

Evaluation of Structural Damages Reduction of Midrise Steel Moment Frame adding Cross-Laminated Timber Infill Wall by Incremental Dynamic Analysis (IDA)

Saeed Reza Sabbagh Yazdi ^{*1}, Ainullah mirzazadah ²

1- Professor of Civil Engineering Department, K. N. Toosi University of Technology, Tehran, Iran

2- PhD Candidate in Civil Engineering Department, K. N. Toosi University of Technology, Tehran, Iran

ABSTRACT

Considering that in recent decades, the discussion of earthquake engineering for better understanding earthquakes and their destructive effects on structures built in seismic areas has made significant progress, which has led to changes in building design regulations against earthquakes. In some cases, structures designed based on initial revisions of seismic codes and standards have lower seismic resistance than structures designed with newer revisions. As a result, constructed structures need to be retrofitted. In this paper, the reduction of seismic damages of six-stories steel moment frames having CLT infill walls has been investigated. The system is modeled with ABAQUS software. The S4R element has been used to model steel beams and columns with a yield strength of 350 MPa. Cross-sectional vertical panels with C3D8R element according to NDS 2018 are modeled elastically in the software. Contact modeling was performed between the vertical panel with the steel frame by assigning the behavior of the Hard Contact type in the direction perpendicular to the plates in contact with each other and the Tangential type in the direction of the tangent of the two plates with friction coefficient. Also, the gap between the steel frame and the CLT is crossed to deform the brackets during an earthquake to dissipate the earthquake energy during the vibration. Frame behavior has been investigated using incremental dynamic analysis. The results showed that CLT infill walls play a major role in reducing maximum inter-story drift and reducing various types of structural damages. The results also showed that the addition of CLT infill walls reduces the possibility of the collapse of the structure at various damages.

ARTICLE INFO

Receive Date: 15 May 2022

Revise Date: 06 September 2022

Accept Date: 09 October 2022

Keywords:

Incremental Dynamic Analysis (IDA), Steel-Timber Hybrid Structure, Steel Moment Frame, CLT (Cross Laminated Timber), Fragility curves, Types of structural damages.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2022.341622.2808>

*Corresponding author: Saeed Reza Sabbagh Yazdi

Email address: syazdi@kntu.ac.ir

ارزیابی کاهش خسارت لرزه ای قاب خمشی فولادی میان مرتبه با کاربرد دیواربرشی چوبی الوار چند لایه متقاطع (CLT) به کمک تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)

سعیدرضا صباغ یزدی*^۱، عین الله میرزازاده^۲

۱- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، ایران

۲- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، ایران

چکیده

با توجه به اینکه، در چند دهه اخیر بحث مهندسی زلزله در جهت شناخت بیشتر زلزله ها و تاثیرات مخرب آن ها بر سازه های ساخته شده در مناطق لرزه خیز پیشرفت چشم گیری داشته که منجر به تغییرات در آیین نامه های طراحی ساختمان در برابر زلزله گردیده است. در بعضی موارد سازه های طراحی شده بر اساس ویرایش های اولیه آیین نامه ها و استاندارد های لرزه ای در مقایسه با سازه های که با ویرایش های جدیدتر طراحی شده اند دارای مقاومت لرزه ای کمتر از حد مورد انتظار هستند، در نتیجه سازه های ساخته شده نیاز به مقاوم سازی دارند. در این مقاله بررسی کاهش خسارت لرزه ای قاب خمشی ۶ طبقه معمولی فولادی با اضافه کردن دیوارهای پرکننده الوار چند لایه متقاطع مورد بررسی قرار گرفته شده است. سیستم مذکور با نرم افزار ABAQUS مدل سازی شده است. تیر و ستون فولادی از فولاد باتنش تسلیم ۳۵۰ مگاپاسکال باالمان S4R و پنل های قائم الوار چند لایه متقاطع با المان C3D8R طبق آیین نامه NDS2018 در نرم افزار مدل سازی شده است. مدل سازی تماس بین پنل قائم الوار چند لایه متقاطع با قاب فولادی با اختصاص رفتار از نوع Hard Contact در جهت عمود بر صفحات در تماس با هم و نوع Tangential در راستای مماسی دو صفحه با ضریب اصطکاک انجام شد. هم چنان فاصله بین قاب و پنل الوار چند لایه متقاطع جهت تغییر شکل برآکت ها در هنگام زلزله در نظر گرفته شده است تانژیروی زلزله را در طول لرزش بیشتر میرا نماید. رفتار قاب به کمک تحلیل دینامیکی افزایشی بررسی شده است. نتایج نشان داد که دیوارهای پرکننده الوار چند لایه متقاطع نقش عمده در کاهش جابجایی نسبی بین طبقات و کاهش انواع خسارت سازه ای دارد. هم چنان نتایج نشان داد که با اضافه کردن دیوارهای پرکننده الوار چند لایه متقاطع احتمال فروریزش سازه در خسارت های مختلف کاهش می یابد.

کلمات کلیدی: تحلیل دینامیکی افزایشی، سازه ترکیبی چوب-فولاد، قاب خمشی فولادی، الوار چند لایه متقاطع (CLT)، منحنی شکنندگی، انواع خسارت سازه ای

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2022.341622.2808	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2022.341622.2808	۱۴۰۲/۰۴/۳۱	۱۴۰۱/۰۷/۱۷	۱۴۰۱/۰۷/۱۷	۱۴۰۱/۰۶/۱۵	۱۴۰۱/۰۲/۲۵
				*نویسنده مسئول:		
				سعیدرضا صباغ یزدی		
				syazdi@kntu.ac.ir		
				پست الکترونیکی:		

۱- مقدمه

۱-۱- مزیت استفاده از آلومان های تجدید پذیر چوبی برای مقاوم سازی

پنل الوار چند لایه متقاطع^۱ (CLT) نوعی چوب مهندسی شده است که با اتصال لایه های متعامد الوارهای چوبی بر روی یکدیگر ساخته می شود. پنل های الوار چند لایه متقاطع نسبت به وزن مقاومت بالایی دارند، در نتیجه با آن می توان به ساختمان های سبک تر با عملکرد سازه ای قابل رقابت با ساختمان های فولادی و بتنی دست یافت. از پنل ها می توان در سازه ها به عنوان دیوارهای باربر و غیر باربر، کف ها و سقف ها استفاده نمود. به طور کلی با استفاده از پنل های CLT به جای مصالح متداول فولادی و بتنی، می توان به سازه های با تولید گازهای گلخانه ای و آلودگی زیست محیطی و صوتی کمتر برای تولید مصالح و ساخت سازه، مصرف انرژی کمتر، وزن کمتر، سرعت اجرای بالا، نیاز به ماشین آلات و پرسنل متخصص کمتر و قابلیت تجدید پذیری منابع دست یافت.

۲- مروری به تحقیقات گذشته

در سال های اخیر دانشمندان زیادی تحقیقات بر روی عملکرد دیواربرشی در سازه های سبک فولادی و چوبی انجام داده اند و نتایج ارایه کرده اند. تحقیقات زیادی در سال ۱۹۷۸ تاکنون بر روی سیستم های جانبی این سازه ها صورت گرفته است که از مهم ترین آن ها می توان به تحقیقات آزمایشگاهی انجام گرفته اشاره کرد. راگرس^۲ و همکاران [۱] آزمایشاتی را بر روی دیواربرشی با جنس متفاوت در قاب سبک فولادی انجام دادند، گاد^۳ و همکاران (۱۹۹۳) [۲] روی دیواربرشی چوبی در قاب های سبک فولادی مطالعات عددی انجام دادند، در این مطالعات رفتار مصالح پوشش به صورت رابطه رفتاری ایده آل و اتصالات به صورت پیوسته و بدون درجه آزادی مدل سازی شد. رینالدین^۴ و همکاران (۲۰۱۱) [۳] مدلی از یک دیوار پنل های الوار چند لایه ای متقاطع منفرد را با اتصال براکت توسط ABAQUS ایجاد کرد.

سیکوتی^۵ و همکاران (۲۰۱۳) [۴] جهت بررسی عملکرد لرزه ای سازه های بلند مرتبه چوبی، سازه هفت طبقه با استفاده از پنل های الوار چند لایه متقاطع ساختند و روی میز لرزه ای در مرکز تحقیقاتی مهندسی زلزله در ژاپن آزمایش کردند. تحت این آزمایش هیچ خرابی سازه ای در هیچ کدام از اجزای سازه مشاهده نشد [۴]. پوپوسکی^۶ و همکاران (۲۰۱۲) [۸] جهت بررسی عملکرد لرزه ای سیستم متشکل از پنل قائم الوار چند لایه متقاطع و اتصالات مربوطه، چندین آزمایش با اعمال بارگذاری چرخه ای طبق پروتکل بارگذاری CUREE^۷ با کنترل جابجایی [۶] روی پنل های قائم الوار چند لایه متقاطع با ابعاد و اتصالات مختلف انجام دادند. اتصالات در محل اتصال قسمت پایینی پنل های قائم به تیر فولادی به کار برده شد. طبق نتایج، تغییر شکل اتصالات و رفتار راکینگ^۸ دیوار بیشترین سهم را در اتلاف انرژی سیستم دارد. از این مطالعه نتیجه گرفته شد که می توان رفتار پنل های قائم الوار چند لایه متقاطع را با تقریب مناسبی نسبتاً صلب در نظر گرفت. بنابراین اتصالات نقش اصلی در شکل پذیری و استهلاک انرژی سیستم دیوار الوار چند لایه متقاطع دارند [۵]. اشنایدرا^۹ و همکاران (۲۰۱۳) [۷] جهت بررسی رفتار سیستم های دیوار برشی الوار چند لایه متقاطع در طول زلزله، عملکرد لرزه ای اتصالات بین پنل های دیواربرشی و قاب فولادی را تحت بارهای زلزله در دو حالت بارگذاری قائم و افقی بررسی کردند. شش اتصال شامل ترکیب دو براکت و پنج نوع اتصال - دهنده تحت بارگذاری تک جهته و چرخه ای در جهت موازی و عمود بر جهت الوار چند لایه خارجی پنل های الوار چند لایه متقاطع آزمایش شدند و منحنی های بار-لغزش تک جهته و حلقه های هیستریزس بدست آورده شد [۷]. شن^{۱۰} و همکاران (۲۰۱۳) [۸]

^۱Cross Laminated Timber

^۲Rogers

^۳Gad

^۴Rinaldin

^۵Ceccotti

^۶Popovski

^۷Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering

^۸Rocking

^۹Schneider

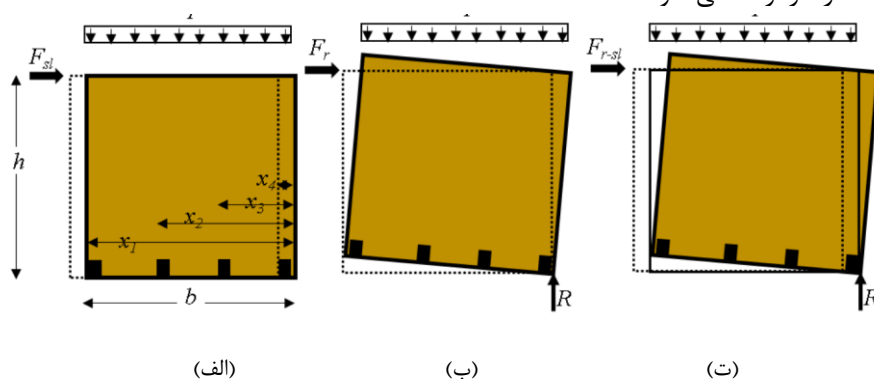
^{۱۰}Shen

رفتار لرزه‌ای دیواربرشی الوار چند لایه متقاطع را به صورت عددی بررسی و با نتایج آزمایش‌های تجربی مقایسه کرده‌اند. طبق این مطالعه، بین مدل‌های پیشنهادی برای در نظرگیری رفتار اتصالات، مدل تحلیلی Pinching4 در مدل‌سازی رفتار اتصالات تحت هر دو بارگذاری چرخه‌ای و استاتیکی رفتار مناسبی نشان داد [۸]. حسینیه^{۱۱} و همکاران (۲۰۱۶) [۹] رفتار بار-لغزش، ظرفیت باربری بیشینه، سختی و مدهای شکست اتصالات کف ترکیبی فولاد و الوار چند لایه متقاطع را با انجام آزمایش کششی متقارن بر روی سه نوع اتصال مختلف مطالعه کردند [۹].

