط دخیل در نتایج تحلیل را در مقایسه با روش میکرو ندارد. در مدل‌سازی میکرو لازم است تا تمام مشخصات مکانیکی مصالح و مشخصات سطوح تماس بر اساس نتایج آزمایشگاهی کالیبره و صحت سنجی شود، که این مورد عملاً در تحقیقات آزمایشگاهی اتفاق نمی‌افتد. بنابراین با توجه به مزایا و معایب هر کدام از روش‌های میکرو و ماکرو، برای مدل‌سازی واقع بینانه و دقیق میان‌قاب‌های مصالح بنایی و همچنین در نظر گرفتن پارامترهای مختلف در مدل‌سازی از مقیاس مزو استفاده شده است.

۲-۳- روش‌های تحلیل مدل عددی مصالح بنایی

دو نوع تحلیل در نرم‌افزار ABAQUS برای میان‌قاب‌های مصالح بنایی وجود دارد: ۱- تحلیل صریح^۱، ۲- تحلیل غیر صریح^۲.

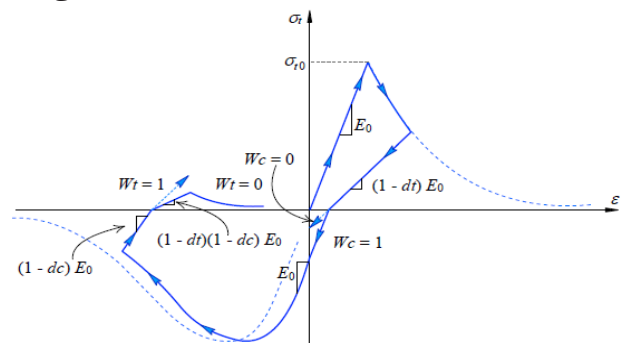
بعضی از محققین با استفاده از تحلیل غیر صریح رفتار دیوارهای مصالح بنایی را شبیه‌سازی کردند؛ اگر چه این تحلیل‌های اجزای محدود دید خوبی در راستای رفتار این دیوارهای مصالح بنایی ارائه می‌دهد، اما بسیار زمان‌بر هستند و در عین حال در ترم‌های زمان به کار برده شده است و برای تحلیل‌های پیچیده ناکارآمد می‌باشد. علت آن این است که در تکنیک‌های غیر صریح باید معادلات تعادل شامل ماتریس سختی کل سازه را حل کرد، که بسیار وقت‌گیر است. زمانی که دیوار بنایی دچار ترک می‌شود به دلیل بدخیمی ماتریس سختی، همگرا نمودن مسأله دشوار است و برای حل این مشکل، از تکنیک مدل‌سازی اجزای محدود صریح استفاده کردند. تحلیل صریح بر اساس ماتریس جرم کار می‌کند و مسئله را گره به گره حل می‌کند و به ماتریس سختی دیگر احتیاجی ندارد. در این مقاله از روش دینامیکی تحلیل صریح استفاده شده است. سازه‌های مصالح بنایی به علت افزایش تعداد المان‌ها و کوچک‌تر شدن اندازه

۳-۱-۱- رویکرد همگن ماکرو: دیوار آجری متشکل از سه جزء اصلی از جمله آجر، ملات، سطح تماس آجر و ملات می‌باشد. در مدل‌سازی ماکرو، مانند شکل ۶-الف آجر و ملات به صورت یک جسم همگن در نظر گرفته می‌شود [۲۱].

۳-۱-۲- رویکرد غیر همگن میکرو: آجر و ملات به صورت جداگانه مدل می‌شود مطابق شکل ۶-ب و برای هر یک از آنها مشخصات مکانیکی و رفتار مربوط به نرم‌افزار داده می‌شود [۲۲].

۳-۱-۳- رویکرد مزو: رویکرد مزو از لحاظ سطح دقت و مقدار محاسبات مورد نیاز و مدل‌سازی در مقیاس مزو بین تحلیل در مقیاس میکرو و ماکرو قرار می‌گیرد. در این روش ملات عملاً نقشی نداشته و نقش اصلی را المان حد فاصل (رابط) و المان بنایی ایفا می‌کند. مطابق شکل ۶-پ به علت ضخامت صفر المان در این روش ابعاد هندسی المان آجر باید افزایش یابد، تا هندسه کلی بدون تغییر باقی بماند. ضخامت ملات را در این روش از ۵ تا ۱۰ میلی‌متر در نظر می‌گیریم [۱۹].

یکی از مزیت‌های روش مدل‌سازی ماکرو ساده‌سازی و حجم محاسبات کمتر در مقایسه با مدل‌سازی میکرو می‌باشد، و از طرفی از معایب روش مدل‌سازی ماکرو این است که محقق توانایی تغییر



شکل ۷. رفتار بتن در بارگذاری تک محوره [۲۳]
Fig. 7. Concrete behavior in uniaxial loading.

1 Dynamic Explicit
 2 Dynamic Implicit

جدول ۲. مشخصات مکانیکی بتن آسیب دیده پلاستیک واحد بنایی نمونه‌های تحلیلی

Table 2. Mechanical specification of concrete damaged plastic masonry unit analytical specimens.

نمونه‌های مرجع	مصالح	Dilation Angle	Eccentricity	σ_{b0}/σ_{c0}	K	Viscosity Parameter
NS-T0-P0.1-FRAME	بتن	۳۰	۰/۱	۱/۱۶	۰/۶۶۷	۰/۰۰۱
NS-T100-P0.1-SOLID	بتن	۳۰	۰/۱	۱/۱۶	۰/۶۶۷	۰/۰۰۱
	آجر	۱۰	۰/۱	۱/۱۶	۰/۶۷	۰/۰۰۱

جدول ۳. مشخصات مکانیکی المان سطح تماسی

Table 3. Mechanical specification of interface contact.

	خرابی		رفتار کشش-جداشدگی					$\mu = \tan \phi$
	تکامل خرابی	شروع خرابی	$C = 1.4f_t$	f_t	K_{nm}	K_{ss}	K_{tt}	
	G_f^I (N.mm/mm ²)	G_f^{II} (N.mm/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ³)	(N/mm ³)	(N/mm ³)	
SOLID	۰/۰۱۲	۰/۰۵	۰/۱۶	۰/۲۴	۱۱۰	۵۰	۵۰	Hard ۰/۷

اثرات آن (اصطکاک و چسبندگی) در قالب تعریف اندرکنش^۳ بین آجرها شبیه‌سازی شده است.

آجرها به صورت ردیف‌های جداگانه مدل شده است و رفتار اندرکنشی بین آجرها که ناشی از ملات بوده و دارای دو خاصیت رفتاری‌اند: ۱- چسبندگی در فازهای کششی و برشی ۲- اصطکاک در فاز برشی می‌باشد.

به این ترتیب مقاومت فشاری ملات و اثر ترکیبی آن بر روی منشور بنایی به خودی خود در نظر گرفته نمی‌شود، در راستای در نظرگیری این اثر باید به جای تعریف خصوصیات مکانیکی آجر بر روی آجرها، خصوصیات مکانیکی منشور بنایی تعریف گردد که این خصوصیات در هر ردیف به طور جداگانه در هر دو جهت افقی و قائم لحاظ شده است. مدول الاستیسیته مربوط به مصالح بنایی داخل کشور عدد نسبتاً بالایی بوده است که از آزمایش منشور بنایی به دست می‌آید. میزان مدول الاستیسیته مصالح بنایی معمولاً بر اساس مقاومت فشاری منشور بنایی تعیین می‌شود. بطور مثال استاندارد FEMA۳۵۶ [۱۵]، رابطه (۱) را برای بدست آوردن این پارامتر پیشنهاد می‌دهد:

$$f_c' = \text{مقاومت فشاری مصالح آجری با واحد MPa است.}$$

$$E = f_c' * 550 \quad (1)$$

آنها، با زمان تحلیل رابطه خطی دارد. در این مقاله برای تحلیل‌ها به دلیل زمان‌بر بودن تحلیل دینامیکی صریح از مقیاس جرمی^۱ استفاده شده است.

۳-۳- معرفی مصالح در نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS

جهت تعریف مصالح بتنی و دیوار مصالح بنایی از بتن آسیب دیده پلاستیک^۲ استفاده شده است، مدل آسیب دیده پلاستیک قابل استفاده برای بتن و سایر مصالح ترد و شکننده تحت تأثیر بارگذاری یک‌طرفه و رفت و برگشتی می‌باشد؛ با توجه به نوع میان‌قاب انتخابی و شرایط بارگذاری در این مقاله گزینه مناسبی می‌باشد. مدل بتن آسیب دیده پلاستیک تکنیکی است که قابلیت نشان دادن رفتار غیر خطی و خصوصیات بحرانی مواد شبه ترد همانند بتن را دارد، که برای در هر دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی قابل استفاده است، در این مدل فرض بر این است که ترک کششی و خردشدگی فشاری دو جبهه اصلی مکانیسم گسیختگی بتن می‌باشد، (شکل ۷).

از آنجا که روش مورد استفاده در این مقاله برای مدل‌سازی ساختار مصالح بنایی در نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS رویکرد مزو است، که در آن ملات به صورت مستقیم مدل‌سازی نشده است و به صورت المان تماسی که تنها

- 1 Mass Scaling
- 2 Concrete Damage Plasticity

3 Interaction

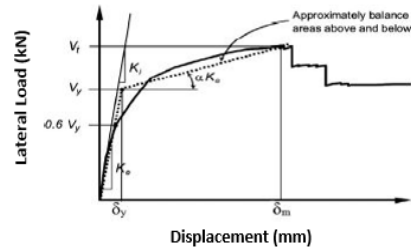
هیدرواستاتیک را با زاویه ۹۰ درجه قطع می‌کند که تحت این شرایط، این تابع در واقع یک منحنی خواهد بود. مقدار این پارامتر اگر بسیار کوچک در نظر گرفته شود، باعث واگرایی حل در مراحل اولیه خواهد شد.

نسبت تنش فشاری حداکثر دو محوره به تک محوره σ_{b0}/σ_{c0} است، مقدار این پارامتر بین ۱ تا ۱/۲۷ متغیر است. هرچه این مقدار بیشتر باشد ماده رفتار سخت‌تری از خود نشان خواهد داد [۲۳].

پارامتر K در واقع شکل مقطع عرضی سطوح بارگذاری را تعیین می‌کند، مقدار این پارامتر بین ۰/۵ تا ۱ است. اگر مقدار این پارامتر برابر با یک در نظر گرفته شود، شکل مقطع عرضی سطح تسلیم شبیه دراکر-پراگر می‌گردد [۲۵].

پارامتر ویسکوزیته^۲، در تحلیل اجزای محدود بر اساس تئوری بتن آسیب دیده پلاستیک دارای پتانسیل بسیار زیادی برای واگرایی زودرس است. دلایل بسیار زیادی برای این مسأله می‌توان بیان کرد، که مهمترین آنها کاهش سختی بسیار شدید پس از ترک‌خوردگی و تغییرات شیب بسیار زیاد در مقطع عرضی سطح تسلیم است. دووات و لیونز برای حل این مشکل پیشنهاد کردند که ماده بتن، به صورت یک ماده ویسکوپلاستیک در نظر گرفته می‌شود. این موضوع باعث می‌شود که در طی به دست آمدن معادلات در هر مرحله، یک زمان آرامش وجود داشته باشد. وجود این زمان آرامش باعث می‌شود که حساسیت حل نسبت به سطوح تسلیم کاهش یابد و در نتیجه مشکلات همگرایی تا حدی بهبود یابد. طبیعی است که مقدار این زمان آرامش باید به حدی کوچک باشد که بتوان از تأثیرات آن بر پاسخ کلی سازه صرف نظر کرد.

