

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای دیوارهای بنایی مسلح شده با المان‌های چوبی

مرضیه محمدی نیکو^۱، امیر هوشنگ اخویسی^{۲*}

۱- کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران

۲- دانشیار، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران

چکیده

علی‌رغم تعداد زیاد ساختمان‌های بنایی موجود در کشور، تحقیقات محدودی برای تحلیل پاسخ لرزه‌ای آن‌ها انجام شده است. شواهد حاکی از آن است که سازه‌های بنایی غیرمسلح، در زلزله‌های مخرب، محکوم به نابودی هستند؛ از طرفی با توجه به لرزه‌خیز بودن ایران، نیاز به تقویت یا تسلیح این سازه‌ها، امری ضروری است. چوب بواسطه‌ی مقاومت کششی خوب، قیمت ارزان و در دسترس بودن از گذشته تا امروز مورد توجه واقع شده است. چوب در راستای الیاف سختی و مقاومت کششی و فشاری زیادی، نسبت به دیوار بنایی دارد؛ از این جهت برای تقویت دیوارهای بنایی انتخاب شده است. در مدل‌های ارائه شده در مقاله‌ی حاضر، از معیار تسلیم هیل برای چوب و معیار تسلیم ویلیام وارنک برای دیوار آجری استفاده شده است و امکان لغزش و جدایش بین چوب و دیوار آجری با استفاده از المان‌های تماسی دارای مدل رفتاری موهرکولمب، در نظر گرفته شده است. صحت سنجی رفتار مدل‌های حاضر در این مقاله، به کمک نتایج آزمایشگاهی انجام شده که تطابق خیلی خوبی مشاهده شده است. در هر دیوار تقویت شده، موقعیت قرارگیری المان‌های چوبی و تعداد آن‌ها تغییر پیدا کرده است. در نهایت، درصد افزایش مقاومت نهائی، درصد افزایش طول ناحیه الاستیک خطی، ضریب شکل‌پذیری، توزیع ترک‌خوردگی، توزیع شدت تنش، جدایش، لغزش و کرنش پلاستیک در نمونه‌ها بررسی شده است؛ و نتایج نشان داده که بهترین عملکرد لرزه‌ای، در بین مدل‌های حاضر در این مقاله، مربوط به دیوار مقاوم شده با دو چوب افقی است.

کلمات کلیدی: طیف انرژی، نسبت میرایی، شکل‌پذیری تغییر مکانی، انرژی ورودی نسبی، انرژی ورودی بر واحد جرم.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/JSCE.2017.86039.1175	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.86039.1175	۱۳۹۷/۰۵/۳۰	۱۳۹۶/۰۴/۱۷	۱۳۹۶/۰۴/۱۷	۱۳۹۶/۰۳/۲۷	۱۳۹۶/۰۲/۲۵
				*نویسنده مسئول:		
				پست الکترونیکی:		
				امیر هوشنگ اخویسی ahakhaveissy@razi.ac.ir		

Evaluation of the seismic performance of masonry walls reinforced with wooden elements

M. Mohammadi Nikou¹, A.H. Akhaveissy^{2*}

1- M.Sc. of structural engineering, Department of Civil Engineering, Faculty Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran

2- Associate professor, Department of Civil Engineering, Faculty Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran

ABSTRACT

Despite the large numbers of masonry buildings in the country, limited researches are conducted to analyze their seismic responses. Evidence suggests that unreinforced masonry buildings in destructive earthquakes are sentenced to destruction. On the other hand, according to the seismicity in Iran, the need for strengthening or reinforcement of these structures is essential. Wood due to good tensile strength, cheap price and availability has been noticed from past to present. Wood along the fibers has much hardness and good tensile and compressive strength compared with masonry walls and hence it is selected to strengthen masonry wall. In the models presented in this paper, Hill yield criterion is used for the wood, William Warnke yield criterion is used for the masonry wall and the possibility of sliding and gap between wood and masonry wall is taken into account by using contact elements with Mohr-coulomb behavioral model. The validation of models presented in this paper is conducted with the help of experimental results and a very good match is observed. In any reinforced wall, the number of wooden elements and their position have changed. Finally increase percent in ultimate strength, increase percent of linear elastic strength, ductility coefficient, cracking distribution, distribution of stress, gap, sliding and the plastic strain in the samples have been investigated. The best seismic performance among the models presented in this paper is belongs to the model that strengthened with two horizontal wood.

ARTICLE INFO

Received: 15/05/2017

Revised: 17/06/2017

Accepted: 8/07/2017

Keywords:

Masonry Wall

Wood

Hill Yield Criteria

Orthotropic Behavior

Nonlinear Static Analysis

Finite Element

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2017.86039.1175

*Corresponding author: Amir Hoshang Akhaveissy.

Email address: ahakhaveissy@razi.ac.ir

۱- مقدمه

انسان از دیرباز به استفاده از سنگ و چوب برای ساخت سرپناه و حفظ جان خود از گزند بلایای طبیعی، آگاه بوده است. با گذشت زمان و توسعه علم و فناوری، امکانات لازم برای داشتن سازه‌های با عملکرد بهتر فراهم شده است. در بین سازه‌های موجود در کشور ایران، سازه‌های بنایی، به واسطه‌ی ظرفیت باربری قابل قبول و هزینه ساخت کمتر، کاربرد گسترده‌ای پیدا کرده‌اند؛ اما لازم است در برابر زلزله‌های مخرب مقاوم شوند تا بتوانند پایدار بمانند. با توجه به اینکه چوب در راستای الیاف، مقاومت کششی، مقاومت فشاری و سختی بیشتری نسبت به دیوار بنایی دارد؛ برای تقویت دیوارهای بنایی، یک گزینه مناسب عنوان شده است.

استفاده از قاب‌های چوبی متصل به میان قاب‌های بنایی در بسیاری از کشورها از جمله یونان [۱]، پرتغال [۲]، جنوب ایتالیا [۳] و ترکیه [۴] در نواحی با خطر لرزه‌ای بالا کاربرد داشته است. در این سیستم، تغییر محل قرارگیری المان‌های چوبی با تغییر ظرفیت باربری همراه بوده است [۵]. ساختمان‌های کاملاً چوبی قدیمی، با کاربری‌های مسکونی [۶] و مذهبی [۷] در ترکیه موجود است. تحقیقات نشان داده که سازه‌های بنایی با قاب چوبی، نسبت به سازه‌های بنایی غیرمسلح و حتی سازه‌های بتن مسلحی که به خوبی مسلح نشده‌اند، عملکرد بهتری داشته‌اند [۸] با این وجود، به دلیل پاسخ غیرخطی سیستم سازه بنایی با قاب چوبی، بررسی عملکرد آن پیشرفت اندکی داشته است [۹].

تأثیر مهارهای تزریقی در محل اتصال بین دیوار و قاب چوبی با استفاده از آزمایش بیرون کشیدگی^۱، بررسی شده است [۱۰]. کاربرد میراگر سوپر الاستیک^۲ به منظور مقاوم‌سازی دیوار بنایی با کامپوزیت چوبی، بررسی شده است که با بهبود رفتار چرخه‌ای و عملکرد لرزه‌ای دیوار بنایی همراه بوده است [۱۱]. عملکرد اتصالات چوبی در دو حالت اتصال قائم و افقی و در دو حالت بارگذاری چرخه‌ای و یکنواخت، برای تعیین رفتار پسماند میخ‌های اتصال، بررسی شده است. نتایج حاکی از آن بوده که میخ رزوه شده^۳ نسبت به میخ میله‌ای صاف^۴، مقاومت بیشتری دارد؛ اما هنگام تسلیم، رفتار تردتری نشان می‌دهد و میخ میله‌ای صاف، علی‌رغم بیرون کشیده شدن، از گسیختگی تسمه^۵ فلزی جلوگیری می‌کند [۱۲].

در مقاله‌ی حاضر، برای مدل‌سازی دیوار بنایی، از روش مدل‌سازی ماکرو و معیار تسلیم ویلیام-وارنک^۶ استفاده شده است. با صرف‌نظر از ناپیوستگی‌های^۷ ذاتی موجود در چوب، همچون محل گره‌ها^۸، مغزه‌ها^۹، خطوط شعاعی^{۱۰}، وجود تخلخل^{۱۱} و یا تفاوت‌های نسبی بین چوب اولیه^{۱۲} و چوب کهنه^{۱۳}، چوب پیوسته فرض شده است. با کمک این فرض، از تئوری مصالح ارتوتروپیک برای توصیف رفتار چوب استفاده شده است که این تئوری، فقط تفاوت بین روابط تنش-کرنش در جهات طولی^{۱۴} و شعاعی^{۱۵} و مماسی^{۱۶} را در نظر گرفته است [۱۳]. رفتار مصالح در زمان شکست، به شکل سه‌بعدی و غیرخطی و با استفاده از تئوری پلاستیسیته بررسی شده است [۱۴ و ۱۵]. به دلیل اینکه سازه‌های بنایی دارای چوب، معمولاً جز میراث فرهنگی هستند؛ ارزیابی خطر لرزه‌ای آن‌ها با روش آنالیز غیرخطی ارزشمند است [۱۶].

پژوهش حاضر با مدل‌سازی دیوارهای بنایی دارای المان‌های چوبی و انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، رفتار دیوارهای مقاوم شده با چوب را بررسی کرده است.

¹ Pull out

² Super Elastic

³ Threaded Nail

⁴ Plain Shank Nail

⁵ Strip

⁶ William-Warnke

⁷ discontinuities

⁸ knots

⁹ pith

¹⁰ ray

¹¹ Porosity

¹² Early wood

¹³ Late wood

¹⁴ Longitudinal

¹⁵ Radial

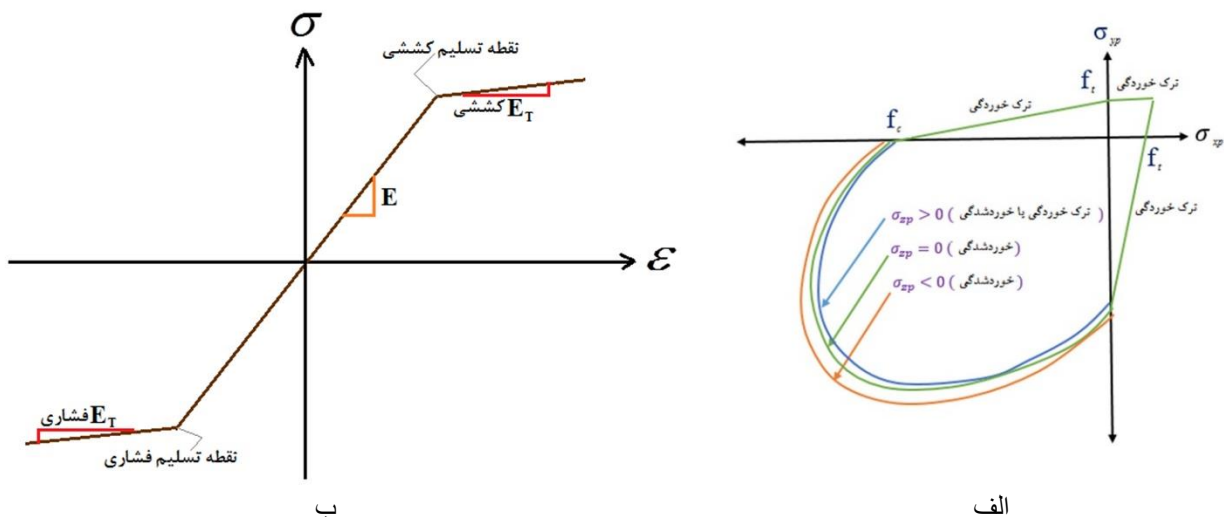
¹⁶ Tangential

۲- مشخصات مکانیکی مصالح در شبیه‌سازی عددی

برای مدل‌سازی چوب و سازه بنایی، از المان‌های سه بعدی و ۸ گرهی با سه درجه آزادی انتقالی در هر گره استفاده شده است. مدل‌سازی چوب با المان SOLID 45 و با رفتار ارتوتروپیک^۱ بوده است و برای در نظرگیری رفتار غیرخطی چوب، از یک منحنی تنش-کرنش دوخطی استفاده شده است. مدل پلاستیسیته بکار رفته در مدل‌سازی چوب، مبتنی بر پلاستیسیته Hill^۲ بوده است.

جهت مدل‌سازی دیوار بنایی از المان Solid 65 و معیار تسلیم ویلیام-وارنک استفاده شده است که توانایی مدل‌سازی رفتار ترد را دارد و در آن اگر تنش کششی از مقاومت کششی ماده بیشتر شود، ماده ترک می‌خورد و اگر ترکیب تنش‌های موجود، از مقاومت فشاری ماده بیشتر شود، خردشدگی رخ می‌دهد.

در تمام مدل‌سازی‌ها، امکان لغزش و جدایش بین چوب و دیوار بنایی با استفاده از المان‌های تماسی دارای رفتار موهر کولمبا^۳ در نظر گرفته شده است. مدل‌سازی قطعات فولادی در بالای نمونه‌های چوبی، با المان‌های سه بعدی هشت گرهی دارای درجات آزادی انتقالی و با سطح تسلیم فون میسز^۴ انجام شده است.



