

مدل‌سازی عددی و عملکرد لرزه‌ای دیوارهای برشی در سازه‌های فولادی سبک با ترکیب مهاربند تسمه فولادی و پوشش پنل گچی

سید مسعود سید شرفی و شهاب‌الدین حاتمی*
دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه یاسوج، یاسوج

(دریافت مقاله: ۱۳۹۵/۱۱/۲۷ - دریافت نسخه نهایی: ۱۳۹۷/۰۴/۲۴)

DOI: 10.29252/jcme.37.2.113

چکیده - مهاربند تسمه قطری یکی از پرکاربردترین سیستم‌های باربر جانبی در سازه‌های سبک فولادی است. معمولاً بعد از نصب مهاربندها در قاب‌های فولادی سرد نورد، برای پوشاندن آن از یک یا چند لایه پوشش گچی هم استفاده می‌شود. این پوشش گچی که اغلب در طراحی سازه‌ای از طرف طراحان نادیده گرفته می‌شود، می‌تواند در عملکرد لرزه‌ای سیستم تأثیر قابل توجهی بگذارد. در این مقاله ابتدا اقدام به ارائه روشی برای مدل‌سازی عددی دیوارهای برشی با مهاربند تسمه فولادی و پوشش گچی شده و سپس تأثیرات حضور پوشش گچی بر مشخصه‌های رفتار جانبی و سطوح عملکرد لرزه‌ای دیوارهای برشی با مهاربند تسمه قطری بررسی شده است. نتایج این تحقیق نشان دادند، حضور پنل گچی موجب افزایش (تا ۱/۵ برابر) اتلاف انرژی سازه در زلزله و افزایش مقاومت و سختی آن می‌شود. همچنین دیوارهای مرکب از تسمه قطری و پوشش گچی در تغییر مکان‌های کوچک‌تری نسبت به سیستم مهاربند تنها به یک سطح عملکردی مشخص می‌رسند.

واژه‌های کلیدی: سازه سبک فولادی، مدل‌سازی عددی، پوشش پنل گچی، بادبند تسمه فولادی، سطوح عملکرد.

Numerical Modeling and Seismic Performance of Strap Braced Shear Walls Sheathed by Gypsum Board

S. M. Seyed Sharafy and S. Hatami*

Department of Engineering, Yasouj University, Yasouj, Iran.

Abstract: Diagonal Strap bracing is one of the most applicable lateral bracing systems in light steel framing (LSF). In practice, one or more panels of Gypsum Wall Boards (GWBs) is used for the cladding of strap braced frames. Usually, the effect of these GWBs in modelling and design is neglected by designers, but this effect can affect the seismic performance of the system.

* : مسئول مکاتبات، پست الکترونیکی: hatami@yu.ac.ir

In this paper, firstly, a simple numerical method is developed to model the monotonic and cyclic behavior of cold-formed strap braced shear walls together with GWBs. Then, the effects of GWB on the lateral characteristics and seismic performance levels of shear walls are evaluated. It is found that neglecting GWB in the lateral design or modeling of LSF is not rational and GWB can increase the dissipation of earthquake energy, lateral strength and stiffness of the walls. Also, the shear wall composed of strap bracing and SWBs reaches a certain performance level in a less drift ratio in comparison to only strap braced system.

Keywords: Light steel framing, Numerical modeling, Gypsum board, Shear wall, Seismic performance level.

فهرست علائم

نسبت بین جابه‌جایی نهایی و جابه‌جایی مقاومت بیشینه	β_s, β_g	سطح مقطع کلی عضو	A_g
جابه‌جایی متناظر با $S_{0.4u}$	$\Delta_{0.4u}$	مقاومت گسیختگی عضو	F_u
جابه‌جایی متناظر با $S_{0.8u}$	$\Delta_{0.8u}$	مقاومت تسلیم عضو	F_y
جابه‌جایی منطبق بر نقطه محل تقاطع منحنی چندخطی	Δ_{curve}	سختی الاستیک	K_e
جابه‌جایی متناظر با مقاومت برشی نهایی	Δ_u	ضرایب عدم قطعیت مقاومت	R_t, R_y
جابه‌جایی متناظر با مقاومت تسلیم	Δ_y	مقاومت منطبق بر ۴۰ درصد مقاومت نهایی	$S_{0.4u}$
نسبت بین مقاومت تسلیم و نهایی پوشش گچی	γ	مقاومت منطبق بر ۸۰ درصد مقاومت نهایی	$S_{0.8u}$
نسبت بین سختی الاستیک و سختی محاسبات مهاربند	λ_1	مقاومت برشی نهایی	S_u
نسبت بین مقاومت تسلیم و مقاومت بیشینه مهاربند	λ_2	مقاومت تسلیم	S_y
انحراف معیار	σ	میانگین داده‌ها	X_m
تابع توزیع تجمعی لوگ نرمال	Φ	نسبت بین جابه‌جایی مقاومت بیشینه و جابه‌جایی تسلیم	α_s, α_g

۱- مقدمه

آیین‌نامه‌های گفته شده استفاده از چند سیستم باربر جانبی برای سازه‌های فولادی سبک را مجاز دانسته‌اند، که یکی از پرکاربردترین آنها استفاده از دیوارهای باربر جانبی دربرگیرنده تسمه‌های فولادی ضربردی است. شکل‌پذیری این سیستم مبتنی بر تسلیم شدن مهاربند و اتلاف انرژی زلزله در نتیجه این تسلیم است. لذا آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی سرد نورد شده آمریکا (AISI S400-15) با اعمال شرط‌هایی، طراح را ملزم می‌کند مهاربندها را به‌گونه‌ای طراحی کند که مقاومت تسلیم آن از مقاومت تسلیم سایر اعضا و اتصالاتی که در مسیر باربری هستند کمتر شود؛ بدین گونه تسلیم مهاربند کنترل‌کننده طراحی سایر قطعات موجود در مسیر باربری قاب خواهد شد.

در این سازه‌ها پس از نصب قاب‌های فولادی و مهاربندهای قطری برای پوشش دیوار و نیز عایق کردن ساختمان در برابر انتقال حرارت، آتش‌سوزی و صدا معمولاً از پوشش‌های گچی که به‌راحتی قابلیت نصب دارند استفاده می‌شود. تخته‌های گچی

مقاومت، سرعت در ساخت و قیمت، سه مولفه اساسی و تعیین‌کننده در انتخاب سیستم سازه‌ای مورد استفاده در انبوه‌سازی مسکن هستند. سازه‌های فولادی سبک که متشکل از قطعات فولادی سرد نورد شده بوده و دارای زمان ساخت بسیار پایین و هزینه ساخت و ساز قابل قبولی هستند، سیستم مناسبی برای استفاده در انبوه‌سازی‌ها و نیز برای کاربردهای خاص مانند ساختمان‌های ویلایی و اسکان میان‌مدت حادثه‌دیدگان [۱] هستند. این سازه‌ها در صورت طراحی و اجرای اصولی می‌توانند از مقاومت خوبی در برابر بارهای ثقلی و جانبی برخوردار باشند. برای طراحی سازه‌های فولادی سبک آیین‌نامه‌های جامع ملی و بین‌المللی تدوین شده‌اند، که در ایران نشریه ۶۱۲ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور [۲] و در آمریکای شمالی نیز آیین‌نامه AISI S240-15 انجمن فولاد آمریکا [۳] مختص سازه‌های سرد نورد شده هستند.

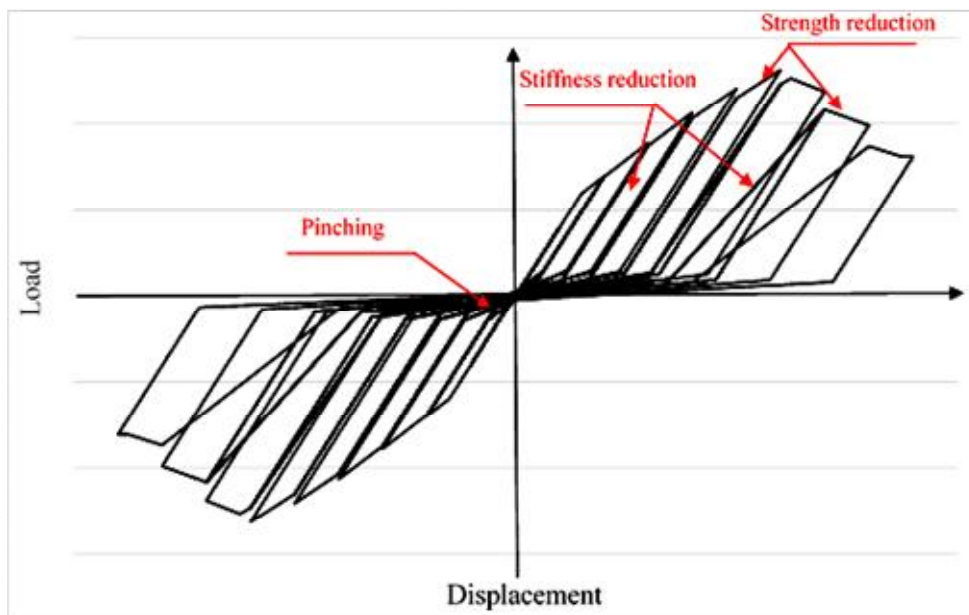
از یک هسته گچی (هیدروکلسیم سولفات) و دو لایه کاغذی در دو طرف ساخته می‌شوند. تخته گچی به وسیله پیچ به ستونک‌ها متصل می‌شود و میزان مقاومت در برابر آتش و ضدصدا بودن، بستگی به ضخامت پوشش دارد. حضور پوشش گچی در عملکرد سیستم مهاربندی تأثیر مستقیمی خواهد گذاشت. پوشش گچی سختی و مقاومت سازه را بالا برده و از طرف دیگر ممکن است موجب تغییر در مکانیزم شکست و یا خواص شکل‌پذیری سازه شود. این موضوع زمانی اهمیت بیشتری پیدا می‌کند که می‌دانیم طراحان، معمولاً پوشش گچی را در محاسبات و مدل‌سازی‌های خود دخیل نمی‌کنند؛ به عبارت دیگر آنها سازه را برای مقدار معینی از نیروی زلزله طراحی می‌کنند در حالی که افزایش سختی ناشی از حضور پوشش گچی می‌تواند موجب دریافت نیروی زلزله بیشتری از طرف سازه شود که ممکن است باعث تغییر در مکانیزم خرابی و وقوع خرابی در سایر اجزای مسیر باربری پیش از تسلیم شدن مهاربندها شود.

۲- مروری بر پیشینه تحقیق

تاکنون تحقیقات بسیاری بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های سرد نورد شده انجام گرفته [۱۰-۴] اما روی تأثیر حضور پوشش گچی بر رفتار دیوارهای برشی با مهاربند تسمه فطری در سازه‌های فولادی سبک تحقیقات اندکی شده است. آدام و همکاران [۱۱] تحقیقات آزمایشگاهی بر شش نمونه قاب تسمه مهاربندی با ضخامت‌های متفاوت و با پوشش گچی به ضخامت ۱۵/۹ میلی‌متر و در حضور نیروی قائم انجام دادند. آنها در این تحقیق دریافتند که قاب مهاربندی عملکرد مناسبی در زلزله دارد اما وقوع کماتش در ستونک‌ها می‌تواند کارایی سیستم را کاهش دهد. همچنین آنها مقاومت برشی یک پنل گچی تنها را ۱۱/۷ کیلو نیوتن برآورد کردند. سرته و اوگانفامی [۱۲] نیز تحقیقاتی روی ترکیب سیستم مهاربندی و پوشش گچی انجام داده‌اند که نشان می‌دهد حضور پوشش گچی می‌تواند مقاومت قاب را به صورت قابل ملاحظه‌ای افزایش دهد. آنها در نمونه‌ای از

آزمایش‌های خود از قاب مهاربندی با پوشش دوطرفه گچی استفاده کرده‌اند که این نمونه، نسبت به قاب مهاربندی تنها، مقاومت ۲/۷ برابری را تجربه کرد. عمده مکانیزم‌های خرابی در این نمونه‌ها مربوط به اتصالات پوشش گزارش شده است. گد و همکاران [۱۳] نیز یک ساختمان یک طبقه را به صورت استاتیکی مورد آزمایش قرار دادند. آنها نشان دادند که مقاومت قاب در حالت ترکیبی از حاصل جمع مقاومت جداگانه هر سیستم قدری کمتر است. در مورد سختی سیستم نیز همین موضوع صادق است. مقاومت نهایی قاب ترکیبی حدوداً ۱۰ درصد از حاصل جمع مقاومت نهایی تک تک سیستم‌ها کمتر بوده است. حاتمی و همکاران [۱۴] در تحقیقاتی که در دانشگاه کوئینزلند استرالیا انجام دادند چهار نمونه مختلف ترکیبی را مورد آزمایش قرار دادند. در این تحقیقات اثرات تغییر در نحوه اتصال مهاربندها به تیرک‌ها بررسی شد که مشخص شد استفاده از براکت در چهار گوشه قاب با وجود مشکلات اجرایی که در نصب پوشش گچی به وجود می‌آورد موجب بهبود عملکرد سیستم می‌شود. لوو [۱۵] در دانشگاه مک گیل کانادا آزمایش‌هایی بر تأثیر پوشش گچی بر عملکرد سیستم مهاربندی در حالت‌های مختلف انجام دادند. از جمله این حالت‌ها استفاده از چند لایه پوشش گچی در سیستم و با استفاده از نبشی به منظور اتصال پوشش به قاب بوده است. همچنین آنها روابطی برای تخمین میزان سختی و مقاومت سیستم ترکیبی بیان کردند. سایر نتایج این تحقیق نیز مؤید تحقیقات پیشین است، که حضور پوشش گچی در عملکرد سیستم تأثیر گذاشته و سختی و مقاومت قاب را افزایش می‌دهد و این تغییرات به قدری است که نادیده گرفتن آن منطقی نیست.