برای مدل‌سازی نمونه‌های تحلیلی در نرم‌افزار ABAQUS از رویکرد مزو استفاده شده است. که در این رویکرد مدل‌سازی، ملات بین آجرها مدل نمی‌شود و صرفاً رفتار اندرکنشی بین آجرهای مجاور تعریف می‌گردد. بخش عمده رفتار تماسی بین آجرها ناشی از مشخصات مکانیکی ملات می‌باشد که دو مشخصه رفتاری، چسبندگی در فازهای کششی و برشی و اصطکاک در فازهای برشی بایستی در مدل تحلیلی تعیین شود. برای این منظور رفتار مماسی برشی آجرهای مجاور، مقدار ضریب اصطکاک ایستایی بین آجرها تعریف



شکل ۸. دوخطی سازی نمودار نیرو-تغییر مکان با روش FEMA۳۵۶ [۱۵]
Fig. 8. Bilinearization of force-displacement curve using FEMA356 method.

مشخصات اولیه مصالح بتنی و آجری از جمله مقاومت فشاری، مدول الاستیسیته، چگالی و ضریب پواسون بر اساس مقاله منصور و همکاران [۱۶] انتخاب گردیده است.

به منظور صحت سنجی بین نتایج تحلیلی و نتایج آزمایشگاهی و انطباق منحنی‌های بار-تغییر مکان نمونه‌های تحلیلی و آزمایشگاهی برای تعریف رفتار بتن آسیب دیده پلاستیک در نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS پارامترهای نظیر زاویه اتساع، خروج از مرکزیت، انرژی شکست در کشش و برش، سختی ملات در کشش و برش، ضریب اصطکاک با انجام آنالیزهای زیادی انتخاب گردید که نتایج نهایی آن در جدول ۲ و ۳ ارائه گردید.

قابل به ذکر است که مشخصات بتن در مدل رفتاری بتن آسیب دیده پلاستیک در حالت قاب بتن مسلح و قاب بتن مسلح میان‌پر با یکدیگر هیچ تفاوتی ندارد.

زاویه اتساع^۱ مقدار بلند شدگی در اثر تغییر شکل برشی را مشخص می‌کند، در این نمونه به دلیل اینکه شرایط مرزی دیوار به صورتی است که از تغییر شکل قائم (بلند شدگی) آن ممانعت به عمل می‌آید. لذا هر چقدر زاویه اتساع بزرگتری برای ماده تعریف شود به نیروی برشی بزرگتری نیاز هست که بتواند تغییر شکل برشی لازم را برای اتساع مورد نظر به وجود آورد. لذا با افزایش زاویه اتساع میزان حداکثر نیروی تحمل شده در دیوار نیز افزایش می‌یابد [۲۴]. زاویه اتساع بتن عددی بین ۳۰ تا ۳۵ است که در این مقاله عدد ۳۰ در نظر گرفته شده است.

خروج از مرکزیت^۲، تابع پتانسیل جریان در ابتدا محور افقی تنش

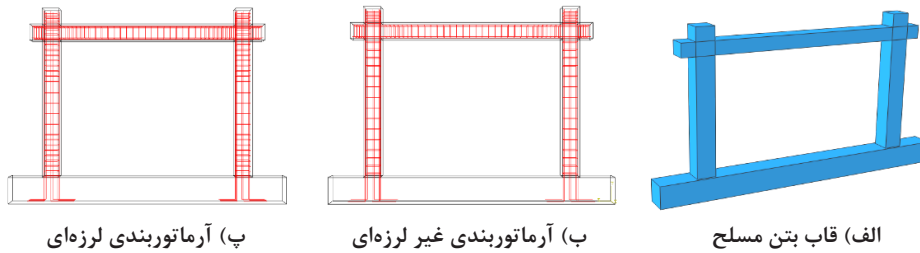
- 1 Dilation Angle
- 2 Eccentricity

3 Viscosity Parameter

جدول ۴. مشخصات نمونه تحلیلی قاب بتن مسلح

Table 4. Specifications of reinforced concrete frame analytical specimen.

نام نمونه تحلیلی غیر لرزه‌ای	بار محوری (N/mm ²)	نام نمونه تحلیلی لرزه‌ای	بار محوری (N/mm ²)
NS-T0-P0.1-FRAME	۲/۱۹	S-T0-P0.1-FRAME	۲/۱۹
NS-T0-P0.2-FRAME	۴/۳۸	S-T0-P0.2-FRAME	۴/۳۸
NS-T0-P0.3-FRAME	۶/۵۷	S-T0-P0.3-FRAME	۶/۵۷



شکل ۹. مدل‌سازی قاب با مشخصات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای بتن مسلح

Fig. 9. Modeling of reinforced concrete frame with seismic and non-seismic properties. a) Reinforced concrete frame, b) Non-seismic reinforcement, c) Seismic reinforcement

۴- معرفی مدل‌های تحلیلی

در سازه‌های بتن مسلح در واقع سطح بار محوری ستون کمتر از $0.15 A_g f'_c$ ظرفیت فشاری ستون‌ها است که نشان دهنده بار محوری کم است. در این مقاله برای در نظر گرفتن سطوح مختلف بار محوری و تأثیر آن در مشخصات لرزه‌ای مدل‌های تحلیلی سطح بار محوری $0.1 A_g f'_c$ به عنوان بار محوری کم و سطح بار محوری $0.2 A_g f'_c$ به عنوان بار محوری متوسط و سطح بار محوری $0.3 A_g f'_c$ ظرفیت فشاری ستون به عنوان بار محوری زیاد در ستون‌ها در نظر گرفته شده است.

۴-۱- معرفی قاب بتن مسلح با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای

سه نمونه قاب بتن مسلح غیر لرزه‌ای، با مشخصات ابعادی نمونه آزمایشگاهی که در شکل ۳ نشان داده شده است، تحت سطوح مختلف بار محوری 0.1 ، 0.2 و 0.3 ظرفیت فشاری ستون‌ها مدل شده است. همچنین سه نمونه قاب بتن مسلح با مشخصات لرزه‌ای بر اساس ضوابط لرزه‌ای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان طراحی و مدل‌سازی شدند، برای طراحی لرزه‌ای قاب‌های بتنی در طولی معادل

گردید و سایر مشخصات مکانیکی المان در سطح تماس بین آجرها در جدول ۳ ارائه شده است [۲۰]:

۳-۴- نحوه دو خطی نمونه‌های تحلیلی

برای دو خطی کردن نمودارهای نیرو-تغییر مکان از روش FEMA۳۵۶ [۱۵] همان‌طور که در شکل ۸ نشان داده شده است. در این روش جابه‌جایی متناظر با مقاومت نهایی سازه δ_m ، سختی مؤثر K_e ، شکل‌پذیری μ به دست می‌آید. برای محاسبه این پارامترها از رابطه (۲) و (۳) استفاده می‌شود:

$$K_e = \frac{V_y}{\delta_y} \quad (2)$$

$$\mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \quad (3)$$

V_y مقاومت تسلیم بر حسب کیلونیوتن، δ_y جابه‌جایی متناظر با مقاومت تسلیم بر حسب میلی‌متر و δ_m جابه‌جایی متناظر با حداکثر مقاومت سازه بر حسب میلی‌متر است. بیشترین مقدار بار جانبی نمودار نیرو-تغییر مکان دو خطی شده به ما پارامتر تغییر مکان هدف با همان تغییر مکان نهایی را می‌دهد.

جدول ۵. مشخصات نمونه قاب بتنی مسلح میان‌پر با مصالح بنایی (آجری)
Table 4. Specifications of infill-frame masonry of analytical specimen.

نام نمونه تحلیلی غیر لرزه‌ای	ضخامت (mm)	بار محوری (N/mm ²)	نام نمونه تحلیلی لرزه‌ای	ضخامت (mm)	بار محوری (N/mm ²)
NS-T100-P0.1-SOLID	۱۰۰	۲/۱۹	S-T100-P0.1-SOLID	۱۰۰	۲/۱۹
NS-T100-P0.2-SOLID	۱۰۰	۴/۳۸	S-T100-P0.2-SOLID	۱۰۰	۴/۳۸
NS-T100-P0.3-SOLID	۱۰۰	۶/۵۷	S-T100-P0.3-SOLID	۱۰۰	۶/۵۷
NS-T50-P0.1-SOLID	۵۰	۲/۱۹	S-T50-P0.1-SOLID	۵۰	۲/۱۹
NS-T50-P0.2-SOLID	۵۰	۴/۳۸	S-T50-P0.2-SOLID	۵۰	۴/۳۸
NS-T50-P0.3-SOLID	۵۰	۶/۵۷	S-T50-P0.3-SOLID	۵۰	۶/۵۷

جدول ۶. نامگذاری نمونه‌های تحلیلی
Table 6. Nomenclature of analytical specimens.

علامت مشخصه در نامگذاری	توضیح
NS	قاب بتن مسلح با جزئیات غیر لرزه‌ای
S	قاب بتن مسلح با جزئیات لرزه‌ای
T	ضخامت میان‌قاب مصالح بنایی ۵۰، ۰، ۵۰ میلی‌متر و ۱۰۰ میلی‌متر
P	بارهای محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها
SOLID	قاب میان‌پر مصالح بنایی
FRAME	قاب بتن مسلح بدون میان‌قاب مصالح بنایی

شده است و میان‌قاب مصالح بنایی که ضخامت آن ۵۰ میلی‌متر است مانند شکل ۱۰-ب آجر چینی شده است. در نمونه‌های تحلیلی مانند نمونه‌های آزمایشگاهی ضخامت میان‌قاب با مقیاس ۱:۲ مدل شده است، در واقعیت ضخامت میان‌قاب ۱۰۰ میلی‌متر و ۲۰۰ میلی‌متر است که نشان دهنده ضخامت‌های دیوارهای خارجی و داخلی در ساختمان‌های موجود هستند. علاوه بر آن بین میان‌قاب مصالح بنایی و قاب بتنی هیچ فاصله و درزی وجود ندارد و در نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS به صورت تایی مدل شده است. در جدول ۶ نحوه نامگذاری نمونه‌های تحلیلی ارائه شده است.

