

تجزیه و تحلیل لرزه ای و طراحی ستون های دیوار برشی کامپوزیت بتن ورقه فولادی

چکیده

این مقاله نتایج حاصل از مطالعات عددی در واکنش یکنواخت سطح صاف ستون های دیوار برشی کامپوزیت بتن ورقه فولادی (SC) را ارائه می دهد. نتایج حاصل از عنصر محدود ستون های دیوار SC 98 بمنظور بررسی تأثیر نسبت طول به عرض دیوار، نسبت آرماتور، نسبت باریکی، بار محوری، قدرت بازدهی صفحات فولادی و مقاومت فشرده تک محوری بتن در واکنش مسطح و تشکیل (a) معادلات قابل پیش بینی جهت ایجاد نیروی جانبی سه خطی در مقابل واکنش جابجایی ستون های دیوار SC و (b) معادله طراحی مبتنی بر مکانیک برای اوج مقاومت خمشی بکار می روند که بر تعامل برش موجود و نیروی محوری نظارت می کند. طراحی آزمایشات بمنظور انتخاب 98 ستون انجام می گیرد. مدل عنصر محدود پایه با استفاده از داده های حاصل از آزمایشات چرخشی معکوس و سطح غیر ارتجاعی 4 ستون دیوار SC با مقیاس بزرگ مورد تأیید قرار گرفت.

کلمات کلیدی: دیوار برشی کامپوزیت ورقه فولادی، مدل تحلیلی، بتن پر، صفحه فولادی، معادله مبتنی بر مکانیک، مدل های قابل پیش بینی آماری

1. مقدمه

دیوار برشی کامپوزیت بتن ورقه فولادی (SC) جهت ساخت و ساز در ایالات متحده با استفاده از صفحه های فولادی، بتن پر، و اتصالات ایجاد گردیده که جهت محکم کردن صفحه های فولادی و بتن پر مورد استفاده قرار می گیرند. گرچه رفتار لرزه ای دیوار SC به تفصیل در 25 سال گذشته مورد مطالعه قرار گرفته، تعداد درخواست ها محدود شده اند. معادلات تجربی جهت پیش بینی مقاومت اولیه و ظرفیت بار جانبی دیوارهای SC ارائه گردیده، اما تأثیر متغیرهای طراحی اصلی از جمله نسبت طول به عرض دیوار، نسبت های آرماتور و باریکی، بار محوری و ویژگی های مواد بطور سیستماتیک شرح داده نشده است. متغیرهای طراحی به دلایل زیر مورد بررسی قرار گرفته-

اند:

- گسترش معادلات قابل پیش بینی جهت مشخص کردن واکنش لرزه‌ای سه-خطی یک ستون دیوار SC را تا حداکثر میزان مجاز که برای دربر گرفتن در استاندارد آنالیز مناسب بوده مشخص می‌نماید.
 - بررسی و اعتبار یک معادله مبتنی بر مکانیک برای حداکثر مقاومت خمشی ستون دیوار SC که برای دربرگرفتن استاندارد طراحی لرزه‌ای مناسب است.
- ادامه این مقاله مبانی فنی برای معادلات قابل پیش بینی را جهت مشخص نمودن واکنش سه-خطی معادله مبتنی بر مکانیک برای حداکثر مقاومت خمشی فراهم می‌کند. مرور این موضوع بر مطالعاتی تمرکز می‌کند که بر رفتار ستون‌های دیوار SC با توجه به متغیرهای طراحی مهم ذکر شده در بالا نظرت دارد.

2. بررسی ادبیات

Fukumoto و همکارانش صفحه فولادی با مقیاس $1/4$ ، بتن غیر مسطح و دیوارهای برشی کامپوزیت تحت بارهای برشی و محوری جهت مطالعه تأثیر عمل کامپوزیت بین صفحات فولادی و بتن پر، نسبت باریکی و شیوه‌های سفت کننده برای صفحات فلزی در واکنش به دیوارهای SC را مورد آزمایش قرار دادند. دیوارهای کامپوزیت بوسیله اسمبل کردن جعبه‌های فولادی جوشکاری شده و پر کردن آنها با بتن ایجاد می‌گردند: نتایج کیفی مربوط به ساخت خاص مورد استفاده قرار گرفت.

