



ارزیابی رفتار لرزه ای دیوارهای سبک فولادی سرد نورد شده با مهاربند K شکل و اتصالات بهبود یافته تحت بار جانبی یکنواخت یکطرفه

سید امیر کمالی^۱، فرهنگ فرحبند^{۲*}

^۱ گروه مهندسی عمران، واحد تهران جنوب، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

^{۲*} استادیار، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، بخش مهندسی سازه، تهران، ایران.

(f.farahbod@bhrc.ac.ir)

(تاریخ دریافت مقاله: ۹۸/۰۵/۳۱، تاریخ پذیرش مقاله: ۹۸/۰۹/۱۵)

چکیده

این تحقیق به بررسی ارزیابی عملکرد لرزه‌ای دیوارهای سبک فولادی سرد نورد شده با مهاربندهای K شکل تودلی و اتصالات بهبود یافته تحت بارگذاری جانبی یکنواخت یکطرفه میپردازد. برای این منظور ابتدا مدل نرم‌افزاری Abaqus یک نمونه آزمایشگاهی موجود از قاب مهاربندی K شکل تودلی سرد نورد با اتصالات بهبود یافته، ساخته شده و با مقایسه نتایج تحلیلی با نتایج آزمایشگاهی موجود، صحت مقادیر مدل‌سازی به اثبات رسیده است. سپس چهار مدل اجزای محدود دیوار سبک فولادی سرد نورد با تغییر در اعضای تک به کار برده شده در مهاربندها و اعضای مرزی (متصل به ورق اتصال) به مقاطع دویل، به ابعاد ۲/۴ در ۲/۴ متر از مقاطع C شکل ساخته شدند و تحت بارگذاری جانبی یکطرفه مورد تحلیل غیرخطی قرار گرفتند. بارگذاری به شیوهی کنترل تغییر مکان در تمام مدل‌ها اعمال گردید. برای تمام نمونه‌ها، منحنی بارجانبی و سختی و انرژی جذب شده بر حسب تغییر مکان جانبی نسبی و مطلق، مد خرابی و شکلپذیری استخراج و با یکدیگر مقایسه شده است. در نهایت مدل مهاربند دویل K شکل سرد نورد با اتصالات بهبود یافته، مناسبترین عملکرد را از نظر ظرفیت برشی و انرژی جذب شده و سختی و شکلپذیری که به ترتیب با افزایش ۱/۹۱، ۲/۱۹، ۱/۸۵، ۱/۰۳ برابر نسبت به نمونه شاهد از خود نشان دادند.

کلمات کلیدی

دیوارهای سبک فولادی سرد نورد، مهاربند K شکل، اتصالات بهبود یافته، بارگذاری جانبی یکنواخت یکطرفه.



Seismic Behavior of Cold Formed Light Steel Walls with K-Braced and Upgraded Connections under Lateral Monotonic Loading

Seyed Amir Kamali ¹, Farhang Farahbod ^{2*}

¹ M.Sc. of Structural Engineering, Department of Civil Engineering, South Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran.

^{2*} Assistant Professor, Road, Housing and Urban Development Research Center, Structural Engineering Department, Tehran, Iran (f.farahbod@bhrc.ac.ir)

(Date of received: 22/08/2019, Date of accepted: 06/12/2019)

ABSTRACT

This research focused on seismic performance of cold formed light steel walls with internal K-braced and upgraded connections under lateral monotonic loading. To do so, first of all an ABAQUS software model for an available experimental specimen was made of internal cold formed K-braced frame and the accuracy of analytical results was proved in comparison with the existing experimental results. Afterwards, four finite element cold formed light steel wall samples were constructed from C section shape with dimension of 2.4 m to 2.4 m and nonlinear analysed under lateral monotonic loading by changing the single member to double cross sections for bracing and chord members connected to gusset plate. Displacement control method loading was applied to all models. For all specimens, the lateral load, stiffness, energy absorption curves in terms of absolute lateral displacement and drift were extracted as well as failure mode and ductility factor. Finally, the double K-braced cold formed members with modified connections showed adequate seismic performance with 1.91, 2.19, 1.85 and 1.03 times increase of shear resistance, energy absorption, stiffness and ductility compared to control specimen, respectively.

Keywords:

Cold formed light steel walls, K-shaped bracing, Upgraded connections, Lateral monotonic loading.