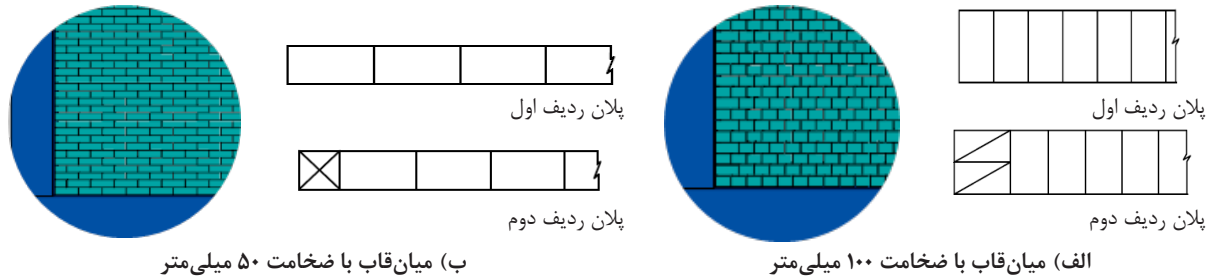
۵- کالیبره کردن و صحت سنجی مدل تحلیلی

ابتدا به بررسی چگونگی رفتار قاب بتن مسلح غیر لرزه‌ای یک طبقه-یک دهانه و یک قاب بتن مسلح لرزه‌ای یک طبقه-یک دهانه و یک قاب بتن مسلح میان‌پر مصالح بنایی (آجری) ساخته شده در آزمایشگاه سازه که تحت بار جانبی یک طرفه قرار گرفته پرداخته شده است. در نمونه‌های آزمایشگاهی معیار تغییر مکان نهایی برای قاب بتن مسلح و قاب بتن مسلح میان‌پر با مصالح بنایی بر اساس

دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه هم در تیر و هم در ستون خاموت‌ها به فاصله ۵۰ میلی‌متر از هم قرار می‌گیرد و در قسمت اتصال تیر به ستون خاموت ویژه در ستون با حداقل فاصله ۵۰ میلی‌متر باید قرار بگیرد [۲۶]. برای این قاب‌های لرزه‌ای تحت سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها قرار گرفته است. نام‌گذاری و مشخصات بارگذاری نمونه‌های قاب بتن مسلح لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای در جدول ۴ آمده است، مقدار بار محوری به صورت فشاری در بالای هرکدام از ستون‌های قاب وارد شده است. شکل ۹ نشان دهنده قاب بتن مسلح و شمای آرماتور بندی لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای است.

۴-۲- معرفی قاب بتن مسلح میان‌پر با مصالح بنایی (آجری)

نمونه‌های قاب بتن مسلح میان‌پر با مصالح بنایی (آجری)، سه نمونه اول تحت سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲، ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها و ضخامت میان‌قاب مصالح بنایی ۱۰۰ میلی‌متر و قاب بتنی غیر لرزه‌ای است. سه نمونه دوم تحت سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲، ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها و ضخامت میان‌قاب مصالح بنایی ۱۰۰ میلی‌متر و قاب بتنی لرزه‌ای است. سه نمونه سوم تحت سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲، ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها و ضخامت میان‌قاب مصالح بنایی ۵۰ میلی‌متر و قاب بتنی لرزه‌ای است. در جدول ۵ نام نمونه‌ها و مقدار بار محوری که به صورت فشاری در بالای هرکدام از ستون‌های قاب بتنی وارد شده و ضخامت میان‌قاب مصالح بنایی که در داخل قاب قرار گرفته، آمده است. نمونه‌هایی که ضخامت میان‌قاب مصالح بنایی آنها برابر با ۱۰۰ میلی‌متر است، مانند شکل ۱۰-الف آجرچینی



شکل ۱۰. الگوی آجر چینی نمونه قاب میان‌پر مصالح بنایی با ضخامت‌های مختلف

Fig. 10. Brick pattern of infill-frame masonry specimens with different thickness. a) Infill with 100mm thickness, b) Infill with 50mm thickness

کیلونیوتن، سختی مؤثر $2/8$ کیلونیوتن بر میلی‌متر، شکل‌پذیری $2/15$ است؛ در نمونه تحلیلی مقاومت نهایی 70 کیلونیوتن، سختی مؤثر $3/4$ کیلونیوتن بر میلی‌متر، شکل‌پذیری $2/5$ است. درصد اختلاف پارامترهای مورد نظر نمونه تحلیلی نسبت به نمونه آزمایشگاهی هرکدام به ترتیب برابر با 0% ، $21/4\%$ ، $16/27\%$ است. در نمونه شاهد آزمایشگاهی آسیب‌هایی از جمله ایجاد مفصل پلاستیک در انتهای تیرها و بعد از آن در انتهای ستون‌ها و ترک‌هایی در قسمت اتصال تیر و ستون مشاهده شده است.

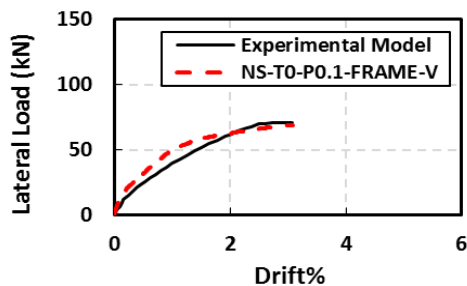
با توجه شکل ۱۲-الف خرابی در نمونه شاهد NS-T0-P0.1-FRAME-V در جابه‌جایی نسبی 3% درصد که در آزمایشگاه مشاهده شده است، در شکل ۱۲-ب تغییر شکل‌های پلاستیک PE و شکل ۱۲-پ-ت-ج به ترتیب تنش ون میسر، خرابی در فشار و خرابی در کشش را نشان می‌دهد.

۲-۵- صحت سنجی نمونه مدل‌سازی شده قاب بتن مسلح با

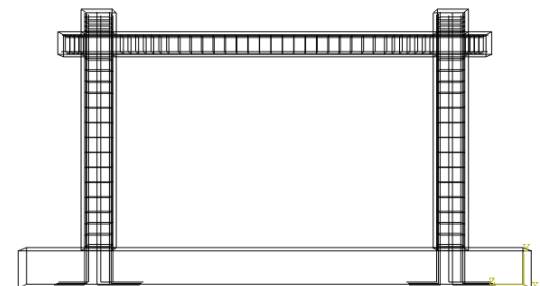
دستورالعمل ACI T1,1-01 [27] انتخاب شده است. قاب بتنی با استفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی و قاب میان‌پر مصالح بنایی با استفاده از تحلیل دینامیکی صریح و مدل‌سازی مزو تحلیل شده و نتایج حاصل از کار عددی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است، نتایج دارای تطابق قابل قبولی به لحاظ پارامترهای رفتاری هستند.

۱-۵- صحت سنجی نمونه مدل‌سازی شده قاب بتن مسلح با جزئیات غیر لرزه‌ای

در شکل ۱۱-الف قاب شاهد آزمایشگاهی با جزئیات غیر لرزه‌ای تحت بار محوری $0/1$ ظرفیت فشاری ستون‌ها در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی شده و با تحلیل استاتیکی غیر خطی تحت بارگذاری یک طرفه با حداکثر جابه‌جایی نسبی 3% تحلیل شده است. شکل ۱۱-ب-سطح زیر نمودار نیرو-تغییر مکان آزمایشگاهی و تحلیلی نمونه NS-T0-P0.1-FRAME-V با اختلاف سطح $7/3\%$ را نشان می‌دهد، در جدول ۷ نشان می‌دهد نمونه آزمایشگاهی مقاومت نهایی 70



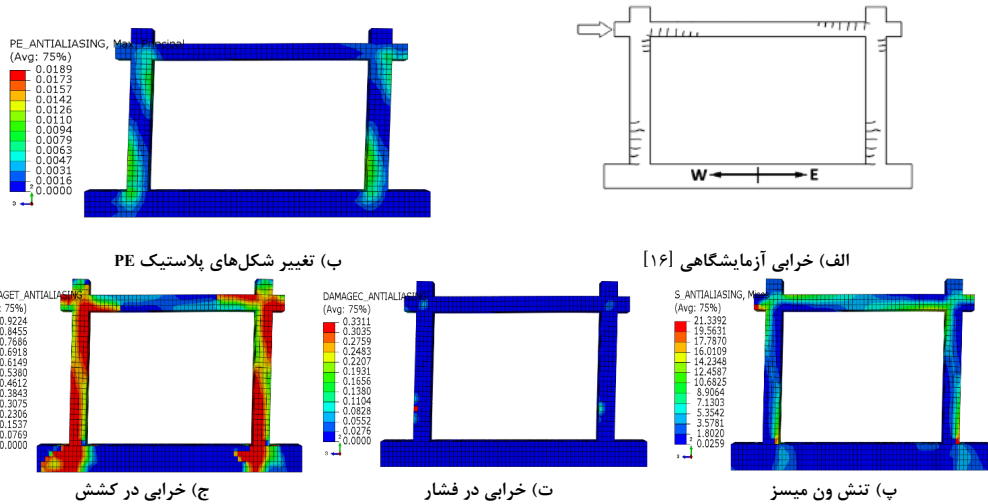
ب) نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه تحلیلی و نمونه شاهد آزمایشگاهی



الف) مدل‌سازی اجزای محدودی نمونه شاهد NS-T0-P0.1-FRAME-V

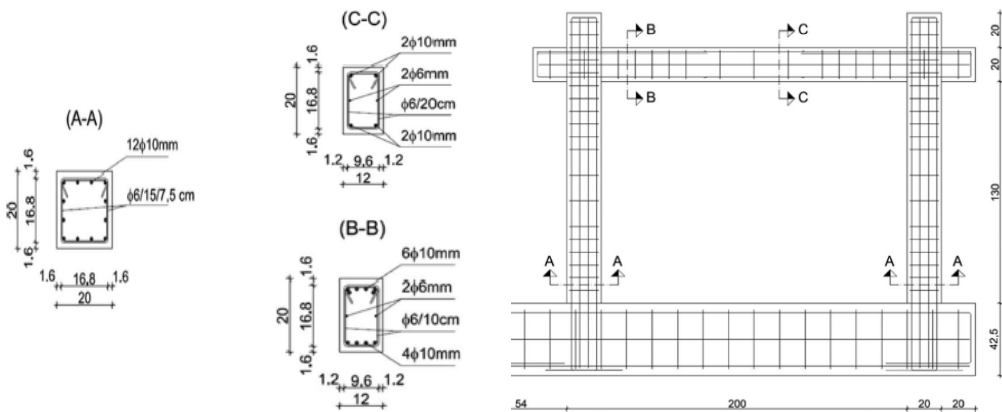
شکل ۱۱. صحت سنجی قاب بتن مسلح غیر لرزه‌ای تحلیلی با نمونه آزمایشگاهی در جابه‌جایی نسبی 3%

Fig. 11. Verify of non-seismic reinforced concrete frame with laboratory specimens with relative displacement 3%. a) Finite element model of reference specimen NS-T0-P0.1-FRAME-V, b) Force-displacement curve of analytical specimen and experimental reference specimen



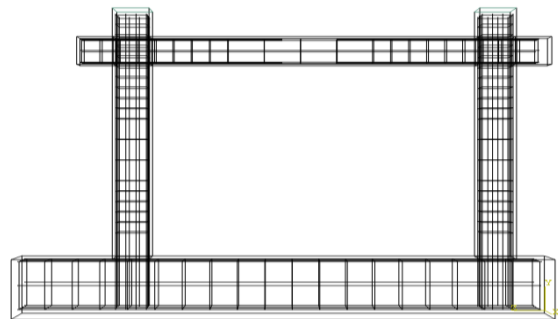
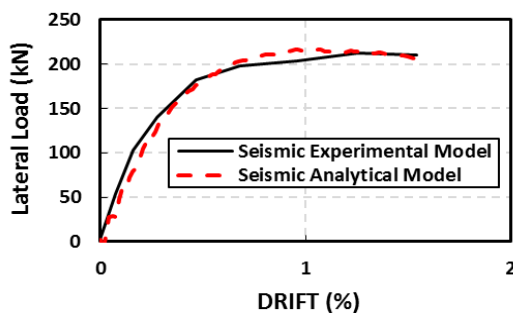
شکل ۱۲. خرابی نمونه شاهد آزمایشگاهی و نمونه تحلیلی NS-T0-P0.1-FRAME-V در جابجایی نسبی ۳٪

Fig. 12. Experimental and finite element of damage pattern of reference specimen NS-T0-P0.1-FRAME-V with relative displacement 3%. a) Experimental damage, b) Plastic deformation, c) Mises stress, d) Compression damage, e) Tension damage



شکل ۱۳. مشخصات قاب بتن مسلح با جزئیات لرزه‌ای (ابعاد بر حسب سانتی‌متر) [۲۸]

Fig. 13. Specifications of reinforced concrete frame with seismic details (dimensions in centimeters).