Takeda و همکاران 7 پانل دیوار کامپوزیت را در معرض بارگذاری چرخشی سطح که در برش خالص لود گردیده قرار دادند. تمرکز اصلی مطالعه آنها تأثیر ضخامت صفحات فولادی، پارتیشن بندی وبها و استفاده از ستون در واکنش به برش‌های پانل SC بشمار میرفت. نمونه‌ها از دو صفحه فولادی، بتن پر، ستون‌های فولادی که صفحات را به نقاط روی نقشه متصل نموده و پارتیشن بندی وبها که صفحات فولادی را بهم متصل کرده تشکیل شده است. نتایج مطالعه Takeda نشان می‌دهد که ایجاد ستون در فضای مورد نظر هیچ تأثیری بر حداکثر مقاومت ندارد.

A_c	cross-section area of infill concrete	K_{rc}	shear stiffness of infill concrete
A_c^{eff}	effective cross-sectional area of the infill concrete (= $A_c/1.2$)	K_{fs}	flexural stiffness of steel faceplates
A_g	total cross-section area of SC wall	K_{fs}	shear stiffness of steel faceplates
A_s	cross-section area of steel faceplates	K_{el}^c	theoretical initial stiffness of steel faceplates
A_s^{eff}	effective cross-sectional area of the steel faceplates (= $A_s/1.2$)	K_y	pre-yield stiffness of SC wall
c	depth to the neutral axis of the steel faceplates	K_p	post-yield stiffness of SC wall
c'	depth to the neutral axis of the infill concrete	L	length of wall
E_c	elastic modulus of concrete (MPa)	M	bending moment
E_s	elastic modulus of steel (MPa)	N	axial load
f_c'	uniaxial compressive stress of concrete (MPa)	V_c^y	shear force resisted by infill concrete at the onset of steel faceplate yielding
f_t	nominal tensile strength of concrete (MPa)	V_s^y	shear force resisted by steel faceplates at the onset of steel faceplate yielding
f_t^e	effective tensile strength of concrete (MPa)	V_y	lateral force resisted by SC wall at the onset of steel faceplate yielding
f_y	yield stress of steel faceplates (MPa)	V_c^p	shear force resisted by infill concrete at peak lateral load
f_s^e	effective stress in steel faceplates (MPa)	V_s^p	shear force resisted by steel faceplates at peak lateral load
G_c	elastic shear modulus of concrete (MPa)	V_p	lateral load capacity of SC wall
G_f	specific fracture energy (the energy required to propagate a tensile crack of unit area)	V_{flex}^p	shear force associated with the ultimate moment capacity of SC wall cross-section
G_s	elastic shear modulus of steel (MPa)	t_c	thickness of infill concrete
H	wall height	t_s	thickness of each steel faceplate
H^*	moment to shear ratio (= wall height for single story wall panels)	w	crack width
I_c	moment of inertia of the cross section of the infill concrete	w	crack width
I_s	moment of inertia of the cross section of the steel faceplates	ϵ_c	concrete strain at extreme fiber in compression
K_{el}	theoretical initial stiffness of SC wall	ϵ_{cu}	ultimate concrete strain
K_{el}^c	theoretical initial stiffness of infill concrete	ϵ_y	steel strain at yielding
K_{el}^s	theoretical initial stiffness of steel faceplates	ρ_s	reinforcement ratio
K_{fc}	flexural stiffness of infill concrete	β_1	stress block coefficient
		β_2	stress block coefficient

این نویسندگان واکنش پیش از اوج مقاومت را به چهار گروه تقسیم بندی نمود: (1) ارتجاعی، (2) ترک خوردگی پس از بتن، (3) پس کمانش صفحات فلزی و (4) بازدهی پس از صفحات فولادی. واکنش برشی پانل‌های SC با استفاده از رابطه جابجایی نیروی تغییر پذیر بصورت ایده‌آل درآمده زیرا ظرفیت بار جانبی در فشارهای برشی کمتر از 2٪ کیفیت خود را از دست نداد.