از دیگر تأثیرات حضور پوشش گچی، جابه‌جا شدن سطوح عملکردی و خرابی سیستم است؛ چرا که حضور پوشش گچی باعث کاهش شکل‌پذیری سازه شده و در تغییر شکل‌های پایین‌تری، سازه را به خرابی می‌رساند. در این تحقیق به منظور درک بهتر مزیت‌ها و معایب افزودن پوشش گچی به قاب‌های مهاربندی در ابتدا روشی ساده برای مدل‌سازی عددی سازه‌های



شکل ۱- ویژگی‌های منحنی رفت و برگشتی پلن گچی

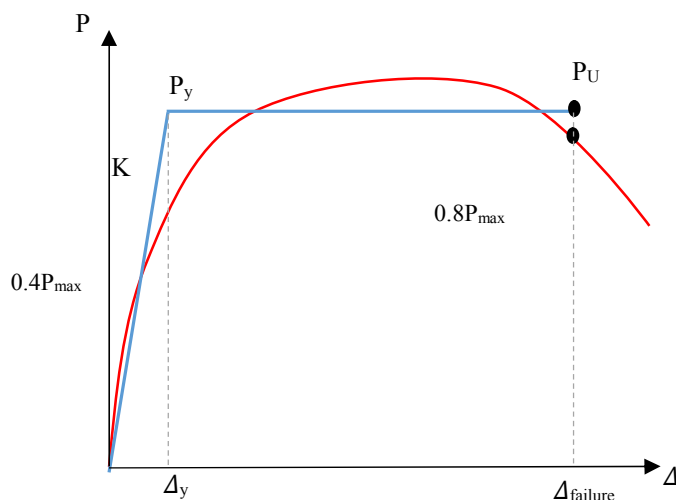
بود. همان‌طور که در شکل (۱) مشاهده می‌شود در رفتار رفت و برگشتی یک قاب سبک فولادی با پوشش گچی، کاهش سختی، کاهش مقاومت و اثر جمع‌شدگی حول مبدأ (پینچینگ) به چشم می‌خورد. رفتار کلی دیوار برشی را می‌توان از منحنی‌های رفت و برگشتی یا منحنی پوش برآورد کرد. در ادامه روشی برای تخمین منحنی پوش در قاب‌های ذکر شده ارائه خواهد شد.

منحنی پوش حلقه‌های رفت و برگشتی قاب را می‌توان با استفاده از یک منحنی چندخطی تخمین زد. یک روش برای استخراج این منحنی چندخطی، استفاده از روش انرژی الاستو پلاستیک معادل است که توسط پارک [۱۶] مطرح و بعدها توسط فولیتنه [۱۷] اصلاح شد. در این روش که در آیین‌نامه ASTM E2126 [۱۸] نیز مطرح شده منحنی چندخطی به‌گونه‌ای بر منحنی پوش اصلی منطبق می‌شود که مجموع مساحت‌هایی که در قسمت بالای منحنی قرار می‌گیرند با مجموع مساحت‌هایی که در قسمت پایین آن قرار می‌گیرند یکسان شود. در این روش، دو سوال مطرح می‌شود؛ اول اینکه مختصات نقاط مورد نیاز رسم منحنی چندخطی چگونه

سبک فولادی با پوشش گچی و مهاربندی ارائه می‌شود که قابلیت انطباق خوبی با نمونه‌های آزمایش شده مختلف دارد. سپس با استفاده از ترکیب روش‌های ارائه شده، مدل‌سازی عددی قاب ترکیبی نیز امکان‌پذیر خواهد بود. پس از آن، جنبه‌های مختلف حضور پوشش گچی در سیستم مهاربندی از قبیل تغییرات سختی، مقاومت، اتلاف انرژی زلزله، حدود سطوح عملکردی و احتمال شکست مورد بررسی قرار خواهد گرفت. همچنین مکانیزم خرابی سیستم ترکیبی مبتنی بر خرابی‌های مشاهده شده در قاب فولادی سبک با پوشش گچی و با مهاربند تسمه قطری پیش‌بینی شده است.

۳- مدل‌سازی دیوار برشی قاب فولادی سبک

قاب‌های فولادی سبک به دلیل ضخامت اندک اعضای قاب و نوع مهاربندی جانبی نسبت به قاب‌های فولادی نورد گرم تفاوت‌های رفتاری مشهودی در برابر بارهای باد و زلزله دارند. عمده رفتار یک دیوار برشی سبک فولادی از رفتار پوشش و یا مهاربند قطری آن حاصل می‌شود؛ لذا بخش اصلی مدل‌سازی عددی نیز متوجه شبیه‌سازی رفتار پوشش و مهاربندها خواهد



شکل ۲- مکان قرارگیری مقاومت تسلیم در منحنی انرژی الاستو- پلاستیک معادل

این روش معمولاً تخمین دست بالایی از مقاومت تسلیم قاب به دست می‌دهد.

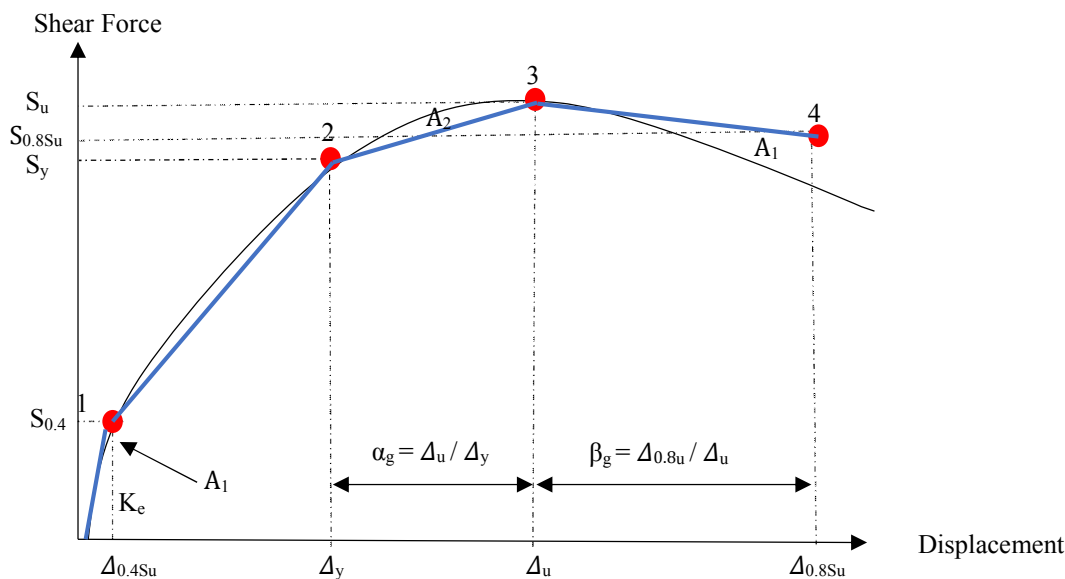
در این مقاله با توسعه تعداد نقاط و خطوط به چهار عدد، دقت ترسیم منحنی تخمینی برای سازه‌های فولادی سبک ارتقا داده شده است. شکل (۳)، چهار نقطه مورد نیاز برای تخمین منحنی پوش را نشان داده است. در این روش نیز دو نقطه روش دوخطی یعنی نقطه ۴۰ درصد مقاومت نهایی قاب و تغییر مکان متناظر با آن ($S_{0.4U}$, $\Delta_{0.4U}$) و ۸۰ درصد مقاومت نهایی قاب و تغییر مکان متناظر با آن ($S_{0.8U}$, $\Delta_{0.8U}$) که به ترتیب معادل نقاط یک و چهار روش جدید هستند وجود خواهند داشت. اما نقطه دوم که معادل مقاومت تسلیم قاب و جابه‌جایی متناظر با آن (S_y , Δ_y) فرض شده، نقطه‌ای روی منحنی اصلی است. نقطه سوم در روش جدید معادل مقاومت نهایی قاب و تغییر مکان متناظر با آن (S_U , Δ_U) است. در ادامه نحوه محاسبه این چهار نقطه برای قاب سبک فولادی با پوشش گچی و با مشخصات فیزیکی مورد نظر ارائه شده است.

ابتدا لازم است نقطه شماره سه که نشان‌دهنده بیشینه مقاومت قاب و جابه‌جایی متناظر آن است را به‌عنوان مهم‌ترین نقطه و مبنای محاسبه سایر نقاط در نظر گرفت. این نقطه را

محاسبه می‌شود و دوم اینکه با تغییر خصوصیات اعضای قاب (ضخامت پوشش، ابعاد قاب، ابعاد مهاربندها و ...) مختصات این نقاط چه تغییری می‌کنند. از آنجا که دیوار برشی فولادی سبک با پوشش گچی تفاوت رفتاری زیادی با قاب تسمه مهاربندی فولادی سبک دارد، لذا نحوه پاسخ به دو سوال بالا برای هر یک از این دو نوع سیستم مهاربند جانبی متفاوت است که در ادامه به توضیح آن می‌پردازیم.

۳-۱- توسعه منحنی پوش قاب فولادی سبک با پوشش گچی
روش انرژی الاستو- پلاستیک معادل دوخطی نشان داده شده در شکل (۲) به‌تنهایی نمی‌تواند تخمین مناسبی از منحنی پوش دیوار برشی فولادی سبک ارائه دهد و نیاز به اعمال تغییراتی دارد. در این شکل نحوه تخمین مقاومت تسلیم و جابه‌جایی متناظر با آن در روش دوخطی نشان داده است. منحنی انرژی الاستو- پلاستیک با دو نقطه شامل مقاومت تسلیم و جابه‌جایی متناظر آن و ۸۰ درصد مقاومت نهایی و جابه‌جایی متناظر آن و دو خط که یکی نقطه ۴۰ درصد را به مقاومت تسلیم و دیگری مقاومت تسلیم را به ۸۰ درصد مقاومت نهایی متصل می‌کند ترسیم می‌شود به‌گونه‌ای که سطح زیر نمودار پوش اصلی و منحنی دوخطی یکسان باشند.

روش‌های عددی در مهندسی، سال ۳۷، شماره ۲، زمستان ۱۳۹۷



شکل ۳- منحنی پوش چندخطی سازه سبک فولادی با پوشش گچی

$$\alpha_g = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (3)$$

$$\beta_g = \frac{\Delta_{0.8u}/S_u}{\Delta_u} \quad (4)$$

$$\gamma = \frac{S_y}{S_u} \quad (5)$$

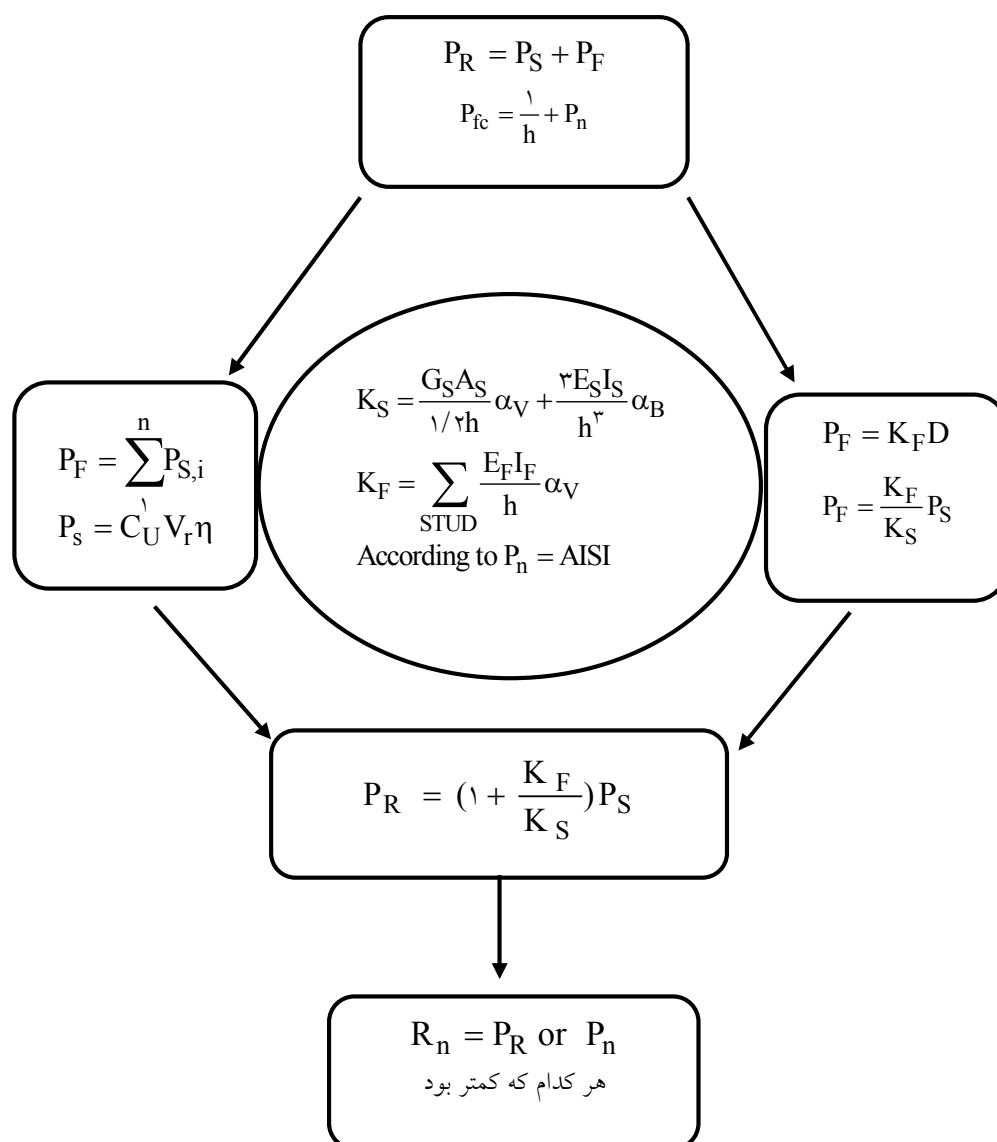
این ضرایب به صورت تجربی و با استفاده از حدود ۲۵ نمونه آزمایشگاهی مطالعات مختلف به دست آمده و در جدول (۲) خلاصه شده‌اند. هرچند نتایج آزمایشگاهی زیادی بر رفتار جانبی پنل‌های گچی تنها در دیوارهای فولادی سرد نورد شده انجام نشده، نمونه‌های مورد استفاده در این تحقیق تقریباً شامل تمام نتایج آزمایشگاهی در دسترس روی پنل گچی در دیوارهای برشی فولادی است و این نمونه‌های آزمایشگاهی دارای خصوصیات متنوع فیزیکی و مصالح هستند. جدول (۲) مقدار K_e و ضرایب α_g ، β_g و γ حاصل از این بررسی‌ها را نشان می‌دهد. در این جدول مقادیر α_g ، β_g و γ برای نمونه‌های مختلف فاصله زیادی از هم ندارند؛ این مورد در مقادیر γ بیشتر به چشم می‌خورد. در مورد مقدار K_e تفاوت نمونه‌های مختلف بیشتر بوده که ناشی از تفاوت خصوصیات مصالح مورد استفاده