۱- مقدمه

روند روبه‌رشد صنعتی‌سازی ساختمان در جهت کاهش زمان و هزینه‌ی ساخت، استفاده از روش‌های جدید ساختمان‌سازی را ضروری می‌سازد. سیستم سازه‌ای دیوارهای LSF^۱ از جمله روش‌هایی است که در جهان امروز صنعت ساختمان مورد توجه بسیاری قرار گرفته است. استفاده از اعضای فولادی سرد نورد شده در ساختمان‌ها از حدود سال ۱۸۵۰ در ایالات متحده و بریتانیای کبیر شروع شد. توسعه اولیه این مقاطع در ساختمان‌های فولادی توسط وینتر مورد بازبینی قرار گرفته است [۱]. از سال ۱۹۹۰ نیاز به تولید سریع و انبوه مسکن و ضرورت استفاده از پیش‌ساخته‌سازی، سیستم LSF کاربرد وسیعی یافت، به طوری‌که امروزه این سیستم در کشورهای آمریکا، کانادا، استرالیا، ژاپن و بسیاری از کشورهای دیگر در احداث ساختمان‌های تجاری و مسکونی کوتاه مرتبه و میان مرتبه کاربرد زیادی دارد [۲]. استفاده از سیستم LSF به دلیل مزایای فراوان از جمله وزن سبک، سرعت و کیفیت بالای ساخت و عملکرد لرزه‌ای مناسب در سال‌های اخیر در بسیاری از کشورهای دنیا رواج قابل توجهی یافته است [۳]. آقایان زینالیان و رونق، در یک تحقیق آزمایشگاهی ۴ نمونه قاب $m/4 \times 2/4$ تحت بارگذاری سیکلیک مورد بررسی قرار دادند. در نهایت مشاهده کردند که خرابی در ناحیه اتصالات و کمانش موضعی استاده‌ها سبب ایجاد تغییر مکان جانبی نسبی قابل توجهی در قاب می‌شود. آنها بر این عقیده بودند که مقدار ضریب اصلاح پاسخ در نظر گرفته شده برای سیستم مهار زانویی در آیین‌نامه AISI برابر $R=3$ مقدار معقولی می‌باشد [۴]. آقایان محبی و همکاران، بررسی آزمایشگاهی بر روی ۶ نمونه دیوار برشی فولادی سرد نورد متشکل از پوشش فولادی یک و دو طرفه انجام داده‌اند. نمونه‌ها تحت آزمون بارگذاری چرخه‌ای قرار داده شد. حالات خرابی مشاهده شده، شامل خرابی پوشش متصل به اسکلت دیوار، و کمانش استاده‌های کناری بوده است. مهمترین نتایج پژوهش نشان داده است که استفاده از پوشش دو طرفه میزان اتلاف انرژی، مقاومت برشی و سختی الاستیک را به ترتیب تا ۷۰٪، ۶۳٪ و ۱۱۵٪ در مقایسه با زمانی که از پوشش یک‌طرفه برای دیوار به کار برده شود افزایش داده است [۵]. آقایان پورعبدالله و همکاران، در یک تحقیق آزمایشگاهی تعداد چهار پانل برشی CFS مهاربندی شده با مهاربند K شکل به ابعاد $m/4 \times 2/4$ ساخته شده از مقاطع C تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد آزمایش انجام داده‌اند. مشاهده گرفت که با اصلاح تغییر دادن اتصالات مهاربند به Stud، پانل‌های برشی CFS می‌توانند عملکرد خود را با افزایش مقاومت برشی نهایی تا ۷ برابر بهبود بخشند. علاوه بر این بکارگیری صفحه لچکی در محل اتصال مهاربند به Stud در پانل‌های برشی CFS مهاربند شده توسط مهاربند K موجب افزایش قابل توجه مقاومت برشی، اتلاف انرژی و ظرفیت شکل پذیری آن نسبت به پانل‌های برشی CFS با اتصالات معمولی رایج شده است. نتایج بدست آمده نشان می‌دهد، تغییرات و اصلاحات اتصال پیشنهاد شده می‌تواند به طور قابل توجهی منجر به بهبود عملکرد این پانل‌ها در مقایسه با آنچه به طور رایج و در عمل ساخته می‌شود بدون افزایش ملموس در هزینه‌ها و مراحل نصب گردد [۶].

در استرالیا مهاربندهای قطری تودلی همانند سیستم‌های گرم نورد در حد قاصل بین استاده‌ها، به صورت تودل استفاده می‌نمایند، این روش در مناطق استرالیا و نیوزلند کار می‌شود. مبانی طراحی لرزه‌ای این نوع سیستم مهاربند قطری تودلی در آیین‌نامه‌های دیگر مانند آیین‌نامه‌های بین‌المللی آمریکا و کانادا موجود نمی‌باشد. در استاندارد استرالیا / نیوزیلند (AS/NZS4600, 2005)، ضریب اصلاح پاسخ برای سیستم‌های فولادی سرد نورد با مهاربند K شکل تودلی $R=2$ [۷]. اخیراً تمایل بسیاری برای ارتقای راه کارهای طراحی این سیستم با ورق‌های پوششی مختلف به عنوان دیوار برشی مقاوم در برابر زلزله ایجاد شده است. کمبود شناخت کافی این

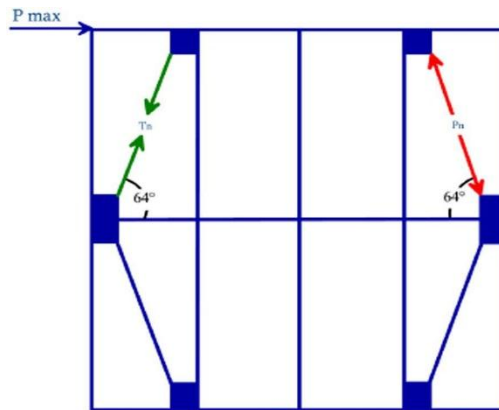
^۱Light Steel Frame



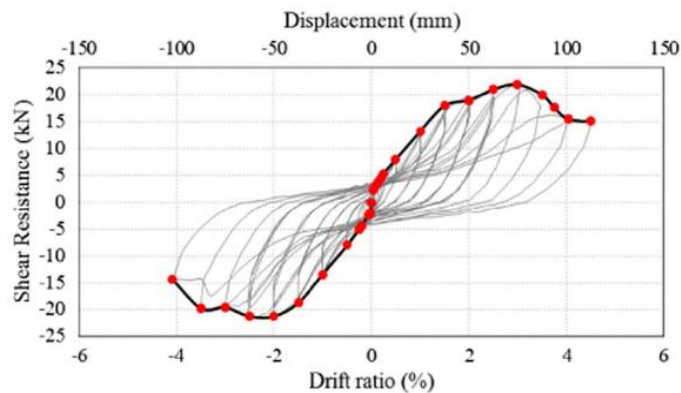
سیستم تا به امروز نیاز به تحقیقات بیشتر در این زمینه را لازم دارد. تمرکز این مقاله بر این نوع مهاربندهای K شکل تودلی و اتصالات بهبود یافته با بارگذاری جانبی یکنواخت یکطرفه می‌باشد.

۲- صحت سنجی

یکی از مهمترین موضوع در هر تحقیق و پژوهشی که در آن از شیوه‌ی مدل‌سازی و تحلیلی استفاده می‌شود، بحث اعتبار سنجی نرم‌افزاری است که مدلسازی و تحلیل به وسیله‌ی آن انجام می‌گیرد برای مدلسازی و صحت‌سنجی اجزای محدود، در بین مدل‌های کارآزمایشگاهی آقایان پورعبدالله و همکاران در زمینه قاب‌های فولادی سرد نورد شده مهاربند K شکل تودلی با اتصالات بهبود یافته که در آزمایشگاه مرکز تحقیقات راه مسکن شهرسازی سال ۲۰۱۷ تحت بارگذاری چرخه‌ای با کنترل جابه‌جایی انجام شد، مدل K۳ (از مدل آزمایشگاه-نمونه شاهد) انتخاب گردید. در شکل ۱ نمای کلی مدل آزمایشگاهی، و در شکل ۲ منحنی بار-جابه‌جایی تحت بارگذاری سیکلیک، که بارگذاری چرخه‌ای شامل یک سیکل کامل در ۰/۷۵، ۱/۵، ۳، ۴/۵، ۶ میلی‌متر سه سیکل کامل در ۱۲، ۲۴، ۳۶، ۴۸، ۶۰، ۷۲، ۸۴، ۹۶ میلی‌متر بر اساس استاندارد ASTM E2126-07 در نظر گرفته شده است. ابعاد مقاطع C شکل برابر $89 \times 41 \times 10 / 95 \text{ mm}$ می‌باشد. در جدول ۱ جزئیات مشخصات هندسی این قاب نمایش داده شده است [۶]. مشخصات مصالح اعمال شده در مدل نرم‌افزاری بر اساس نتایج آزمایش پورعبدالله و همکاران می‌باشد که در جدول ۲ مشاهده می‌شود [۶].