شکل ۱: الف) نمودار معیار تسلیم ویلیام-وارنک برای رفتار بتن [۱۷]، ب) نمودار تنش-کرنش دوخطی در مدل پلاستیسیته غیرارتوتروپیک چوب [۱۸].

۲-۱- مشخصات مصالح بکار رفته در شبیه‌سازی عددی برای صحت‌سنجی مدل‌سازی چوب

برای اعتبارسنجی مدل‌سازی چوب، از مدل‌های ارائه شده در مقاله [۱۳] استفاده شده است. برای دستیابی به مدل‌سازی سه بعدی در نرم افزار اجزا محدود و با فرض رفتار تنش کرنش دوخطی در چوب، بعنوان یک ماده ارتوتروپیک و با سه جهت ایفای مماسی (T)، شعاعی (R) و طولی (L)، به ۲۷ ثابت نیاز است که عبارتند از: مدول الاستیسیته در سه جهت L و R و T، تنش‌های تسلیم کششی و فشاری در جهات R و L و T، تانژانت مدول کششی و فشاری هرکدام در سه جهت L و R و T، تنش تسلیم برشی در جهات RL و LT و RT، تانژانت موده‌های برشی در جهات RL و LT و RT، مدول الاستیسیته برشی در جهات RL و LT و LT و ضرایب پواسون در جهات RL و LT و RT.

به دلیل رفتار ارتوتروپیک چوب، خواص آن در دو صفحه متقارن مماسی و شعاعی، مشابه همدیگر است. با فرض این‌که در جهت مماسی رفتار همگن است و روابط تنش-کرنش، بر پایه فشار است، تعداد ثابت‌ها از ۲۷ ضریب به ۱۴ ضریب کاهش پیدا کرده است و همچنین

^۱ Orthotropic

^۲ Mohr-Coulomb

^۳ Von-Mises

7

8

9

فرض شده که مقدار ثابت‌ها در حالت کششی و فشاری برابر است و تانژانت مودهای کششی و فشاری با ضرب ضریب 0.1 در مدول الاستیک‌های موجود بدست آمده‌اند.

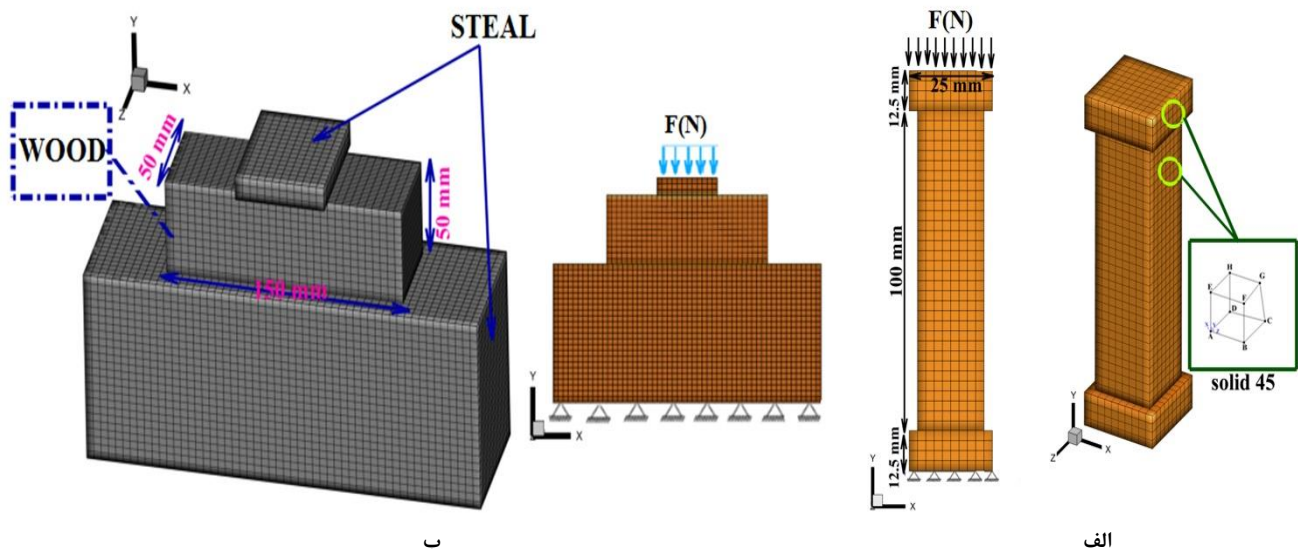
۳- اعتبارسنجی مدل‌سازی چوب

۳-۱- مدل شماره ۱

برای ساخت این مدل از یک نمونه‌ی چوبی با مقطع مربع و با طول ضلع 25 mm و ارتفاع 100 mm استفاده شده است. چوب و صفحات فلزی بالا و پایین آن به هم متصل شده‌اند. امکان لغزش بین چوب و صفحات فلزی با المان‌های تماسی دارای رفتار موهرکولمب در نظر گرفته شده است. در شکل ۲-الف، این مدل به همراه شرایط تکیه‌گاهی، ابعاد، بارگذاری و نحوه‌ی مش‌بندی نشان داده شده است که در آن لایه‌های طولی (L) چوب به موازات محور قائم (Y) قرار گرفته‌اند.

۳-۲- مدل شماره ۲

برای ساخت این مدل، از یک نمونه‌ی چوبی با مقطع مربعی به ضلع 50 mm و ارتفاع 150 mm استفاده شده است. چوب و صفحات فلزی بالا و پایین آن کاملاً به هم متصل شده‌اند. امکان لغزش و جدایش بین چوب و فولاد با المان‌های تماسی در نظر گرفته شده است. شکل ۲-ب جزئیات ابعادی، نحوه‌ی مش‌بندی، المان‌های استفاده شده، نحوه‌ی بارگذاری و شرایط تکیه‌گاهی آن را نشان داده است که در آن لایه‌های طولی (L) چوب این بار به موازات محور افقی (X) قرار گرفته‌اند.



شکل ۲: الف) مدل شماره ۱ به همراه جزئیات ابعادی و نحوه‌ی مش‌بندی، ب) مدل شماره ۲ به همراه جزئیات ابعادی و نحوه‌ی مش‌بندی.

برای تعریف رفتار چوب به شکل سه‌بعدی در نرم‌افزار ANSYS به مشخصات موجود در جدول ۱ نیاز است. نام‌گذاری L و R و T در این جدول و برای هر مدل صرفاً وابسته به جهت قرارگیری الیاف‌های چوب است.

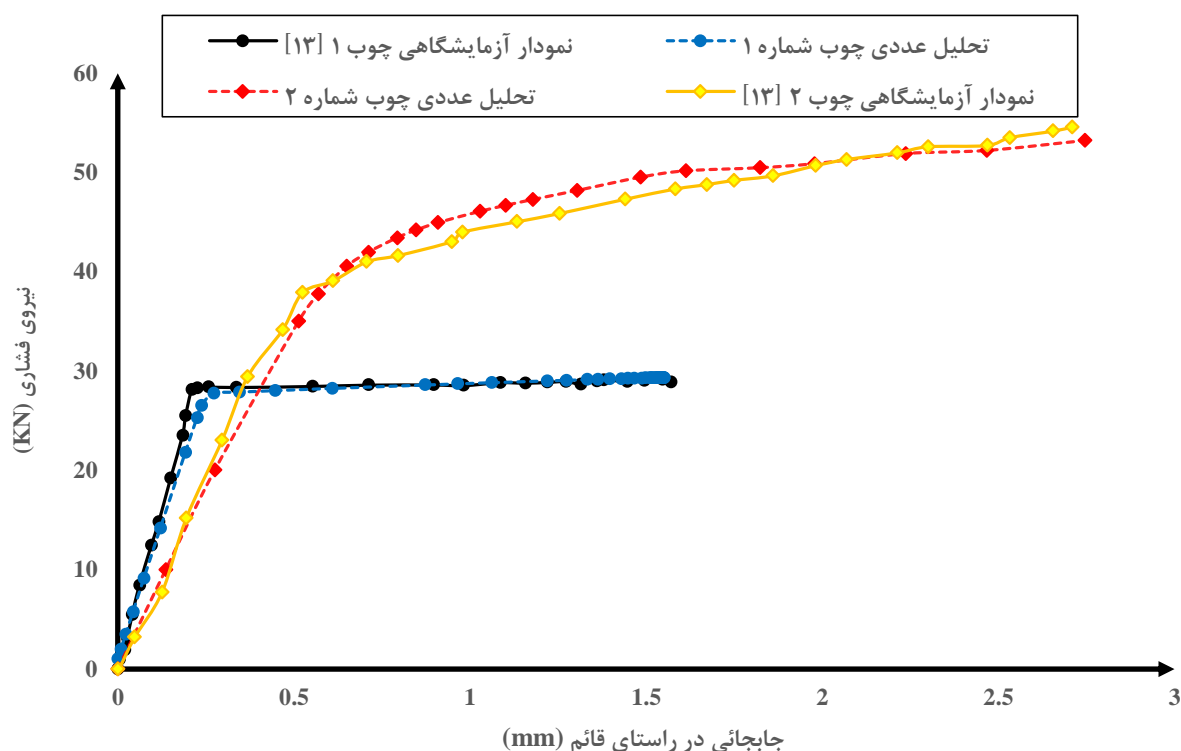
^۱tangent modulus

جدول ۱: مشخصات مورد نیاز برای تعریف چوب در مدل سازی سه بعدی اجزا محدود [۱۳]

مدل شماره ۲	مدل شماره ۱	ثابت‌های مورد نیاز برای تعریف مصالح چوبی
۱۶۹۰۰	۱۶۹۰۰	مدول الاستیک (Mpa) L
۸۳۵-۸۳۵	۸۳۲-۸۳۲	مدول الاستیک (Mpa) R, T
۱۵۵۰-۱۵۵۰	۱۷۴۰-۱۷۴۰	مدول برشی (Mpa) RL, LT
۳۰۲	۳۰۱	مدول برشی (Mpa) RT
۰/۰۲۳	۰/۰۱۸	ضریب پواسون RL
۰/۳۷	۰/۳۷	ضریب پواسون LT
۰/۳۸	۰/۳۸	ضریب پواسون RT
۱۰/۳-۴۴/۳-۱۰/۳	۴/۴۴-۵/۴-۳/۵	تنش تسلیم کششی و فشاری (Mpa) R, L, T
۸/۴-۱۶۹-۸/۴	۸/۸-۱۶۹-۳/۳	تانژانت مودهای کششی و فشاری (Mpa) R, L, T
۷-۷-۳/۱	۳/۳-۲/۱-۲/۳	تنش تسلیم برشی (Mpa) RL, LT, RT
۱۵/۵-۱۵/۵-۳	۱۷/۱۷-۴/۳-۴	تانژانت مودهای برشی (Mpa) RL, LT, RT

نهایتاً نتیجه تحلیل استاتیکی غیرخطی برای دو نمونه‌ی چوبی حاضر، با نتایج آزمایشگاهی آن‌ها [۱۳] در نمودار تغییرات نیرو-جابجایی زیر مقایسه شده است.

از نمودار شکل ۳ مشخص است که مقاومت نهایی چوب برای بار اعمال شده در مدل شماره ۱ در حدود ۲۹/۳ کیلونیوتن است و برای نمونه ۲ این رقم برابر با ۵۴/۵۶ کیلونیوتن است. تطابق خیلی خوبی بین نتایج خروجی تحلیل و نتایج آزمایشگاهی وجود دارد که بیانگر مدل سازی درست چوب است.



شکل ۳: نمودار بار-تغییر مکان تحلیل عددی مدل‌های ۱ و ۲ و مقایسه آن‌ها با نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی [۱۳] برای صحت‌سنجی مدل سازی چوب.

۴- صحت‌سنجی مدل‌سازی دیوار بنایی و مشخصات لازم برای شبیه‌سازی عددی آن

برای مدل‌سازی عددی دیوار آجری، چندین روش وجود دارد که از میان آن‌ها دو روش مدل‌سازی ماکرو و مدل‌سازی میکرو به طور مختصر شرح داده شده‌اند. در روش مدل‌سازی ماکرو، چسبندگی برشی و کششی بین سطوح آجر و ملات قابل توجه است و شکست و ترک برشی هم از آجر و هم از ملات عبور می‌کند و تقریباً هیچ‌گونه لغزشی بین سطوح آجر و ملات ایجاد نمی‌شود و دیوار آجری در این حالت به شکل یکپارچه عمل می‌کند. در روش مدل‌سازی میکرو، ترک و شکست برشی به هیچ وجه از آجرها و واحدهای بنایی عبور نمی‌کنند و شکست تماماً در ملات و سطح تماس آجر و ملات بصورت لغزشی اتفاق می‌افتد.