۳- الوار چند لایه متقاطع وضوابط طراحی قاب خمشی بادباز پرکننده الوار چند لایه متقاطع

الوار چند لایه متقاطع یک محصول چوب مهندسی شده^{۱۲} چسب دار و چند لایه ای است. در جهت‌های متناوب لایه بندی شده و به هم چسبانده شده است. الوار چند لایه متقاطع معمولاً از مواد صنوبر / کاج / صنوبر^{۱۳} (SPF) ساخته می‌شود. در ساخت و ساز معمولی از پنل‌های الوار چند لایه متقاطع به عنوان سیستم کف و دیوار استفاده می‌کنند. عمدتاً با پیچ‌های بلند و/یا براکت‌های L شکل میخ دار و پیچ دار متصل می‌شوند. دیوارهای الوار چند لایه متقاطع با براکت‌های L شکل به یک پایه بتنی متصل می‌شوند. پنل‌های کف روی دیوارها می‌نشینند و با استفاده از پیچ‌های بلند اروپایی یا براکت‌های L شکل میخ شده و به هم متصل می‌شوند. این محصول، سبک وزن و مقاوم بوده می‌توان آن را پیش ساخته تولید کرد [۱۰].

استفاده از دیوارهای پرکننده الوار چند لایه متقاطع جهت کاهش خسارت لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی در نظر گرفته می‌شود. طراحی دیوارهای برشی از الوار چند لایه متقاطع با ارزیابی ظرفیت باربری آن انجامی شود. در طراحی دیوارهای برشی الوارهای لایه ای متقاطع عملکردهای شکل ۱ در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۱: انواع مختلف تغییر شکل دیواربرشی از الوار چند لایه ای متقاطع (الف) لغزش (ب) راکینگ (ت) ترکیب لغزش و راکینگ [۱۱].

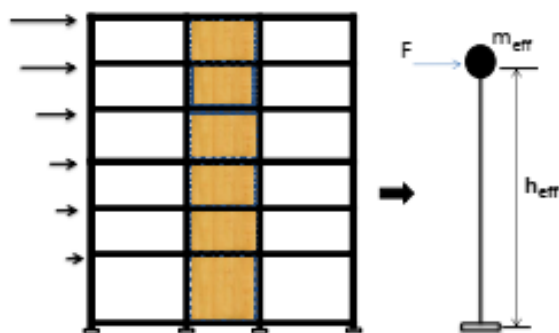
حالت‌های مختلف بارگذاری پنل الوار چند لایه متقاطع نظریه محورها وجود دارد که محور قوی آن در جهت موازی به لایه‌ها و محور ضعیف آن در جهت عمود به لایه‌ها می‌باشد.

ساختمان‌های ترکیبی قاب خمشی با دیوارهای پرکننده الوار چند لایه ای متقاطع متشکل از پنل برشی چوبی چند لایه ای متقاطع به عنوان پرکننده در قاب خمشی فولادی بوده که با قاب یکجایی در تحمل نیروهای برشی سهم گرفته عملکرد دیواربرشی را داشته، جابجایی نسبی بین طبقات را کنترل می‌نماید. با استفاده از روابط ذیل پارامترهای مورد نظر برای سیستم ترکیبی قاب خمشی فولادی با ترکیب دیوار پرکننده الوار چند لایه متقاطع دریافت می‌گردد.

¹¹Hassanieh

¹²Engineered Wood Product

¹³Spruce-pine-fir



شکل ۲: سیستم معادل یک درجه آزادی [11].

نسبت مقاومت دیواربرشی چوبی و قاب خمشی فولادی از رابطه (۱) [۱۱] محاسبه می شود:

$$\frac{V_{i,CLT}}{V_b} = \frac{V_{i,total}}{V_b} - \frac{V_{i,frame}}{V_b} \quad (1)$$

در رابطه (۱) V_b برش اساس طراحی است که از تناسب برش بین قاب و پنل تعیین می گردد، به عنوان نقطه شروع اولیه، ۷۰٪ از کل برش مستقیماً به قاب ها اختصاص داده می شود و این به طور مکرر در طول فرآیند طراحی اصلاح می گردد، $V_{i,CLT}$ برشی است که توسط پنل های پرکننده الوار چند لایه متقاطع در طبقه i ام برداشت می شود $V_{i,total}$ برش کل در طبقه i است. برش مجموعی از برش که توسط پنل های پرکننده الوار چند لایه متقاطع و قاب تحمل میشود از رابطه (۲) دریافت می گردد [۱۱]:

$$V_{total} = V_{frame} + V_{CLT} \quad (2)$$

برای محاسبه جابجایی طراحی (Δ_d)، جرم مؤثر (m_{eff}) و ارتفاع مؤثر (h_{eff}) یک سیستم جایگزین معادل سیستم یک درجه آزادی شکل ۴ از روابط زیر استفاده می گردد [۱۲]:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (3)$$

$$m_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad (4)$$

$$h_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i h_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (5)$$

در روابط فوق m_i جرم توده ای در هر طبقه i و h_i ارتفاع هر طبقه از اساس است. شکل پذیری سیستم با استفاده از رابطه (۶) [۱۳] محاسبه می گردد:

$$\mu_{sys} = \frac{M_{CLT} \mu_{CLT} + M_{frame} \mu_{CLT}}{M_{frame} + M_{CLT}} \quad (6)$$

در رابطه (۶) M_{CLT} و M_{frame} به ترتیب مقاومت ممان واژگونی پنل الوار چند لایه متقاطع و قاب هستند. مقادیر شکل پذیری جابجایی پنل های پرکننده الوار چند لایه متقاطع با استفاده از رابطه (۷) [۱۳] محاسبه می شود:

$$\mu_{CLT} = \frac{\Delta_d}{\Delta_{crushCLT}} \quad (7)$$

لازم به ذکر است که الوار چند لایه متقاطع به عنوان یک ماده همسانگرد در نظر گرفته می شود. جابجایی خرد کردن ($\Delta_{crushCLT}$) با استفاده از رابطه (۸) [۱۴] محاسبه می گردد:

$$\Delta_{crushCLT} = \frac{d f_{CLT}}{E_0 \cos \theta} \quad (8)$$

در رابطه (۸) E_0 ، f_{CLT} ، d به ترتیب مدول الاستیسیته، مقاومت خرد شدن مورب پنل الوار چند لایه متقاطع و طول مورب پنل پرکننده الوار چند لایه متقاطع هستند. شکل پذیری جابجایی قاب خمشی فولادی با استفاده از رابطه (۹) [۱۴] محاسبه می گردد:

$$\mu_{frame,i} = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{h_i - h_{i-1}} \left(\frac{1}{\theta_{y, steelframe}} \right) \quad (9)$$

جابجایی حد تسلیم قاب فولادی با استفاده از رابطه (۱۰) [۱۵] محاسبه می گردد:

$$\theta_{y, steelframe} = 0.65 \xi_y \frac{l_b}{h_b} \quad (10)$$

پروفایل جابجایی با استفاده از رابطه (۱۱) [۱۵] محاسبه می گردد:

$$\Delta_i = \omega_\theta \theta_c h_i \left(\frac{4H_n - h_i}{4H_n - h_1} \right) i \quad (11)$$

در رابطه (۱۱) Δ_i جابجایی در ارتفاع i ، h_i ارتفاع طبقه i ام از زمین، H_n برابر به ارتفاع کل ساختمان می باشد. عامل ایکه برای تاثیرات مود های بالاتر (ω_θ) در نظر گرفته میشود با استفاده از رابطه (۱۲) [۱۵] محاسبه می گردد:

$$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034 H_n \leq 1 \quad (12)$$

توزیع برش در طبقات با استفاده از رابطه (۱۳) [۱۶] محاسبه می گردد:

$$F_i = V_b \frac{m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (13)$$

۴- تحقیق حاضر

قاب های خمشی فولادی سیستم های سازه ای هستند که از تیرهای فولادی وستون ها تشکیل شده اند. این تیرها و ستون ها به طور صلب به هم متصل شده اند تا پاسخ عمل قاب را فراهم کنند. تحت بارگذاری جانبی عناصر قاب و اتصالات تیر-ستون باید مناسب باشند. قاب خمشی که توانایی کافی برای مقاومت در برابر بارهای جانبی را نداشته و یا برای کنترل کردن تغییر مکان نسبی بسیار منعطف می باشند را می توان با استفاده از افزودن دیوارهای برشی مقاوم سازی نمود. دیوارهای برشی می توانند به عنوان یک سیستم جدید باربر جانبی به تنهایی استفاده شوند یا با قاب های خمشی ترکیب گردند. دیوارهای برشی می توانند سختی و مقاومت قابل توجه را به سازه اضافه کنند. در سازه های بلندمرتبه چوبی به علت کرنش تجمعی ناشی از خزش چوب به خصوص در طبقات تحتانی، ساختمان چندین طبقه و بلند نمی تواند تمام چوبی باشد [۱۷]. چوب یک ماده جامد متخلخل فیبری شکل است و درعین حال ناهمگن است. کلیه خواص

فیزیکی و مکانیکی چوب نظیر وزن، مقاومت، سختی، خاصیت ارتجاعی، کیفیت و دوام بشدت وابسته رطوبت چوب هستند. لذا یکی از ایده‌های ارائه شده استفاده از آن ترکیب نمودن آن با ساختمان های فولادی می باشد. در کار حاضر مزیت کاربرد دیوارهای پرکننده الوار چند لایه متقاطع در کاهش خسارت لرزه ای قاب خمشی فولادی مورد بررسی قرار گرفته است. تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) با چندین رکورد مختلف زلزله انجام شده است. تغییرات در کنترل جابجایی نسبی بین طبقات، منحنی های شکنندگی برای ارزیابی خسارت لرزه ای قبل و بعد از علاوه کردن دیوارهای پرکننده الوار چند لایه متقاطع و اثر فاصله بین دیوار پرکننده الوار چند لایه متقاطع و قاب فولادی بر ظرفیت برشی قاب بررسی شده است.

