

# بررسی نقش المان‌های چوبی در بهبود عملکرد لرزه‌یی و تغییر الگوی ترک خوردگی دیوارهای بنایی

مرضیه محمدی نیکو (دانشجوی کارشناسی ارشد)

امیرهوشنگ اخویسی\* (دانشیار)

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه

ساختمان‌های بنایی، متداول‌ترین نوع سازه در ایران هستند که علی‌رغم مقاومت فشاری مطاب، به دلیل ضعف ناشی از مقابله با نیروهای برشی، و به دلیل کمبود شکل‌پذیری، در برابر نیروهای جانبی آسیب‌پذیرند و نشان داده‌اند که جاگذاری اعضاء چوبی در دیوارهای بنایی، عملکرد آن‌ها را بهبود بخشیده است. مزیت چوب، قیمت ارزان و در دسترس بودن آن در روستاها و شهرهای توسعه‌نیافته است. در نوشتار حاضر، تأثیر نحوه قرارگیری و تعداد المان‌های چوبی به‌کار رفته، جهت بهبود عملکرد دیوار بنایی بررسی شده است. پس از بررسی مدل‌های آزمایشگاهی مرتب، نمودار بار-جاب‌جایی دیوارهای بنایی مسلح شده با المان‌های چوبی، از تحلیل استاتیکی غیرخطی استخراج و تأثیر المان‌های چوبی در ویژگی‌های مقاومتی و تغییر الگوی ترک خوردگی دیوار در ۴ مدل بررسی شده است. نتایج نشان داده‌اند که بهترین عملکرد بین مدل‌های پژوهش، مربوط به دیوار تقویت شده با قاب چوبی است که ۹۳٪ افزایش مقاومت نهایی نسبت به دیوار غیرمسلح داشته است.

واژگان کلیدی: المان‌های چوبی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، شکل‌پذیری، مدل‌سازی عددی، اعتبارسنجی آزمایشگاهی.

m.mohamadi30@gmail.com  
Ahakhavessy@razi.ac.ir

## ۱. مقدمه

مشکل از سیم‌های نیکل و تیتانیوم است، استفاده شده است که رفتار چرخه‌یی و عملکرد لرزه‌یی دیوار بنایی را بهبود بخشیده است.<sup>[۵]</sup> پارامترهایی مانند: ویژگی هندسی قاب‌ها، مقاومت چوب و نوع ابزار متصل‌کننده در پاسخ سازه‌های بنایی TF با مهاربند قطری چوبی مؤثرند؛ از این رو با انجام تحلیل غیرخطی پوش‌آور<sup>۶</sup>، روابط کاربردی برای ارزیابی ظرفیت بار جانبی سازه‌های مذکور ارائه شده است.<sup>[۶]</sup> عملکرد اتصال‌های چوبی در دو حالت بارگذاری چرخه‌یی و یکنواخت و در دو حالت اتصال قائم و مماسی، برای تعیین رفتار پسماند میخ‌های اتصال بررسی شده است. نتایج حاکی از آن است که میخ رزوه شده<sup>۷</sup> نسبت به میخ میله‌یی صاف<sup>۸</sup> مقاوم‌تر است؛ اما هنگام تسلیم، رفتار تردتری دارد و میخ میله‌یی صاف، علی‌رغم بیرون کشیده شدن، از گسیختگی تسمه‌ی<sup>۹</sup> فلزی جلوگیری کرده است.<sup>[۷]</sup> یکی از روش‌های بهسازی جدید به جای استفاده از میخ یا پیچ و مهره در اتصال‌های چوبی، استفاده از میله‌های فولادی تخت است که بعد از جوش شدن به یکدیگر درون اتصال چوبی قرار داده می‌شوند و قابلیت جابه‌جایی ندارند. روش ذکر شده در محل اتصال اعضاء قطری چوبی به دیوار اصلی و محل اتصال تیر به ستون‌ها اجرا شده است که حالت اول توأم با افزایش خیلی زیاد سختی و مقاومت، کاهش شکل‌پذیری است، اما شکل‌پذیری در حالت دوم با افزایش سختی و مقاومت، کاهش نیافته است.<sup>[۸]</sup> ارزیابی خطر لرزه‌یی سازه‌های بنایی با چوب با روش آنالیز غیرخطی ارزشمند

سازه‌های بنایی در ایران، سابقه‌ی چند هزار ساله دارند و تا زمانی که مسلح نباشند، نمی‌توان از پایداری آن‌ها در برابر زلزله‌های مخرب مطمئن شد. تسلیح، یکی از روش‌های افزایش مقاومت و شکل‌پذیری آن‌هاست. رفتار ناهمسانگرد، ناهمگن، غیرخطی و وجود ترک‌های فراوان و صفحه‌یی بودن اجزاء سازه‌های آجری، پیچیدگی‌های خاصی را ایجاد کرده است که فقط با روش‌های اجزاء محدود می‌توان از وضعیت تنش‌ها مطلع شد.<sup>[۱]</sup>

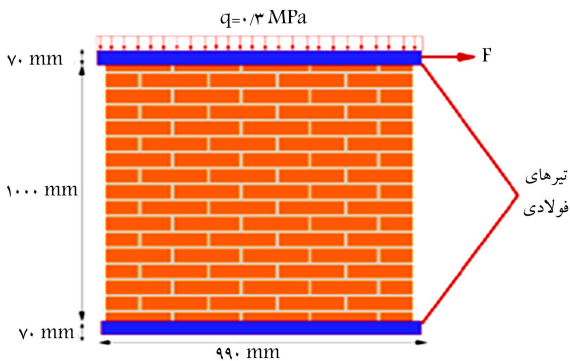
بعد از وقوع زلزله در سال ۱۷۵۵ در شهر لیسبون<sup>۱</sup>، استفاده از چوب، به علت مقاومت بالا در برابر زلزله، برای تقویت سازه‌های بنایی (TF)<sup>۲</sup> رایج شد.<sup>[۱]</sup> برای مقاوم‌سازی محل اتصال دیوار بنایی با قاب چوبی، از مهارهای تزیینی<sup>۳</sup> متصل به دیوارهای خارجی استفاده شده است که از طریق صفحات فولادی به دیوارهای درونی وصل شده‌اند. جهت تخمین ظرفیت مقاومت مهاربندهای تزیینی، روش‌های تحلیلی ساده‌یی ذکر شده است.<sup>[۳]</sup> همچنین با استفاده از آزمایش بیرون‌کشیدگی<sup>۴</sup>، تأثیر مهارهای تزیینی در اتصال‌های بین دیوار و قاب چوبی بررسی شده است.<sup>[۴]</sup> به منظور مقاوم‌سازی دیوار بنایی با کامپوزیت چوبی، از میراگر سوپر کشسان<sup>۵</sup> که

\* نویسنده مسئول

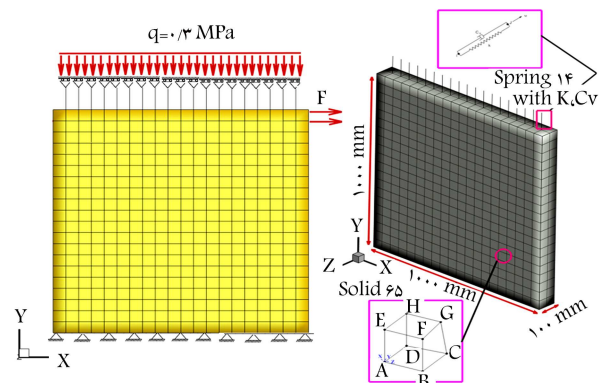
تاریخ: دریافت ۱۳۹۶/۱/۳۰، اصلاحیه ۱۳۹۶/۴/۱۰، پذیرش ۱۳۹۶/۷/۲۲.