شکل ۱: نمای کلی مدل آزمایشگاهی [۶].



شکل ۲: منحنی بار-جابه‌جایی تحت بارگذاری سیکلیک نمونه آزمایشگاهی [۶].



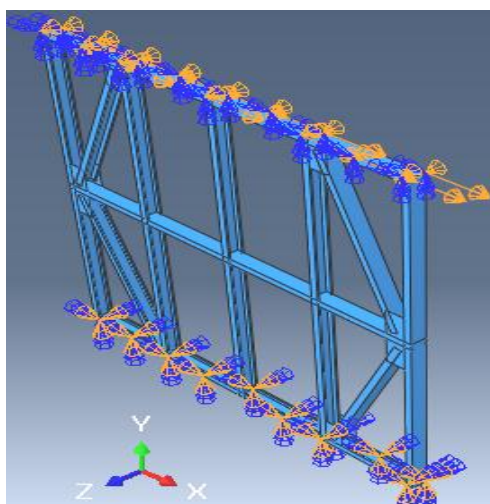
جدول ۱: جزییات نمونه صحت سنجی K.

ابعاد قاب	ضخامت Cold Form	ضخامت Gusset Plate	طول و تعداد K-element	ابعاد و تعداد Gusset Plate میانی	ابعاد و تعداد Gusset Plate بالا و پایین	نام
$2/4 * 2/4 m$	$0/95 * 10^{-3} m$	$2 * 10^{-3} m$	$1/17 m$ ۴	$0/15 * 0/4 m$ ۴	$0/15 * 0/2 m$ ۸	K نمونه شاهد

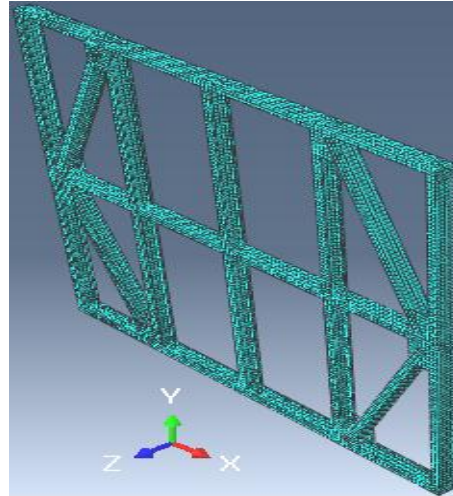
جدول ۲: مشخصات مکانیکی اعضا سرد نورد و Gusset Plate.

ضخامت (mm)	کرنش نهایی	تنش نهایی (MPa)	تنش تسلیم (MPa)	ضریب پواسون	مدول الاستیسیته (GPa)	چگالی (kg/m^3)	نام عضو
۰/۹۵	۰/۱۹	۳۵۰	۲۸۵	۰/۲	۲۰۳/۴	۷۸۴۹/۰۵	Cold Form
۲	۰/۱۹	۳۵۰	۲۸۵	۰/۲	۲۰۰	۷۸۵۰	Gusset Plate

شرایط تکیه‌گاهی (شکل ۳) به گونه‌ای لحاظ گردید که قسمت پایین قاب به صورت گیردار و در قسمت بالای قاب یک تیر صلب قرار داده شد تا جابجایی وارد شده به قاب فقط شامل جابجایی برشی باشد. به منظور المان محدود نمونه آزمایشی از المان S4R و S3R که المان از خانواده Shell از نوع درجه اول، ۴ و ۳ گره‌ای تنها دارای گره در گوشه‌های خود می‌باشد، در نرم‌افزار Abaqus استفاده شده است. مدل رفتار غیرخطی مصالح از قانون سخت‌شوندگی ایزوتروپیک با معیار تسلیم فون میسز استفاده شده است، که از قابلیت‌های برنامه Abaqus می‌باشد. شکل (۴) ماژول مش‌بندی نمایش داده شده است. پس از آنکه مدل آزمایشگاهی در نرم‌افزار مدل شد، تحلیل دینامیکی غیرخطی با اعمال تغییرمکان به قسمت Runner فوقانی مدل به شرح بارگذاری جانبی یکطرفه مذکور انجام شد. سپس نمودار بار جانبی-تغییرمکان جانبی نسبی و مطلق نتایج آزمایشگاهی با نتایج نرم‌افزار مقایسه شد (شکل ۵).

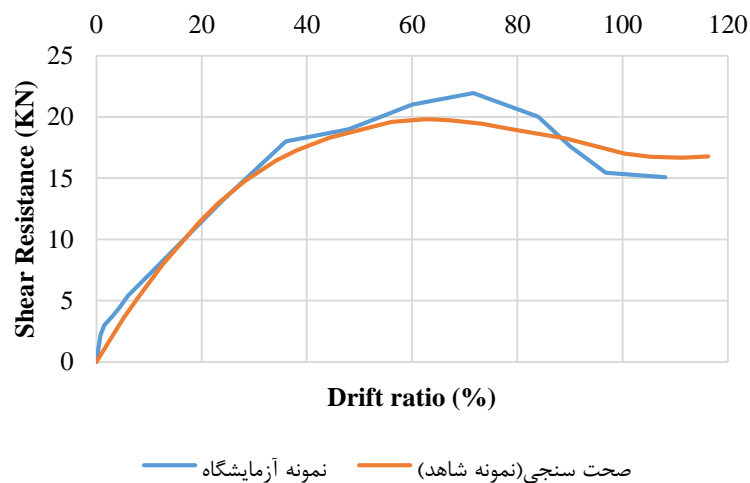


شکل ۳: شرایط مرزی مدل صحت‌سنجی.