Sesaki و همکاران 7 دیوار لبه‌دار را با نسبت طول به عرض بین 0.33 و 0.5 جهت بررسی تأثیر نسبت طول به عرض، نسبت تقویت‌سازی، بار محوری و استفاده از ستون‌های چسبیده به انتهای صفحات دیوار وب در واکنش خمشی-برشی دیوارهای SC مورد آزمایش قرار دادند. نسبت باریکی صفحه به میزان 33 مورد استفاده قرار گرفت. آنها در مورد سختی جانبی و مقاومت افزایش دیوارهای SC لبه‌دار با کاهش نسبت برشی دهانه به عمق و افزایش نسبت آرماتور گزارش تهیه کرده که تا حدی ذاتی است. افزایش در بار محوری منجر به افزایش در مقاومت جانبی گردیده اما باعث افزایش سختی اولیه نمی‌گردد.

Ozaki و همکاران دیوارها با نسبت طول به عرض و آرماتور مختلف تحت بار محوری جهت بررسی واکنش سطح دیوارهای SC بحرانی-برشی و بحرانی-خمشی را مورد آزمایش قرار دادند. 5 نمونه بحرانی-برشی SC با نسبت طول به عرض 0.5 تا 0.85 و نسبت‌های آرماتور از 0.7% تا 2% مورد آزمایش قرار گرفت. نسبت آرماتور تأثیر

اندکی بر سختی اولیه و قدرت ترک خوردگی دیوارهای SC برشی-بحرانی داشته اما بطور قابل توجهی بر بارهای بازده و جانبی تأثیر گذاشت. جابجایی‌های مربوط به بارهای بازده و جانبی تحت تأثیر نسبت تقویت ساز قرار نگرفتند. 4 دیوار SC خمشی-بحرانی با نسبت طول به عرض 0.7 و 0.85 و نسبت آرماتور 2٪ مورد آزمایش قرار گرفتند. پارامترهای طراحی در این قسمت از بررسی نسبت طول به عرض، نیروی محوری، و نوع ارتباط دیوار SC با فونداسیون در نظر گرفته شد. Ozaki و همکاران پیشنهاد کردند که مقاومت خمشی دیوار SC خمشی-بحرانی با استفاده از نتایج آنالیز برش عرضی قالب پذیر محاسبه گردد.

Nie و همکاران 12 دیوار را در معرض بارهای جانبی محوری و چرخشی بمنظور بررسی تأثیر نسبت آرماتور، مقاومت بتن، ضخامت سطح فولاد و صفحه لبه دار و نسبت طول به عرض دیوار در واکنش به سطح دیوارهای SC قرار دادند. نسبت طول به عرض و آرماتور از 4.6% تا 7.1% و از 1 تا 2 متغیر بودند. 12 نمونه که بوسیله کمانش و شکستگی موضعی صفحات فولادی مشخص شده در خمش شکست خوردند. نتایج آزمایشات آنها نشان دادند که حداکثر مقاومت افزایش یافته با کاهش نسبت دهانه به عمق برشی افزایش یافت. تغییر در مقاومت فشرده بتن تأثیر اندکی بر مقاومت نمونه‌های SC دارد.

Kurt و همکاران تأثیرات نسبت طول به عرض دیوار، ضخامت دیوار، نسبت آرماتور در واکنش یکنواخت ستون‌های دیوار SC را گزارش کردند. کدهای عنصر محدود ABAQUS و LSDYNA برای شبیه سازی‌های عددی مورد استفاده قرار گرفتند. داده‌های حاصل از آزمایشات 8 ستون دیوار SC و شبیه سازی‌های عددی جهت استخراج معادلات طراحی برای ظرفیت بار جانبی ستون دیوار SC مورد استفاده قرار گرفتند. معادله پیشنهادی برای ظرفیت خمشی درون سطح برای نسبت طول به عرض تقسیم بندی گردید: (1) برای نسبت طول به عرض 0.5 و کمتر، ظرفیت برابر لحظه مربوط به شروع بازدهی صفحات فولادی در انتهای فشرده سازی دیوار بوده و (2) برای نسبت طول به عرض 1.5 و بیشتر، ظرفیت برابر با ظرفیت لنگر شکل پذیر برش عرضی دیوار است. ظرفیت خمشی برای نسبت طول به عرض متوسط بوسیله میان یابی خطی تعیین گردیده اما در مورد ضخامت دیوار توضیح می‌دهد. تأثیر نیروهای محوری و برشی همزمان بر ظرفیت خمشی مورد توجه قرار نگرفته است.