DOI:10.24200/J30.2018.1845.1981

مدل‌سازی به روش ماکرو		مدل‌سازی به روش میکرو	
$E = 7633,1 \text{ MPa}$		$\nu = 0,2$	
ضریب ترک برشی	تنش ترک خوردگی	تنش خوردشدگی	دومحوری تک محوری
باز	تک محوری	تک محوری	تک محوری
۰,۳	۱,۱۵	۱,۰۵	۱۲,۶
فشار هیدرواستاتیک	ضریب ترک خوردگی	تنش خوردشدگی	تنش خوردشدگی
	کششی	دومحوری هیدرواستاتیکی	تک محوری هیدرواستاتیکی
۰,۱	۰,۶	۱۵,۲۲۵	۱۸,۱۱۳



شکل ۲. بارگذاری و جزئیات ابعادی دیوار آجری آزمایشگاهی.



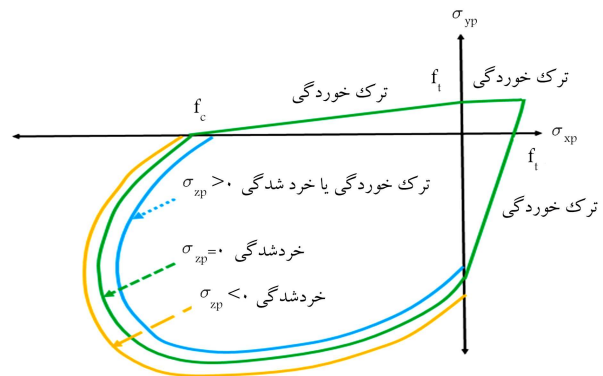
شکل ۳. مدل ماکرو دیوار آجری به همراه بارگذاری، شرایط مرزی، المان‌های به‌کار رفته و جزئیات ابعادی.

سطح تماس آن دو را به‌طور جداگانه بررسی می‌کند، تا هر یک از آن‌ها را با رفتار غیرخطی واقعی مختص به خود مدل کند. روش مدل‌سازی ماکرو، نسبت به روش مدل‌سازی میکرو، درجات آزادی کمتری دارد و در اینجا از روش مدل‌سازی ماکرو برای مدل‌سازی دیوار استفاده شده است. پارامترهای ورودی نرم‌افزار از داده‌های آزمایشگاهی استخراج شده‌اند. مشخصات ورودی برای تعریف مصالح دیوار بنایی در جدول ۱ ارائه شده‌اند.

### ۳. اعتبارسنجی و کالیبراسیون مدل عددی اجزاء محدود

#### دیوار آجری با روش مدل‌سازی ماکرو

در شکل ۳، جزئیات مدل ماکرو دیوار آجری، به همراه بارگذاری، شرایط مرزی، المان‌های به‌کار رفته و جزئیات ابعادی آن مشخص شده است. مدل‌سازی دیوار



شکل ۱. معیار تسلیم ویلیام وارنک. [۱۱]

است، [۹] و با استفاده از مدل‌سازی عددی می‌توان به بررسی رفتار این‌گونه سازه‌ها پرداخت؛ به همین جهت در پژوهش حاضر با مدل‌سازی دیوارهای بنایی تقویت شده با المان‌های چوبی، رفتار دیوارهای مذکور و تأثیر المان‌های چوبی در عملکرد آن‌ها بررسی شده است.

## ۲. مشخصات مکانیکی دیوار آجری در شبیه‌سازی عددی

جهت مدل‌سازی دیوار بنایی از نرم‌افزار ANSYS ۱۱ و المان‌های سه بعدی ۸ گرهه‌ای با سه درجه آزادی انتقالی در هر گره استفاده شده است. در مدل‌سازی از المان solid65 و معیار تسلیم ویلیام - وارنک ۱° مطابق شکل ۱ استفاده شده است؛ زیرا معیار ذکر شده توانایی مدل‌سازی رفتار ترد را دارد و در آن اگر تنش کششی از مقاومت کششی ماده فراتر برود، ماده ترک می‌خورد و اگر ترکیب تنش‌های موجود از مقاومت فشاری ماده فراتر برود، خردشدگی در ماده رخ خواهد داد. [۱۰]

برای تعیین پارامترهای مناسب جهت مدل‌سازی و کالیبره کردن نرم‌افزار، دیواری مطابق شکل ۲ که در سال ۱۹۹۳ تحت آزمایش قرار گرفت، [۱۲] انتخاب شد. طبق پژوهش مذکور با مدل‌سازی فنر جایگزین با سختی  $k = 18 \times 10^5 \text{ N/mm}$ ، می‌توان اثر تیر فولادی فوقانی را در نظر گرفت.

می‌توان مدل‌سازی عددی دیوار آجری را به دو روش انجام داد: مدل‌سازی ماکرو و مدل‌سازی میکرو. مدل ماکرو مصالح بنایی، سه فاز مجزای واحدهای آجری، ملات و سطح تماس آن دو را ترکیب می‌کند تا مشخصات مکانیکی مجموع مصالح بنایی تعیین شود. مدل‌سازی میکرو، هر یک از واحدهای بنایی اعم از آجر، ملات و

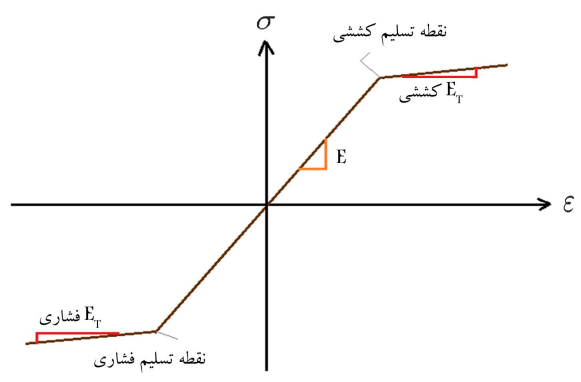
جابه‌جایی دیوار آجری حاضر با رفتار دیوار در آزمایشگاه مقایسه شده است، که تطابق خوبی دارند و نشان‌دهنده‌ی قابل قبول بودن رفتار مدل عددی دیوار آجری است.

#### ۴. مشخصات مکانیکی چوب در شبیه‌سازی عددی

جهت اعتبارسنجی مدل‌سازی چوب از نتایج دو نمونه‌ی چوب در پژوهشی در سال ۲۰۱۶<sup>[۱۳]</sup> استفاده شده است. برای مدل‌سازی چوب، المان‌های سه بعدی ۸ گره‌یی با سه درجه آزادی انتقالی در هر گره انتخاب شده‌اند. طبق خصوصیات مکانیکی چوب و مشخصات المان‌های موجود در نرم‌افزار، در مدل‌سازی چوب از المان ۴۵ solid و رفتار ارتوتروپیک<sup>۱۱</sup> استفاده شده است. برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی چوب، یک منحنی تنش - کرنش دوخطی مطابق شکل ۶ و مدل خمیری مبهت<sup>۱۲</sup> بر حالت خمیری هیل<sup>۱۲</sup> به کار رفته است. برای مدل‌سازی مدل‌های آزمایشگاهی چوب با قطعات فولادی در بالا و پایین آن‌ها، از المان‌های سه بعدی ۸ گره‌یی با درجه‌های آزادی انتقالی و سطح تسلیم فون میسز<sup>۱۳</sup> استفاده شده است.

برای تعریف سه بعدی چوب در نرم‌افزار اجزاء محدود و با فرض منحنی تنش - کرنش دوخطی و رفتار ارتوتروپیک، به ازاء سه جهت مختلف قرار گرفتن الیاف شامل: طولی ( $L$ )<sup>۱۴</sup>، شعاعی ( $R$ )<sup>۱۵</sup> و مماسی ( $T$ )<sup>۱۶</sup>، به ۲۷ ضریب نیاز است که عبارت‌اند از: مدول کشسانی در سه جهت  $L$ ،  $R$  و  $T$ ؛ تنش تسلیم‌های کششی و فشاری در جهات  $R$ ،  $L$  و  $T$  تانژانت مود کششی و نیز فشاری هر کدام در سه جهت  $L$ ،  $R$ ،  $T$ ؛ تنش تسلیم برشی در جهات  $RL$ ،  $LT$ ،  $RT$ ؛ تانژانت مودهای برشی در جهات  $RL$ ،  $LT$  و  $RT$ ؛ تانژانت مود کشسانی برشی در جهات  $RL$ ،  $LT$  و  $RT$  و ضرایب پواسون در جهات  $RL$ ،  $LT$  و  $RT$ .