الف) مدل‌سازی اجزای محدودی نمونه شاهد قاب بتن مسلح لرزه‌ای (ب) نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه تحلیلی با نمونه شاهد آزمایشگاهی (الف) مدل‌سازی اجزای محدودی نمونه شاهد قاب بتن مسلح لرزه‌ای (ب) نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه تحلیلی با نمونه شاهد آزمایشگاهی در جابجایی نسبی ۱/۶٪

Fig. 14. Verify of seismic reinforced concrete frame with laboratory specimens with relative displacement 1.6%. a) Finite element model of seismic reinforced concrete frame reference specimen, b) Force-displacement curve of analytical specimen and experimental reference specimen

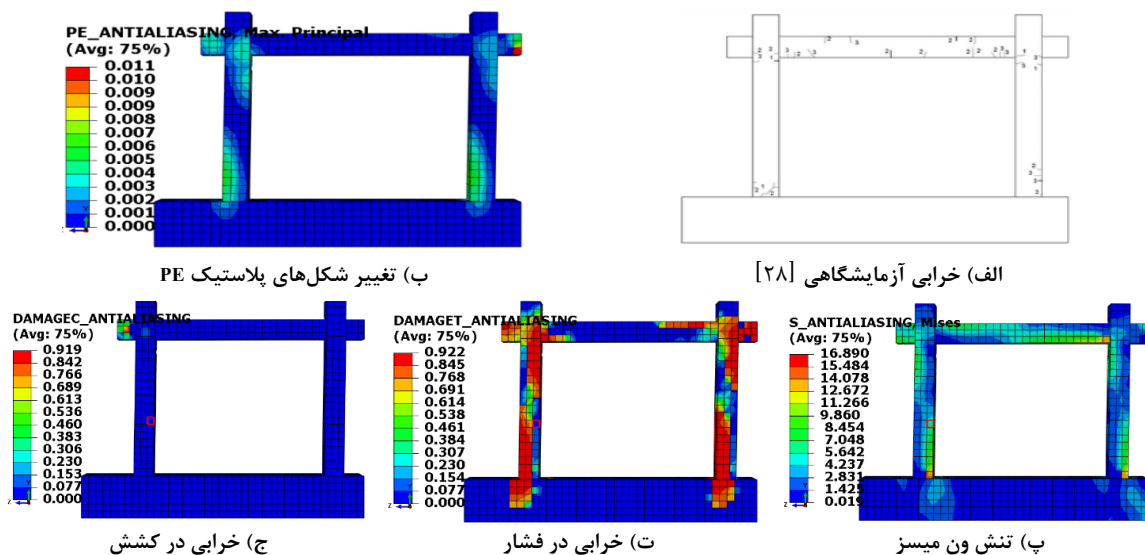
جزئیات لرزه‌ای

آسیب‌هایی از جمله ایجاد مفصل پلاستیک در انتهای ستون‌ها و در محل اتصال تیر به ستون، و ترک‌هایی روی تیر مشاهده شده است. با توجه شکل ۱۵-الف خرابی در نمونه شاهد در جابه‌جایی نسبی ۱/۶ درصد که در آزمایشگاه مشاهده شده است، در شکل ۱۵-ب تغییر شکل‌های پلاستیک PE و شکل ۱۵-پ-ت-ج به ترتیب تنش ون میسر، خرابی در فشار و خرابی در کشش را نشان می‌دهد.

۵-۳- صحت سنجی نمونه مدل‌سازی شده قاب میان‌پر مصالح بنایی

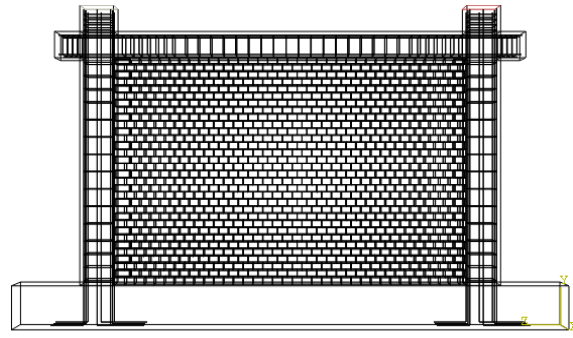
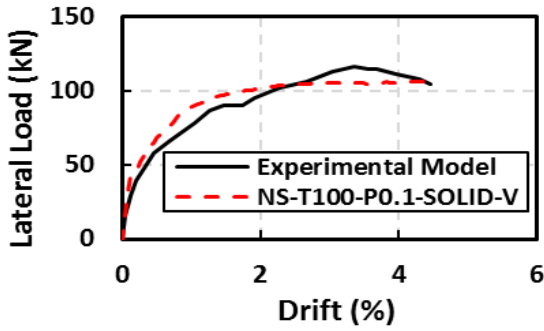
شکل ۱۶-الف نمونه شاهد آزمایشگاهی قاب میان‌پر مصالح بنایی با جزئیات غیر لرزه‌ای با ضخامت ۱۰۰ میلی‌متر تحت بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون‌ها در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی و با تحلیل دینامیکی صریح با حداکثر جابه‌جایی نسبی ۴/۳٪ تحلیل شده است. شکل ۱۶-ب سطح زیر نمودار نیرو-تغییر مکان آزمایشگاهی و تحلیلی نمونه NS-T100-P0.1-SOLID-V با اختلاف سطح ۲/۹٪ را نشان می‌دهد، در جدول ۷ نمونه آزمایشگاهی مقاومت نهایی ۱۰۵ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۶/۶ کیلونیوتن بر میلی‌متر، شکل‌پذیری ۳/۸۷ است؛ در نمونه تحلیلی مقاومت نهایی ۹۸ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۷ کیلونیوتن بر میلی‌متر، شکل‌پذیری ۴/۱۴ است. درصد اختلاف پارامترهای مورد نظر هرکدام به ترتیب برابر با ۷/۱۴، ۶ و ۶/۹۷

با توجه به اینکه این مقاله به دنبال بررسی اثر جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای در رفتار قاب‌های میان‌قابی است، در بخش قبل صحت‌سنجی با مشخصات غیرلرزه‌ای انجام شد و برای مدل‌سازی قاب بتن مسلح با مشخصات لرزه‌ای مدل آزمایشگاهی زیگموند و همکاران در سال ۲۰۱۴ استفاده گردید [۲۸]. جزئیات و مشخصات قاب بتن مسلح لرزه‌ای زیگموند و همکاران [۲۸] در شکل ۱۳ نشان داده شده است. شکل ۱۴-الف قاب شاهد آزمایشگاهی با جزئیات لرزه‌ای تحت بار محوری ۳۶۵ کیلونیوتن در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی شده و با تحلیل استاتیکی غیر خطی تحت بارگذاری یک طرفه با حداکثر جابه‌جایی نسبی ۱/۶ درصد تحلیل شده است. شکل ۱۴-ب سطح زیر نمودار نیرو-تغییر مکان آزمایشگاهی و تحلیلی نمونه لرزه‌ای با اختلاف سطح ۳/۶ درصد را نشان می‌دهد، در جدول ۷ نشان می‌دهد نمونه آزمایشگاهی مقاومت نهایی ۱۹۴ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۳۲/۳۴ کیلونیوتن بر میلی‌متر، شکل‌پذیری ۳/۵ است؛ در نمونه تحلیلی مقاومت نهایی ۲۰۲ کیلونیوتن، سختی مؤثر ۳۱ کیلونیوتن بر میلی‌متر، شکل‌پذیری ۳/۲۳ است. درصد اختلاف پارامترهای مورد نظر نمونه تحلیلی نسبت به نمونه آزمایشگاهی هرکدام به ترتیب برابر با ۴/۱، ۴/۱۵ و ۸/۳- درصد است، که نشان دهنده صحت مدل‌سازی در قاب بتنی با جزئیات لرزه‌ای است. در نمونه شاهد آزمایشگاهی



شکل ۱۵. خرابی نمونه شاهد آزمایشگاهی و نمونه تحلیلی قاب بتن مسلح یا جزئیات لرزه‌ای در جابه‌جایی نسبی ۱/۶٪

Fig. 15. Experimental and finite element of damage pattern of seismic reinforced concrete frame reference specimen with relative displacement 1.6%. a) Experimental damage, b) Plastic deformation, c) Mises stress, d) Compression damage, e) Tension damage



ب) نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه تحلیلی با نمونه شاهد آزمایشگاهی

الف) مدل سازی اجزای محدودی نمونه شاهد NS-T100-P0.1-SOLID-V

شکل ۱۶: صحت سنجی قاب میان پر غیر لرزه‌ای تحلیلی با نمونه آزمایشگاهی در جابه‌جایی نسبی ۴/۳٪

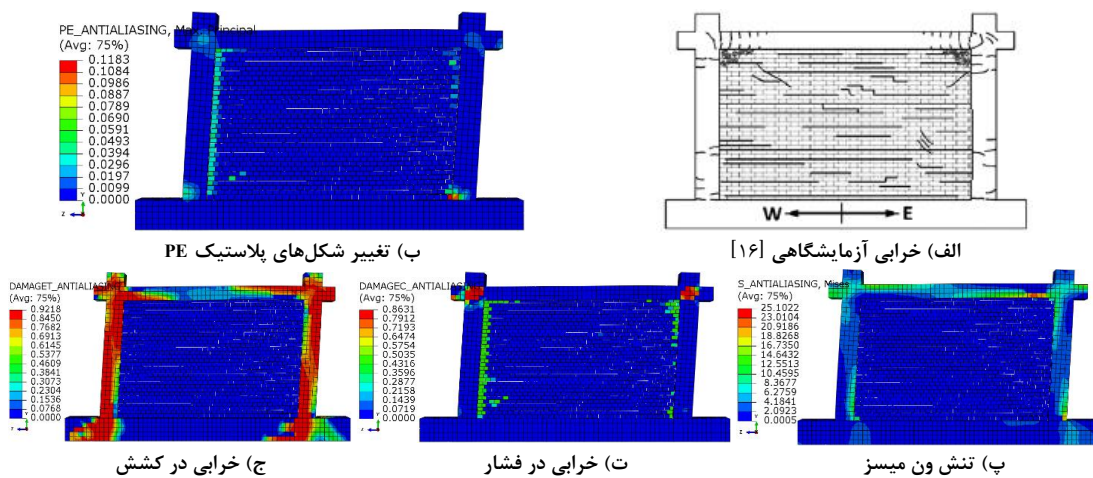
Fig. 16. Verify of non-seismic infill-frame masonry with laboratory specimens with relative displacement 4.3%. a) Finite element model of reference specimen NS-T100-P0.1-SOLID-V, b) Force-displacement curve of analytical specimen and experimental reference specimen

خرابی در فشار، خرابی در کشش در نمونه تحلیلی قابل مشاهده است. بر اساس معیارهای خرابی در نظر گرفته شده برای بتن و مصالح بنایی که هر دو از معیار خرابی گسترده پلاستیک CDP استفاده شده است. شکل‌های ۱۲ و ۱۵ و ۱۷ نمایشی از توزیع خرابی‌ها در فشار و کشش را ارائه می‌دهد.