3. مطالعه پارامتری در مرد ستون‌های دیوار SC

یک پروژه پژوهشی در دانشگاه در بوفالو در سال 2013 انجام گرفت که عملکرد لرزه‌ای ستون‌های دیوار کامپوزیت SC را برای ساختمان‌ها و زیر ساخت‌های مأموریت بحرانی مورد بررسی قرار داد. دیوارهای SC در این مطالعه از دو صفحه فولادی و بتن پر تشکیل گردیده: ساختمان معرفی شده در ابتدای این مقاله. صفحات فولادی با هم و با بتن پر بوسیله میله‌ها و ستون‌های سر دار بهم متصل بودند. این پروژه پژوهشی که شامل یک برنامه آزمایشی که بدنبال آن مطالعات آماری و تحلیل آمده، بر رفتار سطح ستون‌های دیوار SC خمشی و خمشی-برشی-بحرانی متمرکز میشود. در برنامه آزمایشی 4 نمونه بزرگ با نسبت طول به عرض 1 تحت بار چرخشی جابجایی کنترل شده مورد آزمایش قرار گرفتند. متغیرهای طراحی شامل ضخامت دیوار، نسبت آرماتور و نسبت باریکی بودند. دیوارها خمشی-بحرانی بودند. یک مدل عنصر محدود قوی در LS DYNA جهت شبیه سازی رفتار چرخشی معکوس و سطح غیر قابل انعطاف دیوارها خمشی-بحرانی توسعه یافتند. مدل LS DYNA برای محاسبات واکنش سطح با استفاده از نتایج آزمایش‌های چرخشی ستون‌های دیوارهای SC مورد تأیید قرار گرفتند. داده‌های آزمایشی جهت توسعه مدل‌های تحلیلی ساده شده مناسب برای آنالیز و طراحی اولیه دیوارهای SC مورد استفاده قرار گرفتند. در مطالعه گزارش شده در این مقاله، این مدل LS DYNA تأیید شده برای بارگیری درون سطح جهت انجام مطالعه پارامتری در مورد واکنش یکنواخت درون سطح دیوارهای SC استفاده میشود. نتایج این مطالعه پارامتری جهت بررسی متغیرهای طراحی در واکنش یکنواخت ستون‌های دیوار SC و استنتاج معادلات مورد استفاده قرار گرفته که رابطه جابجایی نیروی جانبی سه خطی را برای یک ستون دیوار SC مانند آنچه در ادامه توضیح داده شده مشخص می‌نماید.

متغیرهای طراحی در این مطالعه عبارتند از: نسبت طول به عرض دیوار (AR)، نسبت آرماتور (RR)، نسبت باریکی صفحات فولادی (SR)، نسبت بار محوری (AL)، مقاومت بازدهی صفحات فولادی (SS) و مقاومت فشرده بتن (CS). نسبت آرماتور به عنوان نسبت سطح مقطعی صفحات فولادی به سطح مقطعی دیوار SC تعریف می‌گردد. نسبت باریکی صفحات فولادی فاصله بین اتصالات بوده (ستون‌های میله‌ای) که بوسیله ضخامت صفحه فولادی تقسیم می‌گردد. نسبت بار محوری همان نسبت نیروی فشرده محوری کاربردی و مساحت کلی دیوار است. اطلاعات مربوط به آنالیز عنصر محدود و نتایج آنالیز واریانس (ANOVA) و مشتقات معادلات قابل پیش بینی در قسمت‌های زیر ارائه می‌گردد.