می‌توان با استفاده از روابط ساده مقاومت مصالح و با توجه به خصوصیات فیزیکی اعضای قاب محاسبه کرد. ژو و مارتینز [۱۹] با دخالت دادن رفتار غیرخطی ناشی از خرابی اتصالات پوشش و مبتنی بر اصول مقاومت مصالح، روابطی برای محاسبه مقاومت پیشینه ارائه دادند. روند نمای ارائه شده در شکل (۴) نحوه استفاده از این روابط را نشان می‌دهد و پارامترهای مندرج در این شکل، در جدول (۱) تعریف شده‌اند. با استفاده از رابطه (۱) می‌توان جابه‌جایی متناظر با مقاومت پیشینه را به دست آورد:

$$\Delta u = \frac{P_R}{K_F + K_S} \quad (1)$$

مقادیر K_S و K_F به ترتیب سختی جانبی پوشش و قاب هستند که نحوه محاسبه آن در مرجع [۱۹] تشریح شده و روند نمای شکل (۴) به آن اشاره دارد. با به دست آمدن مختصات نقطه مقاومت پیشینه، بقیه نقاط به صورت ضربی از مشخصات این نقطه و با توجه به شکل (۵) قابل محاسبه خواهند بود. در روش بیان شده در این تحقیق روابط ۲ تا ۵ برای محاسبه این ضرایب ارائه شده‌اند:

$$K_e = \frac{S_o/4S_u}{\Delta_o/4S_u} \quad (2)$$



شکل ۴- روند نمای تعیین مقاومت بیشینه قاب فولادی سبک با پوشش گچی مبتنی بر روابط ژو و مارتینز [۱۹]

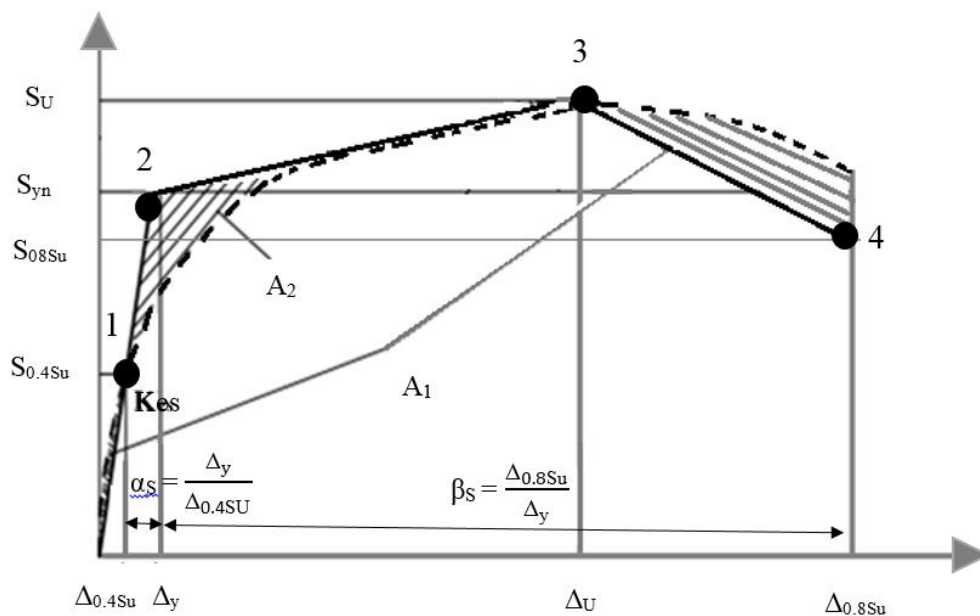
۳-۲- توسعه منحنی پوش قاب فولادی سبک با مهاربند تسمه قطری

همان‌گونه که در شکل (۵) نشان داده شده به منظور تخمین منحنی پوش قاب سبک فولادی با مهاربند تسمه فولادی نیز مانند قاب با پوشش گچی از چهار نقطه استفاده می‌شود ولی نحوه به دست آوردن مختصات این نقاط متفاوت است. در منحنی قاب مهاربندی نقطه شماره دو که معادل مقاومت تسلیم و جابه‌جایی متناظر با آن (S_{yn}, Δ_y) است به عنوان مبدأ محاسبه

مانند گچ، تعداد لایه‌های گچ، رژیم بارگذاری و ... است. برای ترسیم منحنی چهار خطی شکل (۳) با داشتن میانگین مقادیر β_g, α_g, K_e از جدول (۲) و جابه‌جایی متناظر با مقاومت بیشینه (نقطه ۳) از رابطه (۱)، جابه‌جایی متناظر با نقاط ۱، ۲ و ۴ به ترتیب با استفاده از روابط (۲، ۳ و ۴) قابل محاسبه هستند. همچنین با داشتن میانگین ضریب γ از جدول (۲)، مقاومت نقطه ۲ از رابطه (۵) به دست می‌آید و مقاومت نقاط ۱ و ۴ نیز به ترتیب ۴۰ و ۸۰ درصد مقاومت بیشینه هستند.

جدول ۱- پارامترهای مورد نیاز برای روند نمای شکل (۴)

پارامتر	تعریف	پارامتر	تعریف
P_R	مقاومت برشی قاب	α_V, α_B	ضرایب کاهش سختی پوشش
P_S	مقاومت برشی پوشش	E_S	مدول الاستیسیته پوشش
P_F	مقاومت برشی ستونک‌ها	I_S	ممان اینرسی پوشش
P_{fc}	مقاومت برشی قاب ناشی از مقاومت فشاری	K_F	سختی ستونک‌ها
l	طول قاب	E_F	مدول الاستیسیته ستونک
η	ضریب اصلاح بر اساس نسبت ارتفاع به طول	I_F	ممان اینرسی ستونک
P_R	مقاومت برشی قاب	K_S	سختی پوشش
P_S	مقاومت برشی پوشش	C_U	ضریب کاهش مقاومت نهایی
P_n	مقاومت فشاری ستونک‌های انتهایی	V_r	مقاومت یکی از اتصالات
G_S	مدول برشی پوشش	h	ارتفاع قاب
A_S	سطح مقطع پوشش	R_n	مقاومت نهایی قاب



شکل ۵- منحنی پوش چندخطی سازه سبک فولادی با مهاربند تسمه فولادی

مهاربند تسمه قطری، S_{yn} ، از رابطه (۷) به دست می آید:

$$S_{yn} = A_g R_y F_y \cos \theta \quad (7)$$

در رابطه بالا R_y ضریب افزایش مقاومت و θ زاویه بین مهاربند و افق هستند. R_y برای فولادهایی با $F_y \geq 340 \text{ MPa}$ و $F_y < 255 \text{ MPa}$ به ترتیب برابر $1/1$ و $1/5$ است [۳]. در صورت

سایر نقاط در نظر گرفته می شود. مقاومت اسمی تسلیم تسمه بادبندی با استفاده از رابطه (۶) که در آیین نامه های معتبر [۲ و ۳] بیان شده، قابل محاسبه است:

$$T_n = A_g R_y F_y \quad (6)$$

با تصویر نیروی مهاربند در راستای افق، مقاومت تسلیم دیوار با

جدول ۲- پارامترهای مورد نیاز برای محاسبه منحنی پوش قاب فولادی سبک با پوشش گچی

ردیف	آزمایش	K_e (میانگین نمونه‌ها)	α_g	β_g	S_y	S_u	$\gamma = S_y / S_u$
۱	لیو [۷]	۱/۵	۲/۰	۲/۳۰	۷/۶	۸/۲	۰/۹۲
۲	لوو- یکنوا [۱۵]	۱/۸	۱/۸	۲/۰۵	۸/۶	۹/۴	۰/۹۱
۳	لوو- بارگذاری چرخه‌ای [۱۵]	۲/۷	۲/۰	۱/۹۰	۸/۶	۹/۵	۰/۹۱
۴	پک- یکنوا [۱۰] (میانگین ۱۴ نمونه)	۱/۲	۲/۰	۱/۹۵	-	-	۰/۹۰
۵	پک- بارگذاری چرخه‌ای [۱۰]	۱/۶	۱/۳	۲/۲۰	۴/۰	۵/۱	۰/۷۹
۶	مرگان [۵]	۱/۶	۱/۷	۱/۶۰	۸/۲	۱۰/۴	۰/۷۹
۷	سرته [۱۲]	۳/۶	۲/۱	۱/۳۵	۵۶۱	۶۲۱	۰/۹۰
			۱/۴	۱/۳۰	۸۳۸	۹۱۵	۰/۹۲
			۱/۴	۱/۷۵	۷۵۰	۷۸۳	۰/۹۶
	میانگین کل	۱/۸	۱/۹	۱/۸۷	-	-	۰/۹۰

نزدیکی مناسبی بین نتایج نمونه‌های مختلف وجود دارد و همگی تقریباً در یک محدوده هستند. اما مقادیر β_s نوسانات بیشتری نسبت به بقیه ضرایب دارد و این می‌تواند به دلیل محدودیت‌های آزمایشگاه در اعمال تغییر مکان حداکثر، رژیم بارگذاری و معیار توقف آزمایش باشد. مقاومت نقطه سه از طریق رابطه (۱۱) و مقاومت نقاط یک و چهار نیز به صورت درصدی از مقاومت نقطه سه قابل محاسبه است. جابه‌جایی نقاط یک، دو و چهار به ترتیب با استفاده از روابط (۸)، (۹) و (۱۰) به دست می‌آید. در مورد مقدار جابه‌جایی نقطه سه، ΔU ، باید گفت که طبق آیین‌نامه AISI [۳]، حداکثر جابه‌جایی جانبی مجاز برای یک قاب به ۲/۵ درصد ارتفاع قاب محدود می‌شود که این مقدار برای قاب‌های با ارتفاع ۲/۴۵ متر برابر ۶۱ میلی‌متر است، ولی بررسی‌ها نشان داد میزان جابه‌جایی نهایی قاب‌های سنگین با مهاربند قطری (مانند تحقیقات ولجو و همکاران [۸] و لوو [۱۵]) از این مقدار بسیار بیشتر است،

دو طرفه بودن مهاربند، عدد دو در سمت راست رابطه (۷) ضرب می‌شود.

سایر نقاط مورد نیاز برای تخمین منحنی پوش نیز از طریق روابط (۸) تا (۱۲) قابل محاسبه هستند:

$$K_{es} = \frac{S_y / 2 S_u}{\Delta_y / 4 S_u} \quad (۸)$$

$$\alpha_s = \frac{\Delta_y}{\Delta_y / 4 S_u} \quad (۹)$$

$$\beta_s = \frac{\Delta_y / 8 S_u}{\Delta_y} \quad (۱۰)$$

$$\lambda_1 = \frac{S_u}{S_y} \quad (۱۱)$$

$$\lambda_2 = \frac{K_{es}}{K_n} \quad (۱۲)$$

جدول (۳) که به صورت تجربی و با بررسی نمونه‌های آزمایشی مطالعات مختلف به دست آمده است ضرایب β_s ، α_s و λ_1 و λ_2 را ارائه می‌دهد. در مورد ضرایب λ_1 ، λ_2 و α_s

جدول ۳- پارامترهای مورد نیاز برای محاسبه منحنی پوش سیستم مهاربندی

ردیف	آزمایش	نمونه	S _{yn} (کیلو نیوتن)	S _u (کیلو نیوتن)	Δ _y (میلی متر)	Δ _u (میلی متر)	λ ₁	λ ₂	α _s	β _s
۱	لوو [۱۵]	83A-C	۲۸/۴	۳۳/۵	۲۲/۷	۱۲۰	۱/۱۸	۰/۹۳	۲/۶	۵/۳
۲	ولجوو و همکاران [۸]	38A-C	۴۶/۰	۶۵/۵	۲۰	۱۱۸	۱/۶۳	۰/۸۱	۲/۳	۵/۹
		40A-C								
		44A-C								
		46A-C								
۳	الخرات و راجرز [۶]	2A-C	۲۵/۴	۳۴/۵	۳۲	۱۱۰	۱/۳۶	۰/۸۶	۲/۹	۳/۴
		2B-C								
		4B-C								
		6B-C								
	میانگین	-	-	-	-	-	-	-	-	۴/۹

در رابطه (۱۳)، E، مدول الاستیسیته فولاد (۲۰۳GPa)، A_n، سطح مقطع اسمی مهاربند و L_n نیز طول مهاربند است. سختی اتصالات (K_c) بر اساس تعداد پیچ‌های درگیر در اتصال قابل محاسبه است. سختی هر پیچ که با K_s نشان داده می‌شود از تحقیقات انجام گرفته بر مقاومت پیچ‌ها یا راهنمای کارخانه آنها قابل تعیین است. رابطه (۱۴)، نحوه محاسبه سختی اتصالات را نشان می‌دهد. عدد دو به دلیل در نظر گرفتن دو سر اتصال لحاظ شده است و n تعداد پیچ‌های به کار رفته در اتصال است:

$$K_c = \frac{nK_s}{2} \quad (14)$$

از این رو سختی یک مهاربند و دو اتصال انتهایی آن که به صورت سری عمل می‌کنند به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\frac{1}{K_b} = \frac{1}{K_{b,n}} + \frac{1}{K_c} \quad (15)$$

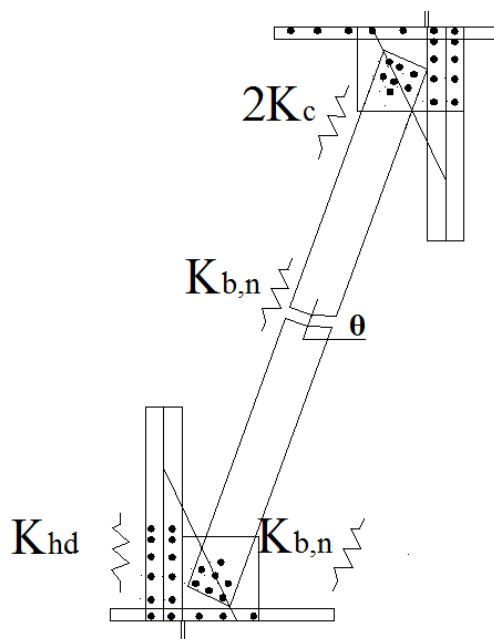
نبشی مهاری نیز تولید سختی (K_{hd}) می‌کند که به صورت سری با سختی‌های قبلی جمع می‌شود. اگر نبشی مهاری به صورت صنعتی تولید شده باشد، سختی آن از راهنمای کارخانه و بر اساس نسبت حداکثر نیروی قابل تحمل به تغییر شکل آن قابل محاسبه است و اگر دست‌ساز باشد با توجه به ضخامت و نوع جوشی که برای ساخت آن به کار رفته قابل محاسبه است.