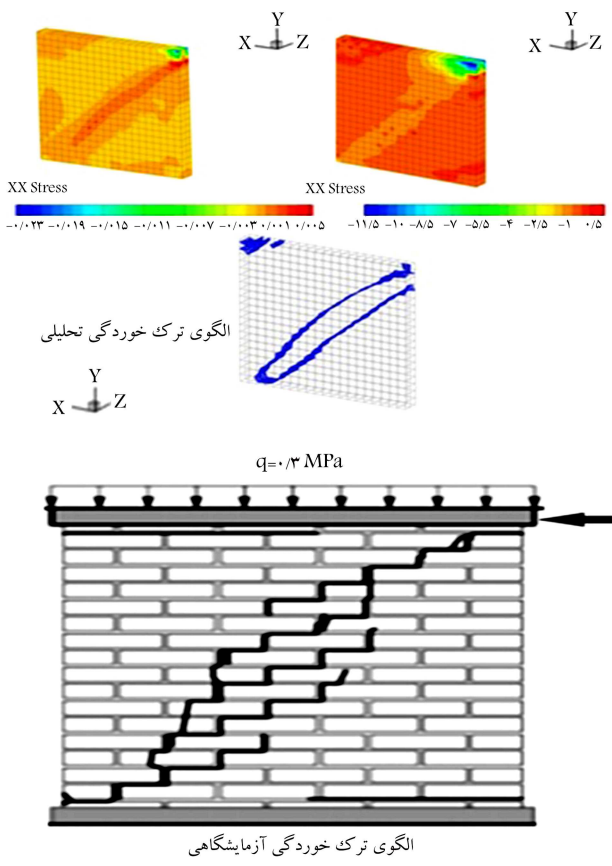
با فرض رفتار همگن در جهت مماسی و روابط تنش - کرنش بر پایه‌ی فشار، تعداد ضرایب موردنیاز از ۲۷ ضریب به ۱۴ ضریب کاهش پیدا کرد. فرض دیگر، برابری مقدار ضرایب کششی و فشاری و محاسبه‌ی تانژانت مودهای کششی و فشاری، با به‌کارگیری ضریب ۰/۰۱ در مدول کشسان آن‌هاست. رفتار نمونه‌های چوبی در جهت مماسی  $T$ ، همگن فرض شده و به دلیل رفتار ارتوتروپیک چوب، خواص چوب در دو صفحه‌ی متقارن مماسی و شعاعی مشابه است. در جدول ۲، خصوصیات مکانیکی موردنیاز برای تعریف چوب در نرم‌افزار ارائه شده است.



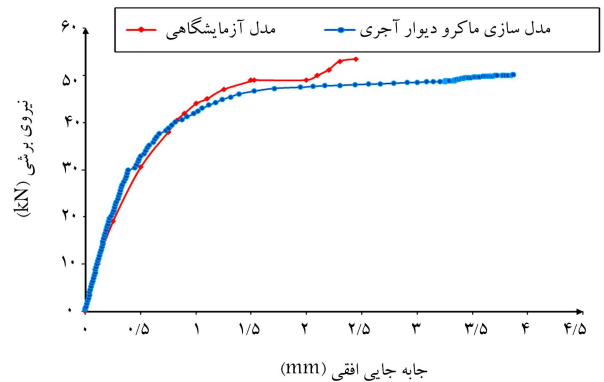
شکل ۶. منحنی تنش کرنش دو خطی در مدل خمیری غیرایزوتروپیک<sup>[۱۴]</sup>

آجری نسبت به ابعاد مش‌بندی حساسیت دارد و در تمام مدل‌ها، ابعاد المان‌ها در دیوار آجری ۵۰ mm است.

بررسی الگوی ترک‌خوردگی مدل عددی دیوار آجری ارائه شده در شکل ۴ و مقایسه‌ی آن با الگوی ترک‌خوردگی آزمایشگاهی، نشان‌دهنده‌ی قابلیت اطمینان مدل‌سازی عددی است و امکان استفاده از روش مدل‌سازی مذکور در بررسی دیوارهای با ابعاد بزرگ‌تر وجود دارد. ترک ظاهر شده از نوع برشی است که با بارگذاری در لبه‌ی سمت راست دیوار و افزایش بار، در راستای درز ملات‌ها امتداد می‌یابد تا نهایتاً یک لغزش مورب ایجاد کند و روند مذکور لغزش تا ترک‌خوردگی و از بین رفتن مقاومت دیوار ادامه دارد. مطابق نمودار بار - تغییرمکان شکل ۵، نمودار بار



شکل ۴. توزیع تنش و کرنش xx به همراه الگوی ترک‌خوردگی تحلیلی در دیوار آجری و شکل ترک‌خوردگی آزمایشگاهی<sup>[۱۴]</sup>



شکل ۵. مقایسه‌ی نمودار بار - تغییرمکان در دیوار آزمایشگاهی و تحلیل عددی.

جدول ۲. ضرایب موردنیاز برای تعریف چوب جهت مدل‌سازی آن [۱۳].

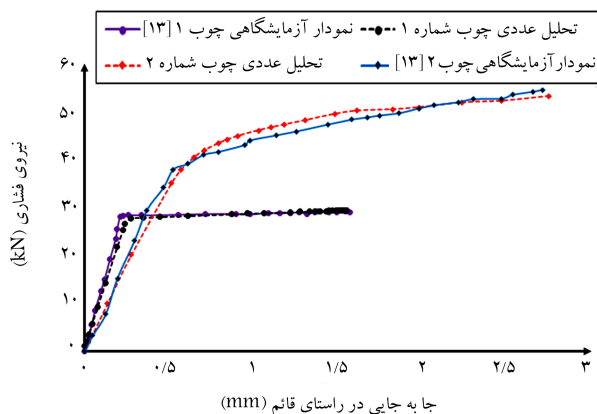
مشخصات موردنیاز برای تعریف چوب در مدل‌سازی سه بعدی		ثابت‌های مورد نیاز برای تعریف مصالح چوبی
مدل		
۲	۱	
۱۶۹۰۰	۱۶۹۰۰	مدول الاستیک $L (MPa)$
۸۳۵-۸۳۵	۸۳۲-۸۳۲	مدول الاستیک $R, T (MPa)$
۱۵۵۰-۱۵۵۰	۱۷۴۰-۱۷۴۰	مدول برشی $RL, LT (MPa)$
۳۰۲	۳۰۱	مدول برشی $RT (MPa)$
۰٫۰۲۳	۰٫۰۱۸	ضریب پواسون $RL$
۰٫۳۷	۰٫۳۷	ضریب پواسون $LT$
۰٫۳۸	۰٫۳۸	ضریب پواسون $RT$
۱۰٫۳-۴۴٫۳-۱۰٫۳	۴٫۵-۴۴٫۳-۴٫۵	تنش تسلیم کششی و فشاری $R, L, T (MPa)$

و فولاد با المان‌های تماسی با مدل رفتاری موهر-کولمب و با ضریب اصطکاک ۰٫۷ در نظر گرفته شده است. [۱۴] در شکل ۷، جزئیات ابعادی، نحوه‌ی مش‌بندی، المان‌های به‌کار رفته، نحوه‌ی اعمال بار برای تحلیل و شرایط تکیه‌گاهی نشان داده شده‌اند. در مدل مذکور، لایه‌های طولی چوب، به موازات محور قائم قرار گرفته‌اند. ابعاد مش دقیقاً مطابق نمونه‌های موجود در نوشتاری در سال ۲۰۱۶، است. [۱۳]