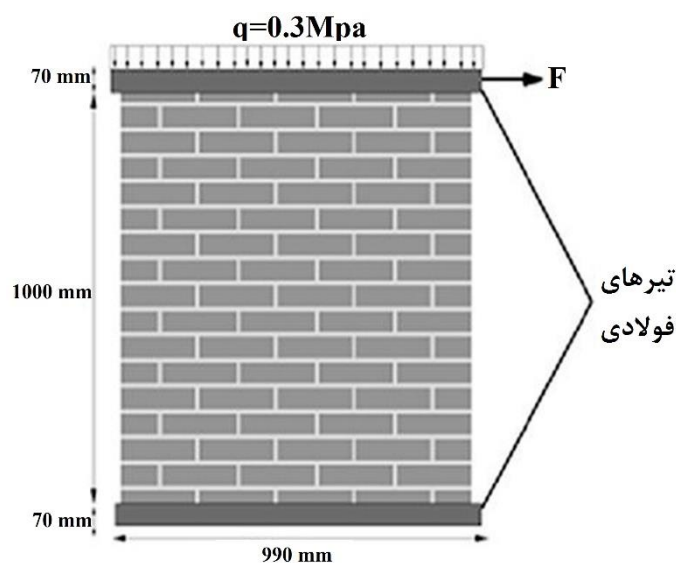
روش مدل‌سازی ماکرو تعداد درجات آزادی کمتری دارد و می‌تواند رفتار کلی دیوار آجری را شبیه‌سازی کند؛ به همین دلیل از این روش، برای مدل‌سازی دیوار بنایی استفاده شده است.

۴-۱- صحت‌سنجی مدل‌سازی دیوار بنایی به روش مدل‌سازی ماکرو

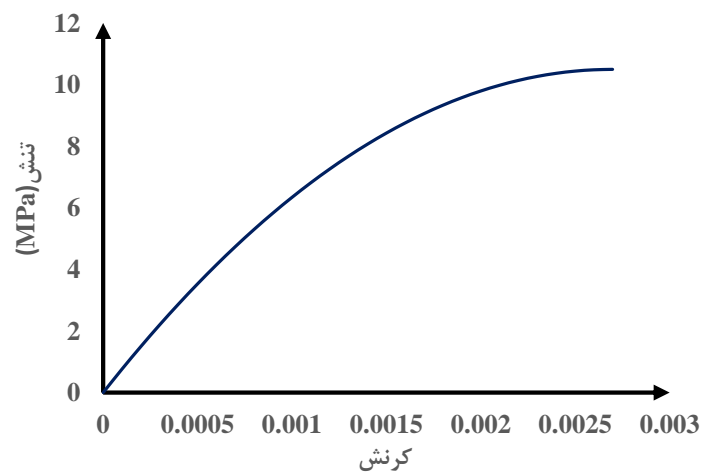
برای تعیین پارامترهای مناسب جهت مدل‌سازی و کالیبره کردن نرم افزار، دیواری مطابق شکل ۴، انتخاب شد که این دیوار توسط ورملتفورت^۱ و همکارانش [۱۹]، در آزمایشگاه مورد مطالعه قرار گرفت. پارامترهای ورودی نرم افزار، با توجه به داده‌های آزمایشگاهی تنظیم شدند. مشخصات ورودی مصالح، برای مدل‌سازی دیوار بنایی، در جدول ۲ ارائه شده‌اند. با توجه به توصیه ورملتفورت، بجای مدل‌سازی تیر فولادی فوقانی، از فنرهای جایگزین با سختی $k = 18 \times 10^5 \frac{N}{mm}$ استفاده شده است.

جدول ۲: مشخصات مورد نیاز برای تعریف رفتار کششی دیوار بنایی

مدل‌سازی به روش ماکرو							
U = 0.2				E = 7633.1 Mpa			
ضریب ترک	ضریب ترک	تنش ترک خوردگی	تنش ترک خوردگی	تنش ترک خوردگی	تنش ترک خوردگی	تنش ترک خوردگی	تنش ترک خوردگی
برشی باز	برشی بسته	تک محوری	تک محوری	تک محوری	تک محوری	تک محوری	تک محوری
۰/۳۳	۱	۱/۳	-۱	۰	۰	۰	۰



شکل ۴: دیوار آجری آزمایشگاهی به همراه جزئیات ابعادی و بارگذاری‌های اعمالی آن.



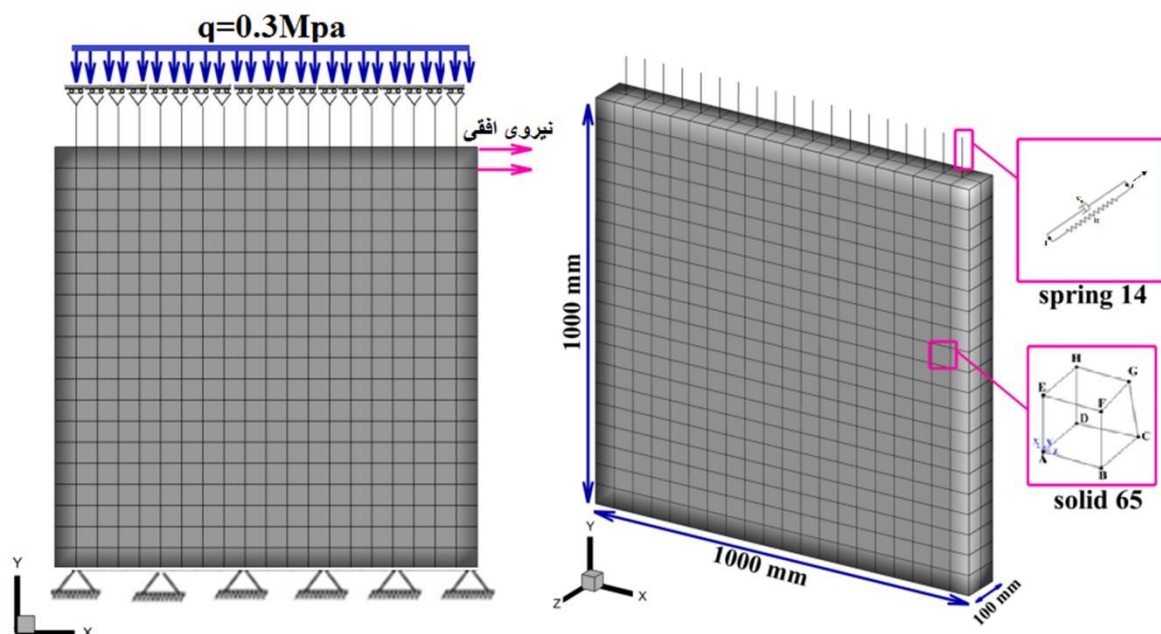
شکل ۵: نمودار رفتار فشاری بتن.

برای تعریف رفتار فشاری بتن، از رابطه هاگنستاد مطابق فرمول (۱) استفاده شده است. برای محاسبه تنش‌های فشاری f_c لازم است که از رابطه‌ی (۲)، ضریب کرنش اولیه ϵ_0 محاسبه شود و برای تعیین ϵ_0 بایستی از رابطه (۳) مدول الاستیسیته‌ی E محاسبه شود. با جایگذاری ضرایب مورد نیاز در رابطه (۱)، نمودار تنش-کرنش بتن، مطابق شکل ۵ رسم می‌شود.

$$f_c = f_c' \left(2 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right) - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^2 \right) \quad (1)$$

$$\epsilon_0 = \frac{(1.8 - 2) f_c'}{E} \quad (2)$$

$$E = 5000 \sqrt{f_c'} \quad (3)$$



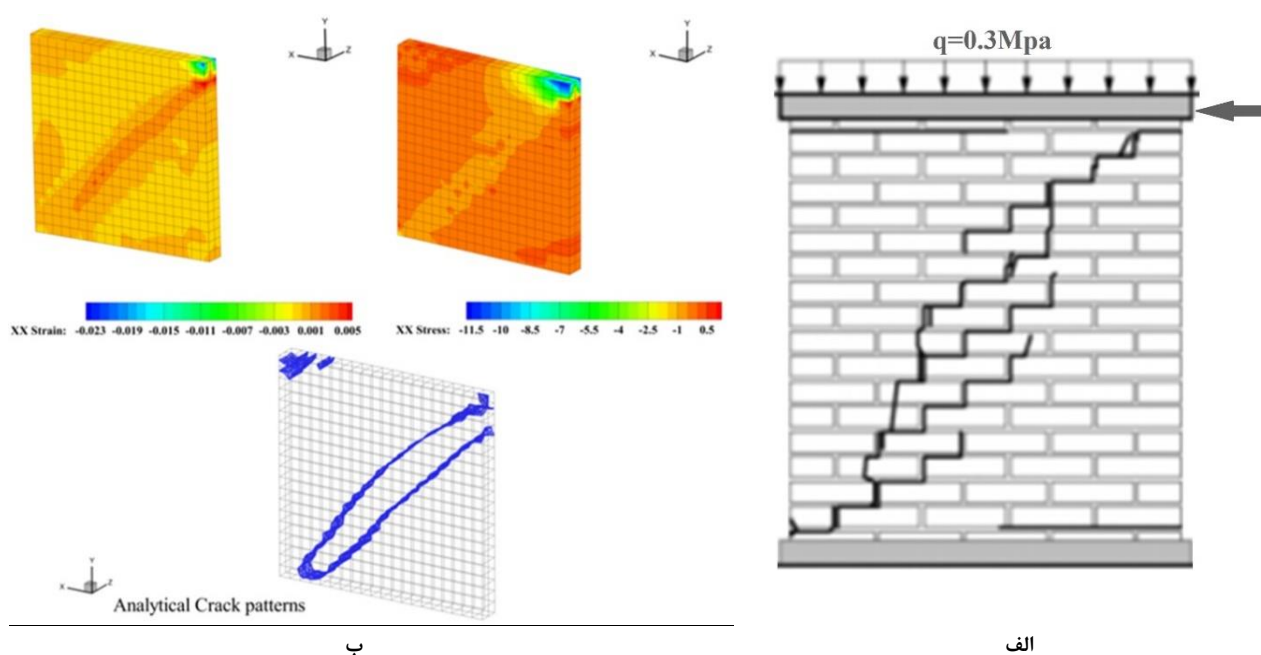
شکل ۶: مدل‌سازی ماکرو دیوار آجری به همراه بارگذاری، شرایط مرزی و المان‌های بکار رفته در آن.

در شکل ۶ دیواری که به روش ماکرو مدل شده، مشخص شده است. در این مدل، بار در قسمت بالا و در لبه‌ی سمت راست دیوار اعمال شده است. بار افقی درون صفحه دیوار است و دیوار بواسطه‌ی سختی زیاد در این راستا، مقاومت قابل توجهی از خود نشان خواهد داد.

لازمه‌ی اینکه دیوار در برابر نیروی افقی به شکل ارتجاعی عمل کند، تحمل نیروهای افقی بزرگ است و اگر مقاومت دیوار از این حد کمتر باشد، وارد ناحیه غیرخطی می‌شود. اگر مصالح سازه از شکل‌پذیری کافی برخوردار باشند، سازه می‌تواند تغییرشکل‌های تحمیل شده از زلزله را تحمل کند و پایدار بماند، در غیراین صورت، در اثر تغییرشکل‌های ناشی از زلزله، ترک خورده و نهایتاً گسیخته می‌شود.

در شکل ۷-الف، توزیع ترک‌خوردگی آزمایشگاهی دیوار آجری نشان داده شده است. شکل ۷-ب، توزیع تنش XX ، کرنش XX به همراه الگوی ترک‌خوردگی دیوار آجری که به روش ماکرو مدل‌سازی شده را نشان داده است. ترک ظاهر شده از نوع قطری است و به دلیل تنش‌های کششی موجود در درون صفحه دیوار به وجود آمده است. نوع این ترک برشی است و به دلیل تردی و شکنندگی مصالح و تنش‌های کششی بین آن‌ها ایجاد شده است.

از مقایسه این دو شکل، می‌توان گفت که توزیع ترک‌خوردگی رؤیت شده در تحلیل عددی، دقیقاً مشابه توزیع ترک‌خوردگی در دیوار آزمایشگاهی است.

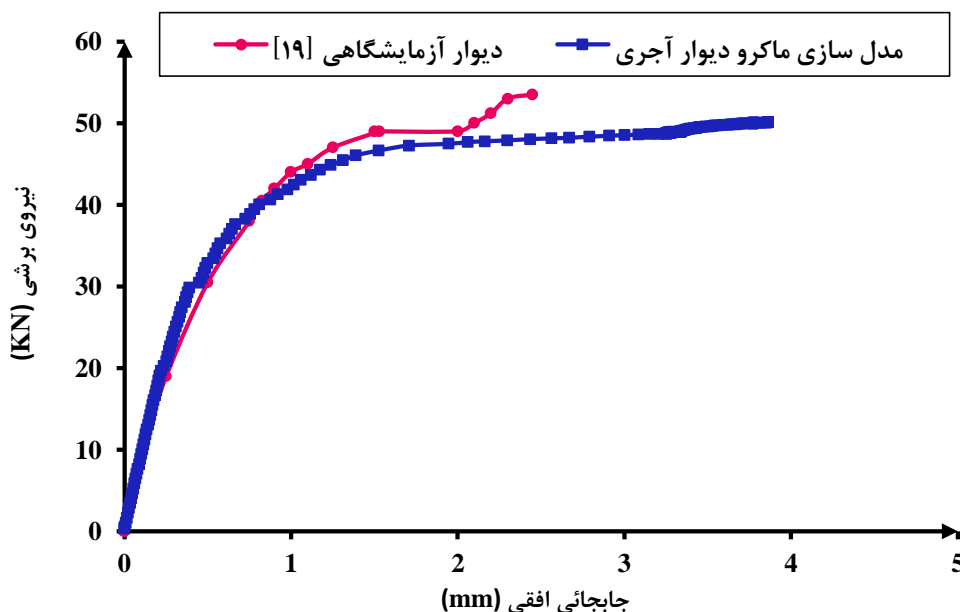


شکل ۷: الف) الگوی ترک‌خوردگی آزمایشگاهی [۱۹]، ب) توزیع تنش و کرنش XX و توزیع ترک‌خوردگی دیوار آجری غیرمسلح.