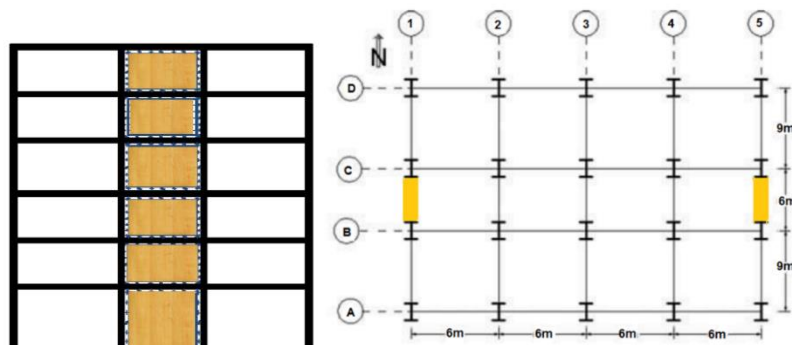
۴-۱- مشخصات مدل انتخابی و طراحی آن

در مدل انتخابی مورد نظر که در شکل ۳ پلان آن نشان داده شده است، ارتفاع طبقه اول ساختمان ۴/۵ متر، ارتفاع سایر طبقات ۳/۶۵ متر، عرض دهانه وسطی قاب ۶ متر و عرض دهانه های کناری ۹ متری باشد. بار زنده در نظر گرفته شده ۴/۸ کیلو پاسکال در طبقات اداری معمولی و ۲/۴ کیلو پاسکال در سایر طبقات است. بار مرده در نظر گرفته شده برای طبقات و بام به ترتیب ۴/۰۵ کیلو پاسکال و ۳/۴ کیلو پاسکال می باشد. فرض بر این است که این ساختمان برای شرایط خاک کلاس C طراحی شده است. در طراحی فرض شده است که مقاومت تسلیم فولاد ۳۵۰ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته فولاد ۲۰۰ گیگاپاسکال است. جزئیات طراحی تیر و ستون در در جدول ۱ خلاصه شده، پیل ها در مرکز اعضای قاب فولادی قرار داده می شوند. پیل ها به واسطه برکت های L شکل به فاصله ۸۰۰ میلی متر از هر طرف به قاب فولادی متصل می شوند تا شکل ثابت رابه خود گرفته و در زمان عملکرد زلزله از خود مقاومت بهتری در مقابل برش نشان دهد. در مطالعه حاضر جهت طراحی سازه متشکل از پیل های CLT و قاب خمشی فولادی از روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD)، آیین نامه سازه های چوبی آمریکا^{۱۴} (NDS) [۱۸] و برای اندازه اعضای قاب از مقررات (CSA-S16 (CSA 2014) [۱۹] استفاده شد. اتصالات تیروستون گیردار جوشی طراحی شده اند. اتصال گیردار جوشی تیر به ستون فولادی در آباکوس مدل سازی شده، با استفاده از تحلیل دوبعدی منحنی ها دینامیکی افزایشی و منحنی ها شکنندگی بدست آمده است.

جدول ۱: مشخصات طراحی تیرها و ستون ها

مشخصات تیرها			مشخصات ستون ها			
شماره طبقه	خارجی	داخلی	شماره طبقه	خارجی راست	خارجی چپ	داخلی
۱	W۳۱۰×۱۱۸	W۳۱۰×۱۴۳	۱	W۳۱۰×۱۴۳	W۳۱۰×۱۴۳	W۳۱۰×۲۰۲
۲	W۳۱۰×۱۱۸	W۳۱۰×۱۴۳	۲	W۳۱۰×۸۶	W۳۱۰×۸۶	W۳۱۰×۱۴۳
۳	W۳۱۰×۱۱۸	W۳۱۰×۱۲۹	۳	W۳۱۰×۸۶	W۳۱۰×۸۶	W۳۱۰×۱۲۹
۴	W۳۱۰×۱۱۸	W۳۱۰×۱۲۹	۴	W۳۱۰×۸۶	W۳۱۰×۸۶	W۳۱۰×۱۲۹
۵	W۳۱۰×۱۱۸	W۳۱۰×۱۲۹	۵	W۳۱۰×۸۶	W۳۱۰×۸۶	W۳۱۰×۱۲۹
۶	W۳۱۰×۶۷	W۳۱۰×۶۷	۶	W۳۱۰×۸۶	W۳۱۰×۸۶	W۳۱۰×۱۲۹

^{۱۴} National Design Specification for Wood Construction

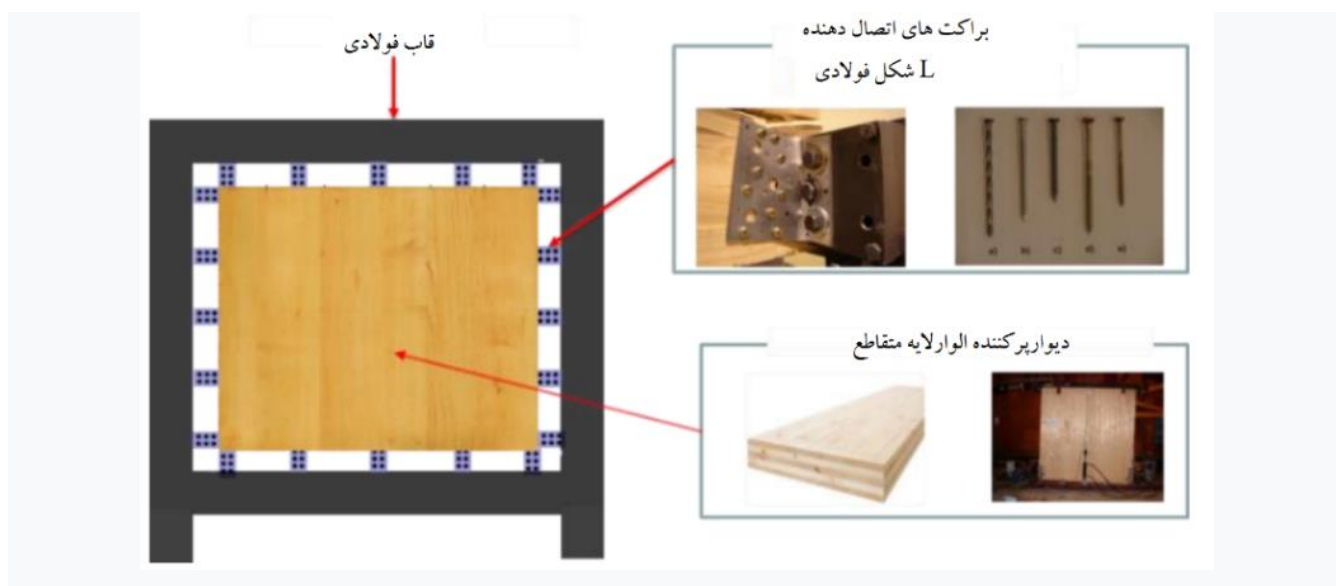


شکل ۳: پلان ساختمان مورد مطالعه

شکل ۴: پنل‌های CLT دروازه وسطی قاب مورد مطالعه

با توجه به اینکه در سازه‌های متشکل از پنل‌های الوار چند لایه متقاطع، پنل‌های قائم الوار چند لایه متقاطع رفتار نسبتاً صلبی دارند، شکل‌پذیری و استهلاک انرژی سازه جهت عملکرد لرزه‌ای مناسب باید توسط اتصالات بین پنل‌های قائم الوار چند لایه متقاطع و قاب فولادی تامین شود. با توجه به نتایج آزمایش‌های پوپوسکی [۵]، شنایدر [۷] و مطالعه شن [۸] بر روی پنل‌های قائم الوار چند لایه متقاطع با اتصالات مختلف، سیستم پنل قائم الوار چند لایه متقاطع با اتصال براکت فولادی L شکل با نام تجاری SIMPSON StrongTie و به ابعاد $90 \times 48 \times 3 \times 116$ و با میخ‌های ماریچی به قطر $3/8$ میلی‌متر و طول 89 میلی‌متر در مقایسه با سایر اتصالات شکل-پذیری، مقاومت، انرژی جذب شده و در نتیجه عملکرد لرزه‌ای مناسب‌تری داشت و همچنین نوع خرابی اتصال مذکور شکل‌پذیر بود [۸]. بنابراین در این پژوهش از این اتصال، جهت متصل کردن قاب فولادی به پنل قائم الوار چند لایه متقاطع استفاده می‌شود. در این اتصال، یک طرف براکت با 18 میخ ماریچی به پنل قائم الوار چند لایه متقاطع و طرف دیگر براکت با سه پیچ مهره‌دار به قطر $7/12$ میلی‌متر به قاب فولادی متصل می‌شود. نحوه اتصال براکت مذکور به قاب فولادی و پنل قائم الوار چند لایه متقاطع به چهار طرف در شکل (۵) نشان داده شده است. همچنین یک فاصله بین پنل قائم الوار چند لایه متقاطع و قاب فولادی جهت تغییر شکل براکت و شکل‌پذیری در نظر گرفته می‌شود. برای دیواربرشی از پنل سه لایه الوار چند لایه متقاطع نوع E_1 با ضخامت 99 میلی‌متر استفاده شده است. مقادیر مشخصات مکانیکی نوع الوار چوبی مذکور براساس آیین‌نامه NDS در جدول ۲ مشخص شده است. در این جدول E مدول الاستیسیته، f_t مقاومت کششی و f_c مقاومت فشاری الوار چند لایه متقاطع می‌باشد. پنل الوار چند لایه متقاطع، متشکل از سه لایه 33 میلی‌متری با ضخامت مجموعی 99 میلی‌متر، فاصله بین اتصالات (براکت‌ها) 800 میلی‌متر، نسبت سختی پس عملکرد^{۱۵} یک درصد و فاصله^{۱۶} بین قاب فولادی و پنل الوار چند لایه متقاطع 20 میلی‌متر می‌در نظر گرفته شده است.

¹⁵ post yield stiffness¹⁶ gap



شکل ۵: نحوه اتصال قاب فولادی به پنل قائم الوار چند لایه متقاطع.

برای مدلسازی عددی رفتار یک پنل مستطیل شکل الوار چند لایه متقاطع دوروش عمده وجود دارد. در روش اول خواص مکانیکی الوار به الوار در نظر گرفته می شود و در روش دوم از روش مقاومت و سختی موثر که براساس بسط تئوری مرکب می باشد استفاده می شود. در این مقاله از روش اولی استفاده شده و خواص مکانیکی پنل الوار چند لایه متقاطع در جدول ۲ آورده شده است. قسمیکه در جدول دیده می شود پنل الوار چند لایه متقاطع در جهت موازی با جهت الوار مقاومت بیشتری داشته و در جهت عمود به جهت الوار مقاومت کمتری دارد. مواد کامپوزیتی از شاخه مواد الاستیک خطی می باشند؛ یعنی به دلیل دشواری در نظر گرفتن پلاستیسیته برای آنها، کامپوزیت ها را موادی فرض می کنند که تا نقطه شکست دارای رفتار الاستیک و خطی هستند. برای تعیین خواص مواد الاستیک در نرم افزار (از مدول Property) به طریق زیر عمل می شود: Elastic—Orthotropic—elasticity ---> Mechanical ---> مشخصات f_c, f_t و وارد نرم افزاری می شود.