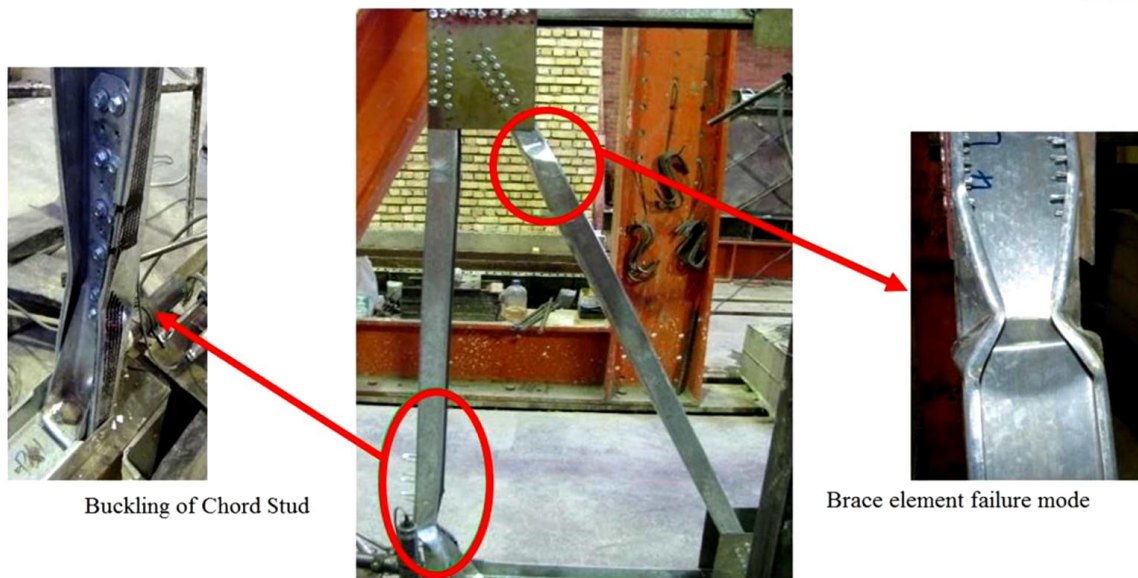
شکل ۴: مش بندی مدل صحت سنجی.

همان گونه که در شکل (۵) مشاهده می شود در مدل آزمایشگاهی ظرفیت باربری جانبی نهایی مدل در مقابل بیشترین تغییرمکان جانبی نسبی % ۲ / ۹۸ برابر $21/94 KN$ می باشد. و همچنین در مدل نرم افزاری ظرفیت باربری جانبی نهایی مدل در مقابل بیشترین تغییرمکان جانبی نسبی % ۲ / ۶۴ برابر $19/81 KN$ می باشد. در منحنی بار جانبی-تغییرمکان جانبی نسبی و مطلق کاهش ظرفیت باربری به دلیل کماتش موضعی مهاربند K شکل تودلی تحت فشار و قوس Stud بوده است.



شکل ۵: مقایسه نتایج نرم افزاری با داده های آزمایشگاهی نمودار بار جانبی-تغییرمکان جانبی نسبی و مطلق.

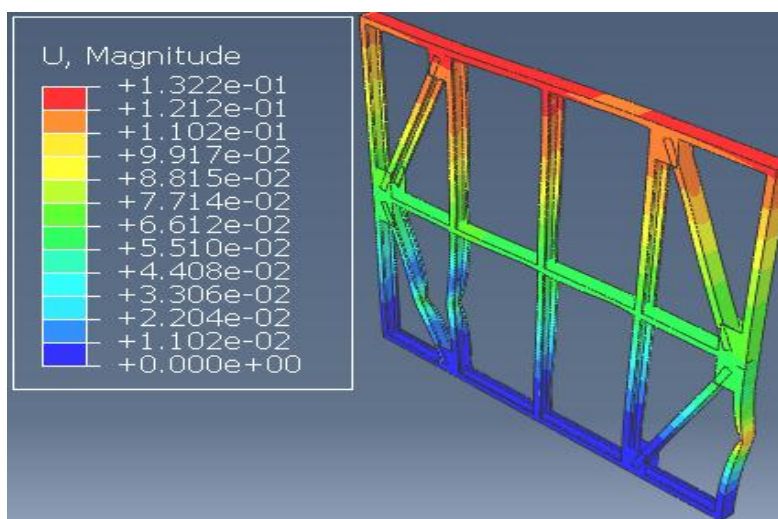
در شکل (۶) مد شکست مدل آزمایشگاهی، و در شکل (۷) مد شکست مدل صحت سنجی نمایش داده شده است. مدهای شکست نمونه شاهد و نمونه آزمایشگاهی از نوع کماتش موضعی پلاستیک در محل اتصال مهاربندهای K شکل تودلی به Stud، و همچنین قوس Stud بود.



Buckling of Chord Stud

Brace element failure mode

شکل ۶: مد شکست مدل آزمایشگاه [۶].



شکل ۷: مد شکست مدل صحت سنجی.

در قاب فولادی سبک سرد نورد مقاوم در برابر زلزله، هدف آن است که مهاربندها از طریق جاری شدن یا کمانش مقدم بر اجزای مرزی مجاور، بتواند نیروهای ناشی از زلزله را جذب و مستهلک نمایند، عملاً ما در مدل نرم افزاری همانند مدل آزمایشگاهی به این شرایط دست یافته‌ایم. با توجه به نتایج می‌توان به تطبیق مناسبی بین نتایج نمونه عددی و آزمایشگاهی مشاهده کرد، که سبب افزایش اطمینان به نتایج حاصل شده است.