لذا طبق پیشنهاد لوو [۱۵] برای قاب‌های سنگین عدد ۱۰۰ میلی‌متر (۴ درصد) را به عنوان جابه‌جایی متناظر مقاومت بیشینه قاب (Δ_U) و برای قاب‌های سبک (مانند حاتمی و همکاران [۱۴]) ۲/۵ درصد ارتفاع قاب را لحاظ می‌کنیم.

سختی الاستیک قاب مهاربندی (K_{es}) که در رابطه (۸) ارائه شده را می‌توان طبق رابطه (۱۲) با کاهش سختی اسمی قاب، K_n محاسبه کرد. لذا اگر سختی اسمی قاب معلوم باشد با بهره‌گیری از مقدار میانگین ضریب کاهش سختی، λ₂، که در جدول (۳) آمده است، می‌توان سختی الاستیک قاب را محاسبه کرد. در ادامه روشی مبتنی بر معادل‌سازی مهاربندها و اتصالات با فنرهای سری برای محاسبه دستی مقدار K_n ارائه می‌شود. سختی قاب در اصل ترکیبی است از سختی مهاربند، سختی اتصال و سختی نبشی مهاری. نحوه قرارگیری این اعضا همان‌گونه که در شکل (۶) نشان داده شده به صورت سری است.

سختی اسمی یک عضو مهاربندی (K_{b,n}) را می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$K_{b,n} = \frac{EA_n}{L_n} \quad (13)$$



شکل ۶- نحوه معادل سازی مهاربندها و اتصالات با فنرهای سری

پینچینگ در قاب‌های با مهاربند تسمه فولادی کماتش تسمه فشاری و تغییر شکل پلاستیک مهاربند کششی است. در واقع ضخامت اندک تسمه‌ها موجب شده تا این اعضا در فشار باری تحمل نکنند و به سرعت کماتش کنند. لذا هنگام انتقال بار از حالت کشش به فشار باری تحمل نمی‌شود. در رابطه با قاب سبک فولادی با پوشش گچی نیز علت وقوع پینچینگ لقی به وجود آمده در اطراف پیچ‌ها به دلیل خردشدن گچ در آن ناحیه است. سایر پارامترهای خرابی؛ یعنی کاهش مقاومت، کاهش سختی باربرداری و کاهش سختی بارگذاری نیز در حلقه‌های هر دو سیستم دیده می‌شود اما شدت این خرابی‌ها در قاب‌های فولادی سبک با پوشش گچی نسبت به قاب با مهاربند تسمه‌ای به علت رفتار ترد پوشش گچی بسیار بیشتر است. شبیه‌سازی این رفتارها موجب ایجاد پیچیدگی‌هایی در مدل‌سازی عددی قاب‌های فولادی سبک می‌شود. برای مدل‌سازی رفتار رفت و برگشتی با در نظر گرفتن اثرات یاد شده، پارامترهای کنترل مسیر رفت و برگشت در بسیاری از نرم‌افزارهای سازه‌ای اجزای محدود موجود است. در این مقاله از نرم‌افزار OpenSees [۲۰] به منظور مدل‌سازی استفاده شده

در نهایت ترکیب سختی همه این اعضا با توجه به زاویه قرارگیری آنها (شکل ۶)، سختی اسمی قاب را مطابق رابطه (۱۶) حاصل می‌کند:

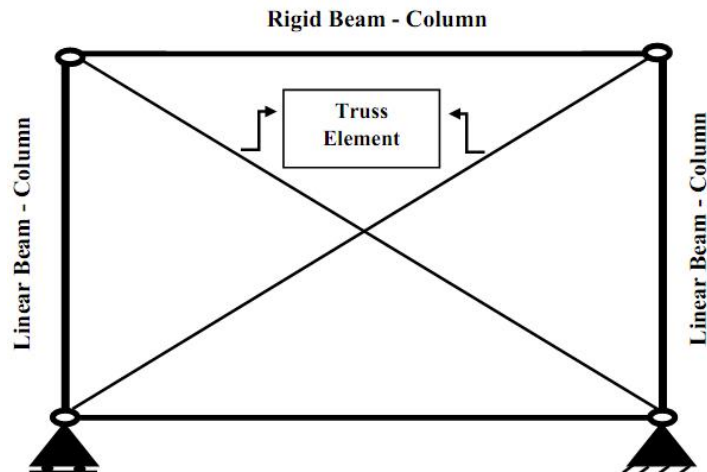
$$\frac{1}{K_n} = \frac{1}{K_b (\cos \theta)^2} + \frac{1}{K_{hd} (\tan \theta)^2} \quad (16)$$

اگر از بادبند دوطرفه استفاده شود، مخرج اولین کسر سمت راست معادله (۱۶) در عدد دو ضرب می‌شود.

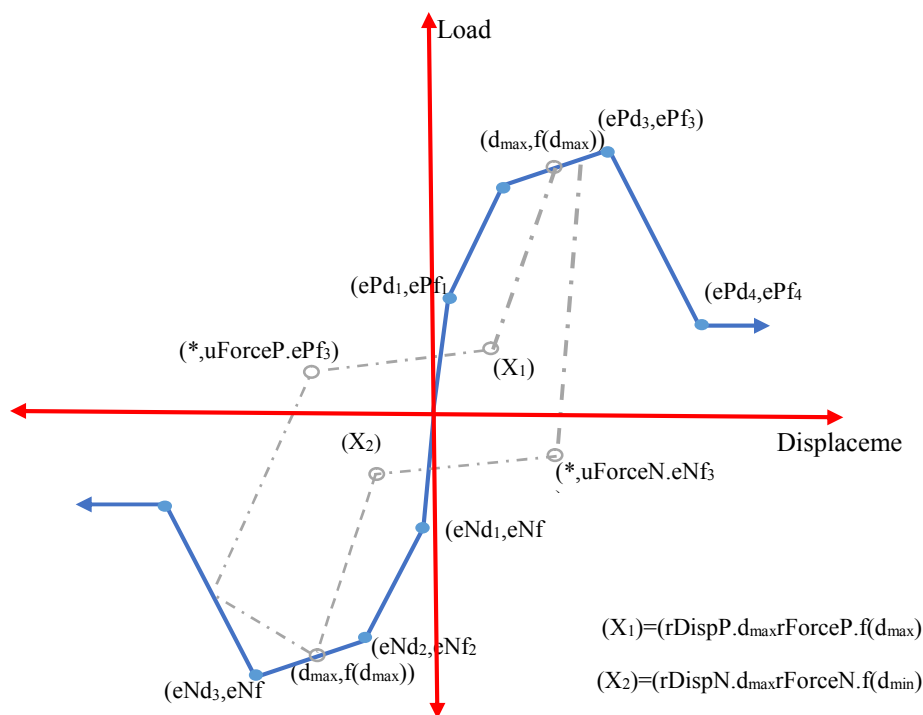
روش ارائه شده قادر خواهد بود که پارامترهای مورد نیاز برای تخمین منحنی پوش بار- تغییر مکان جانبی دیوار برشی با پوشش پنل گچی یا مهاربندی شده با تسمه قطری را ارائه کند. حال با استفاده از این پارامترها می‌توان مدل‌سازی را در نرم‌افزارهای المان محدودی نظیر SAP و OpenSees انجام داد.

۴- مدل‌سازی رفتار رفت و برگشتی دیوار

در حلقه‌های هیستریزیس دیوار برشی سازه‌های سرد نورد با پوشش چوبی و گچی و نیز مهاربند تسمه فولادی بارزترین اثری که به چشم می‌خورد اثر پینچینگ است. علت وقوع



شکل ۷- تصویر نمادین مدل عددی دیوار برشی فولادی سبک



شکل ۸- مسیر رفت و برگشتی در مصالح Pinching4 [۲۰]

استون غیرخطی با مقطع مرکب استفاده شده است. مصالح مورد استفاده در هر دو المان نیز مصالح غیرخطی Pinching4 [۲۱] هستند (شکل ۸). تیرکها نیز به صورت اعضایی با صلبیت زیاد مدل شده‌اند. دلیل صلبیت زیاد این است که تیرکهای بالا به

است. تصویر نمادین مدل‌سازی دیوار برشی در شکل (۷) نشان داده شده است. در این مدل‌سازی پوشش گچی و نیز تسمه قطری به صورت دو عضو مهاربندی غیرخطی و با المان خرپا مدل شده‌اند و برای مدل‌سازی ستونک‌ها نیز از المان تیر-

سقفی با صلبیت زیاد متصل می‌شوند و تیرک‌های پایین نیز به پی متصل می‌شوند پس رفتار صلبی از خود نشان می‌دهند. به‌طور معمول با دادن مختصات حداکثر هشت نقطه می‌توان منحنی پوش را در مصالح Pinching4 تعریف کرد اما از آنجا که معمولاً رفتار قاب متقارن است این هشت نقطه به چهار نقطه کاهش می‌یابند. مختصات این چهار نقطه بر اساس روش‌های ارائه شده در بخش‌های (۱-۳) و (۲-۳) تبیین می‌شود. در تحقیقاتی که تاکنون از این مصالح استفاده کرده‌اند [۱۵ و ۲۰] این نقاط به‌طور مستقیم از روی نتایج آزمایش متناظر با نمونه عددی مورد نظر، استخراج شده است. این عمل شاید موجب این شود که نتایج مدل‌سازی تا حد زیادی بر مدل آزمایشگاهی منطبق شود اما محدودیت آن این است که مدل ساخته شده فقط برای همان آزمایش و با همان خصوصیات مناسب است و در صورتی که خصوصیات قاب تغییر کرد مثلاً فاصله پیچ‌ها کم یا زیاد شد و یا ضخامت و ابعاد پوشش تغییر کرد دیگر نمی‌توان از نتایج مدل‌سازی عددی قبلی به‌صورت مطمئن استفاده کرد. اما با روشی که گفته شد می‌توان تغییرات مختصات نقاط منحنی پوش را مطابق با تغییر خصوصیات فیزیکی قاب تعیین کرد. پارامترهای مربوط به تعیین شرایط مسیر رفت و برگشت حلقه‌های هیستریزیس، کاهش سختی باربرداری و بارگذاری و کاهش مقاومت نیز از روش مدل‌سازی و مقایسه با نتایج آزمایشگاهی به‌دست خواهد آمد که جزئیات این پارامترها برای قاب‌های مدل‌سازی شده در این مقاله، در مرجع [۲۲] قابل مشاهده است.

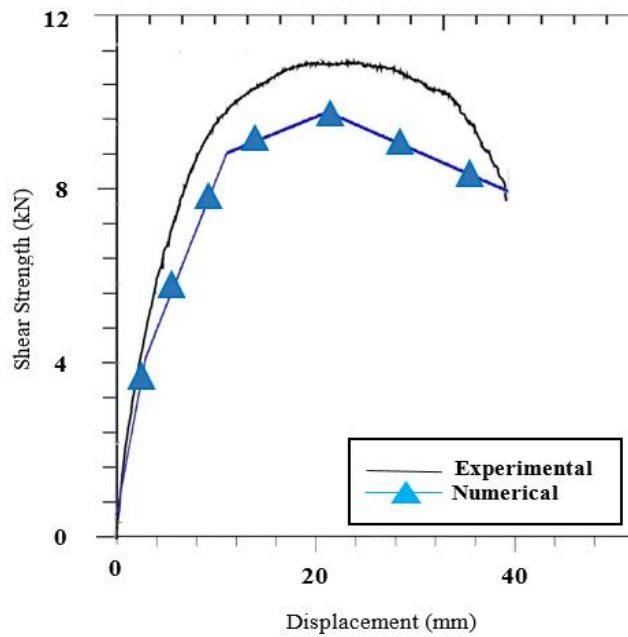
۵- صحت‌سنجی مدل‌های عددی

دیوارهای برشی مورد استفاده برای صحت‌سنجی مدل عددی از تحقیقات آزمایشگاهی معتبر موجود با دو نوع بارگذاری رفت و برگشتی و یکنوا انتخاب شده‌اند. در این تحقیقات برای بارگذاری یکنوا از رژیم بارگذاری ارائه شده در ASTM E2126 [۱۸] و برای بارگذاری رفت و برگشتی از رژیم CUREE [۲۳]

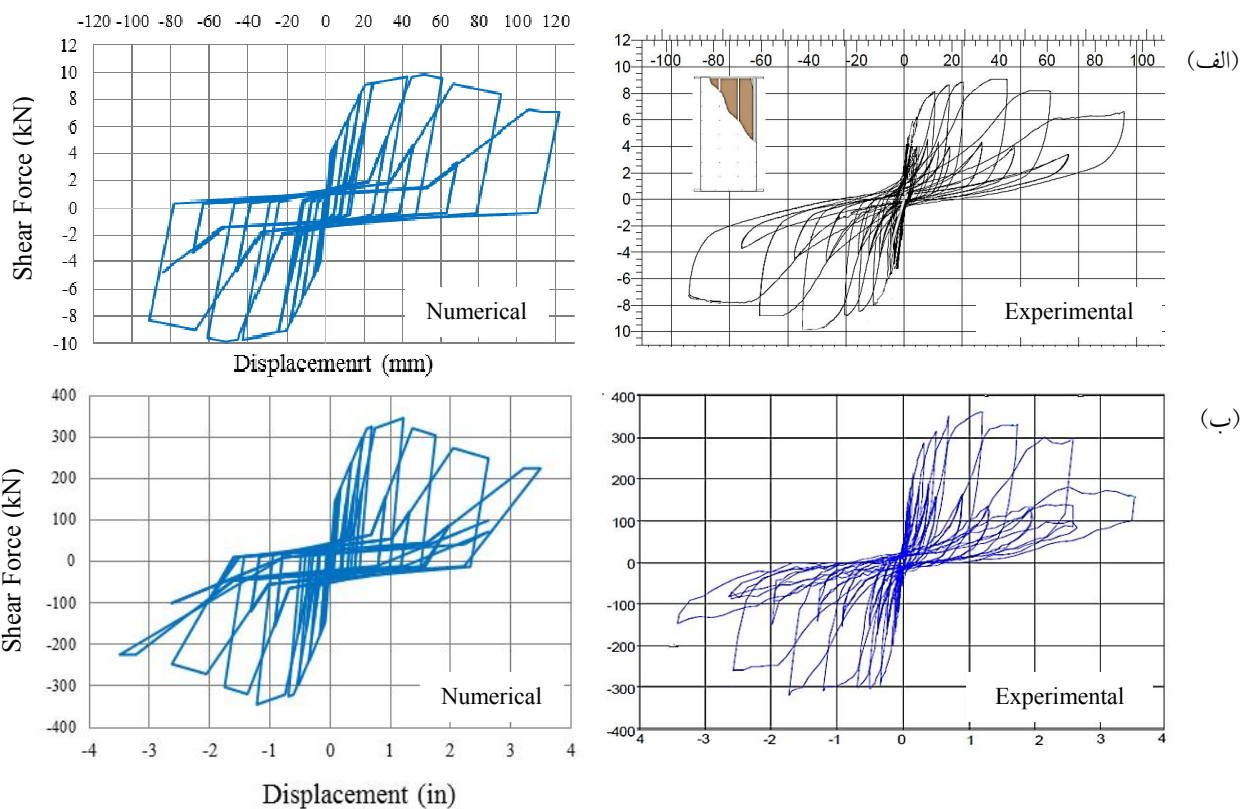
روش‌های عددی در مهندسی، سال ۳۷، شماره ۲، زمستان ۱۳۹۷

