

تحقیقات بتن

سال هشتم، شماره دوم

پائیز و زمستان ۹۴

ص ۷۳ - ۸۵

تاریخ دریافت: ۹۴/۸/۱۷

تاریخ پذیرش: ۹۴/۱۱/۲۸

## ارائه مدل جدید ریاضی منحنی‌های برهم‌کنش برای دیوارهای برشی کامپوزیتی

امیر هوشنگ اخویسی

دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران

کامبیز دانشور \*

کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران

مرتضی عمویی

کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه آزاد اسلامی تهران جنوب، تهران، ایران

### چکیده

عملکرد الاستیک و غیرالاستیک اعضا سازه‌های قابی می‌تواند توسط منحنی‌های برهم‌کنش نیروی محوری-لنگر خمشی در یک فرآیند غیرخطی ارزیابی شود. استفاده از دیوار برشی کامپوزیت در دو دهه اخیر روشی متداول در سازه‌ها می‌باشد. در این تحقیق برای نخستین بار منحنی‌های اندرکنش نیروی محوری-لنگر خمشی برای دیوارهای برشی کامپوزیتی ارائه می‌شود. از این منحنی‌ها می‌توان به منظور تحلیل و طراحی دیوارهای مذکور بدون نیاز به تحلیل‌های غیرخطی بهره جست. این نوع از دیوارهای برشی در ساختمان‌های بلند مرتبه استفاده شده که سختی جانبی، مقاومت خمشی، اتلاف انرژی و شکل‌پذیری بیشتری را نسبت به دیوارهای برشی معمولی دارند. برای انجام تحلیل‌ها از یک روش ساده، کارآمد و سریع بر پایه مفاهیم تئوری الیافی استفاده می‌شود. یکی از مزایای قابل توجه این روش سرعت بسیار بالای آن در تحلیل غیرخطی اعضا سازه‌ای است که آن را نسبت به دیگر روش‌ها متمایز می‌سازد.

واژه‌های کلیدی: منحنی برهم‌کنش، تحلیل غیرخطی دیوارهای برشی کامپوزیتی، تئوری الیافی، نمودار لنگر-انحناء.

\* نویسنده مسئول: [h.mosavi@webmail.guilan.ac.ir](mailto:h.mosavi@webmail.guilan.ac.ir)

## ۱- مقدمه

ساگی و مایادا (۱۹۹۶) نتایج آزمایش‌های بارگذاری چرخه‌ای و یکنواخت را روی ۱۴ دیوار برشی فولادی ارائه دادند. قاب‌های مرزی از فولادهای مرکب با مقطع فولادی I شکل که در مقاطع بتن آرمه‌ای محاط بودند، تشکیل شده بود. نتایج تحقیق بیانگر آن بود که کلیه نمودارهای هیستریزس نمونه‌ها به دلیل کماتش فشار قطری افت نسبی داشت [۷].

آستانه اصل و همکاران (۲۰۰۱) [۸] دیوارهای برشی فولادی و کامپوزیتی را مورد بررسی قرار دادند. در تعدادی از این نمونه‌ها از یک لایه بتنی نیز بر روی صفحه فلزی استفاده شد. طبق نتایج منتشره وجود لایه بتنی موجب توزیع مناسب‌تر تنش‌های حاصله و صفحه فولادی شده و متعاقب آن خطوط کشش قطری در محدوده ی وسیع‌تری تشکیل می‌شود که این رفتار موجب بهبود عملکرد سیستم و افزایش ظرفیت برشی می‌شود.

«دن» و همکاران (۲۰۱۱) ۵ نمونه دیوار برشی کامپوزیتی با المان مرزی فولادی (CSRCW) همراه یک نمونه دیوار برشی معمولی با درصد یکسان فولاد مورد آزمایش قرار دادند. نتیجه این بود که اتلاف انرژی و شکل‌پذیری در دیوارهای برشی کامپوزیتی به ترتیب ۱۲٪ و ۶٪ بیشتر از دیوارهای برشی معمولی هستند [۹].

«لیو» و همکاران (۲۰۱۲) دو نمونه دیوار برشی بتن مسلح معمولی را با دو نمونه دیوار برشی بتن مسلح با المان‌های مرزی فولادی (CSRCW) با نسبت ارتفاع به عرض متفاوت را مورد ارزیابی آزمایشگاهی قرار دادند، بررسی‌ها نشانگر برتری دیوارهای کامپوزیتی و شکل‌پذیر بودن بیشتر این گونه از دیوارها نسبت به سیستم‌های معمولی بود [۱۰].

## ۲- مدل اجزای محدودی و تئوری الیافی

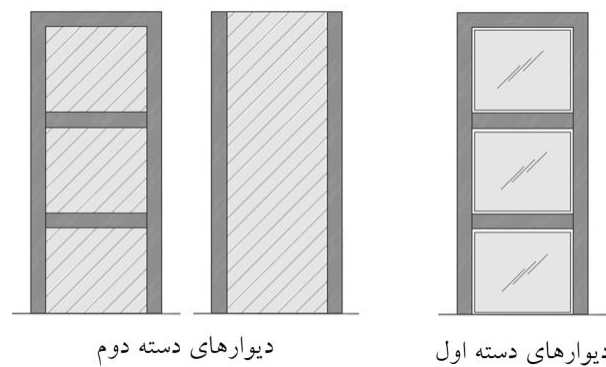
از اواخر دهه ۱۹۶۰ شکل‌های مختلفی از المان‌های اجزای محدود جهت مدل‌سازی دیوارهای برشی ارائه شده‌اند. از آن پس برای پیش‌بینی رفتار غیرخطی دیوارهای برشی در مدل‌های با مقیاس کوچک از روش اجزای محدود استفاده می‌شود. در این روش عضو بتن آرمه به وسیله تعدادی المان مجزا می‌شود. تعداد المان‌ها با توجه به دقت مورد نیاز انتخاب شده و رفتار مصالح نیز توسط روابط ساختاری که معمولاً ساده می‌باشند، معرفی می‌گردد.

اگرچه استفاده از روش اجزای محدود میکرو برای مدلسازی دیوارهای برشی به دلیل دقت بالا بسیار مورد توجه است اما در این

استفاده از دیوار برشی به اشکال گوناگون بتن مسلح، فلزی و یا ترکیب آن‌ها به عنوان سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی روش متداول در سازه‌ها می‌باشد.

تا حدود ۳۰ سال پیش تنها دیوارهای برشی بتن مسلح مورد استفاده قرار می‌گرفت اما طی دو دهه اخیر مطالعات و تحقیقات گسترده ای روی دیوارهای برشی فلزی و مرکب صورت گرفته است که منجر به استفاده روزافزون این سیستم‌های ابتکاری در سازه‌های نو ساز و مقاوم سازی سازه‌های موجود شده است [۱].

در بخش دوم از آیین‌نامه‌ی AISC [۲] و آیین‌نامه Eurocode8 [۳] ضوابط طراحی مربوط به ساختمان‌های مرکب فولادی و بتن آرمه معرفی شده است. در آیین‌نامه‌های مذکور دیوارهای برشی کامپوزیتی به دو دسته کلی تقسیم می‌شوند. دسته اول دیوارهای برشی فولادی با پوشش بتنی پیش‌ساخته یا درجا که با برش‌گیرها به ورق فلزی متصل می‌شوند (CSPW) و دسته دوم دیوارهای برشی بتن مسلح با المان‌های مرزی فولادی هستند (CSRCW) که در آن‌ها از پروفیل‌ها یا تیروورق‌های فولادی برای تقویت جز مرزی بهره‌گیری می‌شود. (شکل ۱).



شکل ۱- انواع دیوارهای برشی

طی بیست سال اخیر میزان قابل توجهی از تحقیقات در آمریکای شمالی و ژاپن بر رفتار این دیوارها، حین بارهای رفت و برگشتی و مدل‌های تحلیلی مربوط به آن‌ها متمرکز شده است.

محققان دانشگاه آلبرتا (تیمر و کولاک ۱۹۸۷، کولاک ۱۹۹۱ و درایور و همکاران ۱۹۹۶)، آزمایش‌هایی را با بارگذاری یکنواخت و چرخه‌ای بر روی دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده انجام دادند. نتایج این آزمایش‌ها نشانگر شکل‌پذیری زیاد و اضافه مقاومت بالای این سیستم بود [۴، ۵].