4. تحلیل عنصر محدود دیوارهای SC

هدف کلی کد عنصر محدود LS_DYNA جهت انجام مطالعه آماری استفاده گردید. مدل عددی تأیید شده ستون دیوار SC برای محاسبات واکنش چرخشی معکوس و سطح غیر ارتجاعی بطور خلاصه در زیر بیان شده است. اطلاعات جزئی در مورد عناصر محدود، اندازه توری و مطالعات همگرایی مربوطه و فرمول بندی اتخاذ شده را می‌توان در (9،26) پیدا کرد. دو مشخصه مدل بدین صورت هستند: (a) استفاده از مدل ساختاری Winfrith بوده که انتقال نیروی برشی در شکاف‌ها، باز و بسته کردن شکاف‌ها، از بین رفتن مقاومت و سختی در مسیر موازی با شکاف‌ها و فشار سفت کننده را نشان داده و (b) الگوریتم تماس جهت در نظر گرفتن اصطکاک بین بتن پر و صفحات فولادی را و جهت امتناع از نفوذ به بتن از طریق فولاد و بالعکس استفاده از رویکرد مبتنی بر مجازات را ممکن ساخته است.

مدل بتن Winfrith در LS-DYNA که توسط Broadhouse توسعه یافته برای بتن پر مورد استفاده قرار گرفت. در این سه سطح (پایین، متوسط و بالا) برای مقاومت بازده صفحات فولادی و مقاومت فشرده بتنی مورد استفاده قرار گرفت. مقاومت‌های فشرده بتنی 27.5 MPa, 42 MPa, and 55 MPa جهت نشان دادن مقادیر پایین، متوسط و بالای مقاومت فشرده استفاده شده‌اند. ویژگی‌های مادی برای ورودی مقاومت‌های فشرده بتنی در مدل LS-DYNA در جدول 1 نشان داده شده است. مدول یانگ برای بتن با استفاده از معادله (19.2.2.1(b)) of

ACI 318-14 [29]: $4700\sqrt{f'_c}$ محاسبه گردید. مقاومت کششی و انرژی ترک (شکستگی) بتن در هر

بخش 2.1.3.3.1 و 2.1.3.3.2 (30) با توجه به اندازه کلی 19mm برای تمام درجه بندی‌های بتن محاسبه

گردید. عرض شکاف به عنوان $2G_f/f_t$ محاسبه گردید. مدل پلاستیسیته-خطی-تکه‌ای در LS-DYNA برای

صفحات فولادی و اتصالات استفاده گردید. صفحه فولادی ASTM

A852 ($f_y = 460$ MPa) و A36 ($f_y = 235$ MPa), A588 ($f_y = 350$ MPa),

جهت نشان دادن مقادیر مقاومت بازده کم، متوسط و بالا مورد استفاده قرار گرفته است. شکل 1 روابط تنش به

افزایش طول نسبی که برای فولادهای ASTM A36, A588, A852 فرض شده برای صفحات فولادی بکار

می‌روند. بازده اسمی و مقاومت نهایی ستون‌ها و میله‌ها 345 و 450 MPa فرض شده و برای تحلیل تغییر نمی‌کند. ویژگی‌های مادی ورودی برای LS-DYNA برای درجات مختلف فولاد رد جدول 2 ارائه شده است.

مطالعات در مقادیر گزارش برای ضریب اصطکاک بین فولاد و بتن بین 0.2 و 0.7 می‌باشد. دومین مورد از این مطالعات مرتبط ترین بررسی به مطالعات گزارش شده در اینجا محسوب می‌گردد. Rabbat و همکاران 15 بلوک بتنی بر صفحات فولادی را مانند ساختار بررسی شده دیوار SC مورد آزمایش قرار دادند. نتایج حاکی از آن بود که ضریب اصطکاک بین ورقه استیل صاف و بتن موجود بین 0.57 و 0.7 تغییر می‌کند. ضریب اصطکاک بین صفحات فولادی و بتن پر به کمترین مقدار در محدوده (0.57) Rabbat و همکاران تعیین گردید. تأثیر اصطکاک بین صفحات فولادی و بتن پر در واکنش سراسری درون سطح ستون‌های دیوار SC توسط نویسندگان نشان داده شد زیرا فشارهای نرمال بر سطح مشترک بسیار کم بود.

فرمول سازی سطح به سطح اتوماتیک تماس در LS-DYNA بمنظور نمونه سازی اصطکاک بین بتن پر و صفحات فولادی مورد استفاده قرار گرفت. فرمول سازی GRANGE- در LS-DYNA جهت اتصال ستون‌ها و میله‌ها به عناصر بتنی پر استفاده گردید.