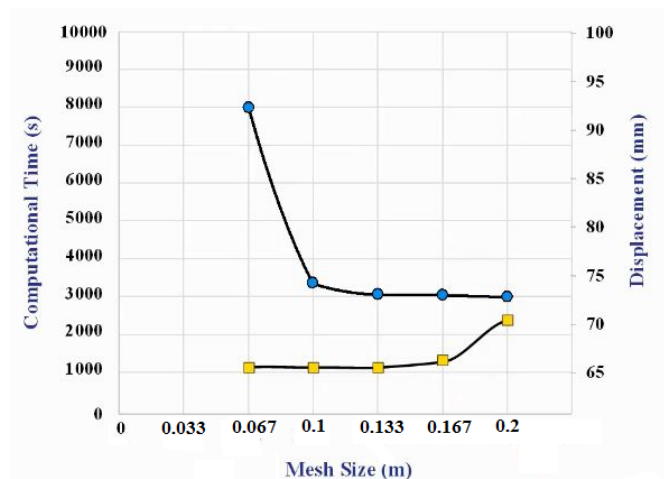
جدول ۲: مقادیر مشخصات مکانیکی الوار چند لایه متقاطع [۱۸].

مشخصات مکانیکی در جهت موازی با جهت الوار				
نوع الوار	چگالی ($\frac{Kgf}{m^3}$)	E. (MPa)	$f_{t,0}$ (MPa)	$f_{c,0}$ (MPa)
E_1	۵۶۰	۱۱۷۰۰	۱۵/۴	۱۹/۳
مشخصات مکانیکی در جهت عمود بر جهت الوار				
نوع الوار	چگالی ($\frac{Kgf}{m^3}$)	E. (MPa)	$f_{t,90}$ (MPa)	$f_{c,90}$ (MPa)
E_1	۵۶۰	۹۰۰۰	۳/۲	۹

۴-۲- صحت سنجی و مدل سازی عددی

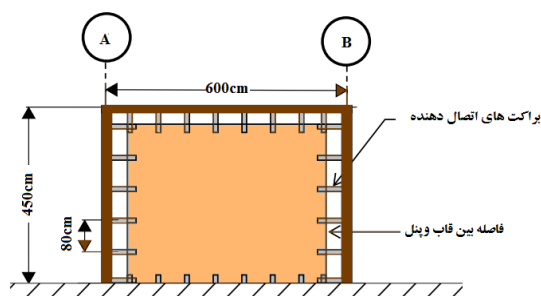
قاب فولادی یک طبقه خمشی مطابق شکل ۸ براساس انجمن فولاد کانادا (CSA-S16 (CSA 2014) [۱۹] طراحی شده است. مقاطع برای تیر و ستون ها به ترتیب $W250 \times 28$ و $W250 \times 39$ می باشد. اساس صحت سنجی حاضر بر مبنای منحنی رفتاری هیستریزس براکت در قاب آزمایش شده توسط دیکوف در دانشگاه کلمبیا کانادا می باشد [۲۱]. پنل الوار چند لایه متقاطع متشکل از سه لایه ۳۳ میلی متری با ضخامت مجموعی ۹۹ میلی متر، فاصله بین اتصالات (براکت ها) ۸۰۰ میلی متر، نسبت سختی پس عملکرد یک

درصد و فاصله بین قاب فولادی و پنل الوار چند لایه متقاطع ۲۰ میلی متری در نظر گرفته شده است. فرض بر این است که چوب در شرایط خشک قرار دارد. در مدل سازی عددی سازه مورد نظر، مشخصات اعضای سازه ای همچون تیر و ستون فولادی و دیوار پرکننده الوار چند لایه متقاطع بر اساس طراحی در نظر گرفته شده است. برای مدل سازی تیر و ستون فولادی با مشخصات فولاد باتنش تسلیم ۳۵۰ مگاپاسکال از المان S4R بعد از انجام تحلیل حساسیت مش بندی با اندازه شبکه بندی ۱۰۰ میلی متر در نرم افزار ABAQUS استفاده شده است.



شکل ۶: نتایج آنالیز حساسیت مش برای تعیین اندازه شبکه بندی

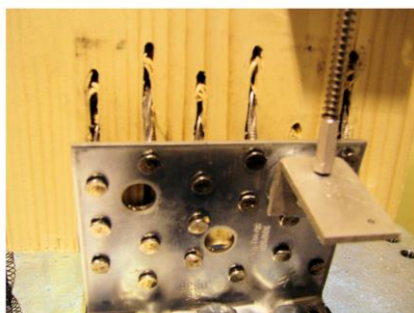
پنل های قائم الوار چند لایه متقاطع با المان C3D8R [۲۷] بعد از انجام تحلیل حساسیت مش بندی با اندازه شبکه بندی ۱۰۰ میلی متر و با مشخصات طبق آیین نامه NDS2018، به صورت الاستیک خطی در نرم افزار ABAQUS مدل سازی شده است. مدل سازی تماس بین پنل قائم الوار چند لایه متقاطع با قاب فولادی با اختصاص رفتار از نوع Hard Contact در جهت عمود بر صفحات در تماس با هم و نوع Tangential در راستای مماسی دو صفحه با ضریب اصطکاک ۰/۳ انجام شد. پس از مدل سازی پنل قائم CLT به همراه اتصال در نرم افزار ABAQUS، قاب تحت تحلیل چرخه ای قرار گرفته مقادیر استخراج شده عددی رفتار پراکت با مقادیر آزمایشگاهی مقایسه شده که باهم مطابقت خوبی دارد.



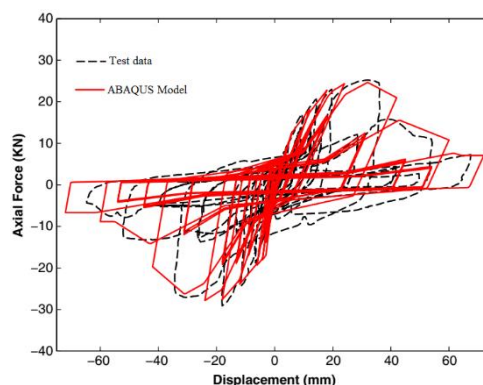
شکل ۸: قاب یک دهانه یک طبقه با اتصالات براکت ها [۲۱].



شکل ۷: مدل یک دهانه یک طبقه قاب بدون دیوار برشی.



شکل ۱۰: رفتاربراکت آزمایش شده [۲۱].



شکل ۹: مقایسه منحنی های آزمایشی و عددی رفتاربراکت.

۶- تحلیل سازه ها و مشخصات مدل های عددی مطالعه شده

در این بخش به بیان نمودن مشخصات، نحوه مدل سازی و نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی مدل های عددی مورد مطالعه در نرم افزار ABAQUS پرداخته می شود، قاب در دو حالت بدون و با دیوارپرکننده از جنس پنل الوار چند لایه متقاطع تحت تحلیل دینامیکی افزایشی مورد بررسی قرار می گیرد، در نهایت منحنی های تحلیل دینامیکی افزایشی، منحنی های خلاصه شده دینامیکی افزایشی یافراکتال و منحنی های شکنندگی مورد بررسی قرار می گیرد. رفتار کششی و برشی اتصالات پنل قائم الوار چند لایه متقاطع به قاب فولادی با فنرهای غیرخطی محوری و برشی معادل سازی شده است. پنل های الوار چند لایه متقاطع به براکت های L شکل میخ می شوند و به قاب فولادی پیچ می شوند.

در مدل سازی عددی سازه مورد نظر، مشخصات اعضای سازه ای همچون تیر و ستون فولادی و دیوارپرکننده الوار چند لایه متقاطع بر اساس طراحی صورت گرفته در نظر گرفته شده است. برای مدل سازی تیر و ستون فولادی با مشخصات فولادباتنش تسلیم ۳۵۰ مگاپاسکال از المان S4R بعد از انجام تحلیل حساسیت مش بندی با اندازه شبکه بندی ۱۰۰ میلی متر در نرم افزار ABAQUS استفاده شده است. پنل های قائم الوار چند لایه متقاطع با المان C3D8R [۲۷] بعد از انجام تحلیل حساسیت مش بندی با اندازه شبکه بندی ۱۰۰ میلی متر و با مشخصات طبق آیین نامه NDS2018، به صورت الاستیک خطی در نرم افزار ABAQUS مدل سازی شده است. مدل سازی تماس بین پنل قائم الوار چند لایه متقاطع با قاب فولادی با اختصاص رفتار از نوع Hard Contact در جهت عمود بر صفحات در تماس با هم و نوع Tangential در راستای مماسی دو صفحه با ضریب اصطکاک ۰/۳ انجام شد.

۵- روش تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)^{۱۷}

روش تحلیل دینامیکی افزایشی یک روش تحلیل لرزه ای سازه ها بر اساس عملکرد می باشد که رفتار سازه را در طیف وسیعی از شدت های مختلف زلزله بیان می کند. همانگونه که دانسته شده این روش با توجه به اینکه رفتار مصالح را غیر خطی در نظر میگیرد و نیز ماهیت دینامیکی دارد لذا در مقایسه با روش های استاتیکی مانند تحلیل استاتیکی غیر خطی بار افزون (پوش اور) و روش های خطی مانند تحلیل دینامیکی طیفی دقیق ترین روش در تخمین رفتار سازه ها می باشد. منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی با یک رکورد نمی تواند رفتار سازه را برای حوادث آینده به طور کامل بیان کند. از آنجا که پاسخ تحلیل های غیر خطی و تحلیل دینامیکی افزایشی می تواند به شدت به تعداد و مشخصات دینامیکی رکورد های انتخابی وابسته بوده و پاسخ ها از یک رکورد به رکورد دیگر به شدت تغییر می کند، لذا تعداد کافی از رکوردها برای پوشش تمام نواحی پاسخ ها مورد نیاز است.

¹⁷ Incremental Dynamic Analysis

۵-۱- ضریب مقیاس (SF)^{۱۸}

این ضریب مربوط به شتاب نگاشت مقیاس شده (a) است که یک عدد مثبت $\gamma \in (0, \infty)$ در مقادیر شتاب نگاشت مقیاس نشده ضرب شده است. بدیهی است وقتی $\gamma = 1$ است، شتاب نگاشت مقیاس شده همان شتاب نگاشت اصلی است. وقتی $\gamma < 1$ است، شتاب نگاشت مقیاس شده مقادیری کمتر از شتاب نگاشت اصلی دارد و وقتی $\gamma > 1$ است، شتاب نگاشت مقیاس شده مقادیر بیشتری از مقادیر شتاب نگاشت اصلی خواهد داشت. این روش ساده ترین روش مقیاس کردن است که هیچ گونه مفهوم مهم از قدرت شتاب نگاشت و تأثیر آن روی سازه ی مورد تحلیل را در بر ندارد. در حالات ایده آل تر شتاب نگاشت باید به گونه ای مقیاس شود که رابطه ی نسبی با میزان خسارت وارده به سازه داشته باشد. بر اساس روش ASCE نیازی به مقیاس کردن به حداکثر PGA نمی باشد. در نرم افزار SeismoSignal طیف هر زوج شتاب نگاشت با میرایی 5% استخراج می شود، طیف های پاسخ هر زوج شتاب نگاشت را در هر پریود زمانی به روش جذر مجموع مربعات به دست آورده می شود، در محدوده $0.2T$ ال $1.5T$ که در آن پریود اصلی است متوسط جذر مجموع مربعات به دست آورده می شود، ضریبی که از این راه به دست می آید به عنوان ضریب مقیاس در نرم افزار وارد می گردد.