استفاده شده است به‌جز آزمایش حاتمی و همکاران [۱۴] که از روش B آیین‌نامه ASTM E2126 استفاده کرده‌اند. ارتفاع همه قاب‌ها ۲/۴ متر بوده و عرض آنها ۱/۲ و یا ۲/۴ متر است. قاب‌های با پوشش گچی بررسی شده از مراجع [۵، ۷، ۹ و ۱۲] انتخاب شده‌اند که ضخامت پوشش تخته گچی در مطالعات مختلف از ۱۲/۵ تا ۱۵/۹ میلی‌متر بوده است. در قاب‌های با مهاربند تسمه‌ای که از مراجع [۶، ۸ و ۱۵] انتخاب شده‌اند، ابعاد مهاربندها متفاوت بوده و دو نوع قاب سبک و سنگین به‌ترتیب با مهاربندهایی به ابعاد ۳۰ × ۰/۸۵ و ۷۰ × ۱/۳۷ میلی‌متر مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

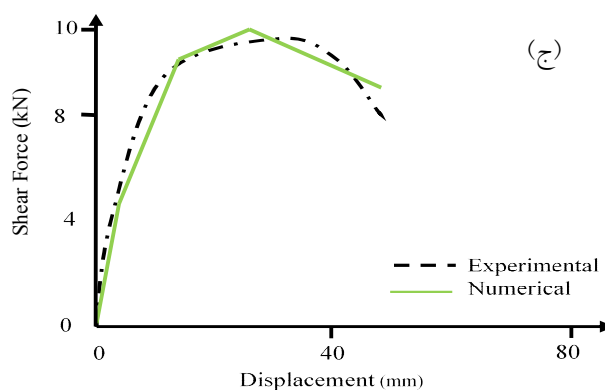
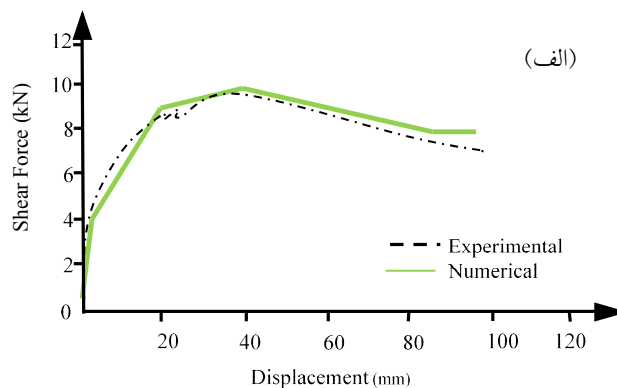
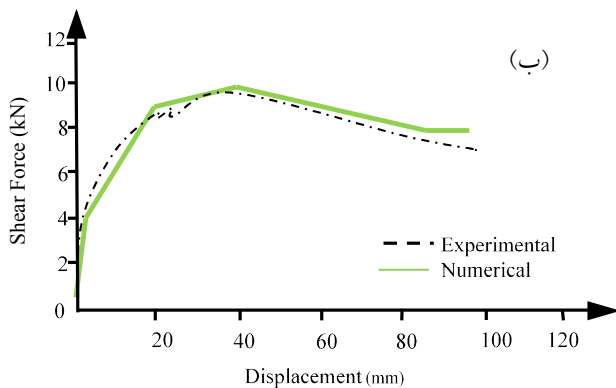
در مورد پوشش گچی، خصوصیات مکانیکی تخته گچی شامل مدول الاستیسیته، مدول برشی و مقاومت برشی اتصالات پوشش در محاسبه پوشش منحنی قاب تأثیر بسزایی دارد. لی و همکاران [۲۴] تحقیقاتی را بر رفتار مکانیکی نمونه‌هایی از تخته گچی با ابعاد ۶۰ سانتی‌متری و ضخامت‌های ۱۲/۵ و ۱۶ میلی‌متر انجام داده و مقادیری برای خصوصیات فیزیکی گچ ارائه کرده است. این مقادیر برای نمونه‌های مختلف متفاوت بوده، به‌گونه‌ای که مدول الاستیسیته در بازه ۱۴۶۲ تا ۱۹۲۴ مگاپاسکال و مقاومت برشی اتصال نیز در دامنه ۴۰۶ تا ۶۴۵ نیوتون قرار گرفته است. در این تحقیق با استفاده از مقدار کمینه این پارامترها، دیوار برشی با پوشش گچی مدل‌سازی شد و نتایج عددی آن با نمونه آزمایشگاهی شماره ۶۱ در تحقیقات مرلو [۹] مقایسه شد که مقایسه نتایج نیرو- تغییر مکان جانبی دیوار در شکل (۹) مشاهده می‌شود. همان‌گونه که دیده می‌شود، مقدار مقاومت بیشینه مدل عددی از حد مقاومت بیشینه قاب واقعی کمتر شده است. لذا در ادامه صحت‌سنجی‌ها به‌منظور رسیدن به جوابی منطقی از مقدار کمینه استفاده نشده بلکه به تناسب نمونه مورد بررسی از سایر مقادیر پیشنهادی مرجع [۲۴] استفاده شده است. در شکل (۱۰) نتایج حاصل از رفتار رفت و برگشتی مدل عددی پیشنهادی برای دیوار برشی با پوشش گچی با نمونه آزمایشگاهی A-67 لوو [۱۵] و نمونه ۱۶ لیو و همکاران [۷] مقایسه شده است که تطبیق خوبی بین نتایج



شکل ۹- صحت‌سنجی نتایج عددی نیرو- تغییر مکان جانبی دیوار برشی با پوشش گچی با نتایج آزمایشگاهی مرجع [۹]



شکل ۱۰- صحت‌سنجی مدل‌های عددی دیوار برشی با پوشش گچی تحت بار رفت و برگشتی با نتایج آزمایشگاهی: الف) نمونه 67-A لوو [۱۵]، ب) نمونه ۱۶ لیو [۷]



شکل ۱۱- صحت‌سنجی مدل‌های عددی دیوار برشی با گچی تحت بار یکنوا با نتایج آزمایشگاهی، الف) نمونه 66-B لوو [۱۵]، ب) نمونه ۱۲-۶ پک [۱۰] و ج) نمونه 61 مرلو [۹]

این منظور کافی است در مدل دیوار برشی شکل (۷)، در هر جهت دو المان قطری موازی یکی برای مدل‌سازی تسمه بادبندی و دیگری برای پوشش گچی در نظر گرفته شود. شکل (۱۳) نتیجه صحت‌سنجی این سیستم را با نتایج آزمایشگاهی لوو [۱۵] تحت بار رفت و برگشتی نشان می‌دهد. همان‌گونه که در این شکل مشهود است، مدل عددی انطباق مناسبی با نتایج آزمایشگاهی برای سیستم ترکیبی داشته‌اند.

۶- تعیین سطوح عملکرد

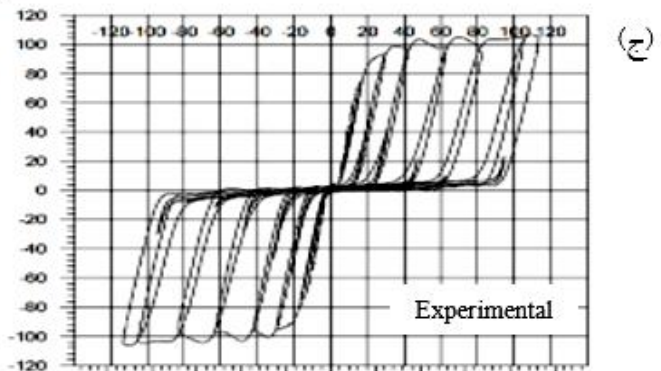
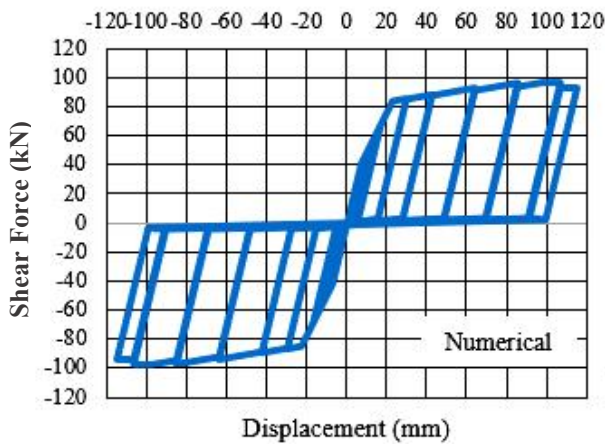
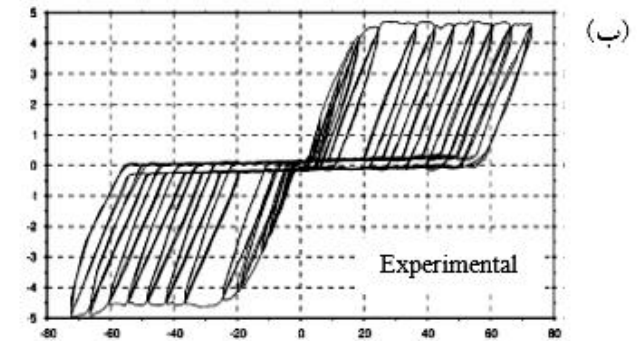
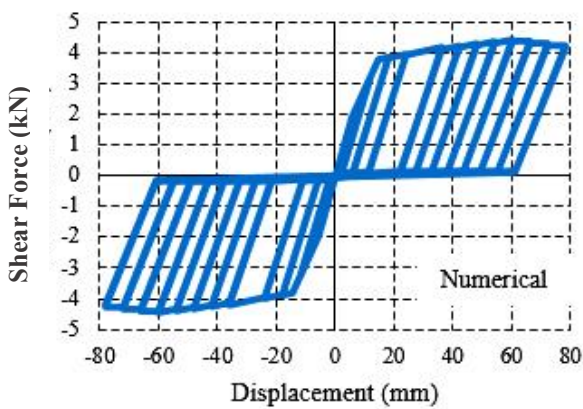
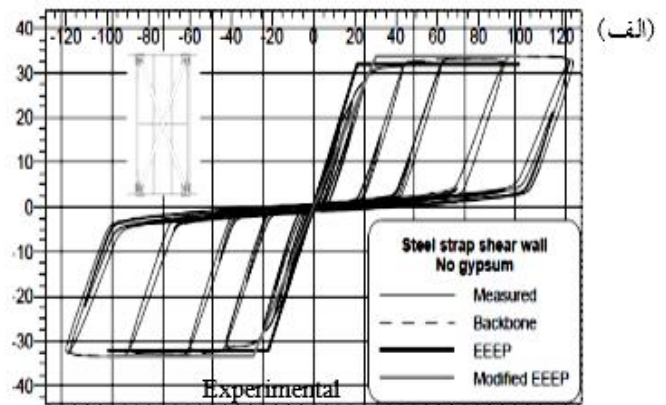
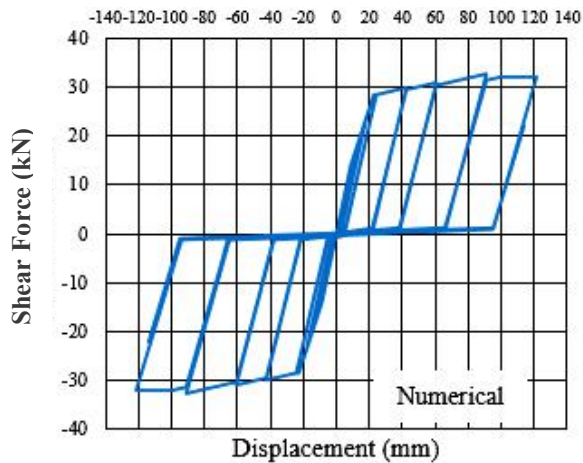
با توجه به تعریف کلی برای سطوح عملکرد لرزه‌ای که آیین‌نامه FEMA 356 [۲۵] ارائه داده است، حدود سطوح عملکردی هر کدام از سیستم‌ها با توجه به تعریف‌های زیر قابل تعیین هستند:

الف) سطح خدمت‌رسانی فوری: در این سطح، به اعضای

عددی و آزمایشگاهی مشاهده می‌شود. در شکل (۱۱) نتایج بارگذاری یکنوا این نوع دیوار برشی با نتایج آزمایشگاهی نمونه 66-B لوو [۱۵]، نمونه ۱۲-۶ پک و همکاران [۱۰] و نمونه 61 مرلو [۹] مقایسه شده است و مطابقت بسیار خوبی در نتایج نیرو- تغییر مکان جانبی دیوارها مشاهده می‌شود.

نتایج صحت‌سنجی قاب با مهاربند تسمه قطری در شکل (۱۲) نشان داده شده است. در این شکل نتایج عددی بارگذاری رفت و برگشتی با نتایج آزمایشگاهی نمونه 83A-C لوو [۱۵]، نمونه EA1 حاتمی و همکاران [۱۴] و نمونه 38A-C ولجو [۸] مقایسه شده‌اند که انطباق مناسب نتایج عددی و آزمایشگاهی در این شکل نیز دیده می‌شود.