ارائه مدل جدید ریاضی منحنی‌های برهم‌کنش برای دیوارهای برشی کامپوزیتی

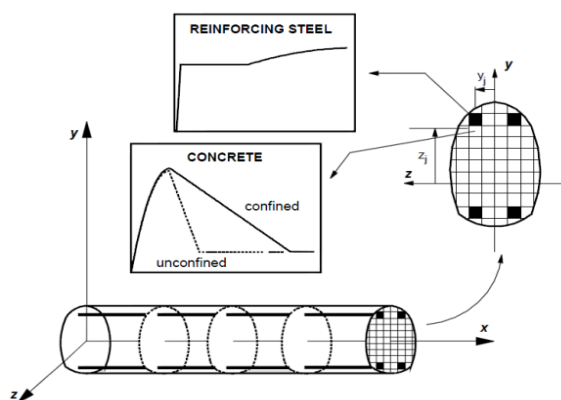
منحنی‌های برهم‌کنش دیوارهای برشی کامپوزیتی ارائه گردد. البته ایشان برای تحلیل دیوارهای آجری مسلح نیز از مدل فوق‌ذکر استفاده نمودند [۱۴، ۱۵، ۱۶].

شایان ذکر است روش اجزای محدود معرفی شده در این مطالعه به‌صورت المان‌های یک بعدی برای تحلیل دوبعدی سازه‌ها می‌باشند. این المان‌ها دارای دو گره و سه درجه آزادی در هر گره می‌باشند که به‌صورت سری به یکدیگر متصل می‌شوند. بنابراین ماتریس سختی کل سازه در مختصات محلی را می‌توان به صورت زیر معرفی کرد [۱۳].

$$[K^e] = [R]^t \left( [F_{lex}^{beam}(bnd)] + [F_{lex}^{beam}(shr)] \right) + [F_{lex}^{Hj}] + [F_{lex}^{HI}]^{-1} [R] \quad (1)$$

$$[R] = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2)$$

$[F_{lex}^{beam}(shr)]$  و  $[F_{lex}^{beam}(bnd)]$  به ترتیب ماتریس‌های نرمی خمشی و برشی در المان تیر ستون می‌باشند.  $[F_{lex}^{Hj}]$  و  $[F_{lex}^{HI}]$  ماتریس نرمی به ترتیب در گره‌های ۱ و ۲ می‌باشند.  $[R]^t$  ماتریس انتقال المان تیر-ستون می‌باشد. در روش نیرو با معکوس کردن ماتریس نرمی سازه، ماتریس سختی سازه  $[K^e]$  حاصل می‌گردد. برای مشاهده فرمول‌بندی کلی روش فیزیکی به مرجع [۱۳] مراجعه شود. به محض این که افزایش کرنش هر تار محاسبه شد، تنش تار  $(\sigma_i)$  و مدول الاستیسیته تار  $(E_i)$  براساس رابطه‌ی تنش-کرنش مصالح، محاسبه می‌شوند. یک الگوریتم ساده برای محاسبه تنش فیرها و مدول الاستیسیته بر اساس منحنی رفتاری بتن و فولاد، در (شکل ۲ و ۳) نشان داده شده است [۱۷].



شکل ۲- مدل‌سازی فایبر [۱۳]

روش به دلیل نیاز به حل دستگاه معادلات بزرگ در فضای دو یا سه بعدی زمان بسیار زیادی صرف انجام عملیات تحلیل خواهد شد که استفاده از این مدل را برای مدل‌سازی سازه‌های بزرگ تقریباً غیر عملی می‌نماید. بدین سبب روش اجزای محدود مزو (متوسط مقیاس) به عنوان روشی ساده، سریع و کارآمد برای تحلیل عددی غیرخطی سازه‌های بتن مسلح ارائه شده است [۱۱].

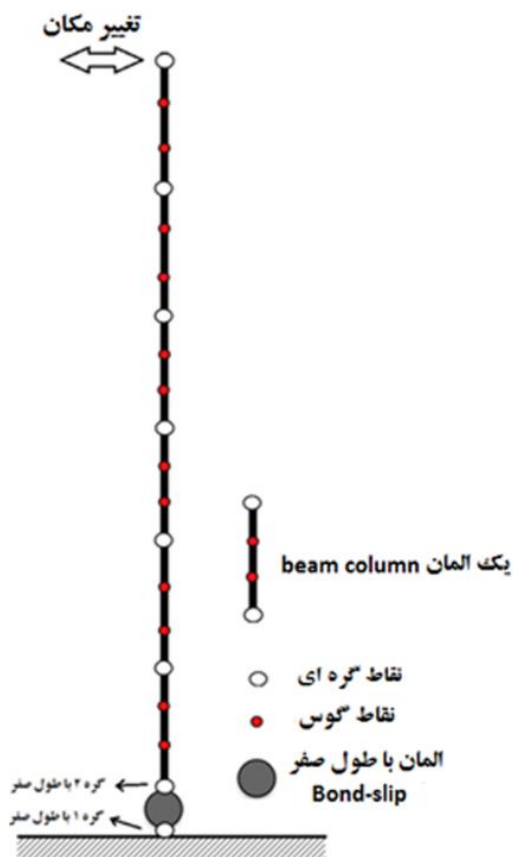
در این راستا مدل‌های کلاف و گیرسون (۱۹۶۷) ارائه شده‌اند. در مدل کلاف از یک منحنی دو خطی جهت مدل‌سازی رابطه ممان چرخش در فنرهای انتهایی استفاده شده است. تا کیزاوا (۱۹۷۶) این مدل را به کمک یک منحنی به مدلی کارا تر جهت مدل‌سازی خرابی سازه بتنی در بارگذاری یک جهته تبدیل نمود (پلاستیسیته متمرکز) [۱۲].

سلیمانی و همکاران (۱۹۷۹) مدلی را ارائه نمودند که در آن یک ناحیه تغییر شکل‌های غیرالاستیک به تدریج تحت تاثیر تاریخچه بارگذاری از فصل مشترک تیر و ستون آغاز شده و در ادامه به داخل اعضا گسترش یافته و باقیمانده اعضا الاستیک باقی می‌ماند [۲۶].

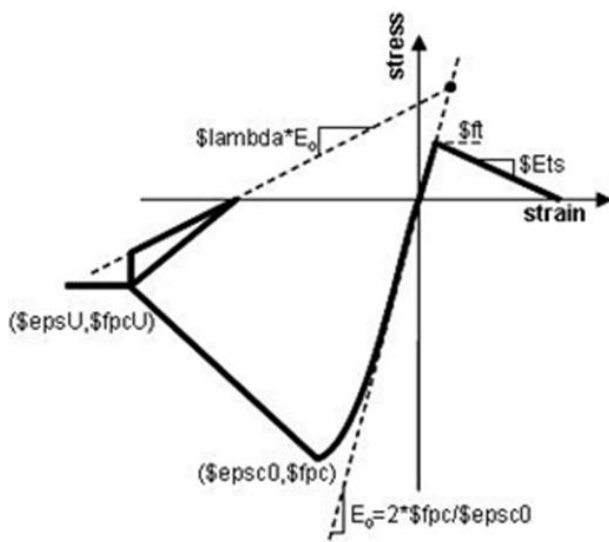
داروال و مندیس (۱۹۸۵) مدل مشابه اما ساده‌تری را ارائه نمودند. در این مدل از یک منحنی سه خطی ممان-انحناء جهت مدل‌سازی استفاده شده است [۲۷]. فیلیپو و همکاران (۱۹۸۸) از روش دیگری جهت تقسیم‌بندی المان‌های بزرگتر به المان‌های کوچکتر استفاده نمودند. در این مدل‌ها عضو مدل شده به تعدادی الیاف طولی تقسیم می‌گردد. مشخصات هندسی این الیاف شامل مختصات هندسی این الیاف و محل قرارگیری آن‌ها و سطح مقطع آن‌ها می‌باشند. پاسخ یک تار وابسته به رابطه تنش کرنش تک محوری تعریف شده برای مواد سازنده آن تار می‌باشد. در این روش فرض بر این است که جابجایی‌ها و تغییرشکل‌ها، بسیار کوچک هستند. کرنش و شکل‌پذیری تارها بوسیله روابط تنش-کرنش بر اساس نیروهای محاسبه شده در سطح مقطع به دست می‌آید (پلاستیسیته گسترده) [۱۳].

اخویسی و همکاران (۲۰۱۱) با استفاده از سطوح تسلیم *HISS* (Hierarchical Single-Surface) و المانهای هشت گرهی برای بتن و المان‌های دو گرهی برای فولاد، اعضای سازه‌ای خمشی بتنی را تحلیل کردند. با توجه به زمان‌بر بودن روش مذکور در این تحقیق تلاش شده است با بهره‌گیری از المان‌های دو گرهی،

فشاری بتن و کرنش نظیر آن، مقاومت حد نهایی بتن همراه کرنش نظیر آن، مقاومت کششی بتن و شیب نظیر مرحله زوال مقاومت بتن در کشش را به عنوان داده ورود دریافت می نماید [۱۸] (شکل ۵).