رفتار ناهمسانگرد، ناهمگن، غیرخطی و وجود ترک‌های فراوان در سازه‌های بنایی، پیچیدگی خاصی را به وجود آورده است که فقط با روش‌های اجزا محدود، می‌توان از وضعیت تنش‌ها در مصالح بنایی مطلع شد.

مقایسه نمودار نیرو-جابجایی مدل آزمایشگاهی و مدل ماکرو عددی، در شکل ۸، نشان‌دهنده‌ی توانایی مدل عددی حاضر، برای شبیه‌سازی رفتار دیوار آجری است.

علت انتخاب چوب برای تقویت دیوار بنایی در مدل‌های حاضر در این مقاله، عملکرد خوب چوب در تحمل تنش‌های کششی و در مقابل، ضعف عمده‌ی دیوار بنایی غیرمسلح، در تحمل تنش‌های کششی است که این موضوع در شکل ۷، نشان داده شده است.



شکل ۸: نمودار بار-تغییر مکان دیوار آزمایشگاهی [۱۹] و مدل سازی عددی دیوار آجری به روش ماکرو.

زمانی که چوب درون دیوار قرار می‌گیرد، خواص مکانیکی دیوار نظیر سختی، مقاومت و شکل‌پذیری افزایش می‌یابد؛ بنحوی که نمی‌توان آن‌ها را با جمع ساده خواص دیوار تنها و المان‌های چوبی درون دیوار به دست آورد. در ادامه، در هر قسمت، چوب به اشکال مختلفی درون دیوار قرار داده شده است. سپس به کمک روش‌های اجزا محدود، بهینه‌ترین حالت قرارگیری، به‌منزله‌ی داشتن بهترین عملکرد تعیین شده است.

۵- بررسی عملکرد دیوار دارای المان‌های چوبی

۵-۱- دیوار با دو المان چوبی قائم و $H/L=1$

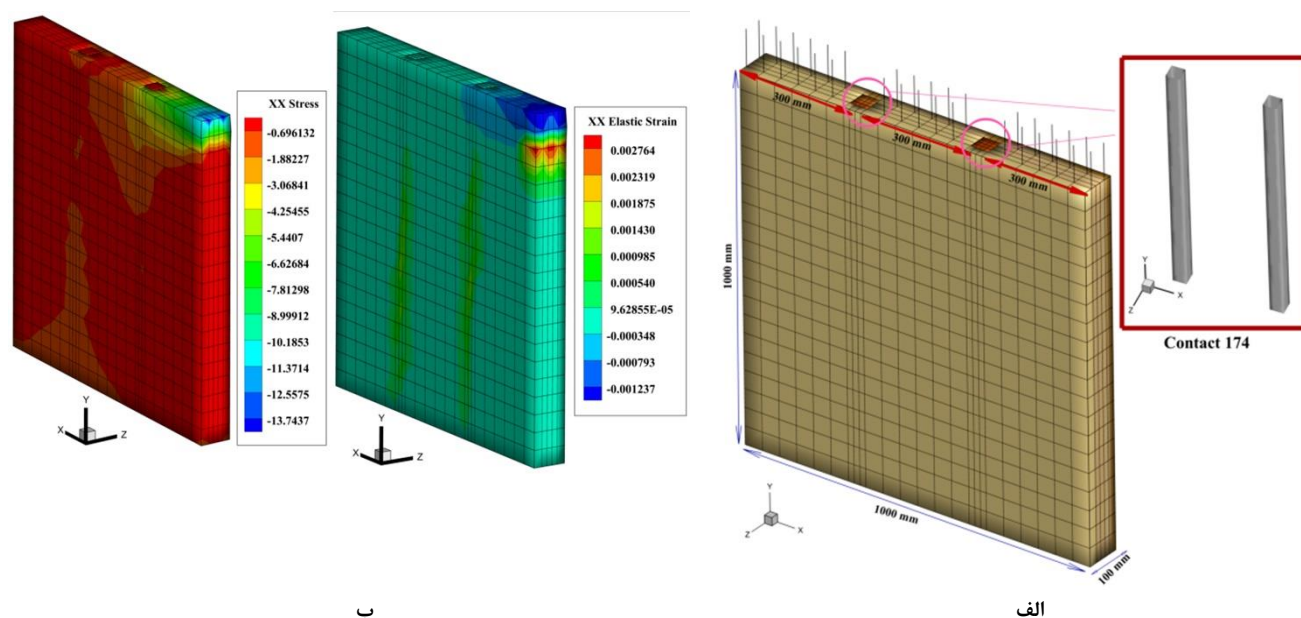
در اولین مدل از المان‌های چوبی قائم برای تقویت دیوار آجری استفاده شده است. ضخامت المان‌های چوبی بنحوی انتخاب شده که به‌طور کامل درون دیوار قرار بگیرند.

در آئین‌نامه ۲۸۰۰ ذکر شده که برای ساختمان‌های یک طبقه در مناطق با خطر نسبی متوسط یا کم، می‌توان بجای کلاف بتن‌آرمه از پایه یا ستون چوبی با حداقل مقطع ۵ سانتی‌متر استفاده کرد بنابراین کوچک‌ترین بعد کلاف چوبی، باید حداقل ۵ سانتی‌متر باشد. کلاف چوبی باید عاری از ترک، شکاف و اعوجاج باشد [۲۰]. به همین جهت در تقویت دیوارهای آجری از المان‌های چوبی با مقطع مربع شکل و به طول ضلع ۵cm استفاده شده است.

دیوار آجری تقویت شده با دو المان چوبی قائم، به همراه جزئیات ابعادی و نحوه‌ی مش‌بندی آن در شکل ۹-الف نشان داده شده است. این شکل همچنین المان‌های تماسی بکار رفته برای مدل‌سازی لغزش^۲ و جدایش^۳ آیین چوب و دیوار را نشان داده است. در شکل ۹-ب، توزیع تنش XX و کرنش XX در دیوار آجری تقویت شده در لحظه گسیختگی نشان داده شده است. مقادیر بحرانی در توزیع تنش و کرنش، در محل اعمال بار افقی و در اطراف نمونه‌های چوبی درون دیوار است.

² sliding
² gap

2
3

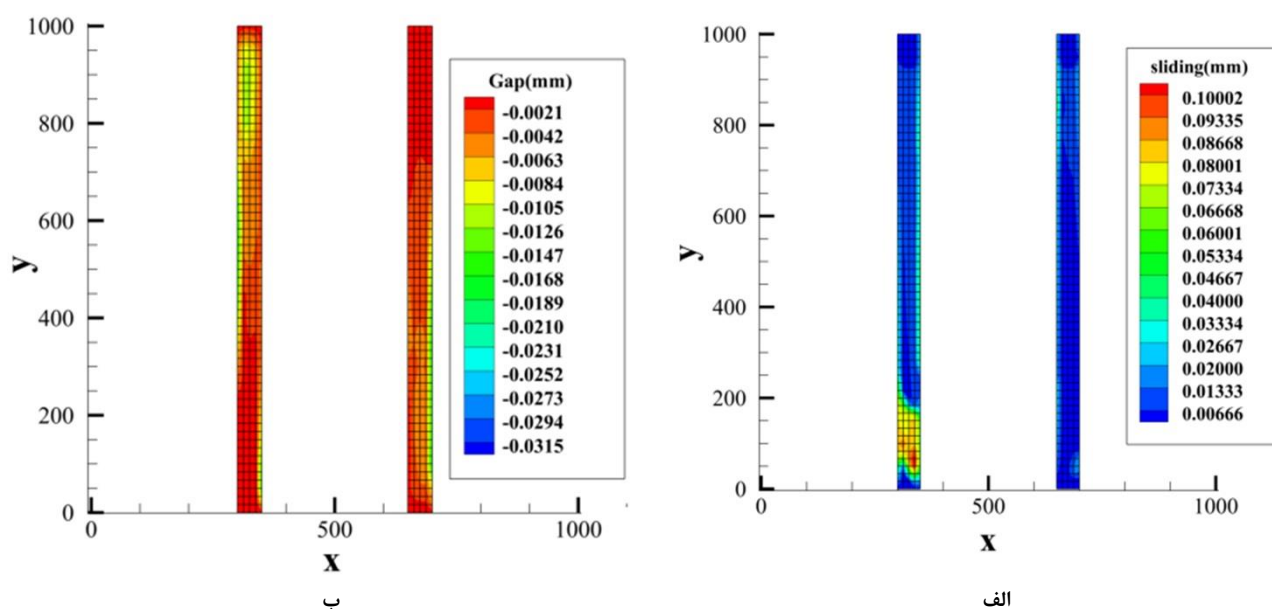


ب

الف

شکل ۹: الف) دیوار با دو چوب قائم درون آن به همراه جزئیات ابعادی، مش بندی و شکل المان‌های تماسی، ب) توزیع تنش و کرنش XX در دیوار آجری حاضر.

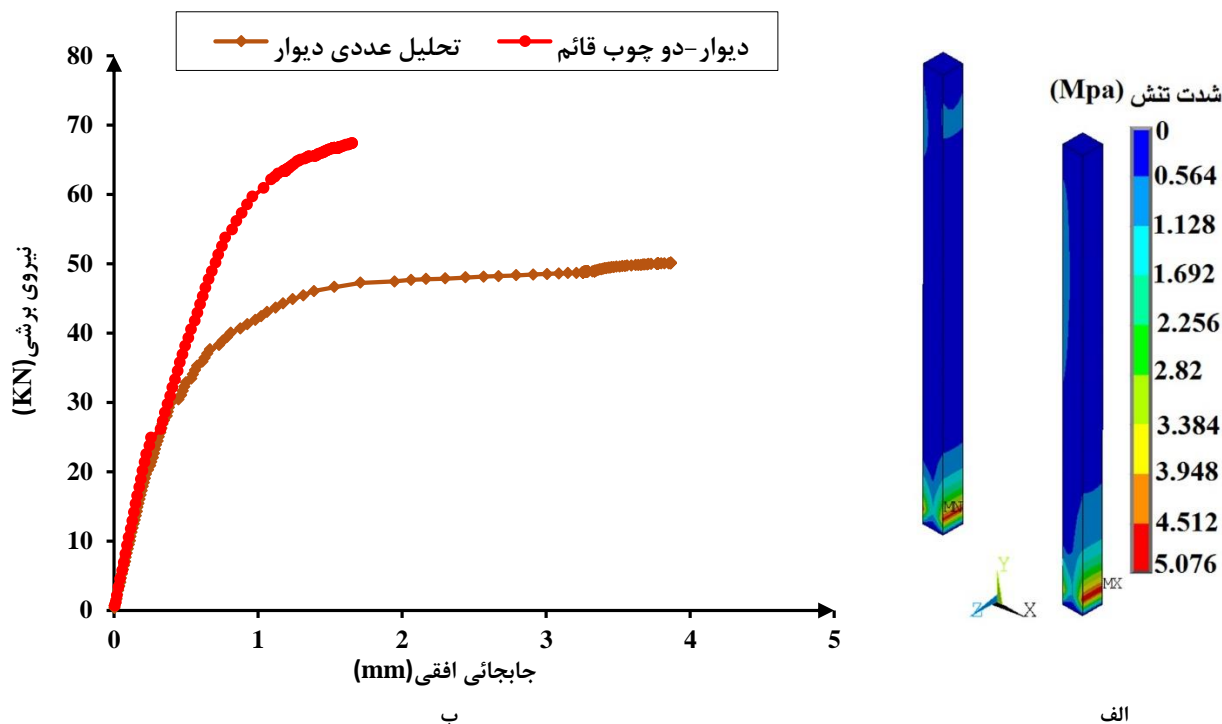
در شکل ۱۰ تصویر المان‌های چوبی از نمای روبرو مشخص است که شکل ۱۰-الف توزیع لغزش را در المان‌های چوبی درون دیوار نشان داده است. در این شکل بیشترین میزان لغزش بین دیوار آجری و المان‌های چوبی، در قسمت‌های پایینی نمونه‌های چوبی رؤیت شده است. شکل ۱۰-ب توزیع جدایش بین دیوار آجری و المان‌های چوبی را نشان داده است. رنگ قرمز در این توزیع، نشان‌دهنده‌ی میزان جدایش صفر است.



شکل ۱۰: الف) توزیع لغزش در المان‌های چوبی قائم، ب) توزیع جدایش در المان‌های چوبی قائم درون دیوار.

در شکل ۱۱-الف، توزیع شدت تنش در نمونه‌های چوبی قائم مشخص شده است که بیشترین میزان شدت تنش در پائین نمونه‌های چوبی رؤیت شده است و در بیشترین حالت، شدت تنش به رقم $5/076 \text{ MPa}$ رسیده است.