۵-۲- شاخص شدت انتخاب شده (IM)^{۱۹}

شاخص شدت $IM \in (0, \infty)$ تابعی از شتاب نگاشت مقیاس نشده a_1 و پارامتر مقیاس γ است [۲۰].

$$IM = (a_1, \gamma) \quad (14)$$

چون شدت یک زلزله با روش های مختلفی تعریف میشود، میتوان یک زلزله را به انواع گوناگونی مقیاس نمود، به عنوان مثال میتواند بیشینه شتاب زمین PGA ، بیشینه سرعت زمین، شتاب طیفی مود اول سازه $Sa(T1)$ نام برد. در این مقاله در روند انجام تحلیل های دینامیکی فزاینده برای مدل ها شاخص شدت لرزه ای برابر با شتاب طیفی متناظر با مود اول سازه $(Sa(T1, 5\%))$ در نظر گرفته شده اند [۲۰].

۵-۳- شاخص خسارت انتخاب شده (DM)^{۲۱}

شاخص خسارت، یک مقدار مثبت اسکالر $DM \in (0, \infty)$ است که مشخص کننده پاسخ یک سازه در برابر بارهای لرزه ای وارده است. به عبارت دیگر، شاخص خسارت یک مقدار محاسبه شده است که میتواند یک قسمت از پاسخ سازه در تحلیل دینامیکی غیرخطی باشد. موارد مختلفی را میتواند به عنوان شاخص شدت در نظر گرفت. برش پایه، چرخش گره ها، حداکثر شکل پذیری طبقات، اندیس های مختلف ارائه شده برای خسارت (مانند انرژی پسماند تجمعی کل، حداکثر جابجایی بام، حداکثر جابجایی نسبی طبقه و یا حداکثر جابجایی نسبی طبقات) از جمله پارامترهای است که به عنوان شاخص خسارت میتواند در نظر گرفته شود. در این مقاله به منظور انعکاس هر چه بهتر پاسخ سازه ای حداکثر جابجایی نسبی بین طبقات معیار خرابی در نظر گرفته شده است [۲۲].

۵-۴- منحنی های IDA

منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی نمودار رسم شده از شاخص شدت نسبت به شاخص خسارت برای یک یا چند تحلیل دینامیکی افزایشی است. منحنی دینامیکی افزایشی بسته به تعداد شاخص های شدت مشاهده شده میتواند دو یا چند بعدی باشد. نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی میتواند در چندین نمودار مجزا رسم شود. منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی تابع از مشخصات شتاب نگاشت و مدل سازه است. وقتی یک مدل تحت زلزله های مختلف قرار میگیرد، این مدل پاسخ های متفاوتی دارد که قابل پیش بینی نیست. در حقیقت کلیه مدل های سازه ای با المانهای الاستیک اولیه، چنین رفتاری را از خود نشان میدهند. این رفتار زمانی به پایان میرسد که اولین

¹⁸ Scale Factor

¹⁹ Intensity Measure

²⁰ Peak Ground Acceleration

²¹ Damage Measure

غیرخطی شدن در سازه اتفاق افتد، به عنوان مثال یکی از المانها به پایان رفتار خطی خود برسد. در این قسمت منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی، برای یک شاخص شدت و شاخص خسارت مشخص، نسبت شیب (IM / DM) سختی الاستیک نامیده می شود. [۲۳].

۵-۵- منحنی‌های خلاصه شده IDA یا فرکتال^{۲۲}

از آنجاکه هر منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی برای یک سازه و شتاب نگاشت مشخص تعریف می شود، به منظور در نظر گرفتن تصادفی بودن رکوردهای که سازه تجربه خواهد کرد، باید به صورت احتمالاتی پارامتر بندی شود. یک منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی بایک مدل سازه و مجموعه آماری از رکوردهای دیگر قطعیت ندارد و یک منحنی با تابع تصادفی $DM=f(IM)$ (برای شاخص شدت های یکنواخت) است. بعد از انجام تحلیل دینامیکی افزایشی تحت چندین رکورد مختلف زلزله، دسته‌ای از منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی به دست می‌آیند، با توجه به تعداد زیاد نمودارها در یک دسته منحنی که هر کدام نمایانگر رفتار خاصی از سازه تحت رکوردهای زلزله بوده و بیانگر عملکرد کلی سازه در مورد انواع زلزله نمی‌باشد؛ برای دستیابی به یک حالت کلی از رفتار سازه و کاهش پراکندگی اطلاعات، می‌توان دسته منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی را خلاصه نمود. این امر از طریق روش های آماری میسر می‌گردد و به این صورت می‌توان میزان عملکرد سازه‌های مورد مطالعه را به طور ملموس‌تری ارزیابی نمود. از این پرو سه مقدار آماری صدک‌های ۱۶ درصد، ۵۰ درصد و ۸۴ درصد از هر یک از دسته منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی استخراج شده و از آن‌ها برای مقایسه دسته منحنی‌های مختلف با یکدیگر و ارزیابی احتمالاتی سازه‌ها استفاده می‌شود. برای رسیدن به این هدف به دو دسته بندی کلی روش پارامتری و غیر پارامتری رسیدند [۲۳].

۵-۵-۱- روش پارامتری^{۲۳}

در این حالت یک مدل پارامتری فرض میشود، هریک از خط‌ها به صورت جداگانه با مقادیر پارامترهای نمونه تطبیق داده میشود، سپس مقادیر آماری از این پارامترها به دست می‌آید. متناوباً مدل پارامتری می‌تواند با کلیه نمودارها به طور همزمان تطبیق داده شود [۲۴].

۵-۵-۲- روش غیر پارامتری^{۲۴}

روش غیر پارامتری شامل استفاده از روش های صاف کردن نمودارهای پراکنده مانند متوسط گیری، میانه گیری، استفاده از روش لئوس و یا اسپیلاین است. این روش شامل به دست آوردن مقادیر شاخص خسارت در هر سطح شاخص شدت و سپس محاسبه متوسط و انحراف استاندارد شاخص خسارت برای شاخص شدت متناظر است [۲۳]. در این روش به جای محاسبه میانه شاخص خسارت در هر سطح شاخص شدت میانه و چارک های ۱۶٪ و ۸۴٪ محاسبه می شود که در آنها فروریزش به ترتیب در پیوستگی و یکنواختی منحنی ها (خطی که چارک % X مربوط به شاخص خسارت ها در یک شاخص شدت مشخص را به هم وصل میکند، با خطی که چارک های % (100-x)، شاخص شدت های متناظر با یک شاخص خسارت مشخص را به هم وصل میکند یکسان است) [۲۵].

۵-۶- رکوردهای انتخاب شده جهت تحلیل و نتایج تحلیل

در مناطق نزدیک گسل، حرکات زمین شدیداً تحت تاثیر مکانیزم شکست، جهت گسترش گسل نسبت به ساختگاه و تغییر مکان ماندگار زمین حاصل از لغزش استاتیکی گسل است. فاصله واحدی به عنوان محدوده نزدیک گسل تعریف نشده است و در این زمینه بین محققین اختلاف نظر وجود دارد. پژوهشگران فواصل متفاوتی بین ۱۰ تا ۶۰ کیلومتر را به عنوان محدوده حوزه نزدیک پیشنهاد داده اند. آیین نامه UBC-97 فاصله کمتر از پانزده کیلومتر نسبت به کانون را به عنوان حوزه نزدیک در نظر گرفته است. امروزه به طور معمول فرض می‌گردد جنبش‌های ثبت شده در فاصله‌ای کمتر از ۲۰ کیلومتر از محل گسیختگی و کانون زلزله، نگاشت های نزدیک گسل می‌باشند. خصوصیات جنبش‌های نزدیک عبارتند از اثر جهت پذیری گسیختگی، تغییر شکل ماندگار زمین و محتوای فرکانسی بالا. جهت ارزیابی دقیق تر مدل‌های مورد مطالعه در این تحقیق، لازم است شبیه‌سازی تحلیل دینامیکی افزایشی مدل‌ها با استفاده از تعدادی رکورد

²² Fractile Curve

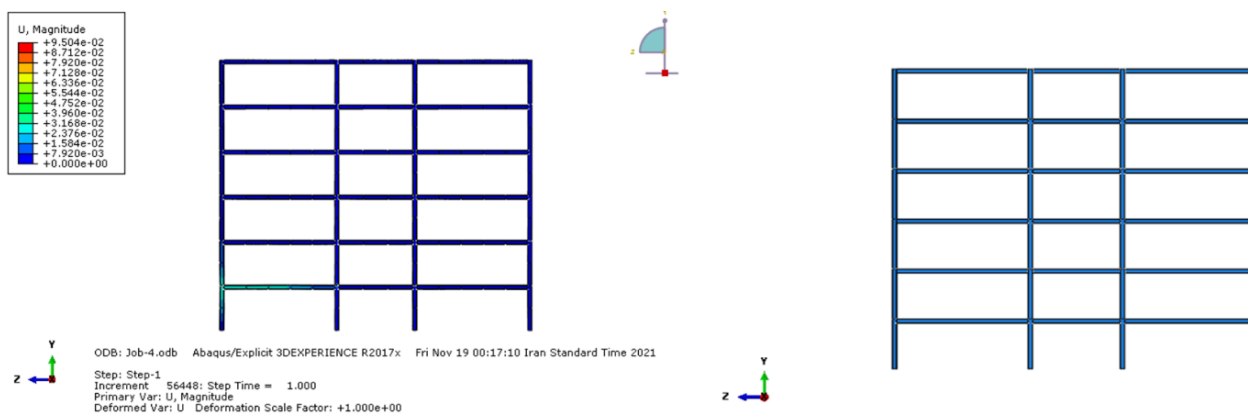
²³ Parametric Methods

²⁴ Non-parametric methods

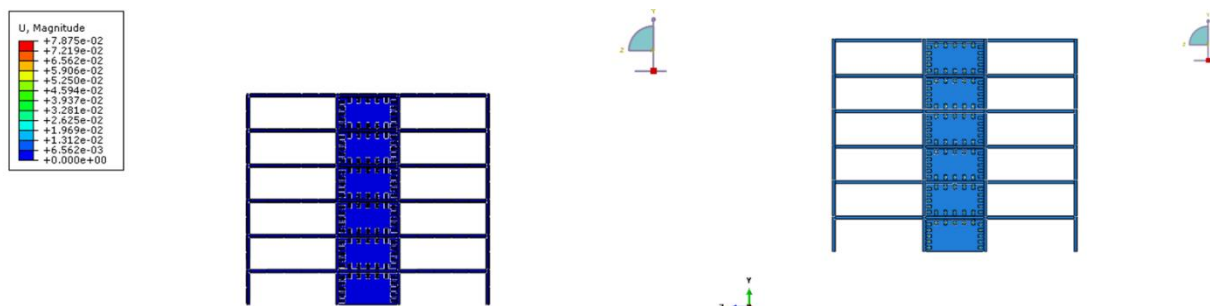
شتاب زمین انجام شود. به این منظور ۱۵ رکورد مطابق به شرایط خاک منطقه جهت بررسی انواع خسارت سازه ای به کمک تحلیل دینامیکی افزایشی انتخاب شدند.