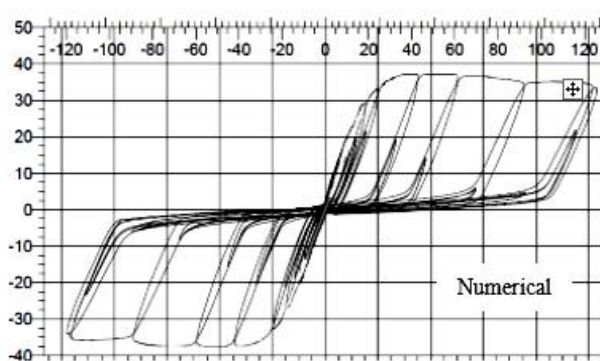
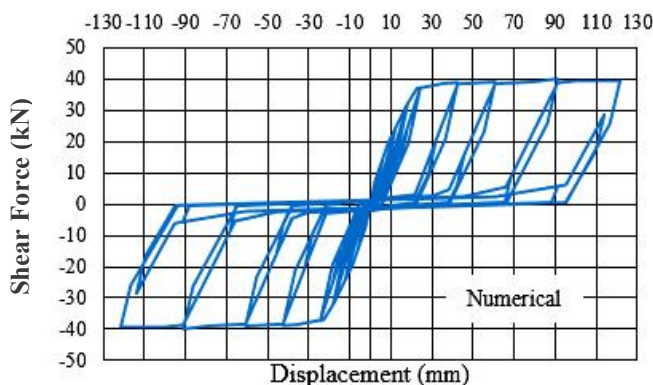
از ترکیب مدل‌های دیوارهای با پوشش گچی و با تسمه قطری، امکان مدل‌سازی رفتار یک قاب با پوشش ترکیبی مهاربند تسمه قطری و پوشش گچی فراهم خواهد شد. برای



شکل ۱۲- نتایج صحت‌سنجی مدل‌های عددی قاب‌های با تسمه بادبندی تحت بار رفت و برگشتی با نتایج آزمایشگاهی: الف) نمونه 83A-C
 لوو [۱۵]، ب) نمونه نمونه EAI حاتمی و همکاران [۱۴]، ج) نمونه 38A-C ولچو [۸]

لحظاتی کاربری ساختمان مختل شود ولی با تعمیراتی جزئی به‌سرعت قابل‌بازیابی است. خطر تلفات جانبی در این مرحله

سازه‌ای آسیبی نمی‌رسد ولی اعضای غیرسازه‌ای دچار آسیب‌های موضعی و کم خواهند شد. ممکن است برای



شکل ۱۳- مدل عددی سیستم ترکیبی صحت‌سنجی شده با نتایج آزمایشگاهی لوو [۱۵]

گزارشی کامل از خرابی‌ها ارائه شده باشد، در این بخش از نتایج آزمایشات بر قاب‌های چوبی سبک با پوشش گچی نیز به دلیل رفتار مشابه در برابر بارهای جانبی زلزله، بهره‌گیری شده است. الیوا [۲۶] و فریمین [۲۷] در تحقیقات خود نشان دادند که رفتار سازه سبک با پوشش گچی در دو حالت قاب چوبی و قاب فولادی سرد نورد به دلیل حاکم بودن رفتار پوشش در رفتار کلی قاب تقریباً مشابه یکدیگر هستند. خلاصه‌ای از نتایج استخراج شده از تحقیقات مورد بررسی برای قاب با پوشش گچی در جدول (۴) آمده است. در این جدول در مجموع ۴۲ نمونه عرضه شده‌اند که در مراحل مختلف هر آزمایش ابتدا توصیفی کیفی از خرابی‌های رخ داده و سپس معیاری کمی شامل درصد دررفت و درصد مقاومت نهایی قاب ارائه شده است.

با توجه به توصیف سطوح عملکرد لرزه‌ای در آیین‌نامه FEMA 356 و با بررسی کیفی نتایج چند مطالعه آزمایشگاهی موجود، برای دیوارهای برشی سبک فولادی با پوشش صفحات گچی، تغییر مکان نسبی متناظر با سطوح عملکرد خدمت‌رسانی فوری، ایمنی جانی و آستانه فروریزش به ترتیب برابر ۰/۳، ۱ و ۲ درصد تعیین می‌شوند.

۶-۲- سطوح عملکرد دیوار با مهاربند قطری

در مورد سطوح عملکردی قاب مهاربندی نیز از تحقیقات

بسیار پایین است.

ب) سطح ایمنی جانی: در این سطح از آسیب، اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای ممکن است دچار خرابی قابل توجه شوند و برای استفاده مجدد نیاز به تعمیرات اساسی داشته باشند. اکثر ساختمان‌ها برای این حد از خرابی طراحی می‌شوند. تلفات جانی در این حالت پایین است.

ج) سطح آستانه فروریزش: در این سطح آسیب، سازه دچار خرابی شدید غیرسازه‌ای و آسیب سازه‌ای می‌شود اما ارکان اصلی آن فرو نمی‌ریزد. بسیاری از سازه‌ها که این سطح را تجربه می‌کنند ارزش اقتصادی خود را از دست خواهند داد و باید از نو ساخته شوند.

همان‌طور که پیش‌تر گفته شد یکی از اثرات پوشش گچی در سیستم مهاربندی ایجاد تغییر در حدود سطوح عملکرد لرزه‌ای سازه‌های فولادی سبک است. در این مقاله با بررسی نتایج آزمایشگاهی معتبر، خرابی‌های متناظر با هر سطح عملکرد برای قاب‌های با پوشش گچی و یا مهاربند تسمه قطری ارائه شده‌اند.

۶-۱- سطوح عملکرد دیوار با پوشش گچی

برای تعیین سطوح عملکرد لرزه‌ای دیوار با پوشش گچی از نتایج مطالعات آزمایشگاهی قاب‌های سبک با پوشش گچی استفاده شده است. به دلیل محدودیت مطالعات آزمایشگاهی قاب‌های فولادی سرد نورد شده با پوشش گچی که در آنها

جدول ۴- سطوح خرابی و اتفاقات رخ داده در آزمایش‌های قاب فولادی سبک با پوشش گچی

ردیف	مرجع	تعداد نمونه	خرابی‌های مشاهده شده	متوسط تغییر مکان و نیروی جانبی متناظر با هر مرحله خرابی
۱	سرتنه و اوگانفامی [۱۲]	۵	مرحله اول آزمایش: خرابی‌ها جزئی بوده و آسیب جدی در سازه مشاهده نمی‌شود. کشیدگی و چرخش پیچ‌ها	مرحله اول: مقاومت قاب برابر ۷۰ درصد مقاومت نهایی و دررفت ۰/۲ درصد است.
۲	مک‌مولین و هریک [۲۸]	۱۹	مرحله اول آزمایش: ایجاد ترک‌های مویی در اطراف بازشوها، خرابی تخته گچی در سر پیچ‌ها مرحله دوم آزمایش: توسعه ترک و خرابی در دیوارها و منتقل شدن این ترک به اطراف دیوار مرحله سوم آزمایش: به وجود آمدن ترک در محل اتصال تخته‌ها و ایجاد کمانش موضعی در پوشش مرحله چهارم آزمایش: ایجاد کمانش کلی در پوشش و خرابی تخته گچی	مرحله سوم: بیشینه نیروی قابل تحمل قاب تجربه می‌شود و بعد از این حد، کاهش مقاومت سریعی در قاب به وجود می‌آید. مرحله اول: جابه‌جایی جانبی ۰/۲۵ درصد مرحله دوم: جابه‌جایی جانبی ۰/۷۵ درصد مرحله سوم: بیشترین مقاومتی قاب با جابه‌جایی جانبی ۰/۲۵-۰/۷۵ درصد مرحله چهارم: جابه‌جایی جانبی ۲ درصد
۳	اکیرت و فیلیاتراول [۲۹]	۶	مرحله اول آزمایش: خرابی شامل ایجاد ترک‌هایی در محل پیچ‌ها بوده است. مرحله دوم آزمایش: کمانش کلی و موضعی خارج از صفحه تخته گچی رخ داده و ترک در آن ایجاد می‌شود.	مرحله اول: میانگین جابه‌جایی جانبی ۰/۳۳ درصد مرحله دوم: میانگین جابه‌جایی جانبی ۰/۵۶ درصد
۴	رسترپو و بروفسکی [۳۰]	۷	مرحله اول آزمایش: ظهور اولین ترک‌ها در تخته گچی، جابه‌جایی قابل رؤیت سر پیچ‌ها لغزش اندک پوشش نسبت به تیرک مرحله دوم آزمایش: کمانش یا شکستگی کلی تخته گچی مرحله سوم آزمایش: خرد شدن تخته گچی، کمانش ستونک‌ها، لغزش زیاد تخته نسبت به تیرک	مرحله اول: جابه‌جایی جانبی ۰/۷۵-۰/۳ درصد مرحله دوم: جابه‌جایی جانبی ۰/۷۵-۱/۰ درصد مرحله سوم: جابه‌جایی جانبی ۰/۷۵-۳/۰ درصد

ادامه جدول ۴

ردیف	مرجع	تعداد نمونه	خرابی‌های مشاهده شده	متوسط تغییر مکان و نیروی جانبی متناظر با هر مرحله خرابی
	آرنولد و همکاران [۳۱]	۲	مرحله اول آزمایش: ایجاد ترک‌های مویی در اطراف بازشوها، رفتار نسبتاً خطی حلقه‌های هیستریزس	مرحله اول: جابه‌جایی جانبی بین ۰/۲-۰ درصد و مقاومت قاب برابر ۵۰ درصد مقاومت نهایی است.
			مرحله دوم آزمایش: شروع بیرون کشیدگی پیچ‌ها، گسترش ترک‌ها تحت زاویه ۴۵، کاهش اندک در سختی	مرحله دوم: جابه‌جایی جانبی بین ۰/۴-۰/۲ درصد بوده و مقاومت قاب برابر ۷۰ درصد مقاومت است.
			مرحله سوم آزمایش: آغاز ترک‌های جدید در پوشش، بیرون کشیدگی پیچ‌های بیشتر، چرخش برخی از قطعات تخته‌ها نسبت به یکدیگر، کاهش واضح سختی در حلقه‌های هیستریزس	مرحله سوم: جابه‌جایی جانبی قاب بین ۰/۷-۰/۴ درصد بوده و مقاومت آن برابر ۹۰ درصد مقاومت نهایی است.
			مرحله چهارم آزمایش: کاهش بیشتر در سختی حلقه‌های هیستریزس	مرحله چهارم: مقاومت قاب برابر مقاومت نهایی آن است.
			مرحله پنجم آزمایش: کاهش چشمگیر مقاومت، جدا شدن پوشش از بدنه قاب	مرحله پنجم: میزان مقاومت به ۸۰ درصد مقاومت نهایی تقلیل می‌یابد.
۶	رستمیلز و همکاران [۳۲]	۳	مرحله اول آزمایش: خرابی در گوشه‌ها و نوار اتصال و خارج شدن پیچ‌ها از گچ	مرحله اول: میانگین جابه‌جایی جانبی ۰/۳ درصد
			مرحله دوم آزمایش: خرابی موضعی در گچ و یا ستونک‌ها، انحراف پوشش به خارج از صفحه، افزایش ترک‌ها در دیوار، خم شدن ستونک‌های انتهایی	مرحله دوم: میانگین جابه‌جایی جانبی ۰/۶ درصد
			مرحله سوم آزمایش: خرابی در تیرک‌ها، تشکیل مفصل در ستونک‌ها، فروریزش دیوار	مرحله سوم: میانگین جابه‌جایی جانبی ۱/۲ درصد

حدود مقاومت نهایی رسیده‌اند؛ و در سطح سوم (آستانه فروریزش) با کاهش ظرفیت قاب بعد از مقاومت نهایی، به چیزی در حدود ۸۰ درصد مقاومت نهایی رسیده‌اند. پس از آن، تغییر مکان نسبی متناظر با هر یک از این معیارهای مقاومتی برای هر یک از آزمایش‌ها استخراج شد و نتایج زیر حاصل شد:

در تحقیقات انجام گرفته توسط حاتمی و همکاران [۱۴]،

الخرات و راجرز [۶]، ولچو و همکاران [۸]، حاتمی و همکاران [۱۴]، ترسا [۳۳] و فلوپ و دویینا [۳۴] استفاده شده است. با بررسی این آزمایش‌ها و با لحاظ توصیف سطوح عملکرد لرزه‌ای آیین‌نامه FEMA 356، مشاهده شد که قاب‌های مورد بررسی در سطح عملکرد اول (خدمت‌رسانی فوری)، نیرویی در حدود ۴۰ تا ۶۰ درصد مقاومت نهایی خود را تجربه کرده‌اند؛ در سطح عملکرد دوم (ایمنی جانی) به

جدول ۵- نمونه‌های مدل‌سازی شده قاب‌های ترکیبی

ردیف	نمونه اصلی قاب مهاربندی	نمونه اصلی با پوشش گچی	ابعاد مهاربندها (میلی‌متر)	ضخامت تخته گچی (میلی‌متر)	ضریب ϕ در معادله ۱۸
۱	لوو [۱۵]	لوو [۱۵]	$۶۹/۹ \times ۱/۳۷$ دو طرفه	۱۵/۹ دو طرفه	۰/۸۸
۲	لوو [۱۵]	مرلو [۹]	$۶۹/۹ \times ۱/۳۷$ دو طرفه	۱۲/۵ یک طرفه	۰/۶۶
۳	لیو [۷]	لیو [۷]	$۱۰۱/۶ \times ۱/۷۳$ دو طرفه	۱۲/۵ یک طرفه	۰/۸۵
۴	ولچو و	لوو [۱۵]	$۱۰۱/۶ \times ۱/۷۳$ دو طرفه	۱۵/۹ دو طرفه	۰/۸۵
۵	همکاران [۸]	مرلو [۹]	$۱۰۱/۶ \times ۱/۷۳$ دو طرفه	۱۲/۵ یک طرفه	۰/۷۷
۶	پک [۱۰]	پک [۱۰]	$۱۰۱/۶ \times ۱/۷۳$ دو طرفه	۱۲/۷ یک طرفه	۰/۶۴
۷	لیو [۷]	لیو [۷]	$۳۰ \times ۰/۸۵$ یک طرفه	۱۲/۵ یک طرفه	۰/۹۱
۸	حاتمی و	پک [۱۰]	$۳۰ \times ۰/۸۵$ یک طرفه	۱۲/۷ یک طرفه	۰/۸
۹	همکاران [۱۴]	لوو [۱۵]	$۳۰ \times ۰/۸۵$ یک طرفه	۱۵/۹ دو طرفه	۰/۹۲
۱۰	مرلو [۹]	مرلو [۹]	$۳۰ \times ۰/۸۵$ یک طرفه	۱۲/۵ یک طرفه	۰/۹۳
			میانگین		۰/۸۳

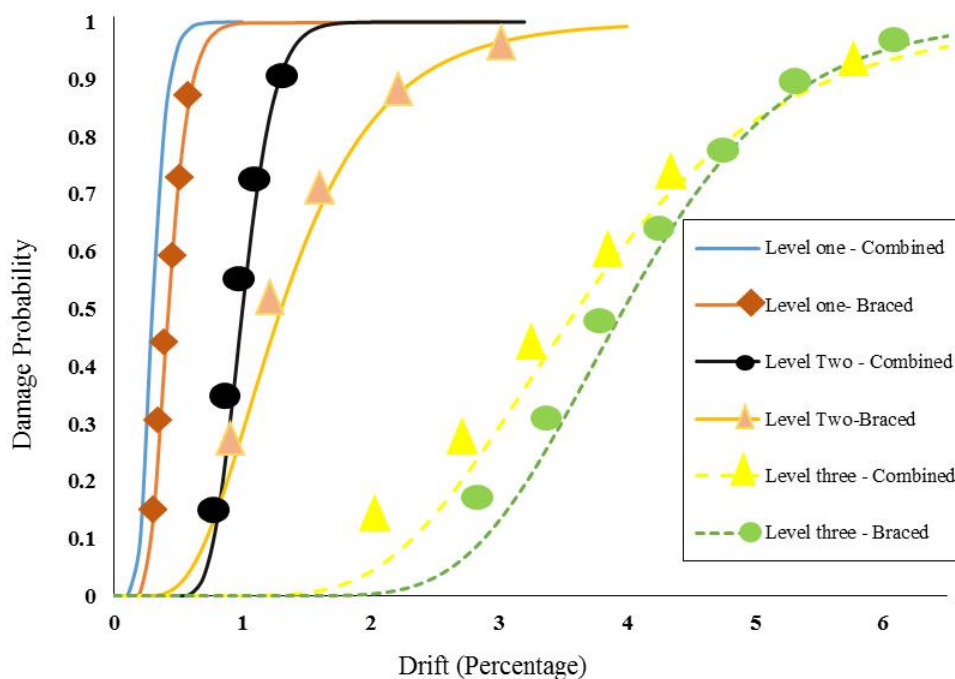
جانی و آستانه فروریزش به ترتیب برابر ۰/۴، ۲ و ۴ درصد پیشنهاد می‌شوند.