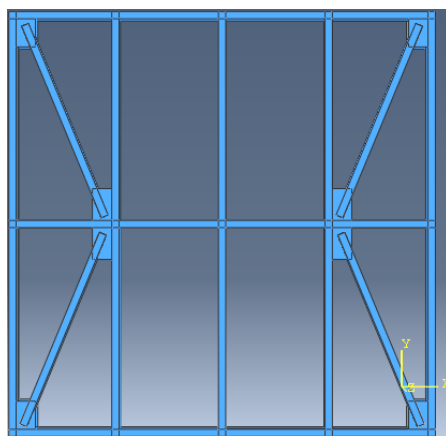


۳- مدل‌های عددی

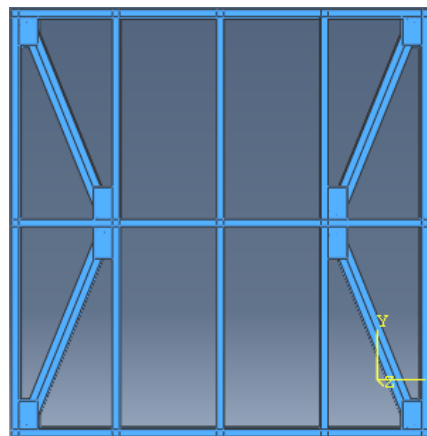
در جدول (۳) جزئیات نمونه‌های پیشنهادی وارد شده است. با توجه به مشخصات فولاد سرد نورد شده با مهاربند K شکل تودلی و اتصالات بهبود یافته، در این بخش با دابل کردن مهاربندهای K شکل تودلی و دابل کردن اعضای قائم (Stud) پیرامون ورق‌های تقویتی را مورد بررسی قرار می‌دهیم (شکل ۸). مقاطع دابل به کار برده شده در تمامی نمونه‌ها به صورت پشت به پشت، چسبیده به هم می‌باشد. مشخصات مصالح و نوع المان استفاده شده برای مدل‌سازی در نرم‌افزار Abaqus همانند مدل صحت‌سنجی (شاهد) می‌باشد. در تمامی مدل‌ها بارگذاری به شیوه‌ی کنترل تغییر مکان اعمال می‌شود. مدل‌های عددی شامل ۴ نمونه می‌باشد.

جدول ۳: جزئیات نمونه‌های پیشنهادی.

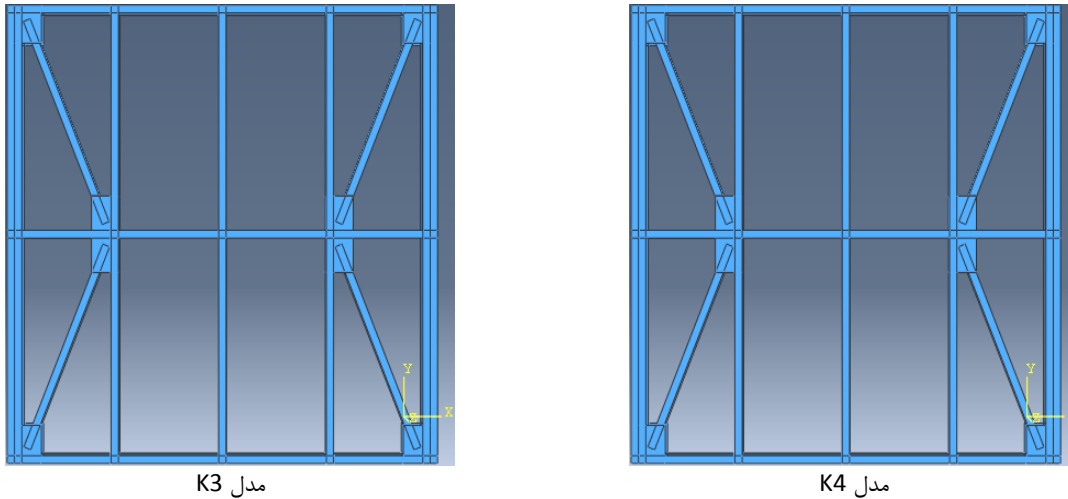
نام	ابعاد و تعداد Gusset Plate بالا و پایین	ابعاد و تعداد Gusset Plate میانی	طول و تعداد K-element	مقاطع دابل مورد استفاده	ضخامت Gusset Plate	ضخامت Cold Form	ابعاد قاب
K1	$0.15 * 0.2 m$ ۸	$0.15 * 0.4 m$ ۴	$1/17 m$ ۴	-	$2 * 10^{-3} m$	$0.95 * 10^{-3} m$	$2/4 * 2/4 m$
K2	$0.15 * 0.2 m$ ۸	$0.15 * 0.4 m$ ۴	$1/17 m$ ۴	K-element	$2 * 10^{-3} m$	$0.95 * 10^{-3} m$	$2/4 * 2/4 m$
K3	$0.15 * 0.2 m$ ۸	$0.15 * 0.4 m$ ۴	$1/15 m$ ۴	Stud کناری	$2 * 10^{-3} m$	$0.95 * 10^{-3} m$	$2/4 * 2/4 m$
K4	$0.15 * 0.2 m$ ۸	$0.15 * 0.4 m$ ۴	$1/13 m$ ۴	Stud دهانه اول و آخر	$2 * 10^{-3} m$	$0.95 * 10^{-3} m$	$2/4 * 2/4 m$



مدل K1



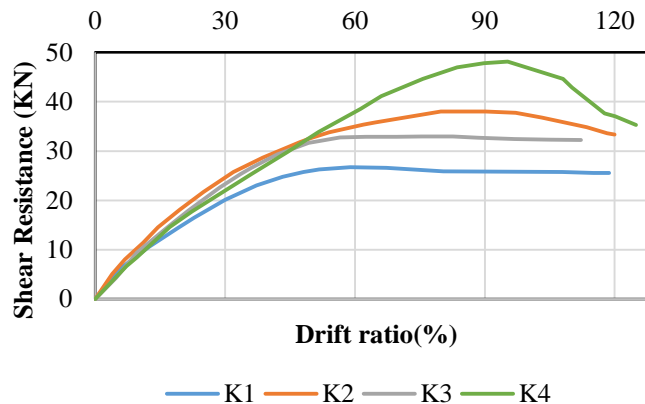
مدل K2



شکل ۸: مدل‌های عددی در نرم‌افزار Abaqus.