ستون‌ها و میله‌ها با استفاده از عناصر پرتو به شکل معینی ایجاد گردید. بتن پر و صفحات فولادی با استفاده از عناصر جامد 8 گره‌ای 25.4 _ 25.4 _ 25.4 mm و عناصر پوسته 4 گره‌ای بصورت نمونه شکل گرفتند. فرمول سازی فشار ثابت 1 (ELFORM = 1) در LS-DYNA و Belytschko-Tsay بدنه ساختمان استفاده میشوند. مقطع برشی که عنصر پرتو را یکپارچه ساخته (Hughes-Liu beam in LS-DYNA [27]) برای اتصالات بکار می‌رود. مدل‌های LS-DYNA دیوارهای SC در شکل 2 نشان داده شده است.

طول و ضخامت دیوارها 1524mm و 304.8mm جهت مقایسه نتایج آزمایشی تنظیم شده‌اند [8-10]. ارتفاع دیوارهای SC جهت دستیابی به نسبت طول به عرض مورد هدف در محدوده 0.3 تا 3 انتخاب می‌گردند.

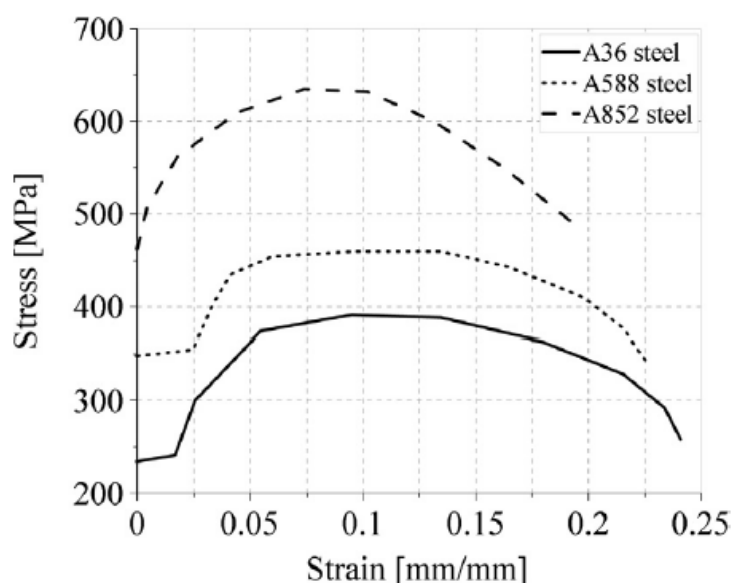
5. مطالعه پارامتری دیوارهای SC با استفاده از ANOVA

طراحی آزمایشات (DOE) (35) جهت کشف موثر و کارآمد تأثیر متغیرهای طراحی بر واکنش درون سطح ستون‌ها دیوارهای SC و توسعه رابطه جابجایی نیروی جانبی سه خطی استفاده شده که آنالیز لرزه‌ای ساختارهایی که چنین

ستون‌هایی را ترکیب کرده ممکن می‌سازد. شکل 3 نشان دهنده هندسی طراحی کارخانه‌ای (فاکتوریل) د و یا سه سطحی به همراه طراحی کامپوزیت مرکزی سه فاکتور A، B و C است.

Table 1
Concrete material properties.

Compressive strength level	Young's modulus (MPa)	Poisson's ratio	Uniaxial compressive strength (MPa)	Uniaxial tensile strength (MPa)	Crack width (mm)	Agg. size (mm)
Low	24,856	0.20	27.6	2.8	0.052	19
Intermediate	30,442	0.20	41.4	3.6	0.052	19
High	35,151	0.20	55.2	4.4	0.053	19