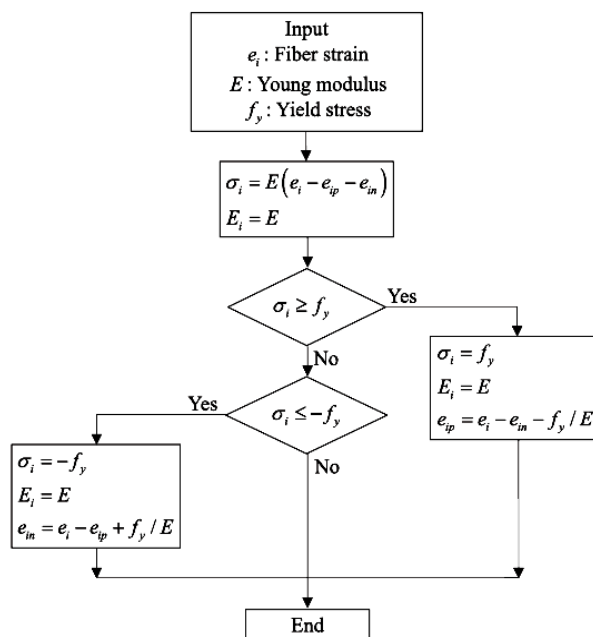


شکل ۴- نحوه مدل سازی انجام شده دیوارها با المانهای فایبر



شکل ۵- پارامترهای ماده Concrete02 [۱۸]

برای مدل سازی میلگرد از مصالح *ReinforcingSteel* موجود در کتابخانه نرم افزار استفاده شد (شکل ۶).



شکل ۳- الگوریتم محاسبه تنش و کرنش در مقاطع [۱۷]

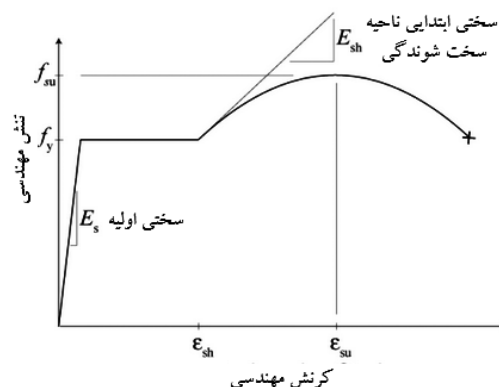
### ۳- بررسی عددی و اعتبارسنجی روش تحلیلی

مدل سازی و تحلیل دیوارهای برشی کامپوزیتی با استفاده از نرم افزار *OpenSees* انجام شده است. این نرم افزار با کار تحقیقاتی گسترده در دانشگاه برکلی آمریکا توسعه یافته است. نرم افزار *OpenSees* این اختیار را به کاربر می دهد که مصالح، المان ها، و الگوریتم های حل مختلف و مناسب تر برای شبیه سازی یک تحلیل خاص را انتخاب کند [۱۸]. برای مدل سازی دیوارهای برشی بتن مسلح، از روش مدل سازی به صورت المان تیر- ستون استفاده شده است (شکل ۴). در این نرم افزار به منظور مدل سازی رفتار غیرخطی المان های تیر- ستون به صورت دسته ای از رشته های طولی بتنی و فولادی در نظر گرفته می شوند و از جمع اثر رفتار رشته ها و یا به بیان دیگر فیبرهای بتنی و فولادی، رفتار المان بتن مسلح برآورده می شود. در مدل فیبری فرض می شود که رشته های طولی بتنی و فولادی فقط به صورت محوری اثر می کنند. لذا اثرات ناشی از خرابی برشی در تحلیل منظور نمی شود. اما با توجه به این که در مرحله طراحی می توان سازه را به گونه ای طراحی کرد که رفتار خمشی حاکم باشد، بنابراین تا حدود زیادی این خطا از بین خواهد رفت. پرسلی و همکاران برای بررسی رفتار دیوار برشی با نسبت ارتفاع به طول بزرگتر از ۳ از مدل فیبری استفاده کرده است [۱۹].

برای مدل سازی بتن از میان مصالح موجود ماده ای به عنوان *Concrete02* مورد استفاده قرار گرفت. این ماده مقادیر مقاومت

جدول ۲- مشخصات بتن [۹]

نوع	No. of samples	$f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )
CSRCW1	۳	۶۲/۰	۳۸۰۳۱
CSRCW2	۳	۶۵/۶	۳۸۶۸۰



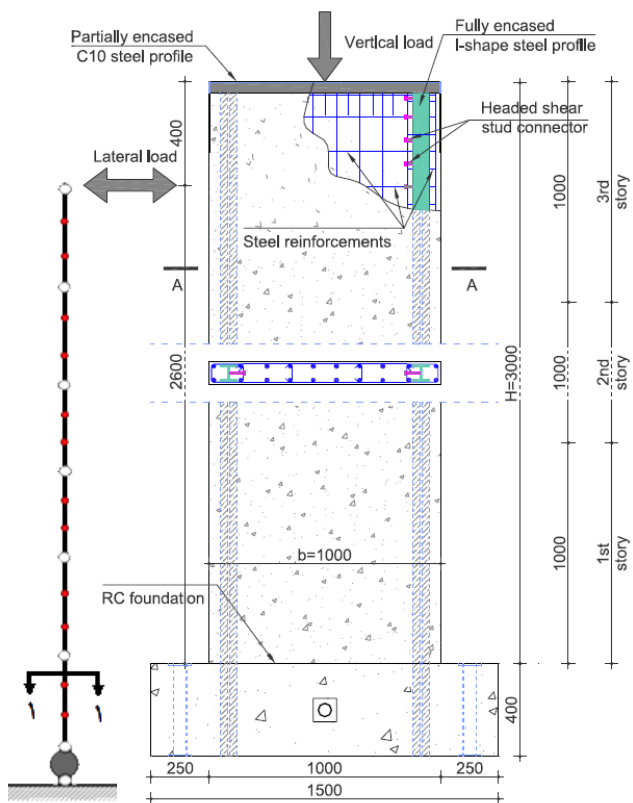
شکل ۶- پارامترهای ماده Reinforcing Steel [۱۸]

این مصالح به منظور مدل‌سازی تارهای فولادی در سطح مقطع‌های فایبری توسعه داده شده است. برتری این مصالح نسبت به سایر فولادها موجود در این نرم‌افزار توانایی خاص در مدل‌سازی ناحیه سخت‌شوندگی، مدل‌سازی کماتش و خستگی مصالح در بارگذاری چرخه‌ای می‌باشد. این مصالح شیب اولیه، مقاومت تسلیم، کرنش انتهای ناحیه پلاستیک، شیب مماس بر منحنی تنش و کرنش در مرحله سخت‌شوندگی، کرنش نظیر نقطه مقاومت نهایی و مقاومت نهایی فولاد را به عنوان داده ورودی دریافت می‌نماید [۱۸].

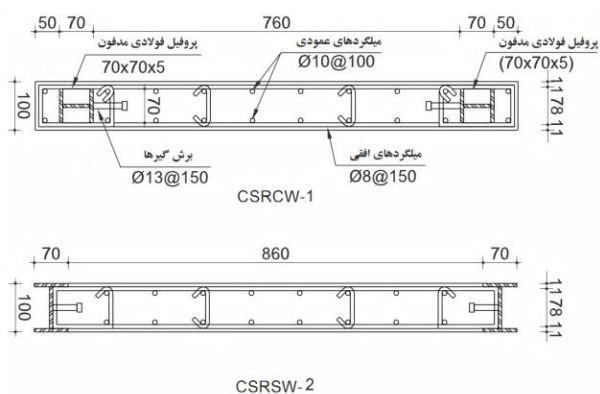
دن و همکاران (۲۰۱۱) چندین نمونه از دیوارهای برشی کامپوزیتی را مورد آزمایش قرار دادند که به منظور صحت‌سنجی روش فایبری مورد مطالعات عددی قرار می‌گیرند. ویژگی‌های هندسی و مواد و چگونگی بارگذاری در ادامه ارائه شده است [۹]. مشخصات بتن و فولاد مصرفی در جدول ۱ و ۲ ارائه شده است. نمای طولی و مقطع دیوارهای مذکور در شکل‌های (۸ و ۷) مشاهده می‌شود.