جدول ۳: مشخصات رکوردهای مورد استفاده در تحلیل.

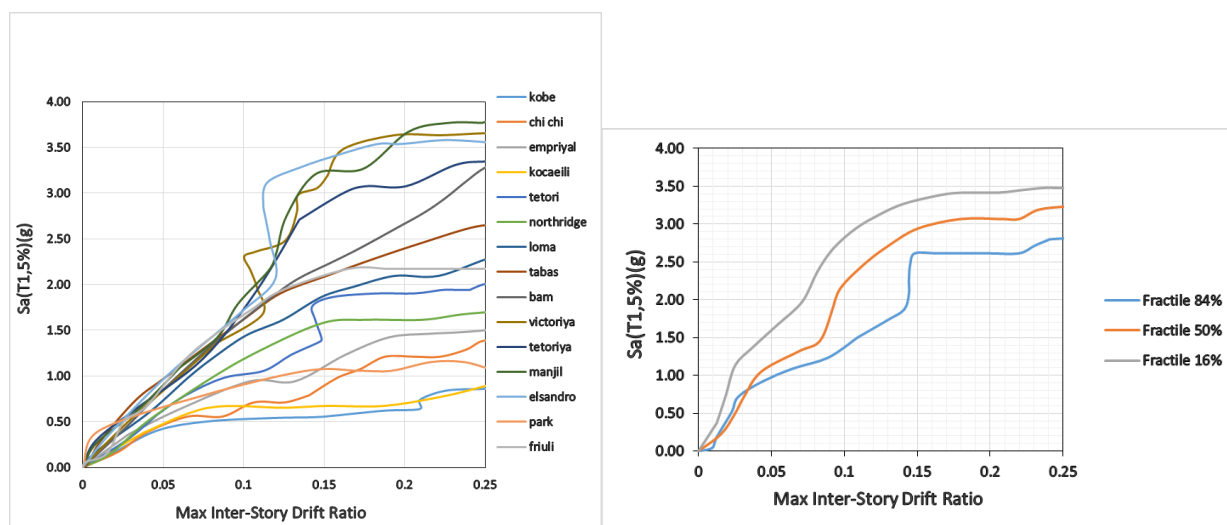
شماره	نام زلزله	سال	بزرگی (Richter)	عمق
۱	Imperial	۱۹۷۹	۶/۵	۱۱/۶
۲	Chi-chi	۱۹۹۹	۶/۳	۳۵/۹۷
۳	Kobe	۱۹۹۵	۶/۹	۱۹/۱۵
۴	Kocaeli	۱۹۹۹	۷/۵۱	۱۵/۳۷
۵	Northridge	۱۹۹۴	۶/۷	۱۸/۲
۶	Loma	۱۹۸۹	۶/۹	۱۹
۷	tetori	۱۹۹۳	۶/۸	۵
۸	victoria	۱۹۹۴	۶/۷	۱۰
۹	tetoryia	۱۹۹۵	۶/۷	۱۰/۲۷
۱۰	elsandro	۱۹۷۹	۶/۵۳	۷/۳۱
۱۱	park	۱۹۹۲	۶/۹۵	۵/۴۳
۱۲	friuli	۱۹۷۶	۶/۳	۱۱/۰۷
۱۳	Manjil	۱۹۹۹	۷/۳	۱۵
۱۴	bam	۲۰۰۳	۶/۶	۱۵
۱۵	tabas	۱۹۷۸	۷/۴	۱۰



شکل ۱۱: مدل قاب خمشی بدون دیوار پرکننده الوار چند لایه متقاطع. شکل ۱۲: جابجایی قاب خمشی بدون دیوار پرکننده الوار چند لایه متقاطع.



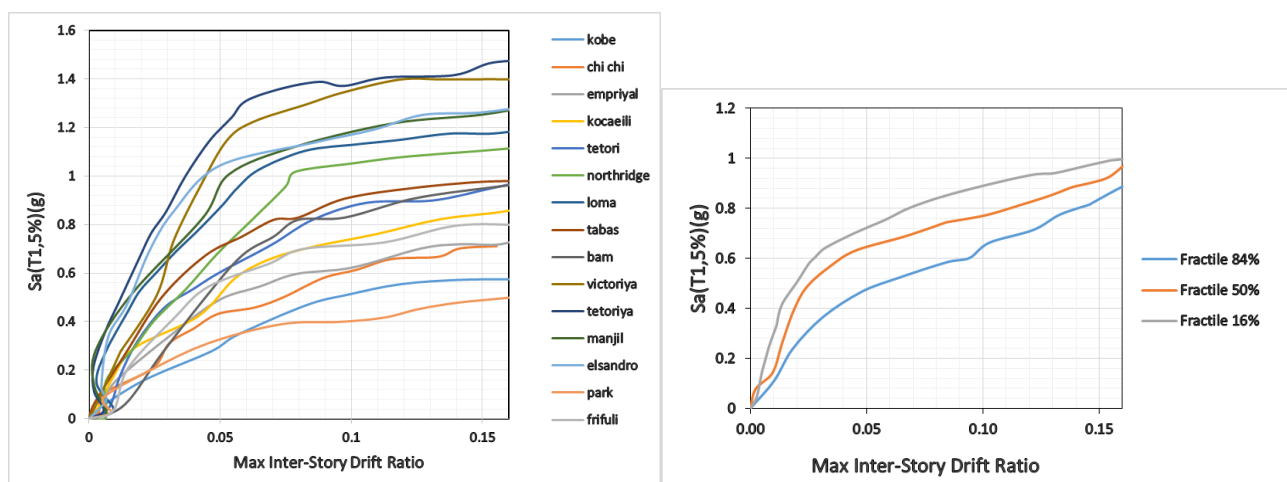
شکل ۱۳: مدل قاب خمشی بادپوارپرکننده الوار چند لایه متقاطع. شکل ۱۴: جابجایی قاب خمشی بادپوارپرکننده الوار چند لایه متقاطع.



شکل ۱۵: منحنی های خلاصه شده دینامیکی افزایشی قاب بادپوارپرکننده. شکل ۱۶: منحنی های دینامیکی افزایشی قاب بادپوارپرکننده.

جدول ۴: خلاصه شده IDA برای ظرفیت قاب بادپوارپرکننده الوار چند لایه متقاطع در جابجایی نسبی بین طبقات

منحنی خلاصه شده (IDA)	نوع قاب	شتاب طیفی مود اول سازه $Sa(T1,5\%)(g)$	جابجایی نسبی بین طبقات
٪۱۶	قاب بادپوارپرکننده الوار چند لایه متقاطع	۱/۶	۰/۰۵
٪۵۰	قاب بادپوارپرکننده الوار چند لایه متقاطع	۱/۳	۰/۰۵
٪۸۴	قاب بادپوارپرکننده الوار چند لایه متقاطع	۱	۰/۰۵
٪۱۶	قاب بادپوارپرکننده الوار چند لایه متقاطع	۲/۹۴	۰/۱
٪۵۰	قاب بادپوارپرکننده الوار چند لایه متقاطع	۲/۲	۰/۱
٪۸۴	قاب بادپوارپرکننده الوار چند لایه متقاطع	۱/۵	۰/۱
٪۱۶	قاب بادپوارپرکننده الوار چند لایه متقاطع	۳/۴	۰/۱۵
٪۵۰	قاب بادپوارپرکننده الوار چند لایه متقاطع	۲/۹۴	۰/۱۵
٪۸۴	قاب بادپوارپرکننده الوار چند لایه متقاطع	۲/۶	۰/۱۵



شکل ۱۷: منحنی های خلاصه شده دینامیکی افزایشی قاب بدون دیواربرکننده. شکل ۱۸: منحنی های دینامیکی افزایشی قاب بدون دیواربرکننده.

جدول ۵: خلاصه شده IDA برای ظرفیت قاب بدون دیواربرکننده الوار چند لایه متقاطع در جابجایی نسبی بین طبقات

منحنی خلاصه شده (IDA)	نوع قاب	شتاب طیفی مود اول سازه $Sa(T1,5\%)(g)$	نسبی جابجایی بین طبقات
٪۱۶	قاب بدون دیواربرکننده الوار چند لایه متقاطع	۰/۷۵	۰/۰۵
٪۵۰	قاب بدون دیواربرکننده الوار چند لایه متقاطع	۰/۶۹	۰/۰۵
٪۸۴	قاب بدون دیواربرکننده الوار چند لایه متقاطع	۰/۴۷	۰/۰۵
٪۱۶	قاب بدون دیواربرکننده الوار چند لایه متقاطع	۰/۸۹	۰/۱
٪۵۰	قاب بدون دیواربرکننده الوار چند لایه متقاطع	۰/۷۷	۰/۱
٪۸۴	قاب بدون دیواربرکننده الوار چند لایه متقاطع	۰/۶۶	۰/۱
٪۱۶	قاب بدون دیواربرکننده الوار چند لایه متقاطع	۰/۹۹	۰/۱۵
٪۵۰	قاب بدون دیواربرکننده الوار چند لایه متقاطع	۰/۹	۰/۱۵
٪۸۴	قاب بدون دیواربرکننده الوار چند لایه متقاطع	۰/۸۵	۰/۱۵

۵-۷- منحنی های شکنندگی

در این مقاله برای تولید منحنی شکنندگی از روش تحلیلی و توزیع لوگ-نورمال با استفاده از برنامه Easy fit استفاده شده است. برای رسم منحنی های شکنندگی از شاخص های خرابی ارائه شده در مورد سطوح خرابی در HAZUS-MH MR-5 [۲۶] استفاده شده است. چهار سطح عملکرد در HAZUS-MH MR-5 تعریف شده است که شامل اندک، متوسط، شدید و کامل می باشد. مقادیر متناظر با سطوح ذکر شده در جدول آورده شده است. در این آیین نامه حدود دریفت برای حالات خرابی تعریف شده است که با دریفت ایکه از تحلیل دینامیکی افزایشی بدست آمده است مطابقت داده می شود و با استفاده از درون یابی برای هررکورد چهارسطح خرابی تعیین شده که بعدا به کمک آن منحنی های شکنندگی ترسیم گردیده است.

آسیب سازه ای اندک^{۲۵}: تغییر شکل های جزئی در اتصالات یا ترک های مویی در تعداد کمی جوش هارخ می دهد.