۷- اثرات وجود پوشش گچی در قاب

در ادامه، تأثیر حضور پوشش گچی در قاب سبک فولادی با مهاربند قطری بررسی می‌شود. این اثرات شامل تعیین سطوح عملکرد، بررسی احتمال شکست، تغییرات سختی و مقاومت است. به این منظور ۲۰ نمونه دیوار برشی فولادی سرد نورد شده با ترکیب تسمه قطری و پوشش گچی که مشخصات آنها در جدول (۵) آمده، طبق روش‌های ذکر شده در بخش (۳)، مدل‌سازی شده است (۱۰ نمونه تحت بار یکنوا و ۱۰ نمونه تحت بار رفت و برگشتی). در ساخت این نمونه‌ها سعی شده تا از قاب‌هایی که در تعیین حدود خرابی قاب‌های مهاربندی بررسی شدند در ترکیب با پوشش گچی استفاده شود. برای اطمینان بیشتر از صحت مدل‌سازی از ترکیب قاب‌های پیشتر صحت‌سنجی شده استفاده شده است. جدول (۵) مشخصات نمونه‌های ساخته شده را ارائه داده است.

که در آن ۲۰ نمونه از شکل‌های مختلف سازه‌های سبک فلزی با مهاربند تسمه قطری را مورد آزمایش قرار دادند، درصد تغییر مکان نسبی بدین صورت مشخص شد؛ در سطح خدمت‌رسانی فوری از ۰/۲ تا ۰/۶ درصد، در سطح ایمنی جانی بین ۰/۹ تا ۲ و در سطح آستانه فروریزش، ۱/۸ تا ۳/۳۳ درصد تغییر مکان نسبی در تحقیقات ولچو و همکاران [۸] روی ۳۰ نمونه در دانشگاه مک‌گیل کانادا، برای سطح عملکرد اول بین ۰/۲ تا ۰/۳۷ درصد، برای سطح دوم عملکرد، از ۱/۸ تا ۲/۹ درصد و در سطح سوم نیز ۴ تا ۴/۸۵ درصد است. با استفاده از گزارش ارائه شده توسط الخرات و راجرز [۶] نیز مقدار دررفت دو سطح عملکرد قابل تعیین است که سطح اول عملکرد در دررفت ۰/۱۶ تا ۰/۴۵ درصد و سطح دوم و سوم عملکرد نیز در دررفت ۲/۶ تا ۴/۵ درصد رخ داده‌اند.

با توجه به نتایج مطالعات آزمایشگاهی فوق که توصیف‌های واضحی از سطوح خرابی در آنها ارائه شده بود، برای دیوارهای برشی سبک فولادی با مهاربند تسمه قطری، تغییر مکان نسبی مناسب متناظر با سطوح عملکرد خدمت‌رسانی فوری، ایمنی



شکل ۱۴- مقایسه بین سطوح عملکردی مختلف در سیستم مهاربندی و ترکیبی (رنگی در نسخه الکترونیکی)

با توجه به اینکه در تعریف معیار خرابی، از معیار مقاومتی استفاده شده، این موضوع بدین معناست که قاب ترکیبی در تغییر مکان‌های کمتری به درصد مشخصی از مقاومت نهایی خود می‌رسد. البته کمترین اختلاف بین منحنی‌های شکنندگی سیستم ترکیبی و مهاربند تنها مربوط به سطح عملکرد آستانه فروریزش است. علت این اختلاف اندک می‌تواند آن باشد که در جابه‌جایی‌های بالا، پوشش گچی مقاومت چندانی نداشته و عملاً دیوار برشی به صورت یک سیستم مهاربندی تنها عمل می‌کند. در مورد میزان تغییر مکان نسبی متناظر با سطوح عملکرد مختلف، با توجه به منحنی‌های شکنندگی، برای سیستم ترکیبی مقادیر ۰/۲۳، ۱/۳ و ۳/۶ درصد به ترتیب برای سطوح عملکرد خدمت‌رسانی فوری، ایمنی جانی و آستانه فروریزش پیشنهاد می‌شوند که از مقادیر مربوط به مهاربند تنها کمتر هستند.

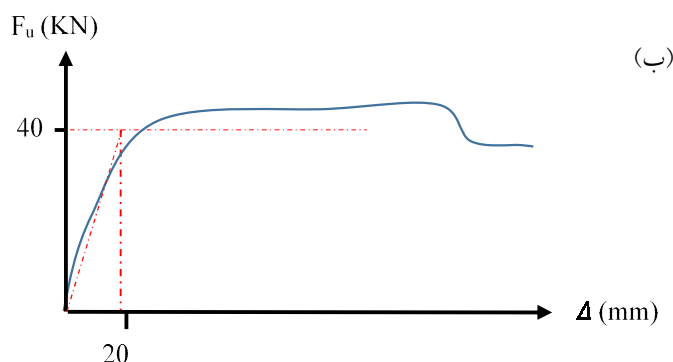
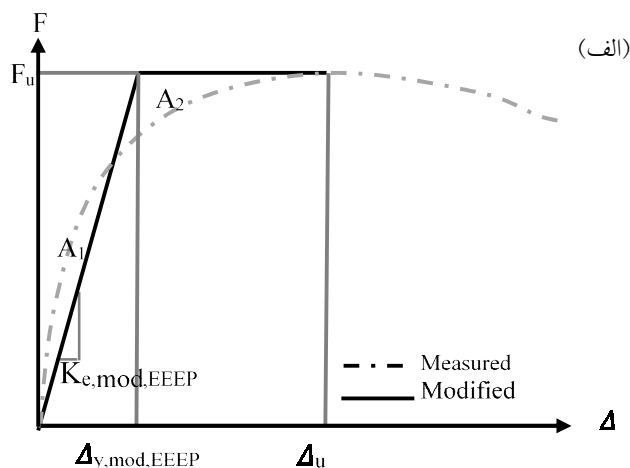
۷-۲- میزان سختی

سختی جانبی یک دیوار برشی را می‌توان با تعریف‌های مختلفی بیان کرد. مثلاً در بخش‌های پیش از روابط (۲) و (۸) برای تعیین

۷-۱- سطوح عملکرد لرزه‌ای و احتمال شکست

در این بخش، به منظور بررسی احتمال رسیدن قاب‌های مهاربندی دارای پوشش گچی و بدون آن به حد مشخصی از خرابی، و بررسی اثر اضافه شدن پوشش گچی به قاب‌های مهاربندی، از منحنی‌های شکنندگی استفاده می‌شود. جزئیات محاسبه و ترسیم این منحنی‌ها در مرجع [۲۲] تشریح شده است. پس از تحلیل عددی مدل‌های قاب‌های مهاربندی تنها و قاب‌های مرکب از مهاربند قطری و پوشش گچی (ترکیبی)، به منظور ترسیم منحنی شکنندگی، احتمال خرابی در هر یک از سطوح عملکردی، احتمال فراگذشت از معیار مقاومتی متناظر با آن سطح عملکرد منظور می‌شود. معیار مقاومتی قاب ترکیبی نیز همان معیار مقاومتی قاب مهاربندی که در بخش (۱-۶) توصیف شد، لحاظ می‌شود. در شکل (۱۴) منحنی‌های شکنندگی برای سیستم ترکیبی (شامل مهاربند و پوشش گچی) و مهاربند تنها ترسیم و مقایسه شده‌اند. همان‌طور که مشاهده می‌شود، تقریباً در تمام سطوح عملکردی، سیستم ترکیبی در مقایسه با مهاربند تنها، در تغییر مکان جانبی کمتری به یک سطح خرابی مشخص می‌رسد.

روش‌های عددی در مهندسی، سال ۳۷، شماره ۲، زمستان ۱۳۹۷



شکل ۱۵- روش الاستو- پلاستیک اصلاح شده در محاسبه سختی: الف) شکل کلی و ب) نمونه محاسبه شده لوو [۱۵]

۷-۳- اتلاف انرژی زلزله

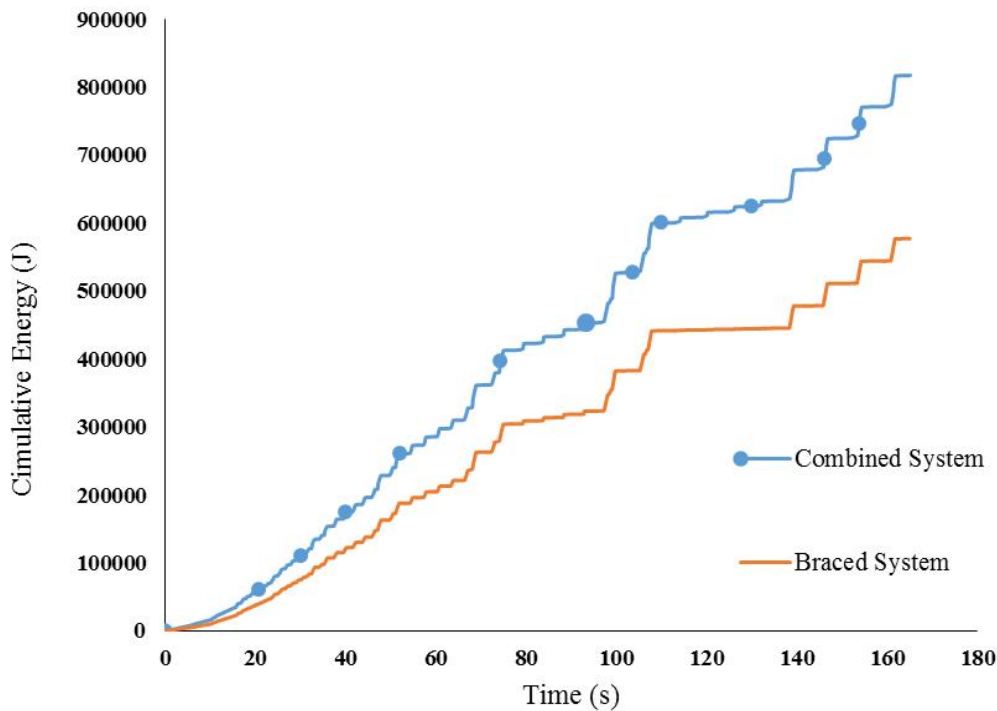
میزان اتلاف انرژی که از سطح زیر نمودار چندخطی نیرو- تغییر مکان جانبی دیوار تخمین زده می‌شود، با استفاده از رابطه (۱۷) قابل محاسبه است:

$$E = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{S_i + S_{i-1}}{2} (\Delta_{i+1} - \Delta_i) \quad (17)$$

در این رابطه، S_i نیرو جانبی دیوار در هر مرحله i ام و Δ_i تغییر مکان متناظر با آن مرحله است.

شکل (۱۶) میزان اتلاف انرژی در سیستم مهاربندی تنها و سیستم ترکیبی ردیف یک جدول (۵) را مقایسه کرده است. همانطور که مشخص است حضور پوشش گچی در سیستم باعث افزایش میزان اتلاف انرژی زلزله می‌شود. با بررسی تمام نمونه‌های مندرج در جدول (۵) مشخص می‌شود که حضور پنل گچی می‌تواند اتلاف انرژی زلزله را تا ۱/۵ برابر افزایش

سختی الاستیک دیوارهای برشی فولادی سبک به ترتیب با پوشش گچی و تسمه قطری استفاده شد. این تعریف از سختی، نماینده مناسبی از شیب اولیه منحنی نیرو- تغییر مکان جانبی قاب است اما اگر نیاز به تعریفی از سختی باشد که رفتار قاب در تغییر مکان‌های بزرگ‌تر را نمایندگی کند، بهتر است از تعریف‌های دیگری استفاده شود. در این بخش، برای محاسبه سختی از روش انرژی الاستو- پلاستیک اصلاح شده که توسط فولیتته [۱۷] بیان شد، استفاده شده است. شکل (۱۵) خصوصیات این روش و نمونه‌ای از محاسبه سختی را ارائه داده است. در بررسی مجموع نتایج حاصل از مدل‌های جدول (۵) مشخص شد حضور پوشش گچی می‌تواند تا دو برابر سختی قاب را افزایش دهد. این افزایش سختی، دوره تناوب سازه را تا ۳۰ درصد نسبت به قاب با مهاربند تنها کاهش می‌دهد و می‌تواند موجب دریافت نیروی بیشتری از زلزله توسط سازه شود.