جدول ۱- مشخصات فولاد [۹]

نوع	قطر میلگرد یا ضخامت ورق (mm)	تنش تسلیم (N/mm <sup>2</sup> )	تنش نهایی (N/mm <sup>2</sup> )	مدول الاستیسیته (N/mm <sup>2</sup> ) × ۱۰ <sup>۵</sup>
	شماره نمونه			
میلگرد	۱۰	۵۲۶	۶۲۶	۲/۱۰
	d1۰-۱			
	۱۰			
پروفیل I شکل	d1۰-۲	۵۵۸	۶۱۶	۲/۰۹
	۱۰			
	d1۰-۳			
پروفیل I شکل	t-۷	۳۲۸	۵۱۵	۲/۰۰
	s-۰۱			
	t-۷	۳۲۴	۵۱۳	۲/۰۱
	s-۰۲			
	t-۷	۳۳۱	۵۲۱	۲/۰۵
	s-۰۳			



شکل ۷- نمای طولی دیوار برشی کامپوزیتی و شرایط مرزی [۹]

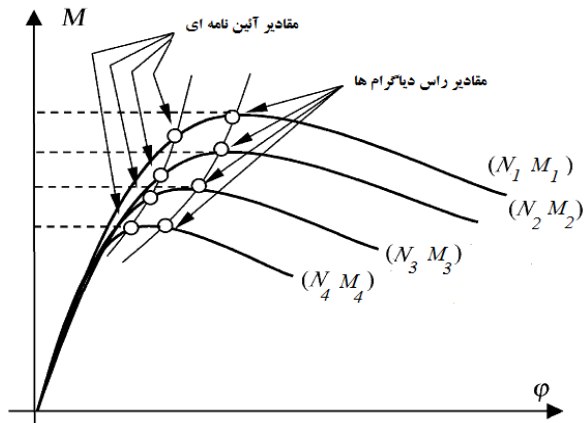


شکل ۸- جزئیات دیوارهای برشی کامپوزیتی مقطع ۱-۱ [۹]

الگوی بارگذاری به صورت اعمال تغییر مکان به قسمت بالای دیوار است (شکل ۹). همان‌گونه که شکل‌های (۱۰ و ۱۱) مشاهده می‌شود مدل ساخته شده به خوبی مقادیر سختی اولیه، مقاومت نهایی، نظیر ترک خوردگی دیوار، تسلیم میلگردها و انرژی جذب شده توسط دیوار که برابر با مجموع مساحت داخلی حلقه‌ها

۴- ارائه مدل جدید ریاضی منحنی‌های برهم کنش

مقاومت مقاطع بتن مسلح تحت نیروی محوری و لنگر خمشی معمولاً به وسیله سطوح برهم کنش نشان داده می‌شود. برای برآورده شدن نیازهای تحلیل غیرخطی دانستن جزئیات سطوح برهم کنش بسیار مهم است زیرا تغییر شکل پلاستیک یک المان سازه‌ای تابع تاریخچه بارگذاری آن و فاصله بردار بار آن تا این سطح می‌باشد [۲۰]. هر نقطه‌ای روی این منحنی ارائه دهنده مجموعه‌ای از مقادیر نیروی محوری و لنگر خمشی می‌باشد که با یکدیگر موجب گسیختگی مقطع می‌شود [۲۱]. در (شکل ۱۲) یک نمونه دیاگرام لنگر انحنا برای مقادیر مختلف بار محوری نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که نقاط اوج دیاگرام‌ها همان مقادیر استفاده شده در آیین نامه‌ها از مقادیر حداکثر کمتر است [۲۲].

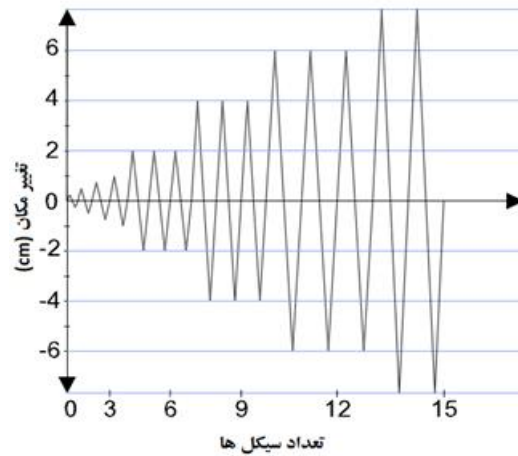


شکل ۱۲- نمونه دیاگرام لنگر-انحناء [۲۲]

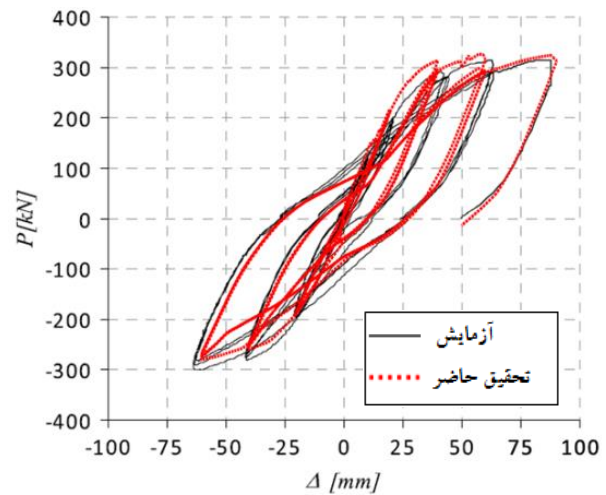
چنین نمودارهای طراحی به وسیله الگوریتم‌های عددی برای انواع ستون‌ها و برخی مقاطع با اشکال متعارف ساخته شده‌اند. شکل و اندازه این سطوح به هندسه مقطع، خصوصیات و قوانین تنش-کرنش مصالح، مقدار میلگردهای طولی و نحوه‌ی چیدمان آنها در مقطع بستگی دارد [۲۱].

در این بخش از تحقیق، هدف ارائه منحنی‌های برهم کنش دیوارهای برشی کامپوزیتی بر اساس متغیرهایی چون: درصد میلگرد، درصد پروفیل، مقاومت بتن و مقاومت میلگردها، می‌باشد. با در اختیار داشتن منحنی‌های برهم کنش با پارامترهای ذکر شده و ارائه روابطی برای نرمالیزه کردن این منحنی‌ها و رگرسیون‌گیری از آنها می‌توان به روابط کلی برای ترسیم منحنی‌های برهم کنش بدون نیاز به انجام تحلیل‌های لنگر-انحناء به ازای هر بار محوری دست یافت. برای ترسیم منحنی‌های لنگر انحنا در نرم افزار

به‌علاوه مساحت زیر منحنی پوش می‌باشد، پیش‌بینی نموده و صحت مدل‌سازی انجام شده و روش فیبری را تأیید می‌گردد.

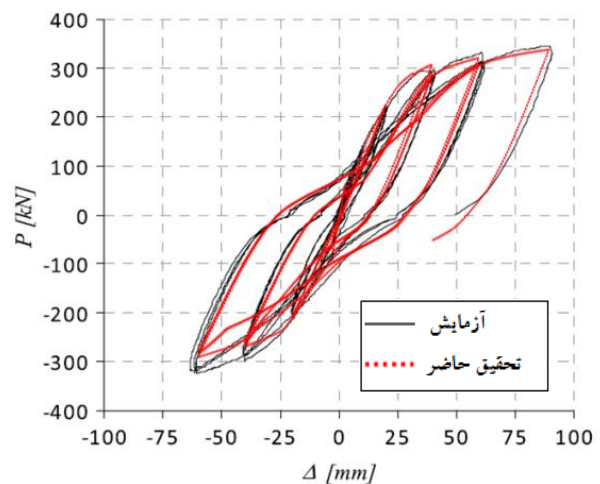


شکل ۹- بارگذاری در تراز فوقانی [۹]



شکل ۱۰- مقایسه منحنی هیستریزس آزمایشگاهی و روش فیبری

نمونه CSRSW-1



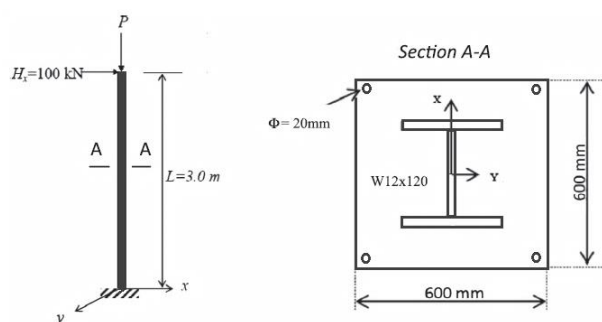
شکل ۱۱- مقایسه منحنی هیستریزس آزمایشگاهی و روش فیبری