شکل ۱۱-ب نمودار بار-جابجائی دیوار تقویت شده با دو المان چوبی قائم را نسبت به دیوار غیرمسلح مشابه آن مقایسه کرده است. این مقایسه حاکی از نقش مؤثر المان‌های چوبی در بهبود عملکرد دیوارهای آجری بوده است.



شکل ۱۱: الف) توزیع شدت تنش در نمونه‌های چوبی درون دیوار، ب) نمودار بار-جابجائی مدل حاضر و مقایسه آن با نمودار دیوار غیرمسلح اولیه.

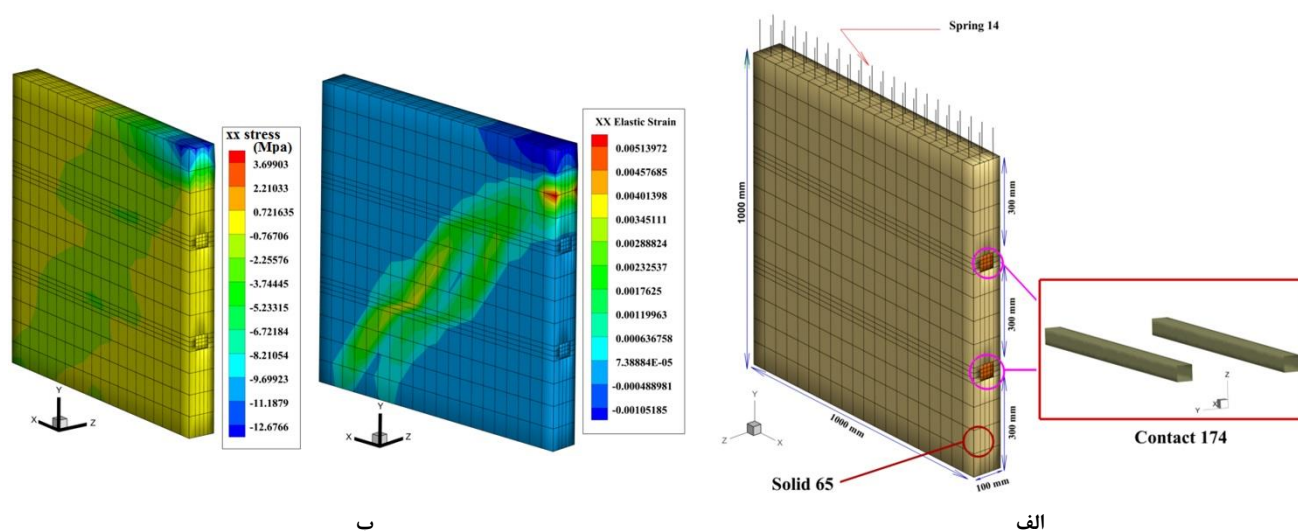
۲-۵- دیوار با دو المان چوبی افقی و $H/L=1$

بعد از استفاده از المان‌های چوبی قائم برای تقویت دیوار آجری، در این قسمت از دو المان چوبی افقی برای تقویت دیوار آجری استفاده شده است. ابعاد دیوار، محل قرارگیری المان‌های چوبی درون دیوار و نحوه‌ی مش‌بندی در شکل ۱۲-الف مشخص شده است. این شکل المان‌های تماسی که بین دیوار آجری و چوب، برای در نظرگیری امکان لغزش و جدایش آن‌ها تعریف شده‌اند را نشان داده است.

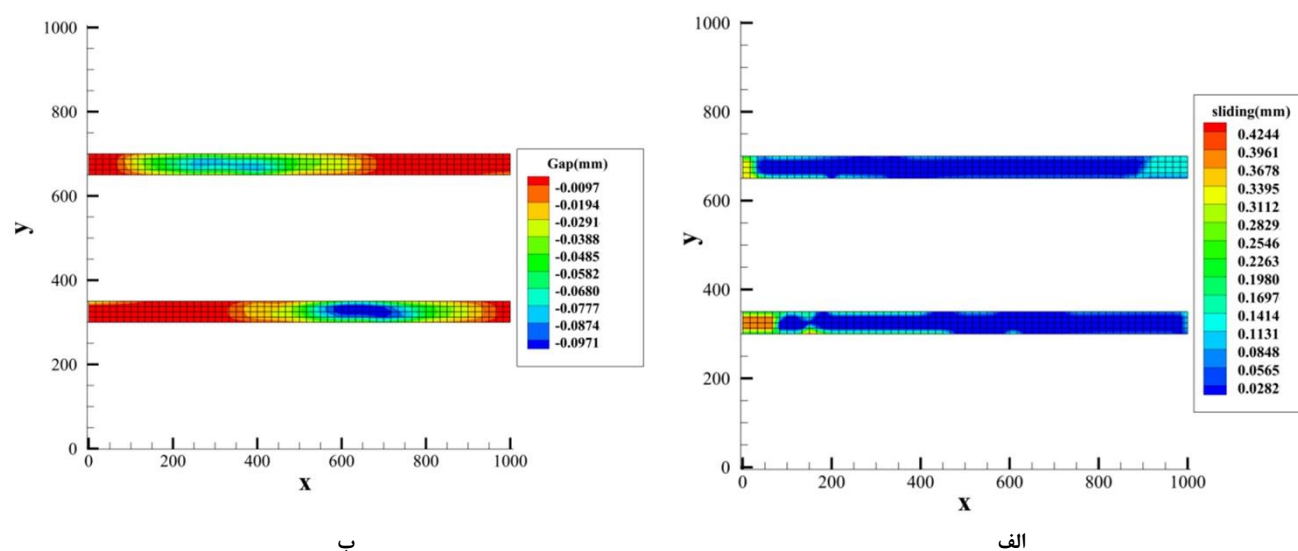
شکل ۱۲-ب توزیع تنش xx و کرنش xx ، برای دیوار مقاوم شده با المان‌های چوبی افقی را نشان داده است که مقادیر تنش و کرنش، بر روی قطر مورب دیوار بیشتر است و در محل اعمال بار افقی، تنش به مقدار حداکثر رسیده و دیوار خرد شده است.

شکل ۱۳-الف توزیع لغزش در المان‌های چوبی افقی را نشان داده است؛ بطوری‌که در قسمت‌های ابتدائی و نزدیک به بار افقی، لغزش المان‌های چوبی افقی درون دیوار آجری، بیشتر است.

شکل ۱۳-ب میزان جداسازی بین المان‌های چوبی و دیوار آجری را نشان داده است که بیشترین فاصله و جداسازی بین المان‌های چوبی افقی و دیوار آجری، در قسمت‌های میانی المان‌های چوبی مشاهده شده است.



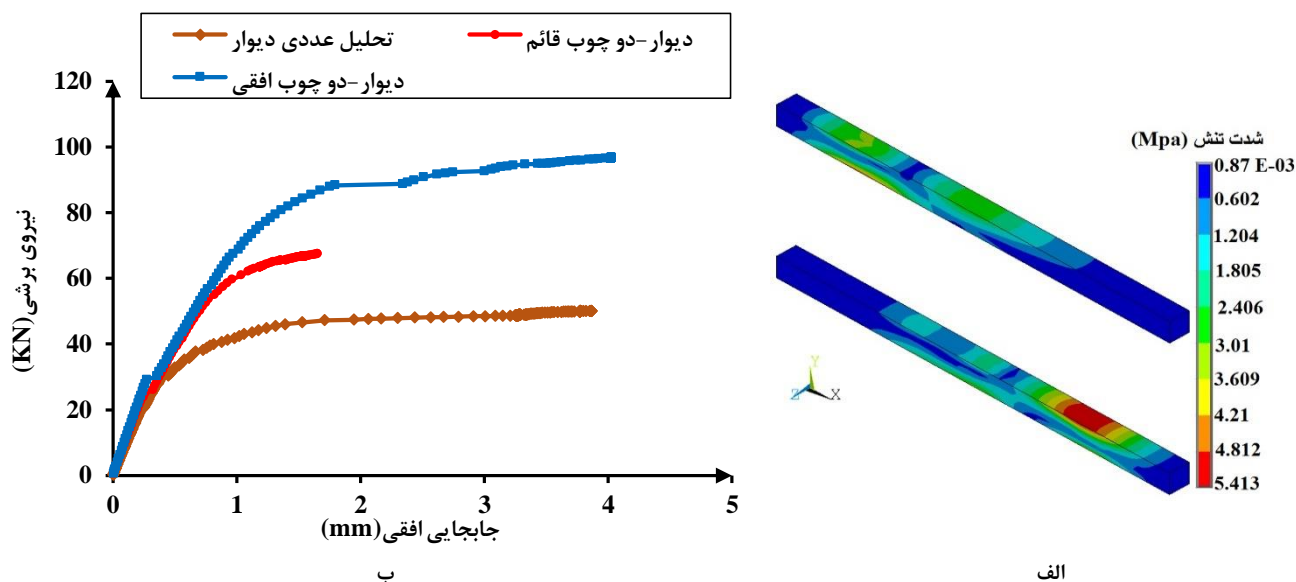
شکل ۱۲: الف) دیوار با دو چوب افقی درون آن به همراه جزئیات ابعادی، مش بندی و شکل المان‌های تماسی، ب) توزیع تنش و کرنش XX در دیوار آجری حاضر.



شکل ۱۳: الف) توزیع لغزش در المان‌های چوبی افقی درون دیوار، ب) توزیع جدایش در المان‌های چوبی افقی درون دیوار.

توزیع شدت تنش، در نمونه‌های چوبی افقی درون دیوار، در شکل ۱۴-الف، نشان داده شده است. علی‌رغم گسیختگی دیوار آجری، شدت تنش در نمونه‌های چوبی کم است و از ظرفیت‌های چوب استفاده نشده است با این وجود، شدت تنش در بیشترین حالت به مقدار $5/413 \text{ MPa}$ رسیده است.

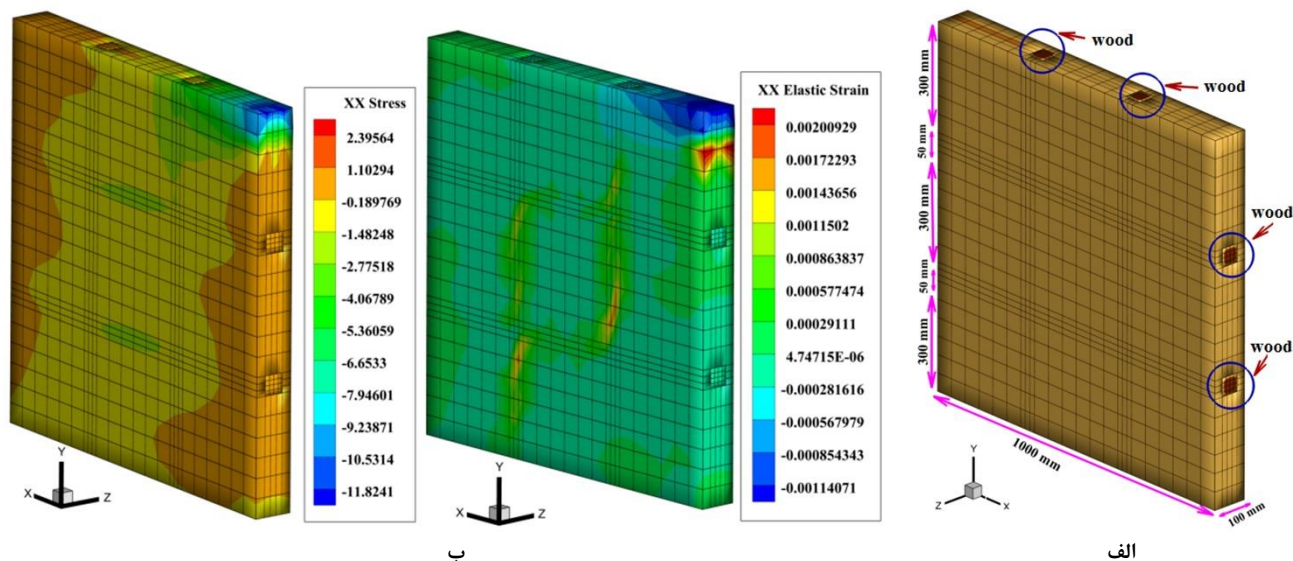
شکل ۱۴-ب، نمودار بار-جابجایی دیوار آجری تقویت شده با دو المان چوبی افقی را با نمودارهای بار-جابجایی دیوار تقویت شده با المان‌های چوبی قائم و دیوار غیرمسلح اولیه مقایسه کرده است. همان‌طور که از شکل پیداست، علی‌رغم ثابت ماندن نسبت H/L در این مدل، صرفاً بواسطه تغییر محل قرارگیری المان‌های چوبی، عملکرد دیوار تقویت شده با المان‌های چوبی افقی بهبود قابل قبولی داشته است. از مقایسه این مدل، با مدل قبلی می‌توان نتیجه گرفت که با وجود تعداد المان‌های چوبی یکسان و دیوار آجری مشابه، عملکرد دیوار آجری تقویت شده با المان‌های چوبی افقی، نسبت به دیوار تقویت شده با المان‌های چوبی قائم، بهتر است.