### ۲.۵. مدل چوب شماره ۲

برای ساخت مدل چوب شماره ۲، از یک نمونه‌ی چوبی با مقطع مربعی به ضلع ۵۰ و طول ۱۵۰ میلی‌متر استفاده شده است و چوب و صفحه‌های فلزی کاملاً به هم متصل شده‌اند. امکان لغزش و جدایش بین چوب و فولاد، دقیقاً طبق فرضیات مدل قبلی در نظر گرفته شده است. در شکل ۸، جزئیات ابعادی، نحوه‌ی مش‌بندی، المان‌های به‌کار رفته، نحوه‌ی اعمال بار برای تحلیل و شرایط تکیه‌گاهی نشان داده شده است. در مدل شماره ۲، الیاف‌های طولی ( $L$ ) چوب به موازات محور افقی ( $X$ ) قرار گرفته‌اند. ابعاد مش به‌کار رفته در مدل شماره ۲، دقیقاً همچون مدل موجود در نوشتاری در سال ۲۰۱۶، است. [۱۳]

نتیجه‌ی تحلیل استاتیکی غیرخطی برای دو نمونه‌ی چوبی حاضر با نتایج آزمایشگاهی ارائه شده در نوشتار اخیر [۱۳]، در شکل ۹ که نمودار تغییرات نیرو-جاب‌جایی است، مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، تطابق خیلی خوبی بین نتایج خروجی تحلیل



شکل ۹. نمودار بار-تغییر مکان رفتار نمونه‌های چوبی ۱ و ۲ و نمونه‌های آزمایشگاهی به‌کار رفته در نوشتاری در سال ۲۰۱۶، [۱۳] در اعتبارسنجی چوب.

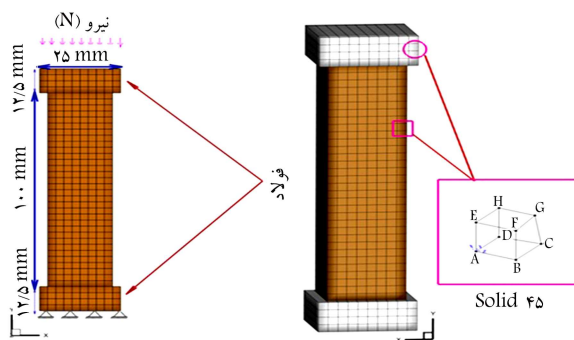
### ۵. صحت‌سنجی و کالیبراسیون مدل اجزاء محدود عددی

#### چوب

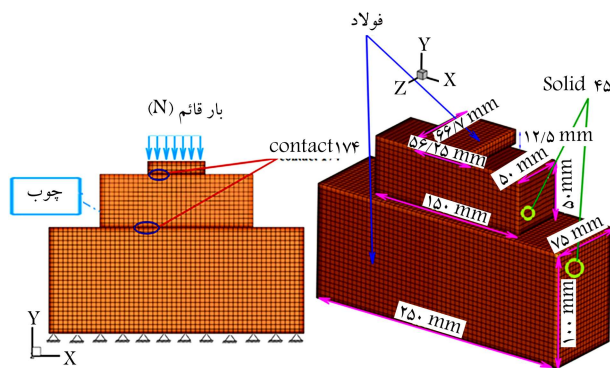
دو نمونه‌ی آزمایشگاهی به‌کار رفته برای اعتبارسنجی مدل‌سازی عددی چوب، در شکل ۷ و ۸ نشان داده شده‌اند.

#### ۱.۱.۵. مدل چوب شماره ۱

برای ساخت مدل چوب شماره ۱، یک نمونه‌ی چوبی با مقطع مربعی با طول ضلع ۲۵ و ارتفاع ۵۰ میلی‌متر انتخاب شده است. امکان لغزش و جدایش بین چوب



شکل ۷. مدل چوب شماره ۱ و جزئیات آن.



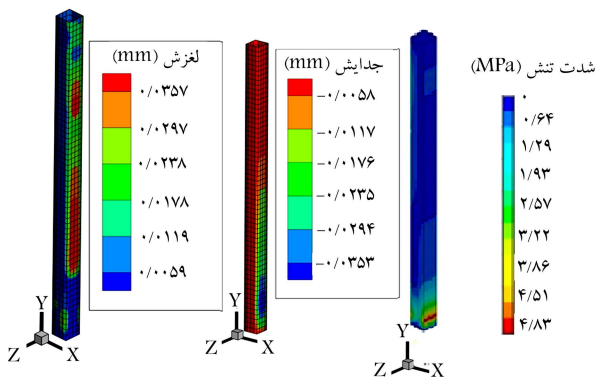
شکل ۸. مدل چوب شماره ۲ و جزئیات آن.

آنچاست. در مقایسه با مدل دیوار غیرمسلح، وجود المان چوبی در مدل حاضر، از امتداد یافتن ترک‌های مورب دیوار جلوگیری کرده است. اگر ارتفاع دیوار آجری بدون چوب  $h$  و عرض دیوار آجری فاقد چوب نام‌گذاری شود، به دلیل نسبت  $h/l > 1$  در قسمت‌های بدون چوب دیوار حاضر، ترک مورب دیوار غیرمسلح اولیه به ترک قائم تبدیل شده است.

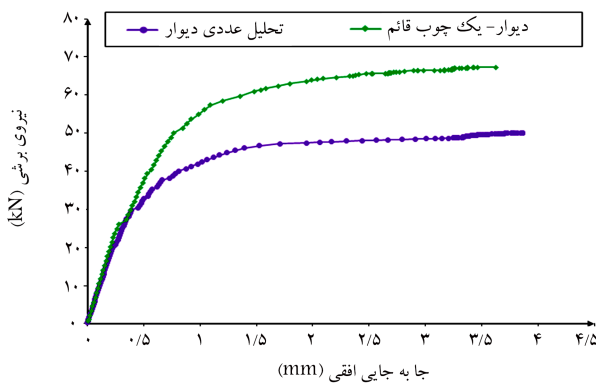
میزان جدایش<sup>۱۷</sup> و توزیع شدت تنش<sup>۱۸</sup> در نمونه‌ی چوبی در شکل ۱۲ نشان داده شده است که در آن بیشترین میزان جدایش در قسمت‌های پایینی المان چوبی است و در همان قسمت، شدت تنش بزرگ‌تر است. با وجود این، توزیع شدت تنش بیان‌کننده‌ی این نکته است که از ظرفیت کامل چوب در مدل مذکور استفاده نشده است؛ زیرا توزیع شدت تنش چوب در بیشتر قسمت‌ها برابر با صفر است. توزیع لغزش<sup>۱۹</sup> نیز میزان لغزش المان چوبی درون دیوار را نشان می‌دهد که در دو وجه کناری، بیشترین میزان لغزش را داشته است. مطابق شکل ۱۳، افزایش بار نهایی قابل تحمل توسط دیوار، افزایش طول ناحیه‌ی کشسان خطی و تغییر شکل‌پذیری، به ازاء وجود یک المان چوبی قائم درون دیوار در مدل دیوار آجری کاملاً مشهود است.

۲.۶. دیوار آجری تقویت شده با یک المان چوبی افقی

با توجه به نقش مثبت وجود یک المان چوبی قائم و تغییر الگوی ترک‌خوردگی در مدل قبل، در مدل حاضر از یک المان چوبی افقی درون دیوار استفاده شده است، که نحوه‌ی قرار گرفتن آن درون دیوار به همراه المان تماسی بین چوب و دیوار و نحوه‌ی مش‌بندی دیوار در شکل ۱۴ مشخص شده است.



شکل ۱۲. توزیع شدت تنش، کانتور جدایش و لغزش در المان چوبی قائم.



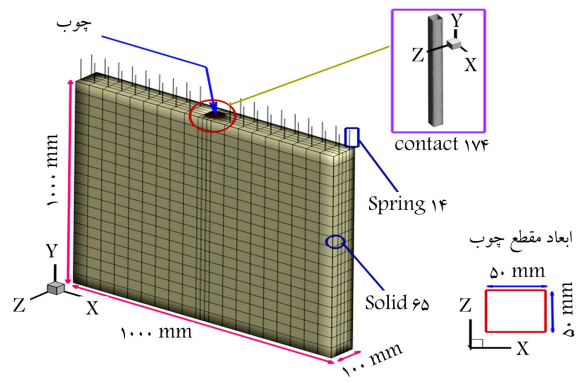
شکل ۱۳. مقایسه‌ی نمودار بار- تغییرمکان در دیوار آجری غیرمسلح و دیوار آجری با یک المان چوبی قائم.