درصد است. در نمونه شاهد قاب میان پر مصالح بنایی آزمایشگاهی آسیب‌هایی از جمله جابه‌جایی ترک‌های افقی در محل درزهای ملات و در نقاط مختلف میان قاب ایجاد شدند، شکل‌گیری خسارت در میان قاب عمدتاً نشان دهنده حاکم بودن درزهای ملات بر رفتار کلی میان قاب بوده است. وقوع چنین پدیده‌ای با توجه به ضعیف بودن نسبی میان قاب به لحاظ مقاومت برشی نسبتاً پایین ملات منطقی به نظر می‌رسد. با توجه به شکل ۱۷-الف خرابی در نمونه NS-T100-P0.1-SOLID-V که در آزمایشگاه مشاهده شده است. شکل ۱۷-ب تغییر شکل‌های پلاستیک ترک‌های مرزی و خردشدگی گوشه در نمونه تحلیلی است. در شکل ۱۷-پ-ت-ج به ترتیب تنش ون میسر،

۶- بررسی نتایج نمونه‌های تحلیلی

پس از صحت‌سنجی‌های صورت گرفته، برای نمونه‌های قاب بتن مسلح با جزئیات غیر لرزه‌ای و قاب بتن مسلح با جزئیات لرزه‌ای و قاب میان پر مصالح بنایی تحلیلی در بارگذاری یک طرفه ۶ درصد



ب) تغییر شکل‌های پلاستیک PE

الف) خرابی آزمایشگاهی [۱۶]

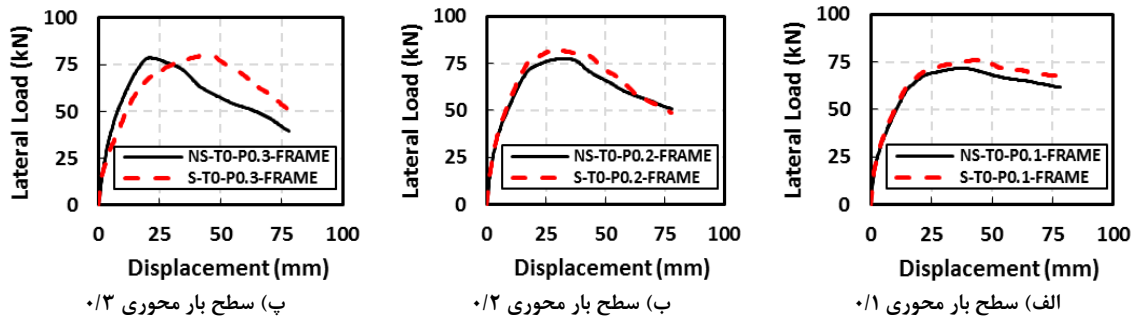
ج) خرابی در کشش

ت) خرابی در فشار

پ) تنش ون میسر

شکل ۱۷. خرابی نمونه شاهد آزمایشگاهی و نمونه تحلیلی NS-T100-P0.1-SOLID-V در جابه‌جایی نسبی ۴/۳٪

Fig. 17. Experimental and finite element of damage pattern of reference specimen NS-T100-P0.1-SOLID-V with relative displacement 4.3%. a) Experimental damage, b) Plastic deformation, c) Mises stress, d) Compression damage, e) Tension damage



شکل ۱۸. مقایسه قاب بتن مسلح با جزئیات غیر لرزه‌ای و لرزه‌ای تحت بارهای محوری مختلف

Fig. 18. Comparison of reinforced concrete frame with non-seismic and seismic details under different axial loads. a) Axial load level 0.1, b) Axial load level 0.2, c) Axial load level 0.3

همان‌طور که در جدول ۸ مشاهده می‌شود، قاب بتن مسلح با جزئیات غیر لرزه‌ای NS-T0-P0.1-FRAME که تحت سطح بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون‌ها، مقاومت نهایی آن ۷۲ کیلونیوتن است. نمونه‌های NS-T0-P0.2-FRAME و NS-T0-P0.3-FRAME سطح بار محوری آنها ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون است، که مقاومت نهایی آن‌ها به ترتیب ۷۷ و ۷۸ کیلونیوتن است به طور میانگین با افزایش سطوح بار محوری ۴/۱٪ افزایش مقاومت داشته است. سختی مؤثر نمونه‌ها در سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ به ترتیب برابر است با ۴/۵، ۴/۸۱ و ۵/۴۹ کیلونیوتن بر میلی‌متر، که به طور میانگین در هر نمونه با افزایش بار محوری ۱۰/۵٪ افزایش سختی مؤثر داشته است. شکل‌پذیری این نمونه‌ها در سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ برابر با ۴/۸۷، ۳/۱۸ و ۲/۷۵ است که با افزایش سطوح بار محوری به طور میانگین ۲۴/۱٪ شکل‌پذیری کاهش پیدا می‌کند.

سه نمونه قاب بتن مسلح با جزئیات لرزه‌ای تحت سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها قرار گرفته است،

جابه‌جایی نسبی داده شده است، پس از تحلیل‌هایی که صورت گرفته، شکست نمونه‌ها با توجه به اینکه نسبت ابعادی همه نمونه‌ها یک بعد داشته در نمونه‌های قاب بتن مسلح با جزئیات لرزه‌ای شکل‌گیری مفصل پلاستیک در دو انتهای تیرها و در انتهای ستون و در قاب بتن مسلح با جزئیات غیرلرزه‌ای عمدتاً تیرها در ناحیه اتصال تیر و ستون دچار ترک خوردگی می‌شوند. شکست نمونه‌های تحلیلی قاب بتن مسلح با میان‌قاب مصالح بنایی با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای به صورت خردشدگی گوشه و ترک‌های قطری بوده است. برای دو خطی کردن نمودارهای نیرو-تغییرمکان از روشی که FEMA۳۵۶ برای سازه‌های مصالح بنایی پیشنهاد داده، استفاده شده است.

۶-۱- قاب بتن مسلح

نمودار نیرو-تغییرمکان نمونه‌های قاب بتن مسلح با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای تحت سطوح مختلف بار محوری دو خطی شده است و در جدول ۸ نتایج مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل‌پذیری نشان داده شده است.

جدول ۷. مقایسه نمونه شاهد آزمایشگاهی با نمونه تحلیلی

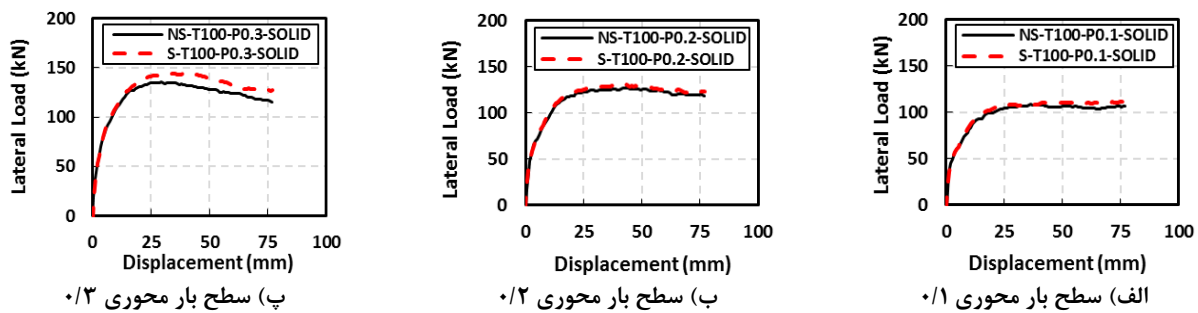
Table 7. Comparison of experimental reference specimen and analytical specimen.

نام نمونه	نوع نمونه	مقاومت نهایی (kN)	سختی مؤثر (kN/mm)	شکل‌پذیری	سطح زیر نمودار (mm)	% اختلاف سطح زیر دو نمودار
قاب بتن مسلح غیر لرزه‌ای	آزمایشگاهی	۷۰	۲/۷	۲/۱۵	۱۹۲۹	٪۷/۳
	تحلیلی	۷۰	۳/۴	۲/۵	۲۰۶۷	
قاب بتن مسلح لرزه‌ای	آزمایشگاهی	۱۹۴	۳۲/۳۴	۳/۵	۳۵۳۹/۵۲	٪۳/۶
	تحلیلی	۲۰۲	۳۱	۳/۲۳	۳۶۶۸/۳۸	
قاب میان‌پر مصالح بنایی	آزمایشگاهی	۱۰۵	۶/۶	۳/۸۷	۵۳۴۱/۸	٪۲/۹
	تحلیلی	۹۸	۷	۴/۱۴	۵۵۶۸/۲	

جدول ۸. نتایج دو خطی سازی نمونه‌های قاب بتن مسلح

Table 8. Results of bilinearization of reinforced concrete frame specimens

نام نمونه	δ_y	δ_m	V_y	مقاومت نهایی (kN)	سختی مؤثر (kN/mm)	شکل پذیری
نمونه آزمایشگاهی	۲۰	۴۳	۵۶	۷۰	۲/۸	۲/۱۵
NS-T0-P0.1-FRAME-V	۱۷	۴۳	۵۸	۷۰	۳/۴	۲/۵
NS-T0-P0.1-FRAME	۱۶	۷۸	۷۲	۷۲	۴/۵	۴/۸۷
NS-T0-P0.2-FRAME	۱۶	۵۱	۷۷	۷۷	۴/۸۱	۳/۱۸
NS-T0-P0.3-FRAME	۱۴	۳۹	۷۸	۷۸	۵/۴۹	۲/۷۵
S-T0-P0.1-FRAME	۱۵	۷۸	۷۵	۷۵	۵	۵/۲
S-T0-P0.2-FRAME	۱۵	۵۹	۸۲	۸۲	۵/۴۶	۳/۹۳
S-T0-P0.3-FRAME	۱۵	۵۸	۸۳	۸۳	۵/۵۳	۳/۸



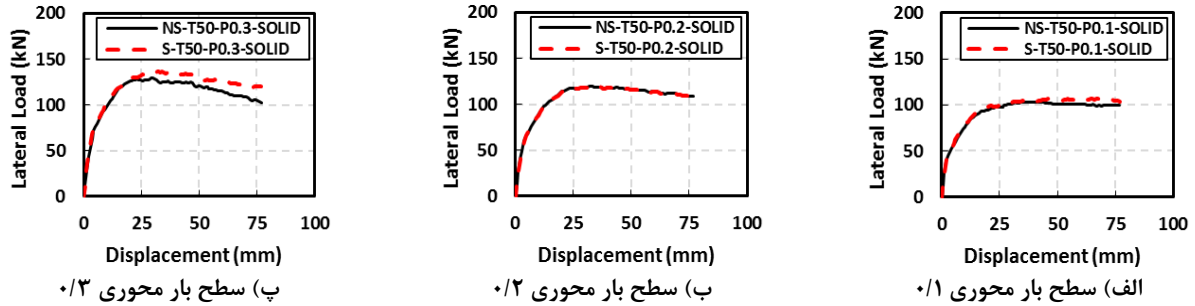
شکل ۱۹. مقایسه بین نمونه قاب‌های میان‌بر غیر لرزه‌ای با لرزه‌ای با ضخامت میان قاب ۱۰۰ میلی‌متر