نمونه CSRSW-2

ارائه مدل جدید ریاضی منحنی‌های برهم‌کنش برای دیوارهای برشی کامپوزیتی

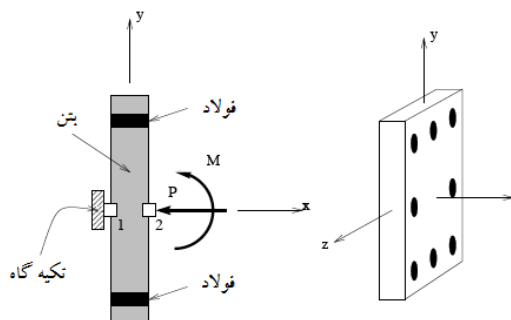
در تحقیق دیگری که توسط چاپرین (۲۰۱۳) انجام شد [۲۴] ستون کامپوزیتی با ابعاد ۶۰ سانتیمتر در ۶۰ سانتیمتر و طول ۳۰۰ سانتیمتر به همراه پروفیل فولادی مدفون W12x120 مورد ارزیابی قرار گرفت (شکل ۱۶). نمودار لنگر انحناء حول محور قوی تحت بارهای محوری ۲۰۰۰ تا ۱۲۰۰۰ کیلونیوتن ارائه شد (شکل ۱۷) و بر اساس آن نمودار اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی برای این مقطع ترسیم گردید (شکل ۱۸). لازم به ذکر است مقاومت بتن در فشار برابر  $20 \text{ MPa}$  و کرنش متناظر با مقاومت بیشینه بتن برابر  $0.002 \text{ MPa}$  و کرنش نهایی بتن برابر  $0.0035 \text{ MPa}$  و مدول الاستیسیته پروفیل فولادی و میلگرد برابر  $200 \text{ GPa}$  و مقاومت تسلیم فولاد برابر  $400 \text{ MPa}$  می‌باشد.

با روی داشت به نتایج حاصل از صحت سنجی، تایید صلاحیت روش فیبری و مدلسازی ارائه شده احراز می‌گردد؛ با پشتوانه این دستاورد مطلوب به بررسی نمودارهای برهم‌کنش دیوارهای برشی کامپوزیتی پرداخته شد. ارائه یک رابطه تحلیلی به منظور بررسی نمودارهای برهم‌کنش دیوارهای برشی کامپوزیتی به علت دخیل بودن پارامترهای مختلفی همچون درصد فولاد میلگرد، درصد فولاد پروفیل، مقاومت‌های متفاوت بتن، مقاومت‌های متفاوت فولاد و ویژگی‌های هندسی، کار چندان ساده‌ای نخواهد بود [۲۱]. بنابراین سعی بر آن است با انجام صدها تحلیل با در نظر گرفتن پارامترهای مختلف و با بهره‌گیری از روابط ارائه شده خاصی به منظور نرمالیزه کردن نمودارها، روابطی جامع برای تعریف نمودارهای برهم‌کنش نیروی محوری و لنگر خمشی ارائه شود. با استفاده از این روابط جامع، بدون نیاز به انجام تحلیل‌های لنگر-انحناء، نمودار برهم‌کنش نیروی محوری-لنگر خمشی هر نوع مقطعی به دست می‌آید.



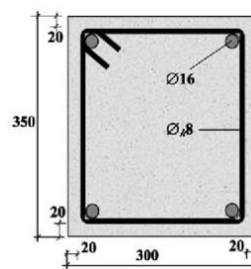
شکل ۱۶- ستون کامپوزیتی [۲۰]

OpenSees مقطع مورد نظر مش‌بندی شده و به یک المان با طول صفر که بین دو نقطه ۱ و ۲ تعریف می‌شود، نسبت داده می‌شود (شکل ۱۳). بار محوری به صورت ثابت در هر تحلیل انتخاب شده و لنگر در هر مرحله به صورت افزایشی اعمال شده و انحناء ثبت می‌شود. به منظور صحت سنجی مدلسازی روش فیبری، منحنی اندرکنش نیروی محوری-لنگر خمشی مقطع بتن مسلح (شکل ۱۴) که پیشتر توسط پنلیس و کاپوس [۲۳] بر اساس نتایج آزمایشگاهی به دست آورده شده است با منحنی اندرکنش همان مقطع که توسط روش فیبری محاسبه شده است، مورد بررسی و مقایسه قرار گرفت.

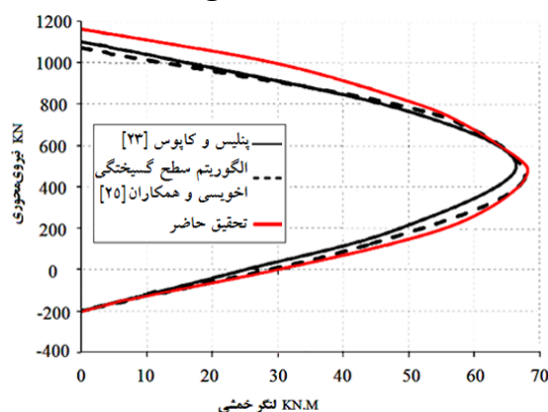


شکل ۱۳- مدلسازی برای ترسیم نمودار لنگر-انحناء [۱۸]

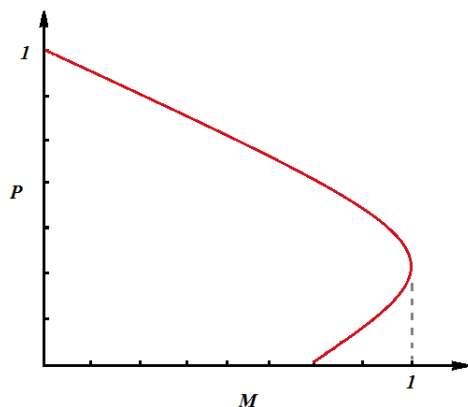
در مقطع مورد نظر مقاومت فشاری بتن  $15/98 \text{ MPa}$ ، مقاومت کششی بتن  $1/45 \text{ MPa}$ ، تنش جاری شدن میلگردهای طولی  $215/75 \text{ MPa}$  در نظر گرفته شده‌اند. ضریب تقلیل مقاومت بتن و فولاد به ترتیب برابر  $0.65$  و  $0.85$  در نظر گرفته شده‌اند [۲۵].



شکل ۱۴- مشخصات مقطع بتن مسلح



شکل ۱۵- مقایسه تحقیق حاضر و سایر تحقیقات



شکل ۱۹- نمونه منحنی نرمالیزه شده برهم کنش

$$P_u = A_d f_{yp} + A_s f_{ys} + \alpha (A_g f'_c + A_g' k f'_c + \dots) \quad (4)$$

$$M_u = f_{yp} (W_{p1}) + [0.5 f'_c (W_{p2} - W'_{p2}) + 0.5 k f'_c (W_{p2} - W'_{p2}) + \dots] + f_{ys} (W_{ps}) \quad (5)$$

$$\begin{cases} \text{if } f'_c > 28 \text{ Mpa} & \alpha = 0.953 \\ \text{if } f'_c \leq 28 \text{ Mpa} & \alpha = 0.923 \end{cases} \quad (6)$$

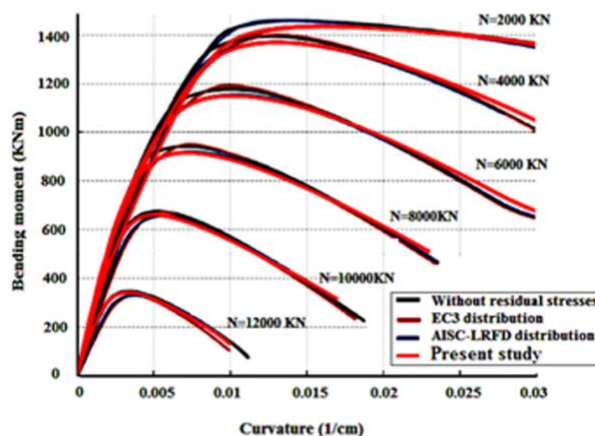
شایان توجه است، روابط (۴) تا (۶) ارائه شده توسط آیین نامه اروپا [۳] برای مقاطع معمولی بدون حضور پروفیل در مقطع می باشد که با اندکی تغییر در اینجا نیز به کار گرفته شده است. در کار حاضر نسبت به آیین نامه اروپا مقدار  $\alpha$  به صورت ثابت به منظور تطابق بیشتر با تحلیل های غیر خطی انجام شده در نظر گرفته شده است. در ادامه ابتدا منحنی های اندرکنش برای بتن های با رده مقاومتی (۲۰ تا ۲۸) مگاپاسکال و سپس (۲۸ تا ۳۵) مگاپاسکال ارزیابی می شوند.