عددی و نتایج آزمایشگاهی نوشتار مذکور.<sup>[۱۳]</sup> وجود دارد و نشان‌دهنده‌ی صحت مدل‌سازی چوب است.

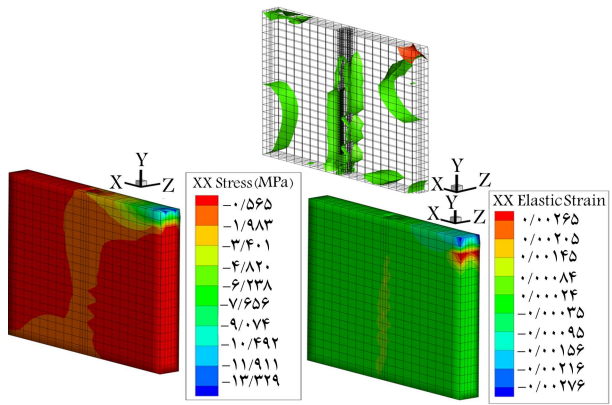
۶. مدل‌های مختلف دیوار آجری تقویت شده با المان‌های چوبی

۱.۶. دیوار آجری تقویت شده با یک المان چوبی قائم  
در شکل ۱۰، نحوه‌ی قرارگیری المان چوبی، جزئیات هندسی دیوار و المان چوبی، المان تماسی بین چوب و دیوار، نحوه‌ی مش‌بندی و المان‌های به‌کاررفته در مدل‌سازی دیوار حاضر مشاهده می‌شود. بار افقی در مدل مذکور و مدل‌های بعدی برگره‌های سمت چپ دیوار اعمال شده است. امکان لغزش و جدایش بین دیوار آجری و المان‌های چوبی در تمام مدل‌ها با المان‌های تماسی CONA ۱۷۴ و TARGE ۱۷۰ با مدل رفتاری موهر- کولمب و با ضریب اصطکاک ۰/۵۷ در نظر گرفته شده است. در تمام مدل‌ها، به دلیل عدم حساسیت المان‌های چوبی نسبت به ابعاد مش‌بندی، هر نمونه‌ی چوبی به طول ۱ متر به ۶۰ المان تقسیم شده است.

در شکل ۱۱، نحوه‌ی ترک‌خوردگی به همراه توزیع تنش و کرنش xx در مدل حاضر مشخص شده است که در ابتدا ترک‌های قائم ظاهر شده‌اند و سپس با افزایش بارگذاری، به علت افزایش تنش فشاری روی قطر فشاری، در کنج‌های دیوار، فشار بر نواحی مذکور افزایش یافته و همین امر، عامل ظهور ترک‌خوردگی‌های موجود در

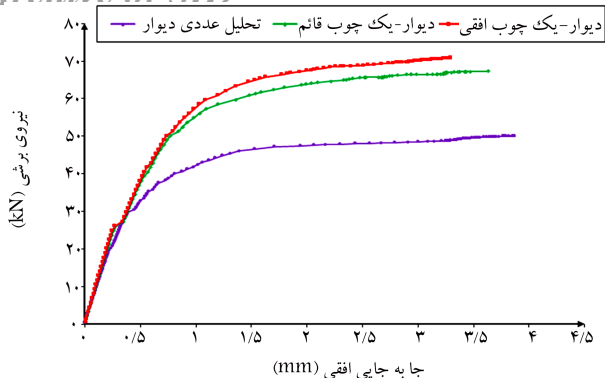


شکل ۱۰. جزئیات هندسی، المان تماسی، نحوه‌ی مش‌بندی و المان‌های به‌کاررفته در مدل دیوار با یک چوب قائم.

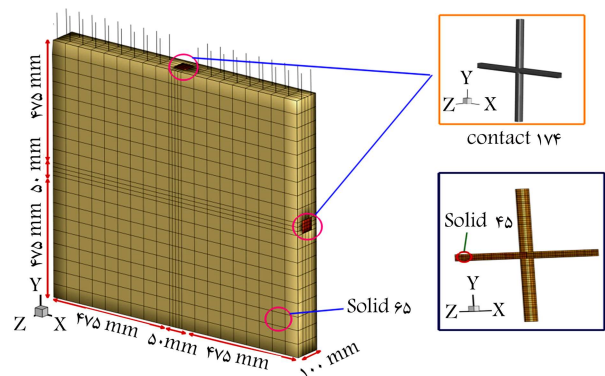


شکل ۱۱. توزیع تنش و کرنش xx و نحوه‌ی ترک‌خوردگی دیوار به ازاء وجود یک المان چوبی قائم درون آن.





شکل ۱۷. مقایسه‌ی نمودار بار- تغییرمکان دیوار غیرمسلح با دیوار آجری با یک چوب قائم و دیوار آجری با یک چوب افقی.



شکل ۱۸. جزئیات هندسی، المان تماسی، نحوه‌ی مش‌بندی در مدل با یک چوب افقی و یک چوب قائم.

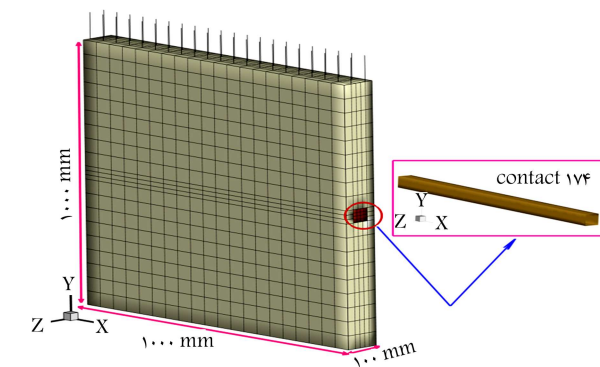
میزان جدایش در وجه‌های کناری چوب بوده است. شدت تنش در مدل حاضر در بیشترین حالت به رقم  $0.485$  مگاپاسکال رسیده است، که این رقم در مدل قبلی برابر با  $0.483$  مگاپاسکال بوده است و نشان‌گر میزان استفاده‌ی کمتر از ظرفیت‌های چوب در این مدل نسبت به مدل قبلی است، اما به دلیل تغییر نسبت  $h/l$  و تغییر الگوی ترک‌خوردگی دیوار، ظرفیت باربری نهایی مدل حاضر نسبت به مدل قبلی بیشتر است که این موضوع در شکل ۱۷ به وضوح مشخص است.

### ۳.۶. دیوار آجری تقویت شده با یک المان چوبی افقی و یک المان

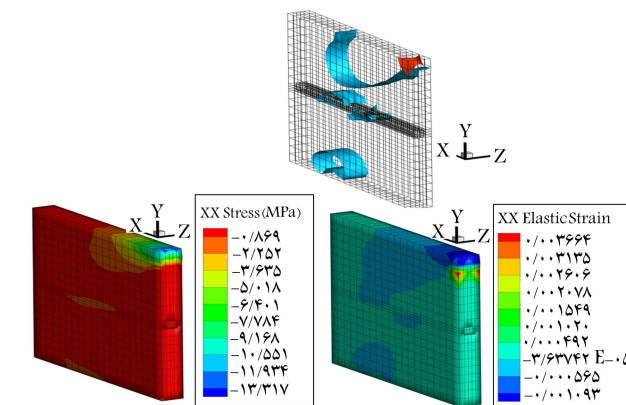
#### چوبی قائم

مدل حاضر شامل یک چوب افقی ممتد و دو چوب قائم است، که به آن چسبیده شده‌اند. مقطع المان‌های چوبی مربعی به ضلع ۵ سانتی‌متر است، که مطابق درون دیوار آجری قرار گرفته‌اند. همچنین در شکل ۱۸، جزئیات ابعادی و المان‌های تماسی بین چوب و دیوار مشاهده می‌شود. اگر مطابق قبل، ارتفاع دیوار بدون چوب  $h$  و عرض دیوار بدون چوب،  $l$  نام‌گذاری شود، در مدل کنونی، نسبت  $h/l = 1$  است. در شکل ۱۹، توزیع تنش و کرنش  $xx$  به همراه توزیع کل ترک‌های ظاهر شده در مدل حاضر مشاهده می‌شود که مطابق آن توزیع ترک روی قطر فشاری دیوار و در اطراف المان چوبی قائم است، یعنی به ازاء نسبت  $h/l = 1$  ترک مورب و ترک قائم با هم مشاهده می‌شوند.