آسیب سازه ای متوسط^{۲۶}: برخی از اعضای فولادی قابل تسلیم هستند، چرخش دائمی در اتصالات رخ میدهد تعداد کمی از اتصالات جوشی ممکن است ترک ها را نشان دهند. تعدادی پیچها شاید شکسته یا سوراخهای پیچ بزرگ دیده شود.

²⁵ Slight Structural Damage

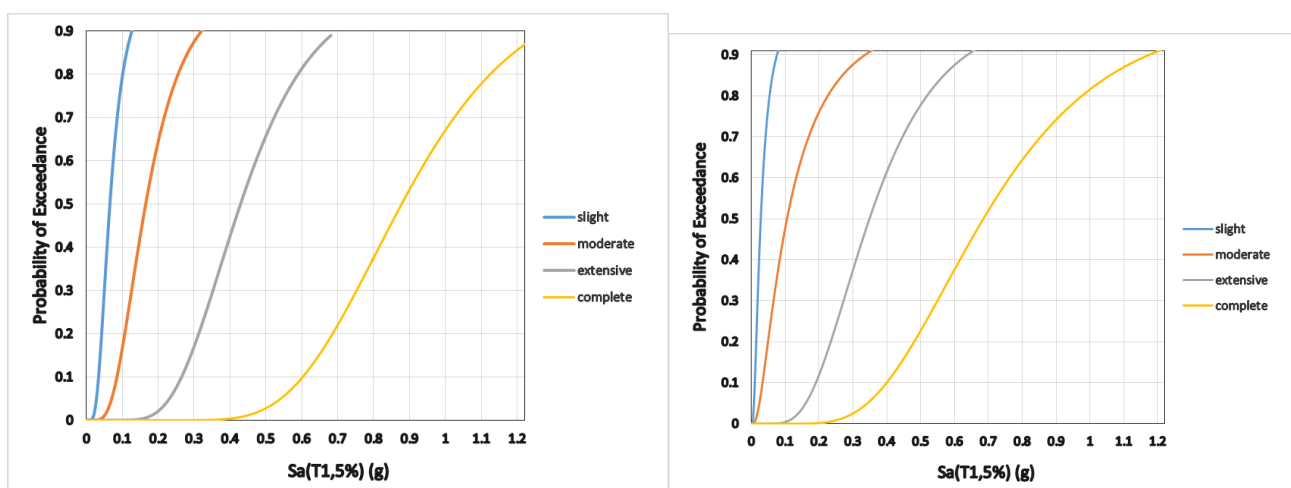
²⁶ Moderate Structural Damage

آسیب سازه ای شدید^{۲۷}: اکثر اعضای فولادی از ظرفیت تسلیم خود فراتر رفته اند که منجر به تغییر شکل جانبی دائمی قابل توجه سازه می شود. برخی از اعضای سازه یا اتصالات ممکن است از ظرفیت نهایی خود فراتر رفته باشند.

آسیب کامل سازه^{۲۸}: بخش قابل توجه از عناصر سازه ای از ظرفیت نهایی فراتر رفته، اتصالات شکست خورده و قسمت از سازه به فروریزش رسیده اند.

جدول ۶: سطوح خرابی تعریف شده در HAZUS-MH MR-5 [۲۶].

حدود دریافت برای حالت خرابی					
نوع ساختمان	آیین نامه	اندک	متوسط	شدید	کامل
کوتاه مرتبه	high	۰/۰۰۶	۰/۰۱۲	۰/۰۳	۰/۰۸
میان مرتبه	high	۰/۰۰۴	۰/۰۰۸	۰/۰۲	۰/۰۵۳۳
بلند مرتبه	high	۰/۰۰۳	۰/۰۰۶	۰/۰۱۵	۰/۰۴



شکل ۱۹: منحنی شکنندگی قاب بدون دیواربرکننده الوار چند لایه متقاطع. شکل ۲۰: منحنی شکنندگی قاب دیواربرکننده الوار چند لایه متقاطع

جدول ۷: احتمال شکست قاب ۶ طبقه دیواربرکننده الوار چند لایه متقاطع در چهار سطح خرابی

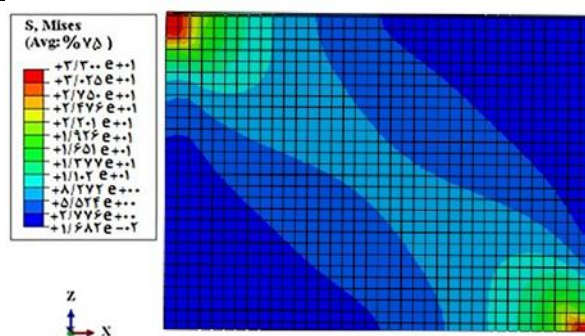
شتاب طیفی مود اول سازه Sa (T1,5%)(g)	خرابی کم	خرابی متوسط	خرابی شدید	فروپاشی کامل
۰/۱	۰/۷۹۶۳۰۷	۰/۱۶۸۱۲۸	۰/۰۰۰۰۵۹	۰
۰/۲	۱	۰/۶۴	۰/۰۲۳	۰
۰/۳	۱	۰/۸۷۶۶۴	۰/۱۷۲۹	۰/۰۰۰۱۴۳

²⁷ Extensive Structural Damage

²⁸ Complete Structural Damage

جدول ۸: احتمال شکست قاب ۶ طبقه بدون دیوار پرکننده الوار چند لایه متقاطع در چهار سطح خرابی

فروپاشی کامل	خرابی شدید	خرابی متوسط	خرابی کم	شتاب طیفی مود اول سازه $S_a(T1,5\%)(g)$
۰/۰۰۰۰۰۳	۰/۰۰۴۲۱۶	۰/۴۴	۱	۰/۱
۰/۰۰۱۸۰۷	۰/۱۱۹۳۹۶	۰/۷۶۱۱	۱	۰/۲
۰/۰۰۰۱۴۳	۰/۳۷۷۱۶۵	۰/۸۷۶۶۴	۱	۰/۳

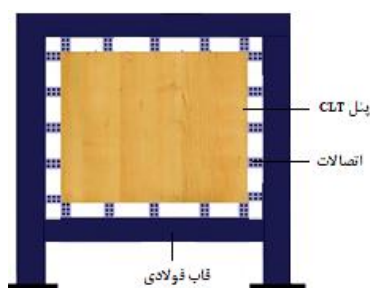


شکل ۲۱: توزیع تنش در پیل الوار چند لایه متقاطع.

رنگ ها در شکل از آبی به طرف قرمز نشان دهنده افزایش تنش بوده، شکل ۲۱ نشان می دهد که مکان های تنش فشاری بیشتر در گوشه های پیل به علت تماس دو نقطه گوشه پیل با قاب رخ داده و پیل قائم الوار چند لایه متقاطع به مانند عضو قطری فشاری رفتار نموده است. پیل ها بیشتر احتمال دارد به صورت محلی خرد شوند نسبت به اینکه درز و یا کامانش نمایند.

۵-۸- تحلیل پارامتریک جهت بررسی اثرات فاصله بین قاب فولادی و پیل الوار چند لایه متقاطع بر منحنی ظرفیت قاب

در این بخش رفتار جانبی سیستم ترکیبی قاب خمشی فولادی با پیل قائم الوار چند لایه متقاطع بررسی شده است. تحلیل پارامتریک روی مدل عددی قاب فولادی یک طبقه یک دهانه با پیل قائم الوار چند لایه متقاطع به طول ۲۴۰ سانتی متر و عرض ۲۴۰ سانتی متر مطابق شکل ۲۲ به صورت جابجایی کنترل تیر بالای قاب تحت بار افزون با تغییر در مقادیر فاصله بین قاب فولادی و پیل الوار چند لایه متقاطع، مطابق جدول ۹ با نرم افزار ABAQUS انجام شد.

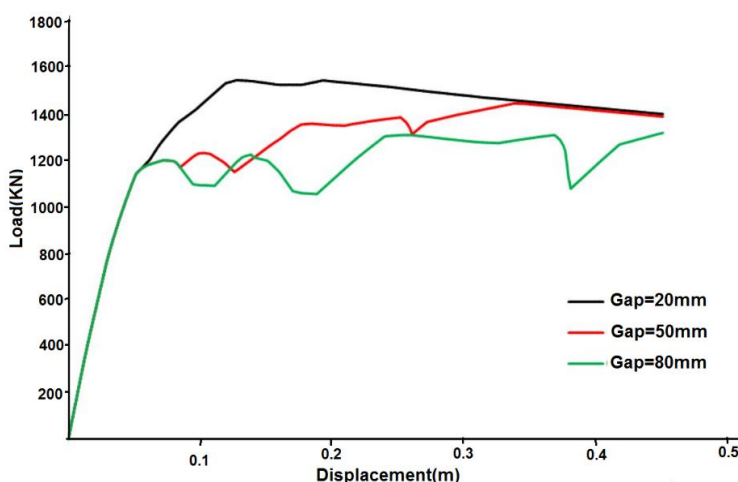


شکل ۲۲: قاب فولادی یک طبقه یک دهانه با پیل قائم الوار چند لایه متقاطع.

جدول ۹. مقادیر پارامترهای مورد بررسی در تحلیل پارامتریک

فاصله ثابت بین اتصالات به میلی متر	فاصله بین قاب فولادی و پنل الوار چند لایه متقاطع به میلی متر
۸۰۰	۲۰
۸۰۰	۵۰
۸۰۰	۸۰

در مطالعه پارامتریک حاضر اتصال پنل الوار چند لایه متقاطع به قاب مطابق شکل ۲۲ صورت گرفته است. پنل الوار چند لایه متقاطع مطابق آیین نامه NDS، سه لایه نوع E_1 و با ضخامت مجموعی ۹۹ میلی متر می باشد. تیر و ستون به ترتیب از نوع پروفیل های IPE 240، IPB300 و از فولاد ST37 می باشد، که با المان S4R [۲۷] و پنل الوار چند لایه متقاطع با المان C3D8R [۲۷] به صورت یک المان شش وجهی هشت گره ای در نرم افزار مدل سازی، همچنین رفتار کششی و برشی اتصالات پنل الوار چند لایه متقاطع به قاب، با فنرهای غیرخطی محوری و برشی معادل سازی شده است. شکل ۲۳ اثر تغییر فاصله بین قاب و پنل الوار چند لایه متقاطع روی منحنی ظرفیت قاب مورد مطالعه را نشان می دهد.



شکل ۲۳. اثر فاصله بین قاب و پنل الوار چند لایه متقاطع روی منحنی ظرفیت قاب.

در این بخش ابتدا تحلیل قاب با مقدار فاصله ثابت ۸۰۰ میلی متر بین براکت ها انجام شد، همانطور که مشاهده می شود، مدل با فاصله ۲۰ میلی متر بین قاب و دیوار پرکننده الوار چند لایه متقاطع رفتار مناسب تری دارد. رفتار پس از تسلیم این مدل ها کاملاً متفاوت است. همانطور مشاهده می شود، مدل با فاصله ۸۰ میلی متر بین قاب و الوار چند لایه متقاطع پس از تسلیم در مقایسه مدلی با فاصله ۲۰ میلی متری واکنش ناپایداری نشان داده است.