شکل ۱۶- مقایسه میزان اتلاف انرژی سیستم ترکیبی با مهاربند تنها برای نمونه ردیف یک جدول (۵)

که مهاربندی به حداکثر مقاومت خود می‌رسد پوشش گچی به علت خرابی‌های اتفاق افتاده در تغییر مکان‌های کمتر، مقداری از مقاومت نهایی خود را از دست داده است. رابطه (۱۸) برای محاسبه مقاومت بیشینه سیستم ترکیبی پیشنهاد می‌شود:

$$S_{\max} = S_{\text{strap}} + \varphi \times S_{\text{gypsum}} \quad (18)$$

در این رابطه، S_{\max} نیروی جانبی بیشینه دیوار برشی با ترکیب مهاربند قطری و تخته گچی است و S_{strap} و S_{gypsum} به ترتیب نیروی جانبی بیشینه قاب مهاربندی و قاب با پوشش گچی هستند. ضریب φ بیانگر نسبتی از مقاومت پوشش گچی است که به افزایش نیروی جانبی سیستم ترکیبی کمک می‌کند. در این مطالعه، با تحلیل عددی قاب‌های مندرج در جدول (۵)، این ضریب عددی بین ۰/۶۴ تا ۱ به دست آمد که میانگین آن ۰/۸۳ است.

۷-۵- پیش‌بینی مکانیزم خرابی در قاب‌های ترکیبی

در انتهای بخش (۷-۱) تغییر مکان‌های نسبی متناظر با هر یک

می‌دهد. منشا این افزایش در اتلاف انرژی، عمدتاً خرابی‌هایی است که در پوشش گچی در محل اتصالات رخ می‌دهد و در نتیجه می‌تواند پدیده‌ای مطلوب در رفتار لرزه‌ای سیستم‌های ترکیبی محسوب شود.

۷-۴- مقاومت جانبی بیشینه

بدیهی است که حضور پوشش گچی باعث افزایش مقاومت قاب مهاربندی می‌شود؛ به عبارت دیگر مقاومت بیشینه سیستم ترکیبی نسبت به مهاربند تنها افزایش می‌یابد. اما سؤال اینجاست که میزان این افزایش مقاومت چگونه تعیین می‌شود. بررسی و تحلیل مدل‌های عددی و مقایسه آنها با یکدیگر نشان داد که مقاومت بیشینه قاب را نمی‌توان به صورت حاصل جمع مقاومت بیشینه مهاربند و گچ تعیین کرد، بلکه مقاومت حداکثر سیستم ترکیبی مقداری از این مجموع کمتر است. دلیل این امر آن است که مقاومت نهایی مهاربند در تغییر مکان بالاتری نسبت به مقاومت نهایی پوشش گچی حاصل می‌شود، لذا زمانی

جدول ۶- پیش‌بینی مکانیزم خرابی در بخش‌های مختلف قاب با سیستم باربر جانبی ترکیبی

بدنه قاب	مهاربند قطری	پوشش گچی	تغییر مکان (درصد)	سطح عملکرد
قاب آسیب خاصی نمی‌بیند.	تغییر شکل‌ها به‌طور عمده در ناحیه خطی و برگشت‌پذیر هستند.	ترک‌های مویی و خرابی‌های جزئی در پوشش گچی بروز می‌کند.	۰/۲۳	خدمت‌رسانی فوری
کمانش‌های ضعیف موضعی یا اعوجاجی در ستونک‌های انتهایی دیده می‌شود.	مهاربند کششی وارد مرحله تسلیم شده و کمانش مهاربند فشاری مشهود است.	با گسترش ترک‌های مویی، خرابی‌های جدی در تخته گچی به‌خصوص در اطراف پیچ‌ها دیده می‌شود. در صورت وجود بازشو، اطراف بازشو بیشترین آسیب را خواهد دید. در این خرابی‌ها تعدادی از پیچ‌های اتصال پوشش به بدنه جدا شده و باعث قلوه‌کن شدن پوشش در آن ناحیه می‌شود.	۱/۳	ایمنی جانی
ستونک‌های انتهایی که از حمایت مناسب جانبی پوشش‌ها برخوردار نیستند، کمانش‌های موضعی و اعوجاجی مشهودی را تجربه می‌کنند و ممکن است به کمانش کلی نزدیک باشند.	مهاربند کششی، تغییر شکل‌های بزرگی را تجربه کرده و به مقاومت نهایی خود نزدیک شده است.	بخش عمده‌ای از پوشش گچی از بدنه قاب جدا شده و مقاومت و سختی خود را از دست می‌دهد.	۳/۶	آستانه فروریزش

با مهاربند قطری ارائه شد. با استفاده از این روش می‌توان پارامترهای اصلی منحنی پوش حلقه‌های رفت و برگشتی که در نرم‌افزارهای اجزای محدود مورد نیاز است را استخراج کرد. با این روش که مبتنی بر محاسبات ساده دستی است، می‌توان به راحتی تغییر در خصوصیات فیزیکی قاب، نظیر ضخامت پوشش، ابعاد قاب، قطر پیچ‌ها، ابعاد مهاربندها و ... را لحاظ کرد و بر آن اساس، مختصات نقاط جدید را بدون نیاز به انجام آزمایش مجدد و یا محاسبات پیچیده ریاضی به دست آورد. پس از آن با استفاده از نرم‌افزار المان محدود OpenSees قاب فولادی سبک با سیستم‌های مختلف باربر جانبی از جمله تسمه بادبندی، پوشش گچی و ترکیب این دو (سیستم ترکیبی) مدل‌سازی و صحت‌سنجی شد. در نهایت نیز سطوح عملکرد لرزه‌ای دیوارهای سبک فولادی با سیستم‌های باربر جانبی مورد اشاره بررسی شد. در مجموع می‌توان نتایج این مقاله را به شرح

از سطوح عملکرد سیستم ترکیبی ارائه شد. اکنون با مراجعه به نتایج تحقیقات آزمایشگاهی (که برای پوشش گچی در بخش (۶-۱) و برای مهاربند قطری در بخش (۶-۲) تشریح شدند) می‌توان پیش‌بینی کرد که وقتی سیستم ترکیبی به تغییر مکان متناظر با هر سطح عملکرد می‌رسد، چه خرابی‌هایی در بخش‌های مختلف قاب از جمله، مهاربند، تخته گچی و اتصالات آن به قاب و نیز ستونک‌ها وارد می‌آید. جدول (۶) خسارات وارده به سیستم ترکیبی در حدود جابه‌جایی مختلف را بیان کرده است و به‌نوعی اندرکنش بین پوشش گچی و سیستم مهاربندی را تبیین کرده است.

۸- نتیجه‌گیری

در مقاله حاضر ابتدا روشی برای محاسبه و تخمین منحنی پوش نیرو- تغییر مکان جانبی قاب فولادی سبک با پوشش گچی و یا

ذیل خلاصه کرد:

- روشی برای استخراج پوش حلقه‌های نیرو- تغییر مکان جانبی قاب فولادی سبک با پوشش تخته گچی، با مهاربند تسمه فولادی و با ترکیب آنها ارائه شد.

- تغییر مکان نسبی متناظر با سطوح عملکردی قاب فولادی سرد نورد شده با سیستم‌های باربر جانبی مختلف به شرح زیر تخمین زده می‌شود:

الف) سطح خدمت‌رسانی فوری: پوشش گچی دریفت ۰/۳ درصد، مهاربندی قطری دریفت ۰/۴ درصد و سیستم ترکیبی دریفت ۰/۲۳ درصد

ب) سطح ایمنی جانی: پوشش گچی دریفت یک درصد، مهاربندی قطری دریفت دو درصد و سیستم ترکیبی دریفت ۱/۳ درصد

ج) سطح آستانه فروریزش: پوشش گچی دریفت دو درصد، مهاربندی قطری دریفت چهار درصد و سیستم ترکیبی دریفت ۳/۶ درصد

- حضور پوشش گچی موجب کاهش شکل‌پذیری سیستم و کاهش دریفت‌های متناظر سطوح عملکرد قاب مهاربندی می‌شود.

- پوشش گچی باعث افزایش تا دو برابری سختی سیستم شده

مراجع

1. SeyedSharafi, S. M., and Hatami, S., "The Feasibility of the use of Light Steel Structures for Temporary Accommodation in Accident Areas", *Fourth National Conference Materials and New Structures in Civil Engineering*, Yasouj, 2015, (In Farsi).
2. Design and Implementation of Light Steel Structures Code (structure), Journal 612, President Deputy Strategic Planning and Control, 2012, (In Farsi).
3. AISI S240-15, "North American Standard for Cold-Formed Steel Structural Framing", American Iron and Steel Institute, USA, 2015.
4. Davani, M. R., Hatami, S., and Zare, A., "Performance-based Evaluation of Strap-braced Cold-formed Steel Frames using Incremental Dynamic Analysis", *Steel and Composite Structures*, Vol. 21, pp. 1369-1388, 2016.
5. Morgan, K., "Performance of Cold-formed Steel-framed Shear walls: Alternative Configurations", Report: LGSRG-06-02, Department of Civil Engineering, Santa Clara, CA, 2002.
6. Al-Kharat, M., and Rogers, C. A., "Inelastic Performance of Screw-connected Cold-formed Steel Strap-Braced Walls", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 35, pp. 11-26, 2008.
7. Liu, P., Peterman, K. D., and Schafer, B. W., "Test Report on Cold-formed Steel Shear Walls", Research Report CFS-NEES RR03. Department. of Civil Engineering, Johns Hopkins University, Baltimore, MD, USA, CFS-NEES, 2012.
8. Velchev, K., Comeau, G., Balh, N., and Rogers, C. A., "Evaluation of the AISI S213 Seismic Design Procedures Through Testing of Strap Braced Cold-formed Steel Walls", *Thin-Walled Structures*, Vol. 48, pp. 846-856, 2010.
9. Morello, D., "Seismic Performance of Multi-story Structures with Cold-formed Steel Wood Sheathed

- Shear Walls”, Master of Engineering Thesis, Department of Civil Engineering, McGill University, Montreal, QC, Canada, 2009.
10. Peck, Q., Rogers, C. A., and Serrette, R., “Cold-Formed Steel Framed Gypsum Shear Walls: In Plane Response”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 138, pp. 932-941, 2012.
 11. Adham, S. A., Avanesian, V., Hart, V. R., and Anderson, V., “Shear Wall Resistance of Light gage Steel Stud Wall Systems”, *Earthquake Spectra*, Vol. 6, pp. 1-14, 1990.
 12. Serrette, R., and Ogunfunmi, K., “Shear Resistance of Gypsum-sheathed Light-gauge Steel Stud Walls”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, pp. 383-389, 1996.
 13. Gad, E. F., Duffield, C. F., Hutchinson, G. L., Mansell, D. S., and Stark, G., “Lateral Performance of Cold-formed Steel-framed Domestic Structures”, *Engineering Structures*, Vol. 21, pp. 83-95, 1999.
 14. Hatami, S., Ronagh, H. R., and Azhari, M., “Behavior of Thin-strap-braced Cold-formed Steel Frames under Cyclic Loads”, 5th International Conference on Thin-Walled Structures, Brisbane, Australia, 18-20 June 2008.
 15. LU, S., “Influence of Gypsum Panels on the Response of Cold-formed Steel Framed Shear Walls”, Master of Engineering Thesis, Department of Civil Engineering, McGill University, Montreal, QC, Canada, 2015.
 16. Park, R., “Evaluation of Ductility of Structures and Structural Assemblages from Laboratory Testing”, *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 22, pp. 155-166, 1989.
 17. Foliente, G. C., “Issues in Seismic Performance Testing and Evaluation of Timber Structural Systems”, *International Wood Engineering Conference*, New Orleans, LA, USA. pp. 29-36, 1989.
 18. ASTM E2126-11., “Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings American Society for Testing and Materials (ASTM) Standard Test”, PA, USA, ASTM International, 2011.
 19. Xu, L., and Martinez, J., “Simplified Nonlinear Finite Element Analysis of Buildings with CFS Shear Wall Panels”, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 44, pp. 1084-1095, 2006.
 20. McKenna, F., “OpenSees: the Open System for Earthquake Engineering Simulation”, <http://opensees.berkeley.edu>, 2014.
 21. Lowes, L. N, and Altoontash, A., “Modelling Reinforced-concrete Beam-column Joints Subjected to Cyclic Loading”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, pp. 1686-1697, 2003.
 22. SeyedSharafi, S. M., “Numerical Modeling and Seismic Analysis of Cold Formed Steel Shear Walls Withstrap Bracing and Gypsum Board Sheathing”, Thesis of MSc, Department of Engineering, Yasouj University, 2016, (In Farsi).
 23. Krawinkler, H., Parisi, F., Ibarra, L., Ayoub, A., and Medina, R., “Development of a Testing Protocol for Woodframe Structures”, Report W-02 Covering Task 1.3.2, CUREE/Caltech Wood Frame Project, 2000.
 24. Lee, T., Kato, M., Matsumiya, T., Keiichiro, S., and Nakashima, M., “Seismic Performance Evaluation of Nonstructural Components: Drywall Partitions”, *Annals of Disaster Prevention Research Institute*, Kyoto University, No. 49 C, 2006.
 25. Oliva, M. G., “Racking Behavior of Wood-framed Gypsum Panels under Dynamic Load”, Report No. UCB/EERC-85/06, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Richmond, CA, 1985.
 26. Freeman, S. A., “Racking Tests of High Rise Building Partition”, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 103, pp. 1673-1685, 1977.
 27. McMullin, K. M., and Merrick, D., Seismic Performance of Gypsum Walls: Experimental Test Program, CUREE Publication, No. W-15, 2002.
 28. Arnold, A., Uang, C. M., and Filiatrault, A., “Cyclic Behavior and Repair of Stucco and Gypsum Sheathed Woodframe Walls: Phase II”, Report No. SSRP-2003/02, University of California, San Diego, La Jolla, CA, 2003.
 29. Ekiert, C., and Filiatrault, A., “Fragility Curves for Wood Light-Frame Structural Systems for ATC-58”, Department of Civil, Structural and Environmental Engineering University at Buffalo, State University of New York, Buffalo, NY, 2008.
 30. Restrepo, J., and Bersofsky, A. M., “Performance Characteristics of Light Gage Steel Stud Partition Walls”, *Thin-Walled Structures*, Vol. 49, pp. 317-324, 2011.
 31. Arnold, A., and Uang, C. M., and Filiatrault, A., “Cyclic Behavior and Repair of Stucco and Gypsum Sheathed Woodframe Walls: Phase II”, Report No. SSRP-2003/02, University of California, San Diego, La Jolla, CA, 2003
 32. Retamales, R., Davies, R. M., Mosqueda, G., and Filiatrault A., “Experimental Seismic Fragility of Cold-formed Steel Framed Gypsum Partition Walls”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 139, pp. 1285-1293, 2013.
 33. Teresa, M., “Seismic Behavior of Diagonal Strap Braced CFS Structures”, Ph.D. Thesis, Università delis Studi di Napoli Federico II, 2013.
 34. Dubina D., “Behavior and Performance of Cold-formed Steel-framed Houses under Seismic Action”, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 64, pp. 896-913, 2008.