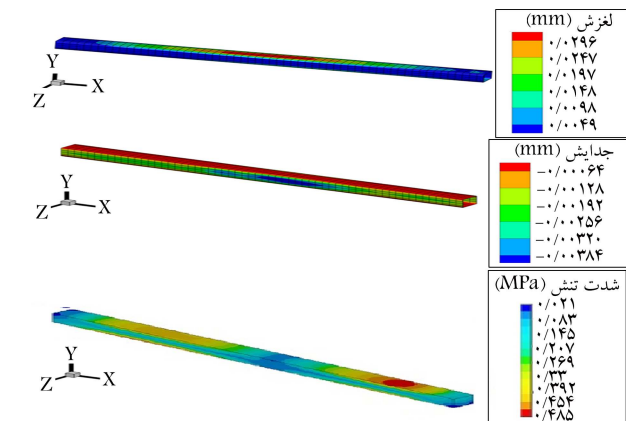
نکته‌ی مهم در مدل حاضر، تمرکز بیشتر ترک‌ها در محل اتصال چوب قائم و افقی به یکدیگر است. مطابق شکل ۲۰، بیشترین میزان جدایش بین چوب



شکل ۱۴. جزئیات هندسی، المان تماسی، نحوه‌ی مش‌بندی در مدل با یک چوب افقی.

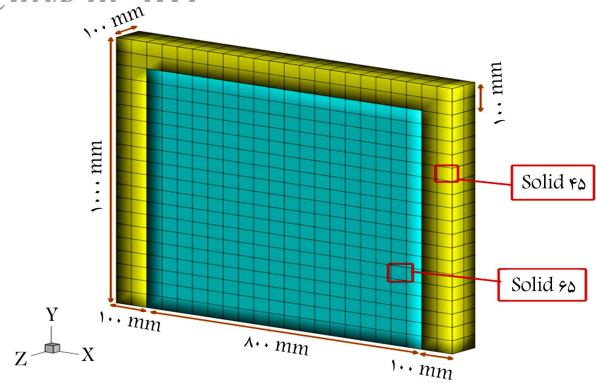


شکل ۱۵. توزیع تنش و کرنش  $xx$  و نحوه‌ی ترک خوردگی دیوار به ازاء وجود یک المان چوبی افقی درون آن.

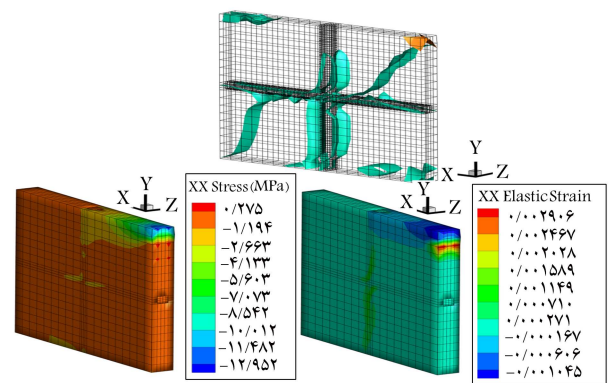


شکل ۱۶. کانتور لغزش، کانتور جدایش و توزیع شدت تنش در نمونه‌ی چوبی افقی.

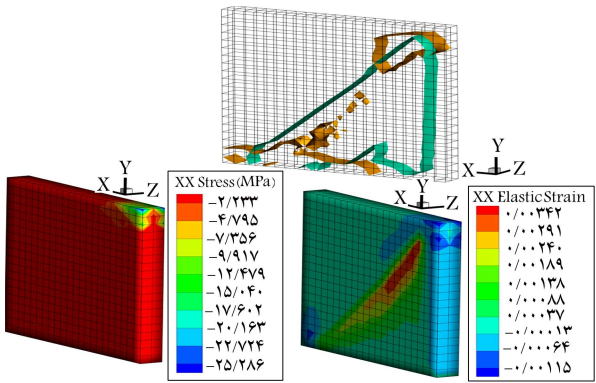
در شکل ۱۵، به علت نسبت  $h/l < 1$  در مدل حاضر، ترک قطری دیوار غیرمسلح اولیه به ترک برشی افقی تبدیل شده است و مجدداً به دلیل اینکه تنش فشاری روی قطر فشاری در کنج‌های دیوار بیشترین مقدار را دارد، فشار بر نواحی کنج‌های دیوار بیشتر بوده و همین امر عامل ظهور ترک‌خوردگی در آنجاست. علاوه بر این، در الگوی ترک‌خوردگی شکل ۱۵، کنج بالای دیوار در محل اعمال نیروی افقی، به علت تنش‌های کششی ناشی از تمرکز تنش، ترک خورده است. در شکل ۱۶، میزان لغزش، جدایش و توزیع شدت تنش مشاهده می‌شود که در آن بیشترین میزان لغزش چوب درون دیوار در وجه‌های بالایی و پایینی و بیشترین



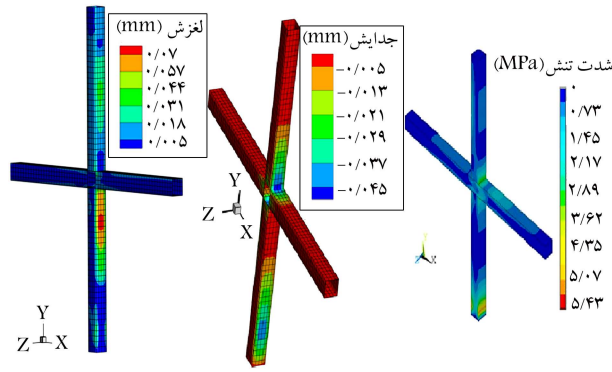
شکل ۲۲. جزئیات ابعادی، نحوه‌ی مش‌بندی و المان‌های به‌کار رفته در مدل با قاب چوبی.



شکل ۱۹. توزیع تنش و کرنش xx و نحوه‌ی ترک‌خوردگی دیوار به ازاء وجود یک المان چوبی قائم و یک المان چوبی افقی درون دیوار.



شکل ۲۳. توزیع تنش و کرنش xx و الگوی ترک‌خوردگی تحلیلی در دیوار مسلح شده با قاب چوبی.



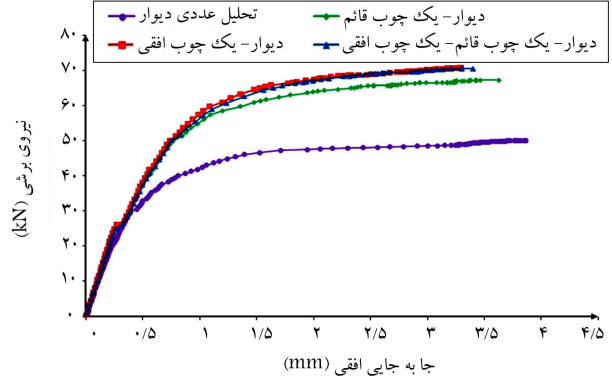
شکل ۲۰. توزیع شدت تنش، کانتور جدایش و کانتور لغزش در نمونه‌های چوبی درون دیوار در مدل حاضر.

### ۴.۶. دیوار آجری مسلح شده با قاب چوبی

یک شیوه‌ی دیگر، کاربرد هم‌زمان المان‌های چوبی قائم و افقی در تقویت دیوار آجری، استفاده از قاب چوبی است. در مدل حاضر، چوب افقی به طول ۱ متر قرار گرفته است و ۲ چوب قائم و دیوار آجری به آن چسبیده شده‌اند. در مدل مذکور، هیچ‌گونه المان تماسی بین چوب‌ها و دیوار تعریف نشده است. در شکل ۲۲، جزئیات ابعادی المان‌های چوبی و دیوار آجری، نحوه‌ی مش‌بندی و المان‌های به‌کار رفته در مدل‌سازی مشخص شده است.