قسمت اول: بتن با مقاومت بین ۲۰ MPa تا ۲۸ MPa، در این قسمت ۱۶ نمودار و حدود ۲۱۸ نقطه موجود می باشد، شرایط نقاط قبل و بعد از نرمالیزه کردن در شکل های (۲۰ تا ۲۲) مشاهده می شود.

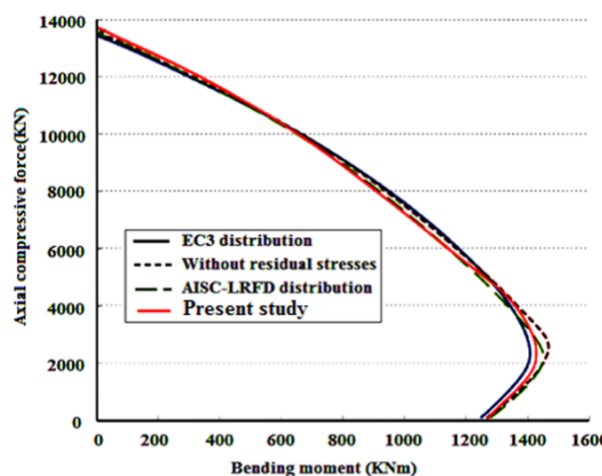
معادله کلی نمودار مربوط به قسمت اول به صورت زیر می باشد:

$$\frac{P}{P_u} = 0.724 + 1.685 \left(\frac{M}{M_u}\right) - 2.170 \left(\frac{M}{M_u}\right)^2 - 1.822 \left(\frac{M}{M_u}\right)^3 + 1.597 \left(\frac{M}{M_u}\right)^4 \quad (7)$$

درصد خطای میانگین در معادله فوق ۴/۳٪ و ضریب همبستگی ۹۹/۳٪ می باشد.



شکل ۱۷- مقایسه نمودار لنگر-انحناء روش فیبری و سایر تحقیقات



شکل ۱۸- مقایسه نمودار برهم کنش روش فیبری و سایر تحقیقات

به منظور بدست آوردن روابط جامع برای منحنی های برهم کنش، حدود ۴۰۰ تحلیل با در نظر گرفتن پارامترهای مختلف انجام و در هر تحلیل به ازای یک نیروی محوری خاص، لنگر خمشی ثبت می شود. پارامترهای متغیر در تحلیل ها به این صورت تغییر کردند: مقاومت مشخصه بتن ۲۰ MPa، ۲۵ MPa، ۲۸ MPa، ۳۰ MPa، ۳۵ MPa انتخاب شده اند و مقاومت فولاد پروفیل ۲۴۰ MPa و مقاومت فولاد میلگرد ۴۰۰ MPa انتخاب شده و درصد فولاد پروفیل به ترتیب ۱/۵، ۲، ۲/۳، ۲/۷ و درصد فولاد میلگرد به ترتیب ۱/۶، ۲/۲ انتخاب شده است. به علت گستره وسیع پارامترها و متعاقباً گستره وسیع نقاط و منحنی های بدست آمده، نرمالیزه کردن نمودارهای اندرکنش با معیار مناسب اجتناب ناپذیر می باشد. بنابراین با بررسی های صورت گرفته بر روی نمودارها دو رابطه زیر برای نرمالیزه کردن نمودارها ارائه می شود که به نظر می رسد بهترین کارایی را در کوچک کردن گستره نقاط دارا می باشد.



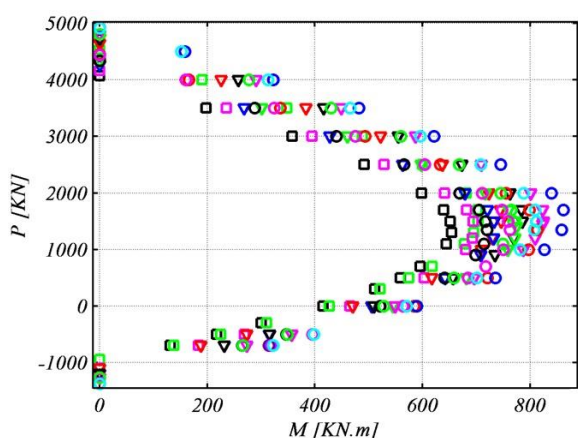
ارائه مدل جدید ریاضی منحنی‌های برهم‌کنش برای دیوارهای برشی کامپوزیتی

قسمت دوم: بتن با مقاومت ۲۸ MPa تا ۳۵ MPa در این قسمت ۲۰ نمودار برهم‌کنش با حدود ۲۹۵ نقطه قرار گرفته است که در حالت نرمالیزه نشده و حالت نرمالیزه شده در شکل‌های (۲۳ تا ۲۵) مشاهده می‌شود.

معادله کلی نمودار مربوط به قسمت دوم به صورت زیر می‌باشد:

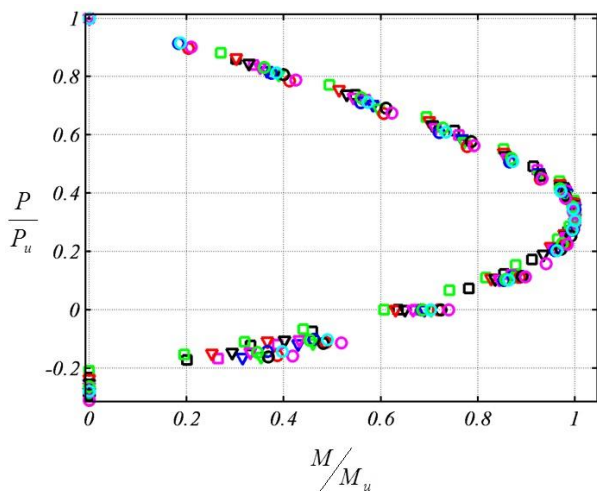
$$\frac{P}{P_u} = 0.677 + 1.903 - 2.373 \left(\frac{M}{M_u}\right)^2 - 1.939 \left(\frac{M}{M_u}\right)^3 + 1.741 \left(\frac{M}{M_u}\right)^4 \quad (A)$$

درصد خطای میانگین در معادله فوق ۴/۳٪ و ضریب همبستگی ۹۹/۴٪ می‌باشد. میانگین در معادله فوق ۳/۶٪ و ضریب همبستگی ۹۹/۴٪ می‌باشد.

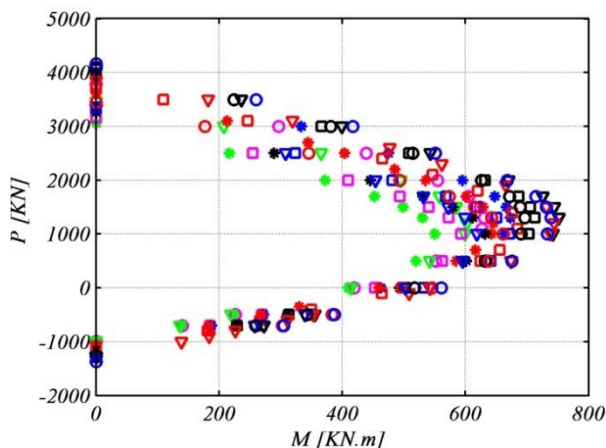


$\rho_s=2.26\%$	$\rho_p=1.52\%$	$f_c=28$ mpa	$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=1.96\%$	$f_c=35$ mpa
$\rho_s=2.26\%$	$\rho_p=1.96\%$	$f_c=28$ mpa	$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=2.34\%$	$f_c=30$ mpa
$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=1.52\%$	$f_c=30$ mpa	$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=2.34\%$	$f_c=35$ mpa
$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=1.52\%$	$f_c=35$ mpa	$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=2.74\%$	$f_c=30$ mpa
$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=1.96\%$	$f_c=30$ mpa	$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=2.74\%$	$f_c=35$ mpa
$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=3.1\%$	$f_c=30$ mpa	$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=1.52\%$	$f_c=28$ mpa
$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=3.1\%$	$f_c=35$ mpa	$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=1.96\%$	$f_c=28$ mpa
$\rho_s=2.26\%$	$\rho_p=1.52\%$	$f_c=30$ mpa	$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=2.35\%$	$f_c=28$ mpa
$\rho_s=2.26\%$	$\rho_p=1.52\%$	$f_c=35$ mpa	$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=2.74\%$	$f_c=28$ mpa
$\rho_s=2.26\%$	$\rho_p=1.96\%$	$f_c=30$ mpa	$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=2.74\%$	$f_c=28$ mpa
$\rho_s=2.26\%$	$\rho_p=1.96\%$	$f_c=35$ mpa			