۴- منحنی بار جانبی - تغییر مکان جانبی

شکل (۹) منحنی بار جانبی-تغییر مکان جانبی نسبی و مطلق مدل‌ها را نشان می‌دهد. در مدل K1 ظرفیت برشی ۱/۳۵ برابر نسبت به نمونه شاهد (صحت‌سنجی) افزایش یافته و حداکثر ظرفیت باربری جانبی مدل در مقابل تغییر مکان جانبی نسبی % ۴۵ / ۲ برابر ۲۶ / ۸۴ KN می‌باشد. در مدل K2 ظرفیت برشی ۱/۹۱ برابر نسبت به نمونه شاهد افزایش یافته و حداکثر ظرفیت باربری جانبی مدل در مقابل تغییر مکان جانبی نسبی % ۷۵ / ۳ برابر ۳۸ / ۰۲ KN می‌باشد. در مدل K3 ظرفیت برشی ۱/۶۶ برابر نسبت به نمونه شاهد افزایش یافته و حداکثر ظرفیت باربری جانبی مدل در مقابل تغییر مکان جانبی نسبی % ۱۴ / ۳ برابر ۳۳ KN می‌باشد. در مدل K4 ظرفیت برشی ۲ / ۴۲ برابر نسبت به نمونه شاهد افزایش یافته و حداکثر ظرفیت باربری جانبی مدل در مقابل تغییر مکان جانبی نسبی % ۹۷ / ۳ برابر ۴۸ / ۱۲ KN می‌باشد. با بررسی‌های نتایج مشاهده می‌شود نمونه K4 بیشترین ظرفیت برشی را دارا می‌باشد.

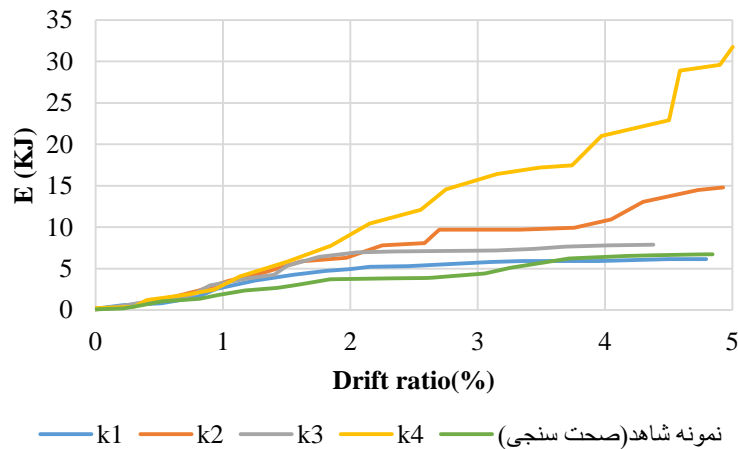


شکل ۹: منحنی بار جانبی - تغییر مکان جانبی نسبی و مطلق.



۵- انرژی جذب شده

شکل (۱۰) منحنی انرژی جذب شده-تغییر مکان جانبی نسبی و مطلق مدل‌ها را نمایش می‌دهد. در مدل K1 انرژی جذب شده برابر $0/91$ برابر نسبت به نمونه شاهد کاهش یافته و انرژی جذب شده مدل در مقابل بیشترین تغییر مکان جانبی نسبی $4/79\%$ برابر $6/16 KJ$ می‌باشد. در مدل K2 انرژی جذب شده $2/19$ برابر نسبت به نمونه شاهد افزایش یافته و انرژی جذب شده مدل در مقابل بیشترین تغییر مکان جانبی نسبی 4.92% برابر $14/78 KJ$ می‌باشد. در مدل K3 انرژی جذب شده $1/16$ برابر نسبت به نمونه شاهد افزایش یافته و انرژی جذب شده مدل در مقابل بیشترین تغییر مکان جانبی نسبی $4/37\%$ برابر $7/88 KJ$ می‌باشد. در مدل K4 انرژی جذب شده $4/7$ برابر نسبت به نمونه شاهد افزایش یافته و انرژی جذب شده مدل در مقابل بیشترین تغییر مکان جانبی نسبی 5% برابر $31/74 KJ$ می‌باشد. مدل K4 انرژی جذب شده بیشتری دارد. هر چقدر انرژی جذب شده بیشتر باشد سازه توانسته در زلزله نیروی بیشتری بگیرد و عملکرد لرزه‌ای بهتری داشته باشد. با بررسی‌های لازم متوجه شدیم ابتدا مدل K4 و سپس مدل K2 بهترین عملکرد لرزه‌ای را دارا می‌باشد.



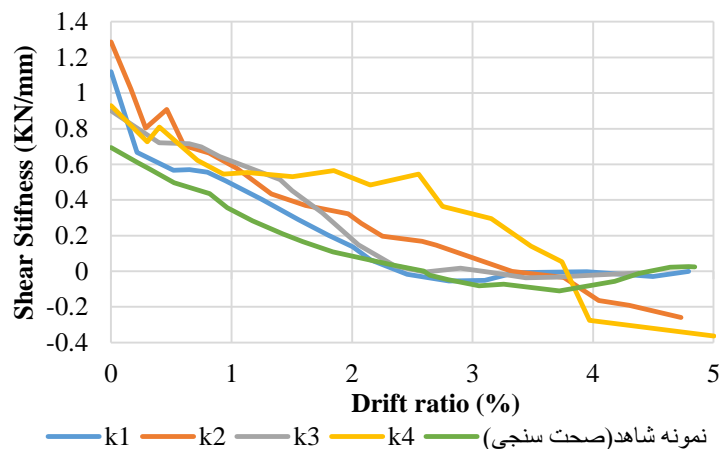
شکل ۱۰: منحنی انرژی جذب شده-تغییر مکان جانبی نسبی و مطلق.

۶- منحنی تغییرات سختی

شکل (۱۱) منحنی تغییرات سختی-تغییر مکان جانبی نسبی و مطلق مدل‌ها را نمایش می‌دهد. در مدل K1 سختی $1/61$ برابر نسبت به نمونه شاهد افزایش پیدا یافته و حداکثر سختی در همان لحظات اولیه با تغییر مکان جانبی نسبی $4/79\%$ برابر $1/118 KN/mm$ می‌باشد. در مدل K2 سختی $1/85$ برابر نسبت به نمونه شاهد افزایش یافته و حداکثر سختی در همان لحظات اولیه با تغییر مکان جانبی نسبی $4/92\%$ برابر $1/286 KN/mm$ می‌باشد. در مدل K3 سختی $1/29$ برابر نسبت به نمونه شاهد افزایش یافته و حداکثر سختی در همان لحظات اولیه با تغییر مکان جانبی نسبی $4/37\%$ برابر $0/899 KN/mm$ می‌باشد. در مدل K4 سختی $1/33$ برابر نسبت به نمونه شاهد افزایش یافته و حداکثر سختی در همان لحظات اولیه با تغییر مکان جانبی نسبی 5% برابر $0/928 KN/mm$ می‌باشد. با مقایسه رفتار قاب‌های فولادی سبک در مدل‌ها، ابتدا سختی مدل K2 و سپس مدل K1 نسبت به نمونه شاهد از بقیه مدل‌ها بیشتر شده و در ارزیابی عددی آن بیان‌گر این حقیقت است که عملکرد جانبی سیستم را ارتقا