در شکل ۲۳، توزیع تنش و کرنش xx به همراه توزیع کل ترک‌های ظاهر شده در مدل حاضر مشاهده می‌شود. توزیع ترک‌خوردگی تحلیلی ظاهر شده در مدل مذکور با مدل‌های قبلی کاملاً متفاوت است که به دلیل چسبیده شدن المان‌های چوبی به دیوار آجری است. علاوه بر آن با افزایش بارگذاری، به واسطه‌ی تفاوت مقاومت نهایی دیوار آجری با المان‌های چوبی، دیوار آجری ترک می‌خورد و تسلیم می‌شود و این در حالی است که از ظرفیت المان‌های چوبی کاملاً استفاده نشده است.

توزیع شدت تنش در شکل ۲۴، نشان‌دهنده‌ی درگیری بیشتر چوب‌های قائم نسبت به چوب‌های افقی است، زیرا تمرکز تنش بیشتری دارند و از ظرفیت چوب افقی کمتر استفاده شده است و تمرکز تنش در آن، فقط در نزدیک محل اعمال بار مشاهده می‌شود. نکته‌ی قابل بحث در شکل ۲۴ در توزیع کرنش خمیری معادل است که در آن المان‌های چوبی وارد ناحیه‌ی خمیری شده‌اند؛ در حالی که در تمام مدل‌های قبلی، کرنش خمیری المان‌های چوبی درون دیوار، صفر بوده است. مطابق



شکل ۲۱. مقایسه‌ی نمودار بار-جاب‌جایی دیوار غیرمسلح با دیوارهای آجری تقویت شده با چوب در مدل‌های ۱ الی ۳.

و دیوار، در پایین نمونه‌ی چوبی و محل اتصال دو نمونه‌ی چوبی قائم و افقی به یکدیگر است، که دقیقاً در همانجا، تمرکز تنش قابل رؤیت است. کانتور لغزش نیز نشان‌دهنده‌ی لغزش کمتر چوب افقی، نسبت به چوب قائم است. مطابق شکل ۲۱، استفاده‌ی هم‌زمان از المان‌های چوبی قائم و افقی و نسبت  $h/l = 1$ ، با تغییر الگوی ترک‌خوردگی دیوار همراه است، اما تأثیری در افزایش بار نهایی دیوار حاضر نداشته است، به طوری که منحنی بار-جاب‌جایی در مدل مذکور، بر نمودار مدل با یک چوب افقی منطبق شده است، یعنی وجود چوب قائم متصل شده به چوب افقی در افزایش بار نهایی مدل حاضر تأثیری نداشته است.

جدول ۳. خلاصه‌ی از نتایج ۴ دیوار تقویت شده با المان‌های چوبی.

مدل				شماره‌ی مدل
۴	۳	۲	۱	
۰٫۹m	۰٫۴۷۵m	۰٫۴۷۵m	۱m	ارتفاع دیوار فاقد چوب (h)
۰/۸m	۰/۴۷۵m	۱m	۰٫۴۷۵m	عرض دیوار فاقد چوب (l)
۱٫۱۲۵	۱	۰٫۴۷۵	۲٫۱۰۵	h/l
۹۳	۴۰	۴۱	۳۴	درصد افزایش مقاومت نهایی نسبت به دیوار غیرمسلح
۱۵۰	۲۵	۳۲	۳۲	درصد افزایش مقاومت ترک قطری نسبت به دیوار غیرمسلح
۱٫۷۲	۲٫۹۹	۲٫۷۵	۳٫۳۳	ضریب شکل‌پذیری

بارگذاری اعمالی بستگی دارد. اما افزایش مقاومت ترک قطری، که در نمونه‌های با چوب مشاهده شده است، ناشی از اثر المان‌های چوبی است. المان‌های چوبی از لغزش دیوار مانع کرده‌اند و از سویی دیگر، تنش‌های کششی روی قطر کششی در میانه‌های دیوار بیشترین مقدار و در لبه‌های انتهایی مقدار صفر را دارند. به همین دلیل در نمونه‌های ۱ و ۲ که المان چوبی در وسط دیوار قرار گرفته است، درصد افزایش مقاومت ترک قطری یکسان است و نمونه‌های ۳ و ۴ به ترتیب کمترین و بیشترین درصد افزایش مقاومت ترک قطری را دارند.

بعد از وقوع ترک‌های قطری، دیوار وارد ناحیه‌ی غیرخطی می‌شود و افزایش بار با افزایش تنش در کنج‌های فشاری دیوار همراه است؛ زیرا تنش فشاری روی قطر فشاری، در دو انتها بیشترین مقدار و در وسط کمترین مقدار را دارد تا اینکه کنج دیوار خرد می‌شود و تنش‌های موجود در آن به نواحی دیگر نفوذ می‌کنند. بعد از شکست کنج، سختی به شدت کم می‌شود، اما هنوز صفر نیست تا اینکه با رسیدن بار به مقاومت نهایی، ترک‌های دیگری موازی ترک‌های قطری ایجاد و نقاط دورتر از کنج‌ها هم خرد می‌شوند و بعد از رسیدن مقاومت دیوار به مقاومت مقدار حدی، به ازاء جابه‌جایی بیشتر، نیرو افزایش پیدا نخواهد کرد. در جدول ۳، خلاصه‌ی از نتایج تحلیل‌های عددی ذکر شده ارائه شده است. پارامترهایی که در ۴ مدل اشاره شده بررسی شده‌اند، عبارت‌اند از:

$$\text{درصد افزایش مقاومت نهایی} = \frac{R_2 - R_1}{R_1}$$

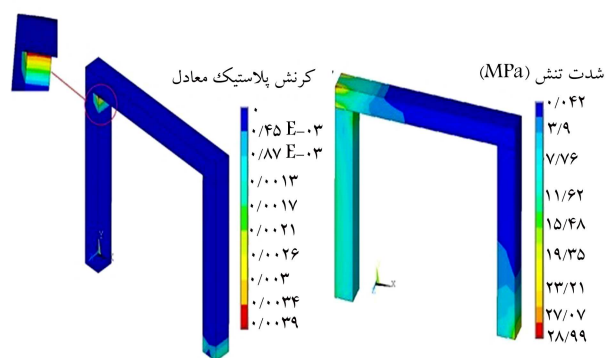
$$\text{ضریب شکل‌پذیری} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\text{درصد افزایش مقاومت ترک قطری} = \frac{B_2 - B_1}{B_1}$$

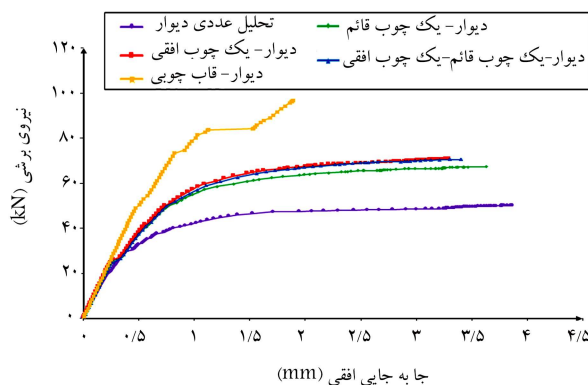
در روابط اخیر، اندیس ۱ مربوط به دیوار آجری تقویت نشده و اندیس ۲، مربوط به دیوارهای تقویت شده با المان‌های چوبی است. مقاومت نهایی و مقاومت در لحظه‌ی تسلیم، دو پارامتر کلیدی برای بررسی عملکرد دیوار هستند، که برای تعیین آن‌ها از روی نمودار بار - جابه‌جایی، به آیین‌نامه‌ی FEMA ۴۴۰ مراجعه شده است، [۱۵] و با برقراری فرضیات آن، نمودار بار - جابه‌جایی، در هر مدل دیوار تقویت شده، دو خطی شده و سپس با استفاده از آن، ضریب شکل‌پذیری برای هر دیوار طبق رابطه‌ی اخیر محاسبه شده است که در آن  $\Delta_u$  جابه‌جایی نهایی و  $\Delta_y$  جابه‌جایی در لحظه‌ی تسلیم است.