Fig. 19. Comparison between seismic and non-seismic detail infill-frame with infill thickness of 100 mm. a) Axial load level 0.1, b) Axial load level 0.2, c) Axial load level 0.3

فشاری ستون‌ها برابر با ۶/۵، ۱۳/۵ و ۲۳/۶ درصد است و در سطوح بار محوری ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها در قاب بتنی با جزئیات لرزه‌ای نسبت به جزئیات غیر لرزه‌ای برابر با ۶/۴، ۰/۷۲ و ۳۸/۱۸ درصد است. همان‌طور که از شکل ۱۸ مشاهده می‌شود لرزه‌ای بودن قاب بتن مسلح نسبت به غیر لرزه‌ای بودن قاب بتن مسلح باعث افزایش مقاومت نهایی، سختی مؤثر و شکل‌پذیری می‌شود، که علت این افزایش شکل‌پذیری، افزایش سختی و کاهش δ_y نظیر جاری شدگی است. با مطالعه تحقیقات گذشته از جمله معرفت و همکاران [۲۹]، در قاب‌های بتن مسلح در نمونه‌های لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای با افزایش بار محوری مقاومت و سختی اولیه افزایش پیدا می‌کند، اما پس از نقطه حداکثر مقاومت به دلیلی ایجاد اثرات Δ -p مقاومت و سختی کاهش پیدا می‌کند که این موضوع در این مقاله در شکل ۱۸ قابل مشاهده است. علاوه بر این با افزایش بار محوری ستون‌های قاب بتن مسلح نیز شکل‌پذیری کاهش می‌یابد.

در سطوح بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت محوری ستون‌ها مقاومت نهایی به ترتیب برابر با ۷۵، ۸۲ و ۸۳ کیلو نیوتن است. به طور میانگین با افزایش سطوح بار محوری ۵/۲۵٪ افزایش مقاومت داشته است. در قاب بتن مسلح لرزه‌ای با افزایش سطوح بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت محوری ستون‌ها، سختی مؤثر به ترتیب برابر با ۵، ۵/۴۶ و ۵/۵۳ است، که به طور میانگین در هر نمونه با افزایش بار محوری ۵/۲۴٪ سختی مؤثر افزایش داشته است. شکل‌پذیری این نمونه‌ها در سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ برابر با ۵/۲، ۳/۹۳ و ۳/۸ است که با افزایش سطوح بار محوری به طور میانگین ۱۳/۸۵٪ شکل‌پذیری کاهش پیدا می‌کند.

درصد اختلاف مقاومت نهایی، سختی مؤثر و شکل‌پذیری در قاب بتنی با جزئیات لرزه‌ای نسبت به قاب بتنی با جزئیات غیر لرزه‌ای در سطوح بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون‌ها به ترتیب برابر با ۴/۱، ۱۱/۱۲ و ۶/۳۴ درصد است، در سطوح بار محوری ۰/۲ ظرفیت



شکل ۲۰. مقایسه بین نمونه قاب‌های میان‌پر جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای با ضخامت میان قاب ۵۰ میلی‌متر

Fig. 20. Comparison between seismic and non-seismic detail infill-frame with infill thickness of 50 mm. a) Axial load level 0.1, b) Axial load level 0.2, c) Axial load level 0.3

و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها افزایش پیدا می‌کند، در نمونه‌های S-T100-P0.2-SOLID و S-T100-P0.3-SOLID مقاومت نهایی آن‌ها به ترتیب ۱۲۵ و ۱۴۰ کیلونیوتن می‌شود، میانگین افزایش مقاومت ۱۶/۶۵٪ است. سختی مؤثر در سطوح بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ به ترتیب برابر با ۱۰/۳، ۱۱/۸ و ۱۲/۷۲ است، میانگین افزایش سختی مؤثر ۱۱/۱۸٪ است. شکل‌پذیری در سطوح بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ شکل‌پذیری برابر با ۷/۷، ۷/۳۴ و ۷ است، میانگین کاهش شکل‌پذیری ۴/۶۵٪ است.

سه نمونه قاب میان‌پر سوم، غیرلرزه‌ای با ضخامت ۵۰ میلی‌متر است، سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها است. نمونه NS-T50-P0,1-SOLID که تحت سطح بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون‌ها قرار می‌گیرد، مقاومت نهایی آن ۹۸ کیلونیوتن می‌شود. زمانی که سطوح بار محوری ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها می‌شود، در نمونه‌های NS-T50-P0,2-SOLID و NS-T50-P0,3-SOLID مقاومت نهایی آن‌ها به ترتیب ۱۱۵ و ۱۲۸ کیلونیوتن می‌شود، میانگین افزایش مقاومت ۱۴/۳۷٪ است. سختی مؤثر در سطوح بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ به ترتیب برابر با ۸/۱۶، ۹/۱۳ و ۱۰/۶۷ است، میانگین افزایش سختی ۱۴/۳۷٪ است. در سطوح بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ شکل‌پذیری برابر با ۶/۴۲، ۶/۱۱ و ۵/۸ است، میانگین کاهش شکل‌پذیری ۵/۰۷٪ است.

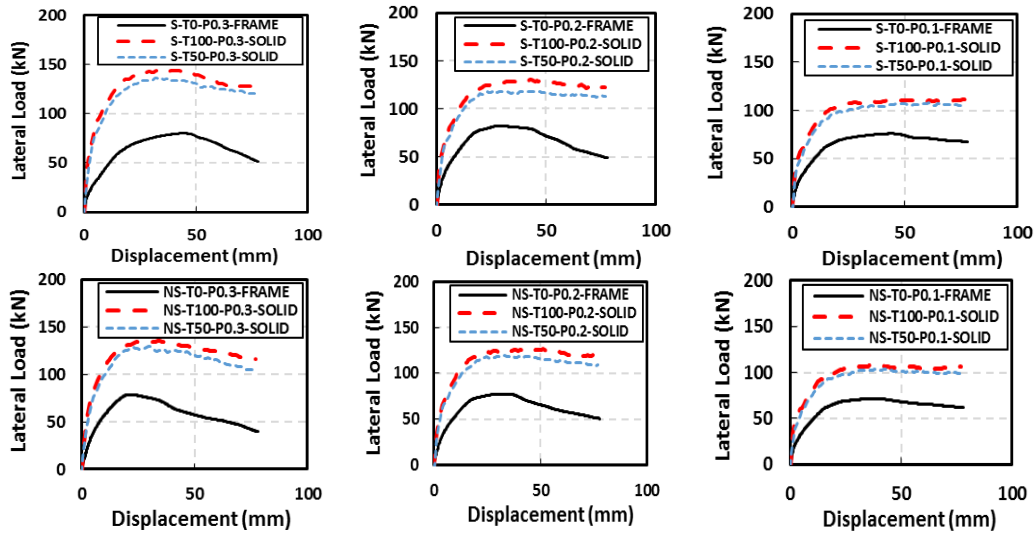
سه نمونه قاب میان‌پر چهارم، لرزه‌ای با ضخامت ۵۰ میلی‌متر که تحت سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت

۶-۲-قاب بتن مسلح میان‌پر مصالح بنایی

نمودار نیرو-تغییرمکان نمونه‌های قاب میان‌پر مصالح بنایی با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای با سطوح مختلف بار محوری و ضخامت‌های ۱۰۰ و ۵۰ میلی‌متر دو خطی شده است، و در جدول ۹ مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل‌پذیری نمونه‌های تحلیلی دو خطی شده، نشان داده شده است.

سه نمونه قاب میان‌پر اول، غیرلرزه‌ای با ضخامت ۱۰۰ میلی‌متر است که سطوح مختلف بار محوری نمونه‌ها برابر با ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها است. نمونه NS-T100-P0.1-SOLID که تحت سطح بار محوری ۰/۱ قرار می‌گیرد، مقاومت نهایی آن ۱۰۱ کیلونیوتن می‌شود، زمانی که سطوح بار محوری ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها افزایش پیدا می‌کند، در نمونه‌های NS-T100-P0,2-SOLID و NS-T100-P0,3-SOLID مقاومت نهایی آن‌ها به ترتیب ۱۲۵ و ۱۳۴ کیلونیوتن می‌شود، میانگین افزایش مقاومت ۱۵/۴۸٪ است. سختی مؤثر در سطوح بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ به ترتیب برابر با ۸/۸، ۱۰/۶ و ۱۰/۸ است، میانگین افزایش سختی مؤثر ۱۱/۱۶٪ است. شکل‌پذیری در سطوح بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ شکل‌پذیری برابر با ۶/۸، ۶/۵۲ و ۶/۲ است، میانگین کاهش شکل‌پذیری برابر ۴/۵٪ است.

سه نمونه قاب میان‌پر دوم، لرزه‌ای با ضخامت ۱۰۰ میلی‌متر است، که سطوح مختلف بار محوری نمونه‌ها برابر با ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها است. نمونه S-T100-P0.1-SOLID که تحت سطح بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون‌ها قرار می‌گیرد، مقاومت نهایی آن ۱۰۳ کیلونیوتن می‌شود، زمانی که سطوح بار محوری ۰/۲



شکل ۲۱. مقایسه قاب بدون میان قاب و قاب میان پر مصالح بنایی با ضخامت ۵۰ و ۱۰۰ میلی‌متر

Fig. 21. Comparison of frame and infill-frame of masonry thicknesses of 50 and 100 mm

در جدول ۹ و شکل‌های ۱۹ و ۲۰ قابل مشاهده است. علاوه بر این با افزایش بار محوری نیز شکل پذیری کاهش می‌یابد.

۴-۲-۱- مقایسه بین نمونه قاب‌های میان پر با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای

درصد اختلاف مقاومت نهایی، سختی مؤثر و شکل‌پذیری در قاب میان‌پر با جزئیات لرزه‌ای نسبت به قاب میان‌پر با جزئیات غیر لرزه‌ای با ضخامت میان‌قاب ۱۰۰ میلی‌متر در سطح بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون‌ها به ترتیب برابر با ۲، ۱۷ و ۱۳/۲۵٪ است، در سطح بار محوری ۰/۲ ظرفیت باربری ستون برابر با ۰، ۱۱/۳۲ و ۱۲/۵۷٪ است و در سطح بار محوری ۰/۳ ظرفیت باربری ستون برابر با ۴/۵، ۱۷/۷۸ و ۱۲/۹٪ است. همان‌طور که از شکل ۱۹ مشاهده می‌شود لرزه‌ای بودن قاب میان‌پر مصالح بنایی باعث افزایش مقاومت نهایی، سختی مؤثر و شکل‌پذیری می‌شود.