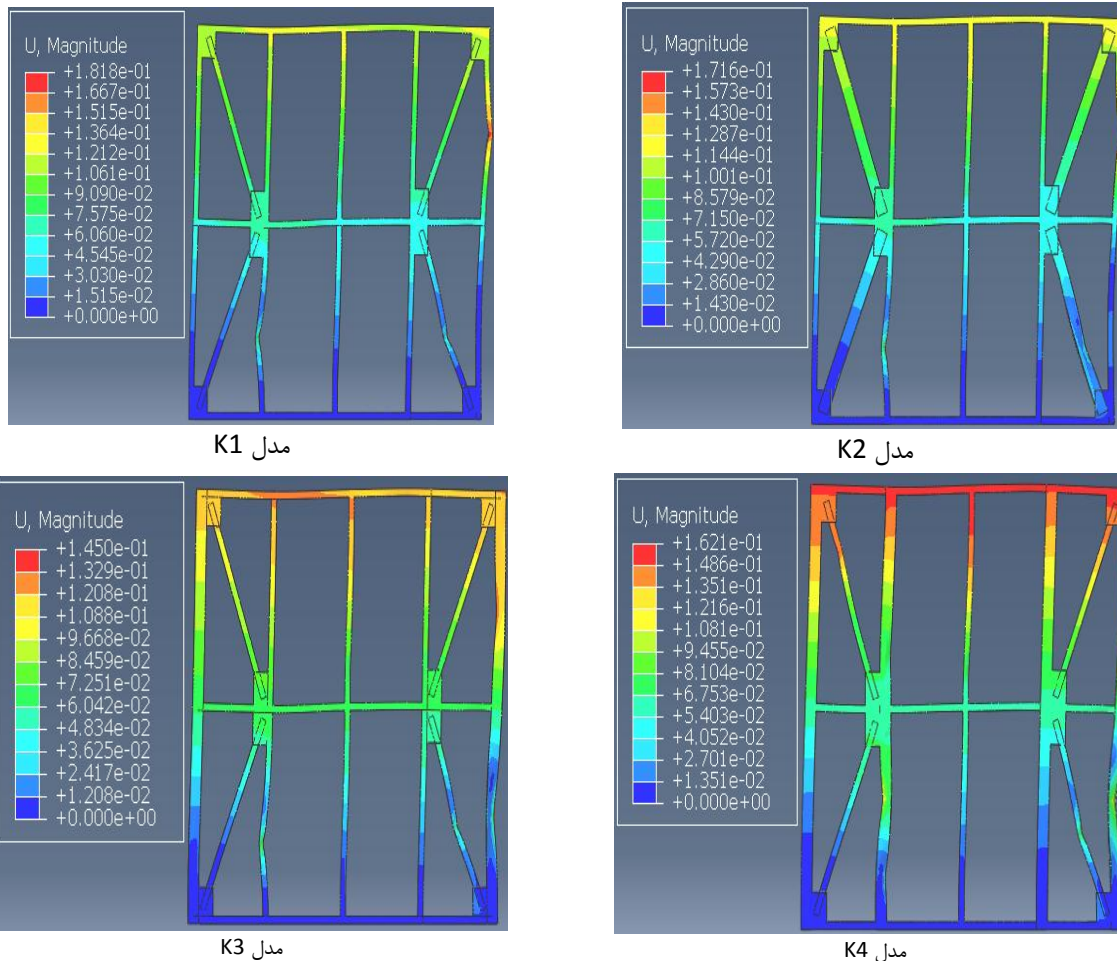
می‌بخشد. در واقع به معنای افزایش سطح مقطع و در نتیجه ازدیاد سختی محوری سازه می‌باشد. سختی مدل K۴ در ابتدا تغییرمکان جانبی نسبی و مطلق از تمام مدل‌ها کمتر می‌باشد ولی با افزایش تغییرمکان به دلیل دوبرگ کردن اعضای قائم مرزی پیرامون ورق‌های تقویتی، سختی افزایش یافته است.



شکل ۱۱: منحنی تغییرات سختی-تغییرمکان جانبی نسبی و مطلق.

۷- مد خرابی

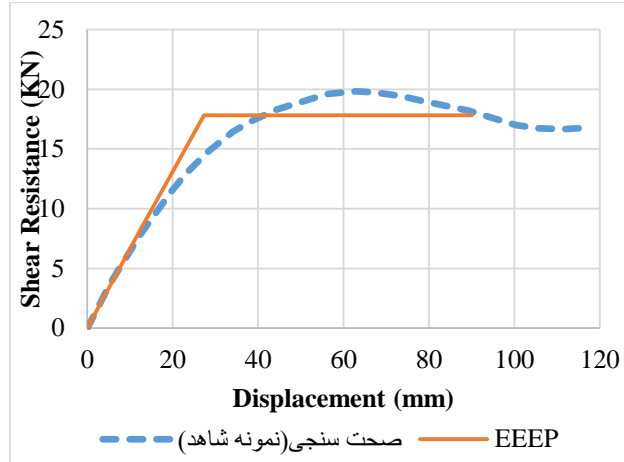
در شکل (۱۲) مد خرابی تمام مدل‌ها نشان داده شده است. در قاب فولادی سبک سرد نورد مقاوم در برابر زلزله تحت بار جانبی یکنواخت یکطرفه، هدف آن است که مهاربندها از طریق جاری شدن یا کمانش مقدم بر اجزای مرزی مجاور، بتواند نیروهای ناشی از زلزله را جذب و مستهلک نمایند، عملاً ما در تمام مدل‌ها به این شرایط دست یافته‌ایم. در مدل K۱ کمانش موضعی پلاستیک در محل اتصال مهاربندهای فشاری K شکل به Stud، و قوس Stud به وجود آمده است. در مدل K۲ با دوبرگ کردن مهاربندها کمانش از نوع اعوجاجی در قسمت مهاربند فشاری، و همچنین اعضای قائم کمانش خمشی بوده است. در مدل K۳ با دوبرگ کردن Stud اول و آخر، و در مدل K۴ با دوبرگ کردن Stud دهانه اول و آخر کمانش از نوع اعوجاجی-خمشی بوده است، و همچنین کمانش خمشی در مهاربندهای فشاری اتفاق افتاده است.