شکل ۱۴: الف) توزیع شدت تنش در نمونه‌های چوبی افقی درون دیوار، ب) نمودار بار-جابجایی مدل حاضر و مقایسه آن با نمودار دیوار دارای دو چوب قائم و دیوار غیرمسلح اولیه.

۳-۵- دیوار تقویت شده با دو المان چوبی قائم و دو المان چوبی افقی

بعد از استفاده از المان‌های چوبی قائم، در مدل شماره ۱ و المان‌های چوبی افقی در مدل شماره ۲، در این مدل از ترکیب همزمان المان‌های چوبی افقی و قائم برای تقویت دیوار آجری استفاده شده است. المان‌های چوبی قائم و افقی در محل برخورد به یکدیگر، به هم چسبیده^۴ شده‌اند. شکل ۱۵-الف مدل حاضر، جزئیات ابعادی، به همراه محل قرارگیری المان‌های چوبی درون دیوار و نحوه مش‌بندی دیوار آجری را نشان داده است.

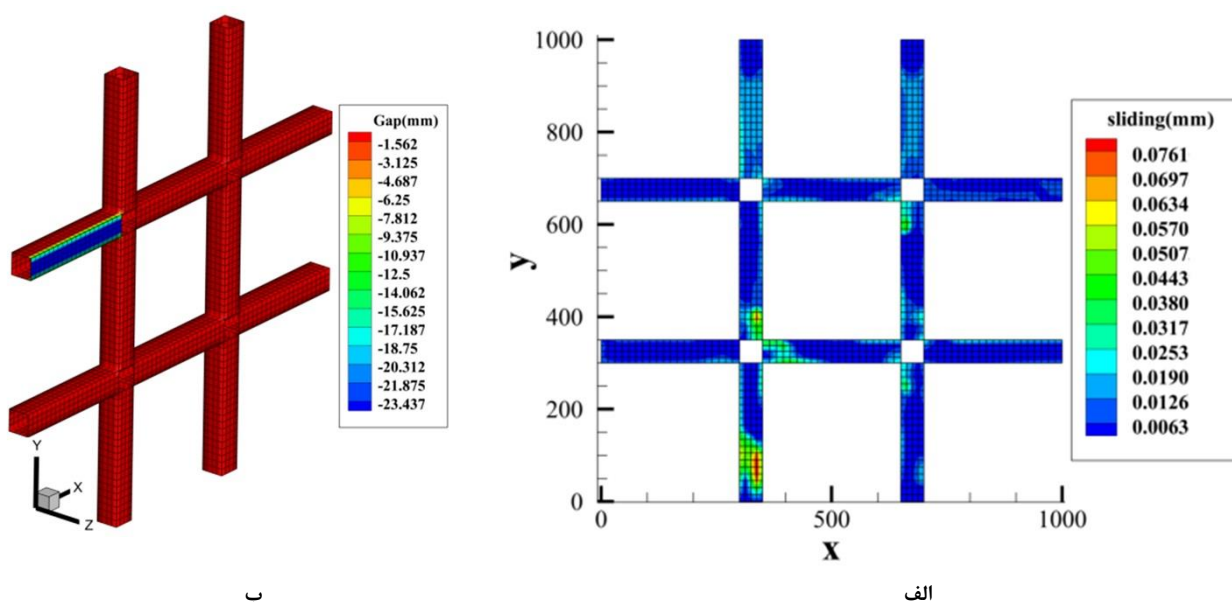


شکل ۱۵: الف) دیوار با دو چوب افقی و دو چوب قائم درون آن به همراه جزئیات ابعادی و مش‌بندی، ب) توزیع تنش و کرنش XX در دیوار آجری حاضر.

² Glued

شکل ۱۵-ب، توزیع تنش xx و کرنش xx را نشان داده است. در این مدل، در محل اعمال بار افقی و در اطراف المان‌های چوبی، تنش و کرنش بزرگتر است.

در شکل ۱۶، میزان لغزش و جدایش المان‌های چوبی درون دیوار آجری نشان داده شده است. بیشترین لغزش، در قسمت‌های پائینی نمونه‌های چوبی و در محل رسیدن المان‌های چوبی قائم و افقی به یکدیگر مشاهده شده است که در شکل ۱۶-الف به وضوح مشخص شده است. توزیع جدایش بین دیوار آجری و المان‌های چوبی این مدل، اندکی با مدل‌های دیگر متفاوت است. مطابق شکل ۱۶-ب، فقط در یک قسمت از المان‌های تماسی تعریف شده، جداشدگی مشاهده شده است.

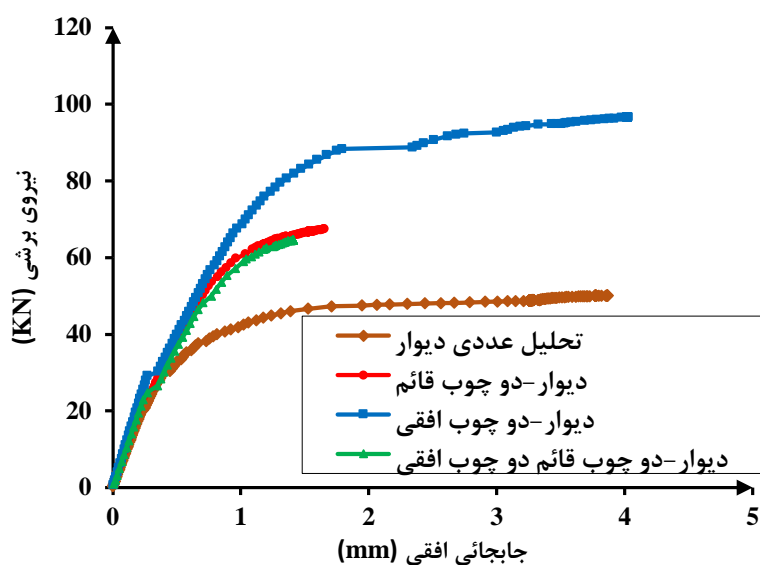


شکل ۱۶: الف) توزیع لغزش در المان‌های چوبی افقی و المان‌های چوبی قائم درون دیوار، ب) توزیع جدایش در المان‌های چوبی افقی و قائم درون دیوار.

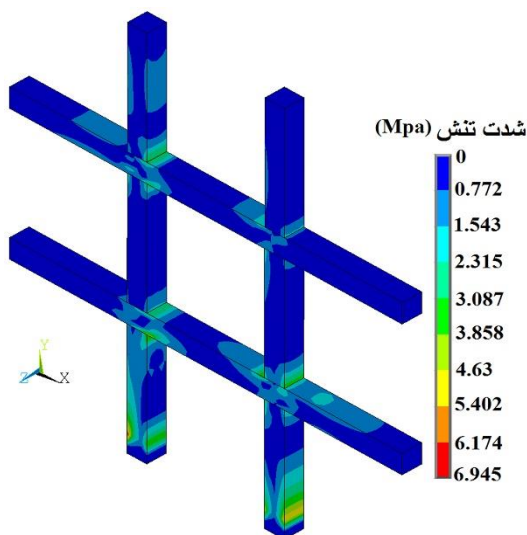
توزیع شدت تنش، در نمونه‌های چوبی قائم و افقی درون دیوار، در شکل ۱۷-الف، نشان داده شده است. علی‌رغم گسیختگی دیوار آجری، شدت تنش در نمونه‌های چوبی کم است و از ظرفیت‌های چوب استفاده نشده است. با این حال شدت تنش نمونه‌های چوبی، در بیشترین حالت به مقدار $6/945 \text{ MPa}$ رسیده است.

شکل ۱۷-ب، نمودار بار-جابجایی دیوار آجری تقویت شده با دو المان چوبی افقی و دو المان چوبی قائم را در مقایسه با نمودار بار-جابجایی مدل‌های قبلی نشان داده است. همان‌طور که از شکل پیداست، علی‌رغم ثابت ماندن نسبت H/L در این مدل، صرفاً بواسطه‌ی تغییر محل قرارگیری المان‌های چوبی، عملکرد دیوار حاضر، بهبود چندانی نداشته است. از مقایسه این مدل، با مدل قبل می‌توان نتیجه گرفت که با وجود تعداد المان‌های چوبی بیشتر در یک دیوار آجری مشابه، دیوار تقویت شده با المان‌های چوبی افقی، عملکرد خیلی بهتری داشته است. با توجه به نقش مؤثر المان‌های چوبی در بهبود خواص مقاومتی دیوارهای تقویت شده، این بار با تغییر نسبت‌های ابعادی دیوارهای آجری، عملکرد آن‌ها مورد بررسی قرار گرفته است.

در مدل‌های پیش رو، با ثابت نگه داشتن عرض و ضخامت دیوار آجری اولیه، در یک مدل، ارتفاع دیوار آجری کمتر از یک متر و در مدل بعدی، ارتفاع دیوار آجری بیشتر از یک متر فرض شده است.



ب

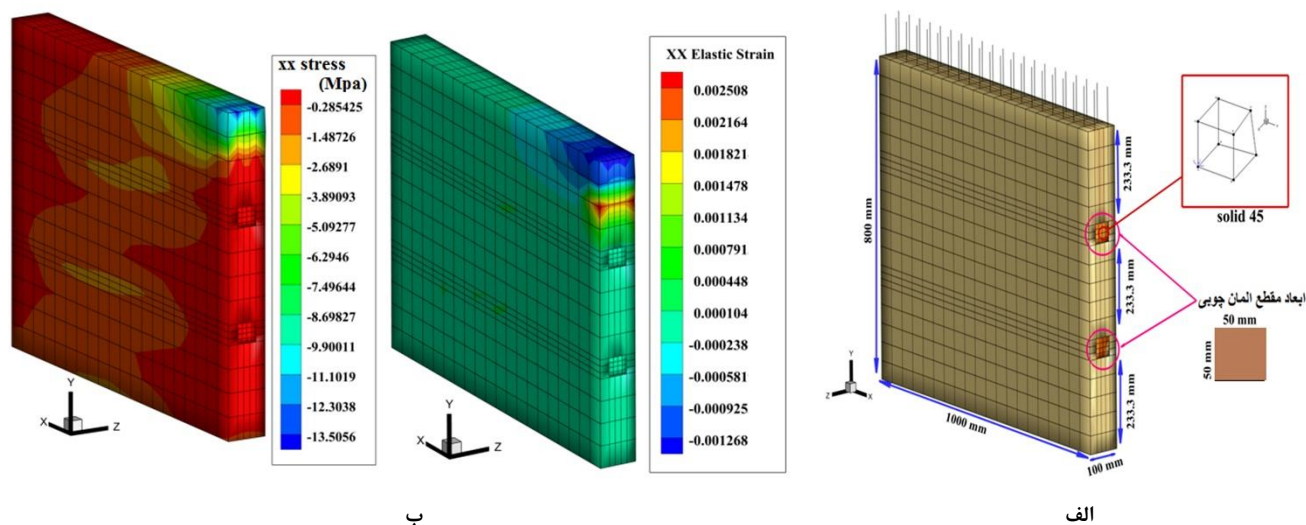


الف

شکل ۱۷: الف) توزیع شدت تنش در نمونه‌های چوبی افقی و قائم درون دیوار، ب) نمودار بار-جابجائی مدل حاضر و مقایسه آن با نمودارهای بار-جابجائی دیوارهای دارای دو چوب قائم، دارای دو چوب افقی و دیوار غیرمسلح اولیه.

۴-۵- دیوار با دو المان چوبی افقی و $H/L = 0.8$

با توجه به عملکرد خوب دیوار تقویت شده با دو چوب افقی، در این مدل نیز، از دو چوب افقی برای تقویت دیوار آجری استفاده شده است. با این تفاوت که در مدل حاضر، ارتفاع دیوار آجری کمتر از یک متر فرض شده است. شکل این دیوار به همراه محل قرارگیری المان‌های چوبی، نوع المان‌های بکار رفته در آن، ابعاد مقطع المان‌های چوبی و نحوه‌ی مش‌بندی در شکل ۱۸-الف، نشان داده شده است. شکل ۱۸-ب، توزیع تنش و کرنش xx را نشان داده که بیشترین میزان تنش، در اطراف المان‌های چوبی و در محل اعمال بار مشاهده شده است.