### ۸. نتیجه‌گیری

عملکرد ضعیف دیوارهای آجری، تحت بارهای رفت و برگشتی زلزله که ناشی از مقاومت کم آن‌ها تحت اثر کشش است، باعث شد تا تسلیم و تقویت دیوارهای



شکل ۲۴. توزیع شدت تنش و توزیع گرنش خمیری معادل در قاب چوبی در مدل حاضر.



شکل ۲۵. مقایسه‌ی نمودار بار - جابه‌جایی دیوار غیرمسلح با دیوارهای آجری تقویت شده با چوب در مدل‌های ۱ الی ۴.

شکل ۲۵، مدل با قاب چوبی نسبت به ۳ مدل تقویت شده‌ی قبلی، عملکرد بهتری داشته است.

### ۷. تحلیل انواع ترک‌های ظاهر شده در دیوارهای آجری تقویت شده

در تمام مدل‌های قبلی، نمودار بار - جابه‌جایی دیوارهای تقویت شده، شامل چند نقطه‌ی اصلی است. ترک قطری، از نوع برشی بوده و در قطر فشاری دیوار ایجاد شده است و اگر بار اعمالی لرزه‌یی باشد، ترک مذکور به شکل ضربدری ظاهر می‌شود و ظهور آن نشان‌دهنده‌ی پایان رفتار کشسان خطی است و به هندسه‌ی دیوار و



خمشی و برشی با ظهور لغزش قائم ناشی از تنش‌های خمشی و لغزش مورب و افقی ناشی از تنش‌های کششی قابل مشاهده‌اند.

۴. در تقویت دیوار با استفاده از قاب چوبی، به دلیل چسبیده شدن قاب چوبی به میان قاب بتایی و مقاومت بیشتر قاب چوبی از میان قاب بتایی، طول تماس قاب و میان قاب زیاد می‌شود و تنش‌های کنج فشاری دیوار افزایش می‌یابد و شکست برشی از وسط میان قاب آغاز می‌شود و در سطح بزرگی آن را خرد می‌کند.

۵. استفاده از قاب چوبی چسبیده‌شده به میان قاب بتایی، با ۹۳٪ افزایش مقاومت نهایی و ۱۵۰٪ افزایش مقاومت ناحیه‌ی کشسان همراه بوده است.

۶. در تمام مدل‌ها، ابعاد و بارگذاری دیوارها مشابه است، به همین دلیل سختی ناحیه‌ی کشسان خطی نمودار بار- تغییرمکان، در نمونه‌های با چوب و در نمونه‌ی دیوار غیرمسلح یکسان است.

۷. با توجه به اینکه در اغلب نمونه‌ها، چوب وارد ناحیه‌ی خمیری نشده و همواره دیوار قبل از المان‌های تقویتی تسلیم شده است، تغییر در مقاومت نهایی چوب، تأثیر چندانی در بهبود عملکرد نمونه‌ها ندارد و عامل تأثیرگذار، مدول کشسانی چوب است.

آجری با استفاده از المان‌های چوبی، به منظور بهبود عملکرد لرزه‌ی آن‌ها در ۴ مدل مجزا بررسی شود. اگر ارتفاع دیوار آجری بدون چوب  $h$  و عرض دیوار آجری فاقد چوب  $l$  نامگذاری شود:

۱. در نسبت  $h/l > 1$ ، عرض دیوار آجری فاقد چوب کم می‌شود و شکست برشی قائم رخ می‌دهد و در این حالت به جای تنش کششی، تنش خمشی در دیوار ایجاد می‌شود و آجرها به شکل قائم نسبت به هم می‌لغزند. کنج بالای دیوار به علت تنش‌های کششی ناشی از تمرکز تنش ترک می‌خورد و کنج پایین دیوار به واسطه‌ی تنش‌های کششی ناشی از خمش درون صفحه خرد می‌شود و در کل حالت شکست خمشی با وقوع ترک‌های قائم غالب است.

۲. در نسبت  $h/l < 1$ ، شکست برشی افقی و وقوع لغزش افقی در دیوار قابل مشاهده بوده و المان چوبی افقی، مانع وقوع ترک قطری شده و ترک در دیواری با ارتفاع کمتر رخ داده است و ترک‌های کنج بالای دیوار به علت تنش کششی ناشی از تمرکز تنش در دیوار به وجود آمده‌اند.

۳. در نسبت  $h/l = 1$ ، حالت شکست دیوار نامشخص است و هر دو شکست

## پانویس‌ها

1. Lisbon
2. timber framed
3. injection anchors
4. pull out test
5. super elastic
6. push over
7. threaded nail
8. plain shank nail
9. strip
10. Willam-Warnke
11. orthotropic
12. Hill
13. Von-Mises
14. longitudinal
15. radial
16. tangential
17. gap
18. intensity stress
19. sliding

## منابع (References)

1. Moghadam, H. "Seismic design of masonry buildings", Ed. 4th Edn., Sharif University of Technology Institute of Scientific Publications, Tehran, Iran, pp. 11-40 (2006).
2. Kouris, L.A.S., Meireles, H., Bento, R. and et al. "Simple and complex modelling of timber-framed masonry walls in Pombalino buildings", *Bulletin of earthquake engineering*, **12**(4), pp. 1777-1803 (2014).

3. Araújo, A.S., Oliveira, D.V. and Louren, P.B. "Numerical study on the performance of improved masonry-to-timber connections in traditional masonry buildings", *Engineering Structures*, **80**, pp. 501-513 (2014).
4. Vieux-Champagne, F., Sieffert, Y., Grange, S. and et al. "Experimental analysis of seismic resistance of timber-framed structures with stones and earth infill", *Engineering Structures*, **69**, pp. 102-115 (2014).
5. Poletti, E., Vasconcelos, G. and Jorge, M. "Application of near surface mounted (NSM) strengthening technique to traditional timber frame walls", *Construction and Building Materials*, **76**, pp. 34-50 (2015).
6. Branco, M., Goncalves, A., Guerreiro, L. and et al. "Cyclic behavior of composite timber-masonry wall in quasi-dynamic conditions reinforced with superelastic damper", *Construction and Building Materials*, **52**, pp. 166-176 (2014).
7. Moreira, S., Ramos, L.F., Oliveira, D.V. and et al. "Experimental behavior of masonry wall-to-timber elements connections strengthened with injection anchors", *Engineering Structures*, **81**, pp. 98-109 (2014).
8. Kouris, L.A.S. and Kappos, A.J.A. "practice-oriented model for pushover analysis of a class of timber-framed masonry buildings", *Engineering Structures*, **75**, pp. 489-506 (2014).
9. Cattari, S. and Lagomarsino, S. "Performance-based approach for the seismic assessment of masonry historical buildings", *2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Istanbul, Turkey (2014).
10. Najafgholi por haghghi, M.A. and Maheri, M.R. "A method for modeling of masonry shear walls using AN-

## Archive of SID

- SYS software”, 4th National Congress of Civil Engineers, Tehran, Iran, Tehran University (2008).
11. Saghafi, M.H., Safakhah, S. and Kheyroddin, A. “Seismic performance of polymer fiber reinforced URM walls under incremental loading”, *Advances in Environmental Biology*, **7**(13), pp. 3908-3917 (2013).
  12. Vermeltfoort, A., Raymakers, T.M.J. and Janssen. H.J.M. “Shear tests on masonry walls”, *6th North Am. Masonry Conf.*, Philadelphia, pp. 1183-1193 (1993).
  13. Hong, J.P., Lee, J.J., Yeo, H. and et al. “Parametric study on the capability of three dimensional finite element analysis (3D FEA) of compressive behaviour of Douglas fir”, *Holzforschung*, **70**(6), pp. 539 546 (2016).
  14. Hong, J.P. “Three-dimensional nonlinear finite element model for single and multiple dowel-type wood connections”, PhD Diss., University of British Columbia (2007).
  15. FEMA 440, “Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures”, Federal Emergency Management Agency, California, U.S.A. (2005).