شکل ۲۰- نقاط قسمت اول قبل از نرمالیزه کردن

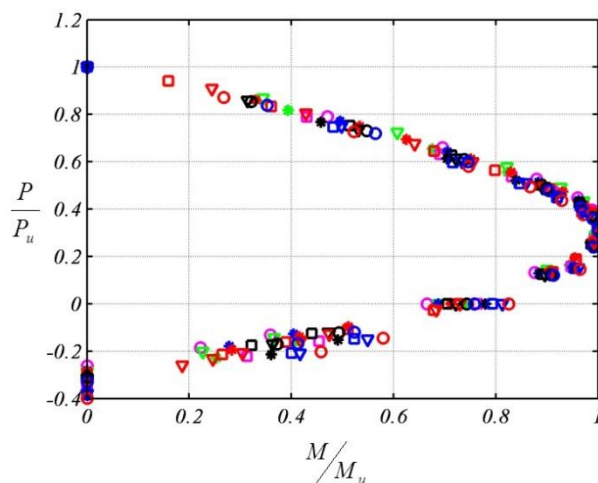


شکل ۲۱- نقاط قسمت اول بعد از نرمالیزه کردن

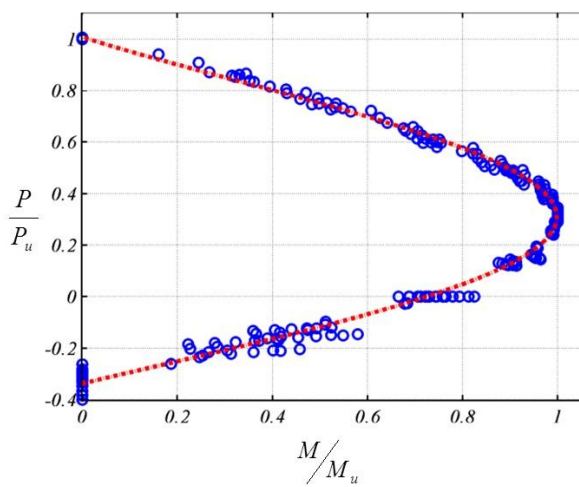


$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=2.34\%$	$f_c=25$ mpa	$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=2.74\%$	$f_c=25$ mpa
$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=2.74\%$	$f_c=20$ mpa	$\rho_s=2.26\%$	$\rho_p=1.52\%$	$f_c=20$ mpa
$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=2.34\%$	$f_c=28$ mpa	$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=2.74\%$	$f_c=28$ mpa
$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=1.96\%$	$f_c=20$ mpa	$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=1.52\%$	$f_c=25$ mpa
$\rho_s=2.26\%$	$\rho_p=1.52\%$	$f_c=20$ mpa	$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=1.96\%$	$f_c=25$ mpa
$\rho_s=2.26\%$	$\rho_p=1.52\%$	$f_c=25$ mpa	$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=1.96\%$	$f_c=28$ mpa
$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=2.34\%$	$f_c=28$ mpa	$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=1.52\%$	$f_c=20$ mpa
$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=1.52\%$	$f_c=28$ mpa	$\rho_s=1.58\%$	$\rho_p=2.34\%$	$f_c=20$ mpa

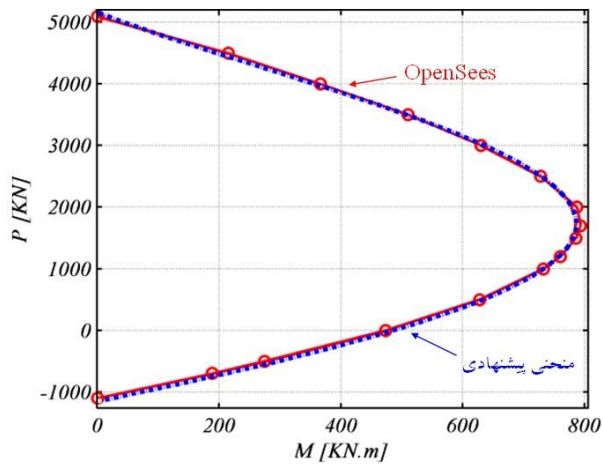
شکل ۲۲- نقاط قسمت دوم قبل از نرمالیزه کردن



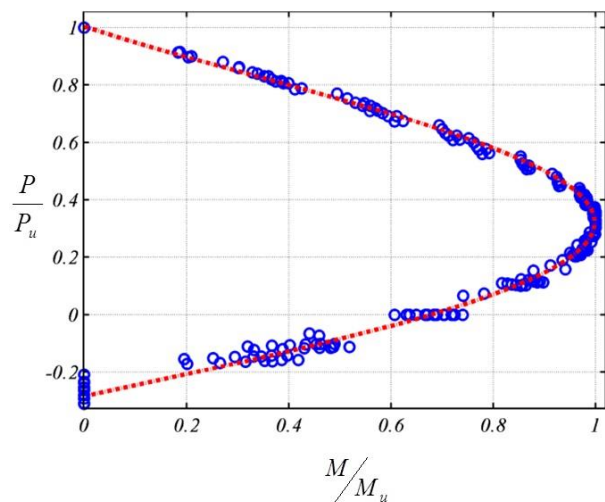
شکل ۲۳- نقاط قسمت دوم بعد از نرمالیزه کردن



شکل ۲۴- نقاط نرمالیزه شده و معادله رگرسیون نقاط



شکل ۲۷- مقایسه منحنی پیشنهادی و منحنی حاصل از تحلیل لنگر-انحناء

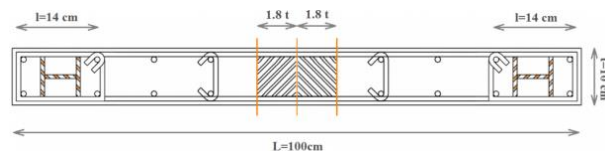


شکل ۲۵- نقاط نرمالیزه شده و معادله رگرسیون نقاط

### ۵- نتیجه گیری

در این تحقیق از روش فیبری که روشی دقیق سریع و کارآمد است، برای تحلیل عددی غیرخطی دیوارهای برشی کامپوزیتی استفاده شد. نتایج حاصل از مدل سازی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی نشان می دهد که مدل ساخته شده به خوبی مقادیر سختی اولیه، مقاومت نهایی، نقطه نظیر ترک خوردگی دیوار، نقطه نظیر تسلیم میلگرد و انرژی جذب شده توسط دیوار که برابر با مجموع مساحت داخلی حلقه ها است را پیش بینی نموده و صحت مدلسازی انجام شده و روش فیبری را تایید می نماید. یکی دیگر از کاربردهای روش فیبری محاسبه نمودار لنگر-انحناء و منحنی های برهم کنش نیروی محوری و لنگر خمشی می باشد. نتایج حاصل از پیش بینی های عددی تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی با میزان خطای کمتر از ۵٪ را نشان می دهد. شایان ذکر است از کاربردهای مهم این نمودارها استفاده به عنوان سطوح گسیختگی مقاطع در تحلیل های غیرخطی با استفاده از المان های میله ای دوگره ای و همچنین طراحی مقطع مورد نظر می باشد. در فرآیند غیرخطی بدین صورت که رفتار المان ها در نقاط مورد بررسی که درون سطح قرار می گیرند نشان دهنده رفتار و برای نقاط واقع شده بر روی سطح و خارج از آن نشان دهنده رفتار غیرخطی و گسیختگی می باشد. به منظور صحت سنجی روش فیبری در محاسبه نمودارهای برهم کنش نتایج حاصل از تحلیل با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شد که تطابق خوبی بین آنها مشاهده شد. ادامه به منظور ارائه مدل کلی منحنی های برهم کنش نمونه های مختلف با درصد فولاد پروفیل و درصد فولاد میلگرد و مقاومت های

نمونه عددی: در این دیوار از بتن با مقاومت ۴۰MPa،  $\rho_s = 0.0098$  در جزء مرزی و  $\rho_s = 0.031$  در قسمت میانی، ۲۰ عدد میلگرد با قطر ۱۰ mm و با مقاومت تسلیم ۴۰MPa، دو عدد پروفیل فولادی با عرض بال ۷۰ mm، ارتفاع ۶۶ mm، ضخامت ۵ mm و با مقاومت تسلیم ۲۴۰MPa استفاده شده است. شایان توجه است رابطه (۸) برای بتن با رده مقاومتی ۲۸ تا ۳۵ مگاپاسکال به دست آمده است. با این حال به منظور نمایش توانایی رابطه و وسعت کاربرد آن از بتن با مقاومت ۴۰ مگاپاسکال استفاده شده است. در این راستا به منظور تعیین منحنی برهم کنش دیوار مذکور ابتدا نیروی محوری و لنگر خمشی نهایی با استفاده از روابط (۴) تا (۶) تعیین سپس با ضرب  $P_u$  در محور قائم و  $M_u$  در محور افقی در منحنی پیشنهادی منحنی برهم کنش مطابق شکل (۲۷) به دست می آید.