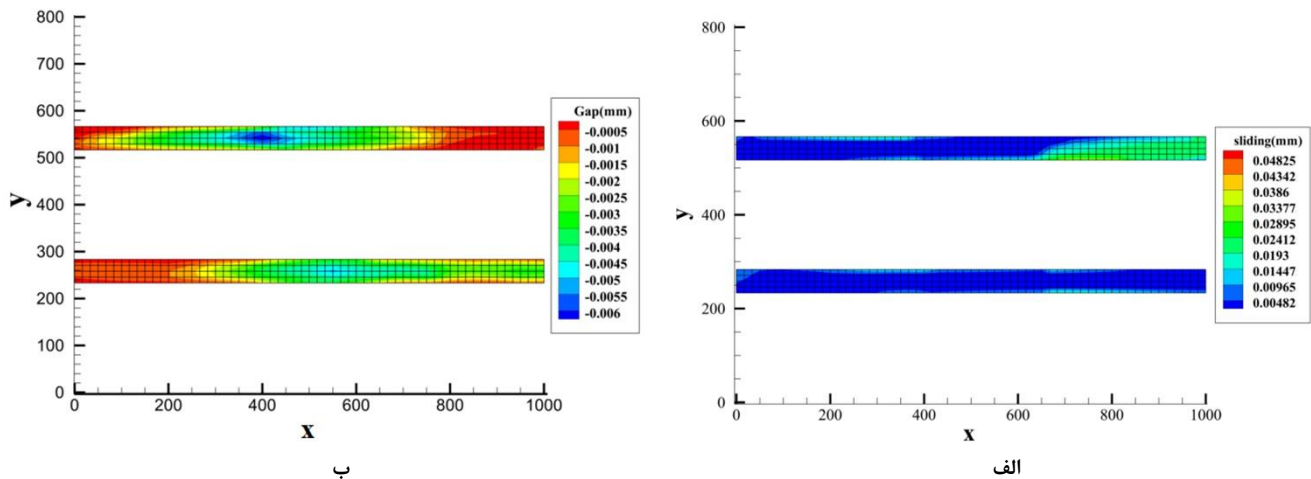


ب

الف

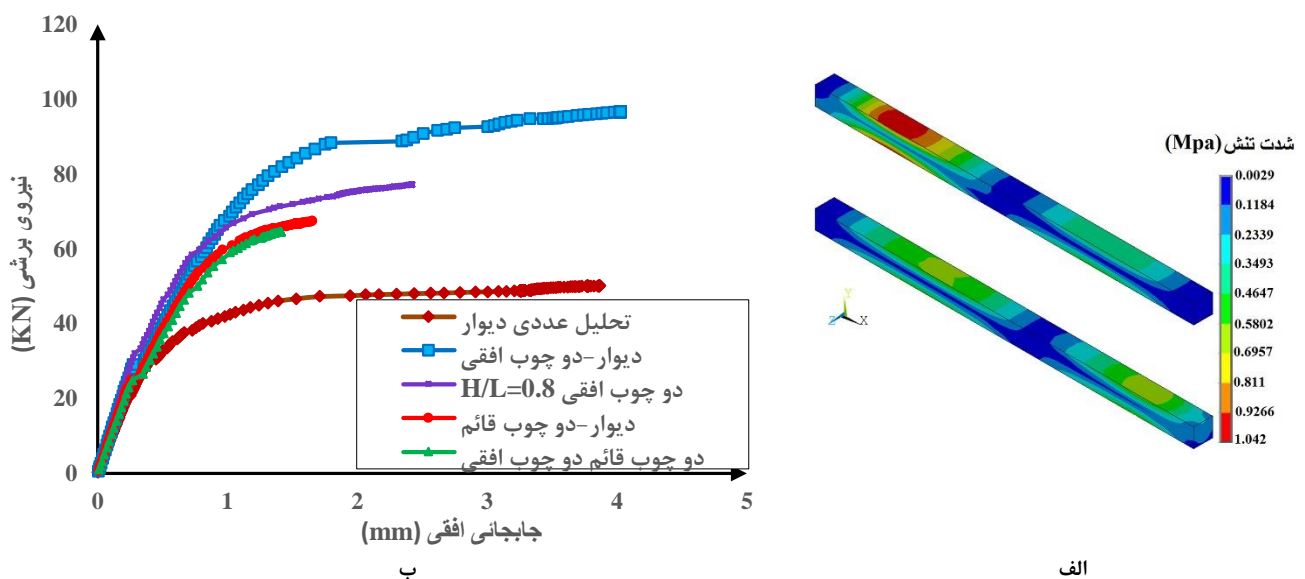
شکل ۱۸: الف) دیوار با نسبت $H/L = 0.8$ به همراه دو چوب افقی درون آن با جزئیات ابعادی و مش‌بندی، ب) توزیع تنش و کرنش xx در دیوار آجری حاضر.

در شکل ۱۹-الف، توزیع لغزش و در شکل ۱۹-ب، توزیع جدایش بین المان‌های چوبی افقی با دیوار آجری نشان داده شده است. از هر دو شکل، می‌توان استنباط کرد که میزان لغزش و جدایش المان‌ها کم است.



شکل ۱۹: الف) توزیع لغزش در المان‌های چوبی افقی درون دیوار، ب) توزیع جدایش در المان‌های چوبی افقی درون دیوار.

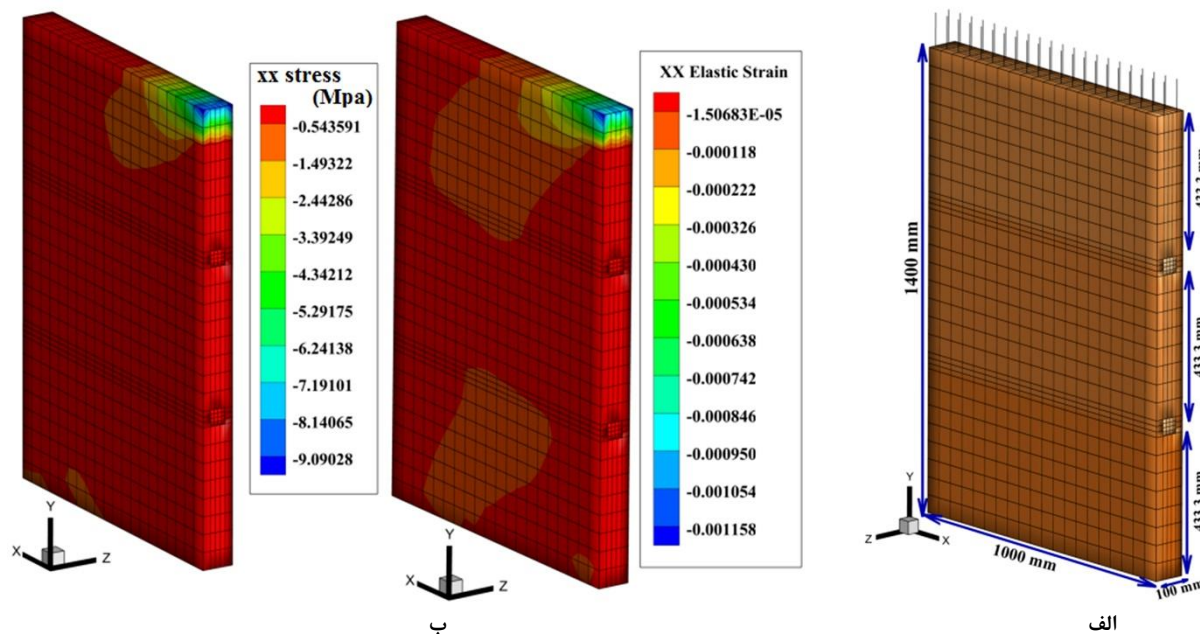
در شکل ۲۰-الف توزیع شدت تنش در المان‌های چوبی افقی درون دیوار نشان داده شده است. مقدار شدت تنش در المان‌های چوبی این مدل، نسبت به سایر مدل‌ها بسیار کمتر است بطوری که در بیشترین حالت به رقم $1/0.42 \text{ MPa}$ رسیده است. در این مدل با کاهش ارتفاع دیوار آجری و نزدیکتر شدن المان‌های چوبی به همدیگر، میزان استفاده از ظرفیت چوب‌ها، کمتر شده است که این امر به وضوح در نمودار شکل ۲۰-ب، نیز قابل مشاهده است. اگرچه با کاهش ارتفاع دیوار آجری، مقاومت آن افزایش پیدا می‌کند؛ اما با مقایسه مدل حاضر با دیوار تقویت شده با دو چوب افقی دارای نسبت $H/L=1$ ، می‌توان گفت که در دیوارهای تقویت شده با چوب‌های افقی، همواره کاهش ارتفاع با افزایش ظرفیت باربری همراه نیست.



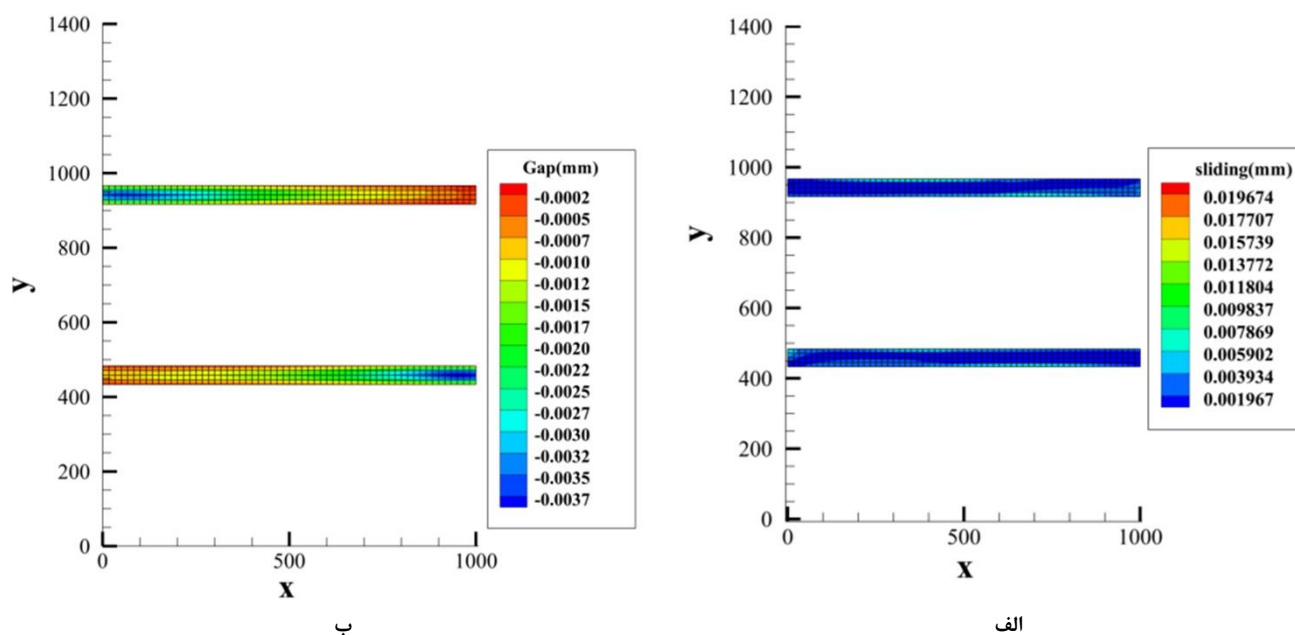
شکل ۲۰: الف) توزیع شدت تنش در نمونه‌های چوبی افقی درون دیوار، ب) نمودار بار-جابجایی مدل حاضر و مقایسه آن با دیوارهای قبلی.

۵-۵- دیوار با دو المان چوبی افقی و $H/L=1/4$

در آخرین مدل، اثر تقویت با المان‌های چوبی افقی بر روی دیواری با ارتفاع بیشتر از یک متر بررسی شده است. دیوار تقویت شده در شکل ۲۱-الف، نشان داده شده است. محل قرارگیری المان‌های چوبی و نحوه مش‌بندی در این شکل به وضوح مشخص شده است. شکل ۲۱-ب، توزیع شدت تنش در این مدل را نشان داده است که مقادیر تنش در این مدل نسبت به سایر مدل‌ها کمتر است و تمرکز تنش در محل اعمال بار مشاهده شده است.

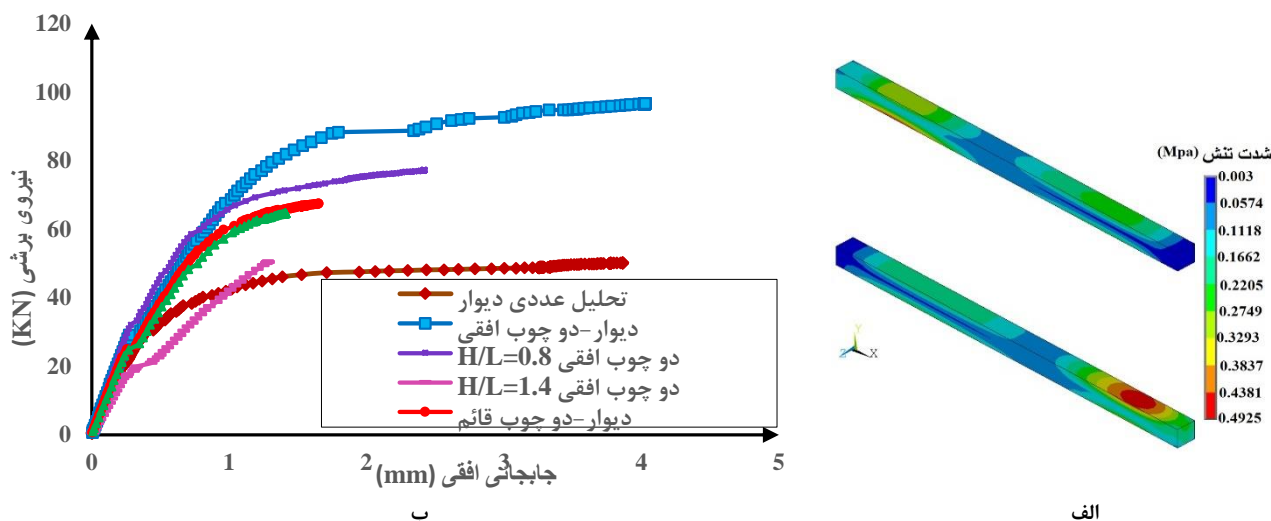


شکل ۲۱: الف) دیوار با نسبت $H/L=1.4$ به همراه دو چوب افقی درون آن با جزئیات ابعادی و مش‌بندی، ب) توزیع تنش و کرنش xx در دیوار آجری حاضر.