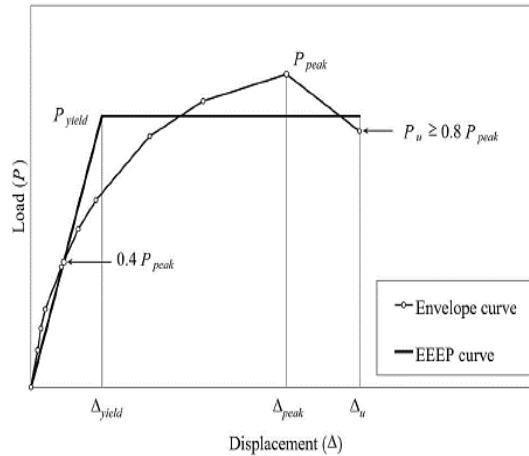
شکل ۱۲: مد خرابی.

۸- شکل خرابی

جهت به دست آوردن ضریب شکل پذیری از استاندارد ASTM E2126-07 (شکل ۱۳) استفاده شده است. در شکل (۱۴) نحوه ی دوخطی کردن منحنی بار جانبی-تغییر مکان جانبی مدل صحت سنجی (شاهد) نشان داده شده است. جدول (۴) ضریب شکل پذیری و محاسبات مربوط به تمامی مدل‌ها با استفاده از استاندارد (ASTM E2126-07) آورده شده است [۸].



شکل ۱۳: منحنی دوخطی (ASTM E2126-07).



شکل ۱۴: منحنی دو خطی صحت سنجی (نمونه شاهد).

$$P_{yield} = \left(\Delta_u - \sqrt{\Delta_u^2 - \frac{2A}{k_e}} \right) k_e \tag{1}$$

$$P_{yield} = 0.18 \Delta P_{peak}$$

$$\Delta_u < 2A/k_e$$

$$k_e = 0.4 P_{peak} / \Delta_e$$

$$\mu = \Delta_u / \Delta_{yield}$$

$$\Delta_e = \text{the displacement at } 0.4 P_{peak} \text{ (mm)}$$

$\mu =$ ضریب شکل پذیری



جدول ۴: ضریب شکل پذیری مدل‌ها.

پارامترها	$P_{yield} (KN)$	$\Delta_{yield} (mm)$	$\Delta_u (mm)$	$\mu(\Delta_u/\Delta_{yield})$	μ/μ_{K^*}	$K_e (KN/mm)$
شاهد K^*	۱۷/۸۳	۲۷/۳	۹۰	۳/۲	--	۰/۶۶
K۱	۲۵	۳۱	۱۰۰	۳/۲۲	۱/۰۰۶	۰/۷۶
K۲	۳۴/۲	۳۴	۱۱۳	۳/۳۲	۱/۰۳	۰/۹۵
K۳	۳۱/۱	۳۹	۱۰۵	۲/۷	۰/۸۴	۰/۸۲۵
K۴	۴۱	۴۶	۱۱۵	۲/۵	۰/۷۸	۰/۸۷۵

با بررسی جدول (۴) مشاهده می‌شود مدل K۲ شکل‌پذیری ۱/۰۳ برابر نسبت به نمونه شاهد افزایش یافته، و در مدل‌های K۳ و K۴ شکل‌پذیری نسبت به نمونه شاهد کاهش یافته است.

۹- جمع بندی و نتیجه گیری

در تمامی مدل‌ها، مدل K۴ دارای بیشترین ظرفیت برشی و کمترین شکل‌پذیری نسبت به نمونه شاهد می‌باشد، این نشان دهنده این است که قاب مورد نظر ما عملکرد مناسبی از خود نشان نداده و مطلوب نمی‌باشد. مدل K۲ با دوبر کردن مهاربند K شکل بیشترین شکل‌پذیری و سختی را دارد و مناسب‌ترین عملکرد را دارا می‌باشد. ظرفیت برشی، انرژی جذب شده، سختی و شکل‌پذیری به ترتیب ۱/۰۳، ۱/۸۵، ۲/۱۹، ۱/۰۳، ۱/۸۵، ۲/۱۹، ۱/۰۳ برابر نسبت به نمونه شاهد افزایش یافته است.

۱۰- مراجع

- 1- Winter, G., 1995, **Development of Cold-formed light gage steel Structures**, AISI Regional Technical Paper.
- 2- Yu, C., Vora, H., Dainard, T., Tucker, J., and Veetvkuri, P., 2007, **Steel Sheet Sheathing Options for cold- formed steel framed shear wall assemblies providing shear resistance**, American Iron and steel institute, Department of Engineering Technology, University of North Texas, Denton, Texas, USA. Report No.UNT-G76234.
- ۳- نشریه ۶۱۲، ۱۳۹۱، آیین‌نامه طراحی و اجرای سازه‌های فولادی سبک سرد نورد، چاپ اول، انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- 4-Zeynalian, M., and Ronagh, H. R., 2012, **An experimental investigation on the lateral behavior of knee-braced cold-formed steel shear walls.**, Thin-Walled Structure, Vol.51, pp.64-75.



- 5- Mohebbi, S., Mirghaderi, R., Farahbod, F., and Bagheri Sabbagh, A. R., 2015. **Experimental work on single and double-sided steel sheathed cold-formed steel shear walls for seismic actions.**, Thin-Walled Structures, Vol.91, pp.50-62.
- 6- Pourabdollah, O., Farahbod, F., and Rofooei, F., 2017, **The seismic performance of K-braced cold-formed steel shear panels with improved connections**, Constructional Steel Research, Vol.135, pp.56-68.
- 7- AS/NZS 4600, 2005, **Cold-formed steel structures**, Australian Building Codes Board.
- 8- ASTM E2126-07, 2007, **Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Walls for Buildings**, USA.