درصد اختلاف مقاومت نهایی، سختی مؤثر و شکل‌پذیری در قاب میان‌پر با جزئیات لرزه‌ای نسبت به قاب میان‌پر با جزئیات غیر لرزه‌ای با ضخامت میان‌قاب ۵۰ میلی‌متر در سطح بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون‌ها به ترتیب برابر با ۲، ۱۱/۴ و ۹/۰۳۵٪ است، در سطح بار محوری ۰/۲ ظرفیت فشاری ستون‌ها برابر با ۰، ۱۱/۴ و ۱۱/۳۱٪ است و در سطح بار محوری ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها در قاب

فشاری ستون‌ها است. نمونه S-T50-P0,1-SOLID تحت سطح بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون‌ها قرار می‌گیرد، مقاومت نهایی آن ۱۰۰ کیلو نیوتن و زمانی که سطوح بار محوری ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها می‌شود، در نمونه‌های S-T50-P0.2-SOLID و S-T50-P0.3-SOLID مقاومت نهایی آن‌ها به ترتیب ۱۱۵ و ۱۳۰ کیلو نیوتن می‌شود که به طور میانگین ۱۴٪ افزایش مقاومت داشته است. سختی مؤثر در سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ به ترتیب برابر با ۹/۰۹، ۱۰/۱۷ و ۱۱/۸ است، میانگین افزایش سختی ۱۳/۹۴٪ است. شکل‌پذیری در سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ به ترتیب برابر با ۶/۸، ۷ و ۶/۵۲٪ است، میانگین کاهش شکل‌پذیری ۳/۴۸٪ است.

همان‌طور که در بخش ۱-۶ بیان شد، در قاب‌های لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای میان‌پر مصالح بنایی با ضخامت میان‌قاب ۱۰۰ میلی‌متر و ۵۰ میلی‌متر مانند نمونه قاب‌های بتن مسلح در نمونه‌های لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای با افزایش بار محوری ستون‌های قاب بتن مسلح مقاومت و سختی مؤثر افزایش پیدا می‌کند، اما پس از نقطه حداکثر به دلایل ایجاد اثرات $p-\Delta$ مقاومت و سختی کاهش پیدا می‌کند. علاوه بر این در میان‌قاب‌های مصالح بنایی حضور بار محوری باعث افزایش چسبندگی اصطکاکی ملات و و آجر شده که می‌تواند منجر به افزایش سختی و مقاومت قبل از نقطه تسلیم نمونه‌ها شود، که نمونه‌های تحلیلی موجود در این مقاله نشان دهنده همین رفتار می‌باشد، که

جدول ۹. نتایج دو خطی سازی نمونه‌های قاب بتن مسلح میان پر مصالح بنایی
Table 9. Results of bilinearization of infill-frame masonry specimens

نام نمونه	δ_y	δ_m	V_y	مقاومت نهایی (kN)	سختی مؤثر (kN/mm)	شکل پذیری
نمونه آزمایشگاهی	۱۶	۶۲	۱۰۵	۱۰۵	۶/۶	۳/۸۷
NS-T100-P0.1-SOLID-V	۱۴	۵۸	۹۸	۹۸	۷	۴/۱۴
NS-T100-P0.1-SOLID	۱۱/۵	۷۷	۱۰۱	۱۰۱	۸/۸	۶/۸
NS-T100-P0.2-SOLID	۱۱/۸	۷۷	۱۲۵	۱۲۵	۱۰/۶	۶/۵۲
NS-T100-P0.3-SOLID	۱۲/۴	۷۷	۱۳۴	۱۳۴	۱۰/۸	۶/۲
S-T100-P0.1-SOLID	۱۰	۷۷	۱۰۳	۱۰۳	۱۰/۳	۷/۷
S-T100-P0.2-SOLID	۱۱/۸	۷۷	۱۲۵	۱۲۵	۱۱/۸	۷/۳۴
S-T100-P0.3-SOLID	۱۱	۷۷	۱۴۰	۱۴۰	۱۲/۷۲	۷
NS-T50-P0.1-SOLID	۱۲	۷۷	۹۸	۹۸	۸/۱۶	۶/۴۲
NS-T50-P0.2-SOLID	۱۲/۶	۷۷	۱۱۵	۱۱۵	۹/۱۳	۶/۱۱
NS-T50-P0.3-SOLID	۱۲	۷۰	۱۲۸	۱۲۸	۱۰/۶۷	۵/۸
S-T50-P0.1-SOLID	۱۱	۷۷	۱۰۰	۱۰۰	۹/۰۹	۷
S-T50-P0.2-SOLID	۱۱/۲	۷۷	۱۱۵	۱۱۵	۱۰/۱۷	۶/۸
S-T50-P0.3-SOLID	۱۱	۷۷	۱۳۰	۱۳۰	۱۱/۸	۶/۵۲

کند، مقاومت نهایی و سختی مؤثر و شکل‌پذیری آن نیز افزایش پیدا می‌کند.

۳-۶- مقایسه بین قاب و قاب میان پر از نظر مقاومت نهایی و

سختی مؤثر و شکل‌پذیری

تحلیلی تحت سطوح مختلف بار محوری با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای قاب بتنی بدون میان‌قاب و قاب میان‌پر مصالح بنایی صورت گرفته است، مقاومت نهایی تحت سطح بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون در نمونه قاب بتنی غیر لرزه‌ای بدون میان‌قاب برابر با ۷۲ کیلونیوتن و در نمونه قاب غیر لرزه‌ای میان‌پر با ضخامت ۱۰۰ میلی‌متر برابر با ۱۰۱ کیلونیوتن و قاب غیر لرزه‌ای میان‌پر با ضخامت ۵۰ میلی‌متر برابر با ۹۸ کیلونیوتن است که به ترتیب ۴۰٪ و ۳۶٪ افزایش مقاومت نهایی، ۹۵٪ و ۸۱٪ افزایش سختی مؤثر و ۴۰٪ و ۳۱٪ افزایش شکل‌پذیری داشته است. همچنین در نمونه قاب بتنی غیر لرزه‌ای بدون میان‌قاب با بار محوری ۰/۲ مقاومت نهایی برابر با ۷۷ کیلونیوتن و در نمونه قاب میان‌پر با ضخامت ۱۰۰ میلی‌متر برابر با ۱۲۵ کیلونیوتن است و در نمونه قاب غیر لرزه‌ای میان‌پر برابر با ۱۱۵ کیلونیوتن است که به ترتیب ۶۲٪ و ۴۹٪ افزایش مقاومت نهایی، ۱۰۵٪ و ۹۰٪ افزایش سختی مؤثر و ۱۰۵٪ و ۹۲٪ افزایش شکل‌پذیری داشته است. همچنین در نمونه قاب بتنی غیر لرزه‌ای

میان‌پر با جزئیات لرزه‌ای نسبت به قاب میان‌پر با جزئیات غیر لرزه‌ای برابر با ۱/۶، ۱۰/۶ و ۱۲/۴٪ است. همان‌طور که از شکل ۲۰ مشاهده می‌شود، لرزه‌ای بودن قاب میان‌پر مصالح بنایی باعث افزایش مقامت نهایی، سختی مؤثر و شکل‌پذیری می‌شود.

۶-۲-۲- تأثیر افزایش سطوح مختلف بار محوری در نمونه‌های

قاب میان‌پر غیر لرزه‌ای و لرزه‌ای با ضخامت‌های ۵۰ و ۱۰۰ میلی‌متر

نمونه قاب غیر لرزه‌ای میان‌پر زمانی که ضخامت میان‌قاب از ۵۰ میلی‌متر به ۱۰۰ میلی‌متر افزایش پیدا می‌کند، با افزایش سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ مقاومت نهایی در نمونه‌ها به ترتیب ۳، ۸/۷ و ۴/۷٪ افزایش پیدا می‌کند، سختی مؤثر در نمونه‌ها به ترتیب ۷/۸، ۱۶/۱ و ۱/۲۲٪ افزایش پیدا می‌کند، شکل‌پذیری در نمونه‌ها به ترتیب ۵/۹، ۶/۳۳ و ۶/۹٪ افزایش پیدا می‌کند. نمونه قاب لرزه‌ای میان‌پر زمانی که ضخامت میان‌قاب از ۵۰ میلی‌متر به ۱۰۰ میلی‌متر افزایش پیدا می‌کند با افزایش سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ مقاومت نهایی در نمونه‌ها به ترتیب ۳، ۸/۷ و ۷/۷٪ افزایش پیدا می‌کند، سختی مؤثر در نمونه‌ها به ترتیب ۱۳/۳، ۱۶ و ۷/۸٪ افزایش پیدا می‌کند، شکل‌پذیری در نمونه‌ها به ترتیب ۱۰، ۷/۹۴ و ۷/۳۶٪ افزایش پیدا می‌کند. بررسی نتایج نشان می‌دهد زمانی که ضخامت میان‌قاب از ۵۰ به ۱۰۰ میلی‌متر افزایش پیدا

بدون میان قاب با بار محوری ۰/۳ مقاومت نهایی برابر با ۷۸ کیلونیوتن و در نمونه قاب غیر لرزه‌ای میان‌پر با ضخامت ۱۰۰ میلی‌متر برابر با ۱۳۴ کیلونیوتن است و در نمونه قاب غیر لرزه‌ای میان‌پر با ضخامت ۵۰ میلی‌متر برابر با ۱۲۸ کیلونیوتن است که ۷۲٪ و ۶۴٪ افزایش مقاومت نهایی، ۹۶٪ و ۹۴٪ افزایش سختی مؤثر، ۱۲۵٪ و ۱۱۰٪ افزایش شکل‌پذیری داشته است. مقاومت نهایی تحت سطح بار محوری ۰/۱ ظرفیت فشاری ستون‌ها در نمونه قاب بتنی لرزه‌ای بدون میان‌قاب برابر با ۷۵ کیلونیوتن و در نمونه قاب غیر لرزه‌ای میان‌پر با ضخامت ۱۰۰ میلی‌متر برابر با ۱۰۳ کیلونیوتن است و در نمونه قاب لرزه‌ای میان‌پر با ضخامت ۵۰ میلی‌متر برابر با ۱۰۰ کیلونیوتن است. که به ترتیب ۳۷٪ و ۳۴٪ افزایش مقاومت نهایی، ۱۰۶٪ و ۸۱٪ افزایش سختی مؤثر، ۴۸٪ و ۳۵٪ افزایش شکل‌پذیری داشته است. همچنین در نمونه قاب غیر لرزه‌ای بدون میان‌قاب با بار محوری ۰/۲ مقاومت نهایی برابر با ۸۲ کیلونیوتن و در نمونه قاب میان‌پر با ضخامت ۱۰۰ میلی‌متر برابر با ۱۲۵ کیلونیوتن است و در نمونه قاب لرزه‌ای میان‌پر با ضخامت ۵۰ میلی‌متر برابر با ۱۱۵ کیلونیوتن است، که به ترتیب ۵۲/۵٪ و ۴۰٪ افزایش مقاومت نهایی، ۱۱۶٪ و ۹۶٪ افزایش سختی مؤثر، ۸۷٪ و ۷۳٪ افزایش شکل‌پذیری داشته است. همچنین در نمونه قاب بتنی غیر لرزه‌ای بدون میان‌قاب با بار محوری ۰/۳ مقاومت نهایی برابر با ۸۳ کیلونیوتن و در نمونه قاب لرزه‌ای میان‌پر با ضخامت ۱۰۰ میلی‌متر برابر با ۱۴۰ کیلونیوتن است و در نمونه قاب لرزه‌ای میان‌پر با ضخامت ۵۰ میلی‌متر برابر با ۱۳۰ کیلونیوتن است. به ترتیب ۶۹٪ و ۵۷٪ افزایش مقاومت نهایی، ۱۳۰٪ و ۱۱۳٪ افزایش سختی مؤثر، ۸۴٪ و ۷۲٪ افزایش شکل‌پذیری داشته است.