شکل ۲۲: الف) توزیع لغزش در المان‌های چوبی افقی درون دیوار، ب) توزیع جدایش در المان‌های چوبی افقی درون دیوار.

شکل ۲۲-الف، توزیع لغزش در المان‌های چوبی افقی موجود در این مدل را نشان داده است. در شکل ۲۲-ب نیز می‌توان توزیع جدایش در المان‌های چوبی را مشاهده کرد که مقادیر لغزش و جدایش، برای المان‌ها، در این مدل کم بوده است.



شکل ۲۲: الف) توزیع شدت تنش در المان‌های چوبی افقی درون دیوار، ب) نمودار بار-جابجائی مدل حاضر و مقایسه آن با نمودار بار-جابجائی دیوارهای قبلی.

در شکل ۲۳-الف، توزیع شدت تنش، در المان‌های چوبی افقی درون دیوار نشان داده شده است که نسبت به سایر مدل‌ها، مقادیر بسیار کمتری داشته است بطوری که شدت تنش در بیشترین حالت، به رقم 0.4925 MPa رسیده است که نشان دهنده‌ی استفاده‌ی خیلی کم از ظرفیت چوب‌های افقی درون دیوار است.

شکل ۲۳-ب، نمودار بار-جابجائی مدل حاضر را با سایر مدل‌های قبلی مقایسه کرده است و مطابق آن این مدل بدترین عملکرد را در بین سایر مدل‌ها داشته است. بنابراین افزایش ارتفاع و افزایش فاصله بین المان‌های چوبی افقی، با افزایش ظرفیت باربری و بهبود عملکرد دیوار تقویت شده، همراه نخواهد بود و همواره بایستی، بهترین فاصله بین المان‌های چوبی افقی، برای تقویت دیوارها تعیین شود.

۶- تحلیل و بررسی مدل‌های حاضر

دیوار آجری غیرمسلحی که در ابتدای مقاله بررسی شده است، تحت یک تنش فشاری و بار افقی است؛ که بواسطه داشتن بار افقی، یک قطر فشاری و یک قطر کششی دارد. ترک ایجاد شده در قطر فشاری، در بارهای رفت و برگشتی به شکل ترک قطری ظاهر می‌شود که به آن ترک برشی گفته می‌شود و ظهور آن، نشان دهنده‌ی پایان ناحیه الاستیک خطی، در نمودار بار-جابجایی دیوار است [۲۱]. تقویت دیوارها با چوب، الگوی ترک‌خوردگی دیوار را تغییر داده است؛ اما نکته مورد بررسی در این مقاله، الگوی ترک‌خوردگی دیوارها نیست؛ بلکه بررسی خواص مقاومتی و پارامترهای لرزه‌ای دیوار آجری تقویت شده است.

مقاومت نهائی و مقاومت در لحظه تسلیم، دو پارامتر کلیدی برای بررسی عملکرد دیوار آجری تقویت شده هستند؛ برای تعیین آن‌ها به آئین‌نامه ۵۴۴۰مراجعه شده است [۲۲] و با برقراری فرضیات آن، نمودار بار-جابجائی، در هر مدل دیوار تقویت شده دوخطی شده است و به کمک آن، ضریب شکل‌پذیری، برای هر دیوار طبق رابطه ۴ محاسبه شده است؛ که در آن Δ_u جابجایی نهائی و Δ_y جابجایی در لحظه تسلیم است.

$$\text{ضریب شکل‌پذیری} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (4)$$

علاوه بر این ضریب و با در دست داشتن مقدار مقاومت نهائی برای هر دیوار تقویت شده، می توان درصد افزایش مقاومت نهائی را از رابطه ۵ محاسبه کرد.

$$\text{درصد افزایش مقاومت نهائی} = \left(\frac{R_2}{R_1} - 1 \right) \times 100 \quad (5)$$

پارامتر دیگری که مطابق رابطه ۶ محاسبه شده است، درصد افزایش مقاومت ترک قطری یا درصد افزایش مقاومت ناحیه الاستیک خطی است.

$$\text{درصد افزایش مقاومت ناحیه الاستیک خطی} = \left(\frac{E_2}{E_1} - 1 \right) \times 100 \quad (6)$$

در روابط بالا، اندیس ۱، مربوط به دیوار آجری غیرمسلح است و اندیس ۲، مربوط به دیوار تقویت شده با المان های چوبی است.

جدول ۳: نتایج دیوارهای تقویت شده با المان های چوبی

شماره مدل	مدل ۱	مدل ۲	مدل ۳	مدل ۴	مدل ۵
درصد افزایش مقاومت نهائی نسبت به دیوار غیرمسلح	۳۴/۴۹	۹۲/۷۹	۲۸/۵۵	۵۳/۹۷	۰/۶۸
درصد افزایش مقاومت الاستیک خطی نسبت به دیوار غیرمسلح	۴۵/۶۳	۸۰/۵۸	۶۰/۱۹	۱۰۷/۷۷	۶/۷۹
ضریب شکل پذیری	۱/۲۱۲	۱/۳۳۱	۱/۵۴۸	۱/۳۴۲	۱/۲۴۶
H/L	۱	۱	۱	۰/۸	۱/۴
(ارتفاع قسمت بدون چوب دیوار آجری) h	۱	۰/۳	۰/۳	۰/۲۳۳	۰/۴۳۳
(عرض قسمت بدون چوب دیوار آجری) l	۰/۳	۱	۰/۳	۱	۱
h/l	۳/۳۳	۰/۳	۱	۰/۲۳۳	۰/۴۳۳

افزایش مقاومت ترک قطری که در نمونه های دارای چوب مشاهده می شود، ناشی از اثر المان های چوبی است چون این المان ها از لغزش افقی دیوار ممانعت می کنند. بعد از وقوع ترک های قطری، دیوار وارد ناحیه ی غیرخطی می شود و افزایش بار با افزایش تنش در کنج های فشاری همراه است تا اینکه کنج دیوار خرد شده و تنش های موجود در آن به نواحی دیگر نفوذ می کنند. بعد از شکست کنج، سختی بشدت کم می شود اما هنوز صفر نیست تا اینکه با رسیدن بار به مقاومت نهایی، ترک های دیگری موازی ترک های قطری ایجاد می شوند و نقاط دورتر از کنج ها را هم خرد می کنند. بعد از رسیدن مقاومت دیوار به مقدار حدی، به ازای جابجایی های بیشتر نیرو افزایش پیدا نمی کند [۲۱].

۷- نتیجه گیری

به واسطه ضعف دیوارهای بنایی در تحمل تنش های کششی، تقویت آن ها امری اجتناب ناپذیر است. در این تحقیق در ابتدای مقاله و در قسمت اعتبارسنجی، دیوار بنایی آزمایشگاهی و دو نمونه چوبی که بار اعمال شده به آن ها در جهت موازی با الیاف چوب و در جهت عمود بر الیاف چوب بود، مدل سازی شدند و با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، تطابق خوبی بین نتایج تحلیل عددی، با رفتار آزمایشگاهی نمونه ها رؤیت شد. سپس دیوار غیرمسلح اولیه، در پنج مدل مجزا و با استفاده از المان های چوبی تقویت شد. در هر روش تقویت، المان های چوبی به یک شکل خاص و در موقعیت های مشخصی درون دیوار آجری قرار گرفتند و بواسطه عملکرد خوبی که دیوار آجری تقویت شده با دو المان چوبی افقی داشت؛ در دو مدل آخر، با ثابت ماندن عرض و ضخامت دیوار آجری، ارتفاع دیوار آجری ابتدا کاهش و سپس افزایش داده شد.

نتایج تقویت ها نشان داد که استفاده از المان های چوبی افقی، برای تقویت دیوار بنایی، بهتر از المان های چوبی قائم است و استفاده همزمان از المان های چوبی قائم و افقی توصیه نمی شود. چیزی که علاوه بر جهت قرارگیری المان های چوبی درون دیوار، مؤثر است، فاصله بین المان های چوبی یا نسبت h/l است، به طوری که باید بهینه ترین فاصله بین المان های چوبی، برای دستیابی به بهترین ظرفیت باربری انتخاب شود و لزوماً افزایش یا کاهش فاصله بین المان های چوبی، به معنای دستیابی به بهترین عملکرد نیست.

در دیوارهایی که از المان‌های چوبی قائم استفاده شده است؛ مود شکست خمشی است و استفاده از المان‌های چوبی افقی، مود شکست را برشی می‌کند و همواره توصیه می‌شود که شکست دیوار از نوع برشی باشد. بیشترین درصد افزایش ظرفیت باربری، مطابق جدول ۳، مربوط به نمونه ۲ با ۹۲/۷۹ درصد افزایش ظرفیت باربری نهائی بوده است. بیشترین ضریب شکل‌پذیری مربوط به نمونه شماره ۳ بوده است. با وجود نقش مثبت المان‌های چوبی و افزایش ظرفیت باربری دیوارهای تقویت شده، توزیع کرنش پلاستیک در المان‌های چوبی، در تمام پنج نمونه بررسی شده است که در تمام نمونه‌ها، برابر با صفر بوده است؛ که نشان دهنده عدم ورود چوب به ناحیه پلاستیک است و از ظرفیت چوب‌های درون دیوار، خیلی کم استفاده شده است.

مراجع

- [1] Vintzileou, E. (2007). Seismic behaviour of the historical structural system of the island of Lefkada, Greece. *Construction and Building Materials*, 21(1), 225-236.
- [2] Monteiro, M. (2005). Dynamic behaviour of a Pombalino quarter. In: *Proceedings of conference for the 250th anniversary of the 1755 Lisbon earthquake*. City: Lisbon, Portugal.
- [3] Ruggieri, N. (2013). Typical failures, seismic behaviour and safety of the bourbon system with timber framing. *Advanced Materials Research*, 778, 58-65.
- [4] Güllkan, P. (2004). The earthquake resistance of traditional timber and masonry dwellings in Turkey. In: *Proceedings of 13th world conference on earthquake engineering*. City: Vancouver, Canada, 1-6.
- [5] Cardoso, R. (2005). Seismic evaluation of old masonry buildings, Part I: Method description and application to a case-study. *Engineering structures*, 27(14), 2024-2035.
- [6] Arun, G. (2009). Traditional timber construction in Turkey. In: *Proceedings of intl. symposium Timber structures from antiquity to the present*. City: Istanbul, 25-27.
- [7] Demir A. (2009). Wooden-columned mosques in Anatolia. In: *Proceedings of intl. symposium Timber structures from antiquity to the present*. City: Istanbul, 15-26.
- [8] Palyvou, C. (1999). *The Akrotiri in Thera: the art of building*. Greece.
- [9] Makarios, T. (2006). Seismic response of traditional buildings of Lefkas Island, Greece. *Engineering structures*, 28(2), 264-278.
- [10] Vieux-Champagne, F. (2014). Experimental analysis of seismic resistance of timber-framed structures with stones and earth infill. *Engineering Structures*, 69, 102-115.
- [11] Poletti, E. (2015). Application of near surface mounted (NSM) strengthening technique to traditional timber frame walls. *Construction and Building Materials*, 76, 34-50.
- [12] Moreira, S. (2014). Experimental behavior of masonry wall-to-timber elements connections strengthened with injection anchors. *Engineering Structures*, 81, 98-109.
- [13] Hong, J. (2016). Parametric study on the capability of three-dimensional finite element analysis (3D-FEA) of compressive behaviour of Douglas fir. *Holzforchung*, 70(6), 539-546.
- [14] Oudjene, M. (2009). Elasto-plastic constitutive law for wood behaviour under compressive loadings. *Construction and Building Materials*, 23(11), 3359-3366.
- [15] Hering, S. (2012). Characterisation of moisture-dependent plasticity of beech wood and its application to a multi-surface plasticity model. *Holzforchung*, 66(3), 373-380.
- [16] Cattari, S. Performance-Based Approach for the Seismic Assessment of Masonry Historical Buildings.
- [17] Saghafi, M. H. (2013). Seismic performance of polymer fiber reinforced URM walls under incremental loading. *Advances in Environmental Biology*, 3908-3917.
- [18] Hong, J. (2007). *Three-dimensional nonlinear finite element model for single and multiple dowel-type wood connections*. University of British Columbia.
- [19] Vermeltoort, A. (1993). Shear tests on masonry walls. In: *Proc. 6th North Am. Masonry Conf*. City: Philadelphia, 1183-1193.
- [20] Ministry of Housing, Housing and building research center, 4th Edition, (1394). *Regulations designed buildings against earthquakes, 2800 standard*, Tehran, 112-115.
- [21] Moghadam, H. (1385). *Seismic design of masonry buildings*. 4th. Tehran: Sharif University of Technology Institute of Scientific Publications, 11-40.
- [22] Federal Emergency Management Agency (FEMA), (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. (ATC-55), fema440, Applied Technology Council, California, 65-68.