شکل ۲۶- دیوار برشی مربوط به مثال حل شده

$$P_u = A_d f_{yp} + A_s f_{ys} + \alpha (A_g f'_c + A'_g k f'_c + \dots)$$

$$P_u = 5127N$$

$$M_u = f_{yp} (W_{p1}) + [0.5 f'_c (W_{p2} - W'_{p2})$$

$$+ 0.5 k f'_c (W_{p2} - W'_{p2}) + \dots] + f_{ys} (W_{ps})$$

$$M_u = 7916.42KN.m$$

[6] Timler, P.A. and Kulak, G.L., "Experimental Study of Steel Plate Shear Walls", Structural Eng. Report No. 114, Dep. of Civil Eng., University of Alberta, Edmonton, AB, (1983);

[7] Sugii, K., Yamada, M. "Steel Panel Shear Walls with and Without Concrete Covering", Proceedings on CD-Rom, 11th World Conference on Earthquake Eng., Acapulco, Mexico. (1996).

[8] Astaneh-Asl A. Cyclic tests of steel shear walls. Research project. Berkeley: Dept of Civil and Env Engineering, Univ of California; 2000-2001

(Sponsor: General Services Administration and Skilling, Ward Magnusson, Barkshire).

[9] Dan, D., Fabian, A. Stoian, V. "Second-order inelastic dynamic analysis of steel frames using fiber hinge method", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 67, pp. 800-813, (2011).

[10] Liao, F., Y. Han, L., H. "Performance of reinforced concrete shear walls with steel reinforced concrete boundary columns", Engineering Structures, Vol. 44, pp.186-209, (2012).

[11] Akis, T., "Lateral Load Analysis of Shear Wall-Frame Structures", Ph.D.Thesis, The Middle East Technical University, (2004).

[12] Giberson, M., "The Response of Nonlinear Multi-Story Structures Subjected to Earthquake Excitation", Tech Report, Earthquake Engineering Research Laboratory California Institute of Technology, Pasadena, California, (1967).

[13] Filippou, F.C., Enrico, s., "A Fiber Beame - Column Element For Seismic Response Analysis Of Reinforced Concrete Structures", Report No-UBC/EERC-91/17 university of california Berkeley., (1991).

[14] Akhaveissy, A., H., Desai, C. S., "Application of the DSC model for nonlinear analysis of reinforced concrete frames", Finite Elements in Analysis and Design, Vol. 50, pp. 98-107 (2012).

[15] Akhaveissy, A. H., Desai, C. S., "Unreinforced masonry walls: Nonlinear finite element analysis with a unified constitutive model", Archives of Computational Methods in Engineering 18, 485-502 (2011).

[16] Akhaveissy, A. H., "Finite element nonlinear analysis of high-rise unreinforced masonry building", Latin American Journal of Solids and Structures, Vol. 8, pp 445-461, (2011)

[17] Thai, H., T. Kim, S., E. "Second-order inelastic dynamic analysis of steel frames using fiber hinge method", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 67, pp. 1485-1494, (2011).

[18] Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees) <http://opensees.berkeley.edu/>

مشخصه بتن مختلف تحلیل شد و با بررسی حدود ۵۱۳ نقطه، دو منحنی کلی بر اساس مقاومت مشخصه بتن به صورت زیر ارائه گردید:

$$\begin{cases} \text{if } 20MPa \leq f'_c \leq 28MPa \\ y = 0.724 + 1.685(x) - 2.170(x)^2 - 1.822(x)^3 + 1.597(x)^4 \\ \text{if } 28MPa \leq f'_c \leq 35MPa \\ y = 0.677 + 1.903(x) - 2.373(x)^2 - 1.939(x)^3 + 1.741(x)^4 \end{cases} \quad (9)$$

$$y = \frac{P}{P_u} \& x = \frac{M}{M_u}$$

## فهرست علائم

$M_u$	لنگر نهایی مقطع
$W_{p1}$	مدول پلاستیک مقطع پروفیل
$f'_c$	مقاومت مشخصه بتن
$W_{ps}$	مدول پلاستیک میلگردها
$W_{p2}$	مدول پلاستیک بخش بتنی
$W'_{p2}$	مدول پلاستیک بخش میانی با عرض دو برابر ضخامت
$\rho_s$	درصد فولاد مقطع مربوط به میلگرد
$P_u$	بار محوری نهایی مقطع
$A_a$	مساحت کل پروفیل
$f_{yp}$	مقاومت تسلیم فولاد
$A_s$	مساحت میلگرد
$f_{ys}$	مقاومت تسلیم میلگرد
$\alpha$	ضریب مقاومت مشخصه بتن
$\rho_p$	درصد فولاد مقطع مربوط به پروفیل مرزی

## ۶- مراجع

[1] Rahai, A., Hatamib, F. "Evaluation of composite shear wall behavior under cyclic loadings", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, pp. 1528-1537, (2009).

[2] AISC 341-05 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings Approved by the AISC Committee on Specifications and issued by the AISC Board of Directors March 9, (2005).

[3] EN 1998-1. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance.

[4] Driver, R.G., Kulak, G. L., Kennedy, D.J.L. and Elwi, A.E. "Cyclic tests of four-story steel plate shear wall" J. of Structural Eng., ASCE, Vol. 124, No. 2, Feb., pp. 112-120, (1998).

[5] Kulak, G.L. "Unstiffened steel plate shears walls", Applied Science Publications, London, pp. 237-276, (1991).

[19] Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J. "Displacement-based seismic sesigan of structures", IUSS Press chapter 1, 2, 3 and 6 (2006).

[20] Izzuddin, B. A., and Smith, D. L., "Efficient nonlinear analysis of elasto-plastic 3D R/C frames using adaptive techniques" Computers and Structures, Vol 78, pp. 549–573, (2000).

[21] Vivo, L. De., and Rosati, L., "Ultimate Strength analysis of Reinforced Concrete Sections Subject to Axial force and Biaxial Bending" , Comput. Methods Appl. Mech. Engrg. Vol. 166 . pp. 261-287, (1998).

[22] Sfakianakis, M. G., "Biaxial bending with axial force of reinforced, composite and repaired concrete sections of arbitrary shape by fiber model and computer graphics", Advances in Engineering Software, Vol. 33, pp. 227–242, (2002).

[23] Penelis, G. G., and Kappos, A. J., Earthquake resistant concrete structures, E and FN SPON ed., London, (1997).

[24] Chiorean, C.G., "A computer method for nonlinear inelastic analysis of 3D compositesteel–concrete frame structures".Engineering Structures, Vol. 57, pp. 125–152, (2013).

[۲۵] اخویسی، ا.ه. ربیعی قهفرخی، م. زهرائی، س.م. الگوریتمی کارآمد برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی تیرهای بتن مسلح با استفاده از اجزای ماکرو، نشریه روشهای عددی در مهندسی، سال ۳۱، شماره ۲، زمستان ۱۳۹۰.

[26] Soleimani, D., Popov, E.P. and Bertero, V.V. "Nonlinear Beam Model for R/C Frame Analysis." *7th ASCE Conference on Electronic Computation*, St. Louis (1979).

[27] Darvall, L.P. and Mendis, P. "Elastic-Plastic-Softening Analysis of Plane Frames." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 11(ST4), pp. 871-888 (1985).

## New Mathematical Model of the Interaction Curves For Composite Shear Walls

A.H. Akhaveissy

Associate Professor of Civil Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran

K. Daneshvar\*

M.Sc. of Structural Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran

M. Amooie

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

### Abstract

Elastic and inelastic performance of structure members can be evaluated by Bending moment–axial force interaction surfaces in a non - linear process. The use of composite shear wall structures is common method in the past two decades. In this research, this kind of surfaces are being introduced for the first time to be utilized in composite shear walls, which can be used in analyzing and designing without the need to non - linear analysis. Composite shear walls used for high-rise buildings, offer more lateral stiffness, bending resisting moment, Energy dissipation and ductility in comparison with other ordinary walls. Here, a simple, efficient and expeditious method is presented for nonlinear analysis of reinforced concrete structural members, based on fiber method concepts. One of the considerable advantages of this method is its high speed in nonlinear analysis of structural members that makes it distinctive from the others. The OpenSees software is used for modelling the discussed shear walls.

**Keywords:** Interaction Surfaces, Nonlinear Analysis of Composite Shear Walls, Fiber Method, Moment-Curvature Diagram.

---

\* Corresponding Author: daneshvar2@yahoo.com