۶- نتیجه گیری

مطالعه حاضر اهمیت در نظر گرفتن دیوارهای پرکننده الوار چند لایه متقاطع را در طول فرآیند طراحی برای بهره مندی از آن ها نشان می دهد که کمک به سختی، مقاومت و شکل پذیری قاب خمشی فولادی دارند.

۱. با افزایش ارتفاع ساختمان همانطور که انتظار می رود، مقادیر θ_{max} افزایش یافته، علاوه کردن دیوارهای پرکننده الوار چند لایه متقاطع باعث کاهش مقادیر دررفت بین طبقات (θ_{max}) شده است. بیشینه جابجایی نسبی بین طبقات ۰/۰۵ در منحنی خلاصه شده ۱۶٪ قاب بدون دیوار برشی در شتاب طیفی مود اول سازه ۰/۷۵ رخ داده اما در قاب با دیوار پرکننده الوار چند لایه متقاطع در شتاب طیفی مود اول سازه ۱/۶ رخ داده که در این صورت با علاوه کردن دیوار برشی ظرفیت لرزه ای ۴۶ درصد بیشتر شده است.

۲. منحنی های شکنندگی نشان می دهد که با علاوه کردن پنل های پرکننده الوار چند لایه متقاطع احتمال وقوع خرابی های کم، متوسط، شدید و فروپاشی کامل کاهش می یابد. در منحنی های شکنندگی احتمال خرابی کم در قاب بدون پنل های پرکننده الوار چند لایه متقاطع در شتاب طیفی مود اول سازه ۰/۱ برابر به ۱ بوده در صورتیکه در قاب با پنل های پرکننده الوار چند لایه متقاطع برابر به ۰/۷۹۶۰ بوده که در حدود ۲۱ درصد کاهش یافته است. نتایج آسیب پذیری لرزه ای به وضوح نشان می دهد که قاب خمشی بادبوارپرکننده الوار چند لایه متقاطع قابل دوام هستند، از این جهت این سیستم ها در مناطق لرزه خیز بالا مناسب می باشد.

۳. در سازه ترکیبی فولادی-چوبی پیشنهادی، با توجه به اینکه پنل های قائم الوار چند لایه متقاطع به عنوان دیواربرشی داخل دهانه های قاب خمشی فولادی قرار می گیرند، رفتار شکل پذیر قاب خمشی فولادی با رفتار پنل های الوار چند لایه متقاطع با مقاومت مناسب و سبک ترکیب می شود. سیستم سازه ای دوگانه قاب خمشی فولادی با دیوارپرکننده الوار چند لایه متقاطع نوعی سیستم دوگانه است که در هر جهت سازه به طور همزمان برای مقاومت در برابر نیروهای جانبی است. بدین ترتیب سختی جانبی اینگونه سیستم ها مجموع سختی جانبی سیستم قاب خمشی و دیوارپرکننده الوار چند لایه متقاطع است.

۴. سازه از سیستم دوگانه قاب خمشی با دیواربرشی از پنل پرکننده الوار چند لایه متقاطع به جای سیستم قاب خمشی بادبواربرشی غیرچوبی، از نظر زیست محیطی بسیار حائز اهمیت می باشد با توجه به مزایای زیست محیطی از جمله کاهش مصرف انرژی و سوخت های فسیلی، کاهش آلودگی های زیست محیطی همچون تولید گازهای گلخانه ای برای تولید مصالح و ساخت سازه، بهبود عملکرد حرارتی ساختمان، قابلیت تجدیدپذیری منابع، کاهش آلودگی صوتی در طول مدت ساخت سازه و کاهش تولید نخاله های ساختمانی نسبت به قاب های دارای دیواربرشی فولادی و بتنی متداول، این سازه ها می توانند جایگزین مناسبی باشند.

۵. همان طور که مشاهده می شود، در ناحیه الاستیک منحنی ها دیوارپرکننده الوار چند لایه متقاطع به علت فاصله میان قاب فولادی و دیواربرشی تاثیر چندانی روی رفتار سازه نداشته اما با افزایش شدت و تماس دیواربرشی الوار چند لایه متقاطع با قاب فولادی، رفتار سازه به علت سختی پنل پرکننده الوار چند لایه متقاطع تغییر کرده است.

۶. پاسخ تحلیل استاتیکی غیرخطی تحلیل پارامتریک نشان داد که منحنی ظرفیت پایدار با کمترین فاصله بین قاب فولادی و پنل الوار چند لایه متقاطع حاصل شده پس نتیجه گیری می شود، هر قدر که فاصله بین قاب و الوار چند لایه متقاطع کمتر باشد ظرفیت سیستم بیشتری باشد.

۷. فاصله بین قاب و پنل الوار چند لایه متقاطع جهت تغییر شکل برآکت ها در هنگام زلزله بوده تا انرژی زلزله را در طول لرزش بیشتر میرا نماید.

۸. از نتایج تنش پنل الوار چند لایه متقاطع نتیجه گیری می گردد که مکان های تنش بیشتر در گوشه های پنل به علت تماس دو نقطه گوشه پنل رخ داده، در این صورت پنل قائم الوار چند لایه متقاطع به مانند عضو قطری فشاری رفتار نموده است.

۹. خرد شدن پنل در سطح مشترک با میخ ها در مقادیر دررفت نسبتاً کم رخ می دهد که در این حالت، برای قاب های خمشی فولادی پاسخ غیر ارتجاعی در یک مقدار جابجایی نسبتاً بزرگتر رخ می دهد، اگر نیروها در نقطه تماس خیلی بیشتر باشد پنل الوار چند لایه متقاطع به صورت موضعی خرد می شود. برای همین منظور بین قاب و پنل الوار چند لایه متقاطع یک فاصله کوچک در نظر گرفته شده است. راکینگ یا روند تغییر شکل برشی دیوار توسط اتصال دهنده های گوشه تحمل گردیده به همین علت بیشترین تنش در کناره های الوار چند لایه متقاطع بوجود آمده است. تغییر شکل اتصالات و رفتار راکینگ دیوار بیشترین سهم را در میراساختن انرژی زلزله نشان داده، هم چنان اتصال دهنده ها ی افقی و عمودی در مقابل لغزش افقی پنل کمک بیشتر نموده است.

References

- [1] Xu L, Martínez J. 2006. Strength and stiffness determination of shear wall panels in cold-formed steel framing. *Journal of structure Engineering*; 44(10):1084-1095.
- [2] Gad EF, Duffield CF, Hutchinson GL, Mansell DS, Stark G. 1999. Lateral performance of cold formed steel-framed domestic structures. *Journal of engineering structures*; 21 (1): 83-95.
- [3] Rinaldin G, Amadio C. 2013. A component approach for the hysteretic behaviour of connections in cross-laminated wooden structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*; 42: 2023-2042.

- [4] Ceccotti A, Sandhaas C, Okabe M, Yasumura M, Minowa C, Kawai N. 2013. SOFIE project–3D shaking table test on a seven-storey full-scale cross-laminated timber building. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*; 42(13): 2003-2021.
- [5] Popovski M, Karacabeyli E. 2012. Seismic behaviour of cross-laminated timber structures. *Proceedings of the World Conference on Timber Engineering*, Lisbon, Portugal, WCEE:1-12.
- [6] Krawinkler H, Parisi F, Ibarra L, Ayoub A, Medina R. 2001. Development of a testing protocol for woodframe structures. Richmond, CA: CUREE.
- [7] Schneider J, Karacabeyli E, Popovski M., Stierner SF, Tesfamariam S. 2013. Damage assessment of connections used in cross-laminated timber subject to cyclic loads. *Journal of Performance of Constructed Facilities*; 28(6): A4014008-1-A4014008-14
- [8] Shen YL, Schneider J, Tesfamariam S, Stierner SF, Mu Z G. 2013. Hysteresis behavior of bracket connection in cross-laminated-timber shear walls. *Construction and Building Materials*; 48(41): 980-991.
- [9] Hassanieh A, Valipour HR, Bradford MA. 2016. Load-slip behaviour of steel-cross laminated timber (CLT) composite connections. *Journal of Constructional Steel Research*; 122:110-121.
- [10] “APA-the engineered wood products. 2016. www-apawood.org.
- [11] Bezabeh MA, Tesfamariam S, Stierner SF, Popovski M, Erol K. 2019. Displacement-based seismic design of structures. *Earthquake Spectra*; 32(3): 1565-1585.
- [12] Priestley M, Calvi G, & Kowalsky M. 2007. Displacement-based seismic design of structures. IUSS Press, Pavia, Italy.
- [13] Sullivan T, Priestley M, & Calvi G. 2006. Direct displacement-based design of frame-wall structures. *Journal of Earthquake Engineering*; 10(1): 91–124.
- [14] Sullivan T, Priestley M, & Calvi, G. 2010. Introduction to a model code for displacement-based seismic design. *Advances in Performance-Based Earthquake Engineering* : 137–148.
- [15] Sullivan T J, Lago A. 2012. Towards a simplified direct DBD procedure for the seismic design of moment resisting frames with viscous dampers. *Engineering Structures*; 35: 140-148.
- [16] Garcia R, Sullivan T, & Corte G. 2010. Development of a displacement-based design method for steel frame-RC wall buildings. *Journal of Earthquake Engineering*; 14 (2): 252–277.
- [17] Gagnon S, Pirvu C. 2011. CLT Handbook-Canadian Edition. Library and Archives Canada Cataloguing in Publication, Quebec Canada, 1-70.
- [18] American national standards institute and American forest & paper association. national design specification for wood construction(NDS): 2018. American forest & paper association.
- [19] CSA (Canadian Standard Association). 2014. Design of steel structures. CSA S16-14. Ottawa: CSA.
- [20] Luco N, Cornell CA. 2007. Structure-Specific Scalar Intensity Measures for Near-Source and Ordinary Earthquake Ground Motions. *Earthquake Spectra*; 23(2):357-392.
- [21] Dickof C. 2007. CLT Infill Panels in Steel Moment Resisting Frames as a Hybrid Seismic Force resisting System. Thesis for the Degree of Master. University of British Columbia. Vancouver: Canada.
- [22] Ang AHS, DeLeon D. 1997. Determination of optimal target reliabilities for design and upgrading of structures. *Structural Safety*; 19(1): 91–103 .
- [23] Vamvatsikos D, Cornell CA. 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 31(3): 491-514.
- [24] Jalayer F, Cornell CA. 2000. A technical framework for probability-based demand and capacity factor (DCFD) seismic formats. Report No. RMS-43, RMS Program, Stanford University, Stanford.
- [25] Cornell C.A, Jalayer F, Hamburger RO, Foutch DA. 2002. Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. *ASCE Journal of Structural Engineering*; 128(4): 526-533.
- [26] Federal Emergency Management Agency. 2003. Multi-hazard loss estimation methodology, earthquake model. HAZUS-MH MR4 technical manual.
- [27] ABAQUS Version 6.14. Analysis User’s Manual, Dassault Systemes; SIMULIA, 2014.