همان‌طور که در شکل ۲۱ مشاهده می‌شود زمانی که میان‌قاب داخل قاب بتنی چه لرزه‌ای چه غیر لرزه‌ای با ضخامت ۵۰ یا ۱۰۰ میلی‌متر قرار بگیرد، قاب میان‌پر نسبت به قاب بتنی بدون میان‌قاب، مقاومت نهایی و سختی مؤثر و شکل‌پذیری افزایش پیدا می‌کند.

۷- نتیجه‌گیری

در این مقاله با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS شش نمونه قاب بتن مسلح و ۱۲ نمونه قاب میان‌پر مصالح بنایی تحت بار جانبی داخل صفحه مدل‌سازی شده‌اند و تأثیر سطوح مختلف بار

محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها و با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای قاب بتنی و ضخامت‌های مختلف میان‌قاب مصالح بنایی مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته است. مهمترین نتایج به دست آمده به قرار زیر می‌باشد:

۱- قاب بتنی لرزه‌ای در مقایسه با قاب بتنی غیر لرزه‌ای در سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ ظرفیت فشاری ستون‌ها میانگین مقاومت نهایی ۲/۸۴٪ افزایش، سختی مؤثر ۸/۴۵٪ افزایش و شکل‌پذیری ۲۲/۹٪ افزایش پیدا می‌کند.

۲- درصد اختلاف قاب میان‌پر لرزه‌ای در مقایسه با قاب میان‌پر غیر لرزه‌ای در سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ با ضخامت ۱۰۰ میلی‌متر در مقاومت نهایی به ترتیب ۲٪، ۰٪ و ۴/۵٪ است که با میانگین ۳/۲۵٪ افزایش مقاومت داشته است. درصد اختلاف سختی مؤثر به ترتیب ۱۷٪، ۱۱/۳۲٪ و ۱۷/۷۸٪ است. درصد اختلاف شکل‌پذیری به ترتیب ۱۳/۲۵٪، ۱۲/۵۷٪ و ۱۲/۹٪ است.

۳- لرزه‌ای شدن قاب بتنی و قاب میان‌پر باعث افزایش مقاومت نهایی، سختی مؤثر و شکل‌پذیری نسبت به قاب بتنی غیر لرزه‌ای می‌شود.

۴- درصد اختلاف قاب میان‌پر لرزه‌ای در مقایسه با قاب میان‌پر غیر لرزه‌ای در سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ با ضخامت ۵۰ میلی‌متر در مقاومت نهایی به ترتیب ۲٪، ۰٪ و ۱/۶٪ است، که با میانگین ۱/۸٪ افزایش مقاومت داشته است. درصد اختلاف سختی مؤثر به ترتیب برابر با ۱۱/۴٪، ۱۱/۴٪ و ۱۰/۶٪ است. درصد اختلاف شکل‌پذیری به ترتیب برابر ۹/۰۳٪، ۱۱/۳۱٪ و ۱۲/۴٪ است.

۵- افزایش ضخامت میان‌قاب مصالح بنایی از ۵۰ میلی‌متر به ۱۰۰ میلی‌متر باعث افزایش مقاومت نهایی، سختی مؤثر و شکل‌پذیری در قاب میان‌پر می‌شود.

۶- در نمونه‌های قاب غیر لرزه‌ای میان‌پر زمانی که ضخامت میان‌قاب از ۵۰ میلی‌متر به ۱۰۰ میلی‌متر افزایش پیدا می‌کند با افزایش سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ به طور میانگین مقاومت نهایی ۵/۴٪، سختی مؤثر ۸/۳۷٪ و شکل‌پذیری ۶/۳۸٪ افزایش پیدا می‌کند.

- [2] P. Asteris, L. Cavaleri, F. Di Trapani, A. Tsaris, Numerical modelling of out-of-plane response of infilled frames: State of the art and future challenges for the equivalent strut macromodels, *Engineering Structures*, 132 (2017) 110-122.
- [3] J. Riddington, B.S. Smith, Analysis of infilled frames subject to racking with design recommendations, *Structural Engineer*, 55(6) (1977) 263-268.
- [4] M. Sobaih, M. Abdin, Seismic analysis of infilled reinforced concrete frames, *Computers & Structures*, 30(3) (1988) 457-464.
- [5] T. Paulay, M.N. Priestley, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, (1992).
- [6] A.B. Mehrabi, P. Benson Shing, M.P. Schuller, J.L. Noland, Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames, *Journal of Structural engineering*, 122(3) (1996) 228-237.
- [7] C. Murty, S.K. Jain, Beneficial influence of masonry infill walls on seismic performance of RC frame buildings, in: 12th world conference on earthquake engineering, 2000.
- [8] A. Tasnimi, A.M. Khah, Effect of infill vertical irregularity on seismic demands of RC building, 2nd International Conference on Concrete and Development, BHRC (Tehran Iran, 2005)
- [9] P.G. Asteris, D.M. Cotsovos, C. Chrysostomou, A. Mohebkah, G. Al-Chaar, Mathematical micromodeling of infilled frames: state of the art, *Engineering Structures*, 56 (2013) 1905-1921.
- [10] G. Campione, L. Cavaleri, G. Macaluso, G. Amato, F. Di Trapani, Evaluation of infilled frames: an updated in-plane-stiffness macro-model considering the effects of vertical loads, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(8) (2015) 2265-2281.
- [11] C. Zhai, J. Kong, X. Wang, Z. Chen, Experimental and finite element analytical investigation of seismic behavior of full-scale masonry infilled RC frames, *Journal of*

۷-در نمونه‌های قاب لرزه‌ای میان‌بر زمانی که ضخامت میان‌قاب از ۵۰ میلی‌متر به ۱۰۰ میلی‌متر افزایش پیدا می‌کند با افزایش سطوح مختلف بار محوری ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۳ به طور میانگین مقاومت نهایی ۶/۴۶٪، سختی مؤثر ۱۲/۳۷٪ و شکل‌پذیری ۸/۴٪ افزایش پیدا می‌کند.

۸- زمانی که میان‌قاب مصالح بنایی در داخل قاب بتن مسلح با جزئیات لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای قرار می‌گیرد، مقاومت نهایی و سختی مؤثر و شکل‌پذیری قاب میان‌بر به طور میانگین، حدوداً به ترتیب برابر با ۶۰٪ و ۱۰۰٪ و ۷۵٪ بیشتر از قاب بتنی بدون میان‌قاب می‌شود.

۹- در قاب‌های لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای میان‌بر مصالح بنایی با ضخامت میان‌قاب ۱۰۰ میلی‌متر و ۵۰ میلی‌متر و نمونه قاب‌های بتن مسلح در نمونه‌های لرزه‌ای و غیر لرزه‌ای با افزایش بار محوری ستون‌های قاب‌های بتن مسلح، مقاومت و سختی مؤثر افزایش پیدا می‌کند، اما پس از نقطه حداکثر مقاومت به دلایلی ایجاد اثرات $\rho-\Delta$ مقاومت و سختی کاهش پیدا می‌کند، علاوه بر این با افزایش بار محوری نیز شکل‌پذیری کاهش می‌یابد.

۸- فهرست علائم

E	مدول الاستیسیته مصالح بنایی، (N/mm^2)
f_t	مقاومت کششی درز ملات، (N/mm^2)
G_f^I	انرژی شکست در کشش، ($N.mm/mm^2$)
G_f^{II}	انرژی شکست در برش، ($N.mm/mm^2$)
K_{m}	سختی ملات در جهت عمودی (کششی)، (N/mm^3)
K_{ss}	سختی ملات در جهت برشی محور ۱، (N/mm^3)
K_{tt}	سختی ملات در جهت برشی محور ۲، (N/mm^3)
S OR NS-T-P- Model-V	Seismic Or Non Seismic-Thickness Infill (mm) - 0.1 , 0.2 & 0.3 Lateral Load- Frame Or Solid-Verify
ρ	چگالی مصالح بنایی، (Ton/mm^3)
ν	ضریب پواسون
μ	ضریب اصطکاک

۹- مراجع

- [1] I.I.O.S.A.E. Engineering, Earthquake Report 12 Nov 2017 (Sarpol Zahab Kermanshah Province), Fifth Edition, in pershian, (2017).

- [20] R. shahbazi, m. yekrangnia, ABAQUS practical guide with civil engineering issues, structural and geotechnical, third edition, chapter 3 (2016).
- [21] P.J.B.B. Lourenço, Computational strategies for masonry structures, (1997).
- [22] P.B. Lourenço, A user/programmer guide for the micro-modeling of masonry structures, Report, 3(1.31) (1996) 35.
- [23] ABAQUS, ABAQUS/Thyory User manual, in, Version, 2011.
- [24] P. Lourenco, Computational strategies for masonry structures//Ph. D. Thesis. Delft University of Technology. Delft. The Netherlands, 1996, (1996).
- [25] A. Committee, I.O.f. Standardization, Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary, in, American Concrete Institute, 2008.
- [26] S. 9th, The Design And Implementation Of Reinforced Concrete Buildings, National Iranian Building Regulation, In Pershian, (Edition 1397).
- [27] A.T. 1-01, A.T. 1R-01, Acceptance Criteria for moment frames based on structural testing (T1. 1-01) and commentary (T1. 1R-01), in, 2001.
- [28] V. Sigmund, D. Penava, Influence of openings, with and without confinement, on cyclic response of infilled rc frames—an experimental study, Journal of earthquake engineering, 18(1) (2014) 113-146.
- [29] M. Marefat, M. Khanmohammadi, M. Bahrani, A. Goli, Experimental assessment of reinforced concrete columns with deficient seismic details under cyclic load, Advances in Structural Engineering, 9(3) (2006) 337-347.
- Earthquake Engineering, 20(7) (2016) 1171-1198.
- [12] E. Nasiri, Y. Liu, Development of a detailed 3D FE model for analysis of the in-plane behaviour of masonry infilled concrete frames, Engineering Structures, 143 (2017) 603-616.
- [13] M.Ö. Timurağaoğlu, A. Doğangün, R. Livaoğlu, Comparison of Different Analytical Models of Infilled RC Frame.
- [14] K.M. Kareem, B. Pantò, Simplified macro-modelling strategies for the seismic assessment of non-ductile infilled frames: a critical appraisal, Journal of Building Engineering, 22 (2019) 397-414.
- [15] F. Prestandard, commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356), Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 7 (2000).
- [16] Mansouri, M.S. Marefat, M. Khanmohammadi, Experimental evaluation of seismic performance of low-shear strength masonry infills with openings in reinforced concrete frames with deficient seismic details, The Structural Design of Tall and Special Buildings, 23(15) (2014) 1190-1210.
- [17] H. moqadam, The Seismic Design of Masonry Buildings, Sharif University of Technology Press, In Pershian, (1372).
- [18] K.M. Dolatshahi, M. Yekrangnia, Out-of-plane strength reduction of unreinforced masonry walls because of in-plane damages, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 44(13) (2015) 2157-2176.
- [19] K.M. Dolatshahi, Computational, analytical and experimental modeling of masonry structures, State University of New York at Buffalo, 2012.

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

D. Ostad, J. Shafaei, Analytical Study of the Effect of Different Parameters on the Seismic Performance of Masonry Infilled RC Frames, Amirkabir J. Civil Eng., 53(3) (2021) 955-976.

DOI: [10.22060/ceej.2020.16705.6311](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.16705.6311)