طراحی فاکتوریل دو سطحی (شکل 3a) غالباً استفاده می‌گردد زیرا نیازمند حداقل تعداد شبیه‌سازی‌ها برای یک مشکل با متغیرهای طراحی بسیار می‌باشد. (35). به‌رحال یک طراحی فاکتوریل دو سطحی فرض می‌کند که واکنش در محدوده متغیرهای طراحی در نظر گرفته شده در آنالیز خطی خطی هستند. این فرض ممکن است برای سیستم‌ها با واکنش خطی قابل اجرا نباشد. در این مطالعه، یک طراحی فاکتوریل سه سطحی، شش فاکتوری و کسری جهت ایجاد ترکیبات مختلف متغیرهای طراحی استفاده گردید: ساخته شده توسط طراحی کامپوزیت اصلی صورت محور (شکل 3b) بوسیله نقاط مرکز و محوری صورت محور (در شکل نشان داده شده 3b) در طراحی فاکتوریل کامل 6 فاکتور افزایش یافت. طراحی کامپوزیت مرکزی که از دو طراحی فاکتوریل دو سطحی با 2^{ψ} محوطه (حدود) تشکیل شده، ψ تعداد فاکتورها، 2^{ψ} محوطه محوری، n_c محوطه مرکزی بوده و جهت ایجاد

مدل‌های سطحی واکنش مرتبه دوم بمنظور جلوگیری از انجام آزمایش فاکتوریل کامل سه سطحی استفاده می‌گردد (شکل 3C). روش طراحی کامپوزیت مرکزی تأثیرات دوره مرتبه اول (e.g., x_1, x_2, \dots, x_n) و دوم در واکنش ($x_1^2, x_2^2, \dots, x_n^2$) را در نظر می‌گیرد.

سه سطح (پایین، متوسط و بالا) برای هر متغیر طراحی در نظر گرفته شده است. سطوح پارامترهای طراحی استفاده شده در آنالیز عددی در جدول 3 نشان داده شده است. مقادیر موجود در پرانتزها مقادیر رمز گذاری شده در آنالیز را نشان می‌دهند؛ سطوح پایین، متوسط و بالا فاکتورها با 1- و 1+ مشخص شده‌اند.

5.1 نتایج تجزیه و تحلیل

نتایج تجزیه و تحلیل اصلی در جدول 4 بطور خلاصه بیان شده است. سطوح متغیرهای طراحی برای هر محوطه در ستون‌های 2 تا 7 نشان داده شده است. ستون‌های 8 تا 10 نیروی برشی مقاومت شده توسط بتن پر، صفحات فولادی و سختی دیوارهای SC در شروع بازدهی صفحات فولادی را نشان می‌دهد. ستون‌های 11 تا 13 کمک‌های بتن پر و صفحات فولادی به ظرفیت بار جانبی کلی و سختی پس از بازدهی دیوارهای SC را بصورت فهرست نشان می‌دهد. سختی پیش از بازدهی، سفتی قاطع در نیروی مربوط به بازده صفحات فولادی می‌باشد. سختی پس از بازده شیب یک قسمت از خط بوده که از میان نقاط بازده و مرجع عبور کرده، که در آن نقطه مرجع در حداکثر نیروی برشی و در جابجایی محاسبه شده بوسیله ایده‌آل سازی سه خطی مبتنی بر انرژی رابطه جابجایی نیروی پیش بینی شده LS-DYNA ایجاد شده است.

نیروی برشی V_{flex} که در ستون 14 جدول 4 نشان داده شده، نیروی برشی مربوط به ظرفیت گشتاور پلاستیکی مقطع برشی با استفاده از کد XTRACT (36) است. محاسبات پیوند عالی بین صفحات فولادی و بتن پر و ویژگی‌های مواد بتنی در جدول 1 و 2 و شکل 1 فرض شده‌اند و به نیروی محوری موجود و تعامل نیروی برشی را که بر ظرفیت گشتاور پلاستیکی تأثیر گذاشته توجهی ندارد. ستون 15 نسبت $(V_c^p + V_s^p)$ to V_{flex} را نشان می‌دهد. مقادیر بیشتر از 1 کمبودهای فرضیات سنتی که جهت محاسبه ظرفیت گشتاور بکار رفته شناسایی گردیده و شامل بخش‌های سطح باقیمانده پس از بار گذاری، بی‌توجهی به تعامل نیروی برشی و محوری است.

5.2 تجزیه و تحلیل واریانس

تحلیل واریانس (ANOVA) با استفاده از نرم افزار تجاری Minitab (37) جهت بررسی تأثیرات متغیرهای طراحی بر واکنش انجام گرفت. نتایج ANOVA در قسمت‌های زیر ارائه گردیده است.

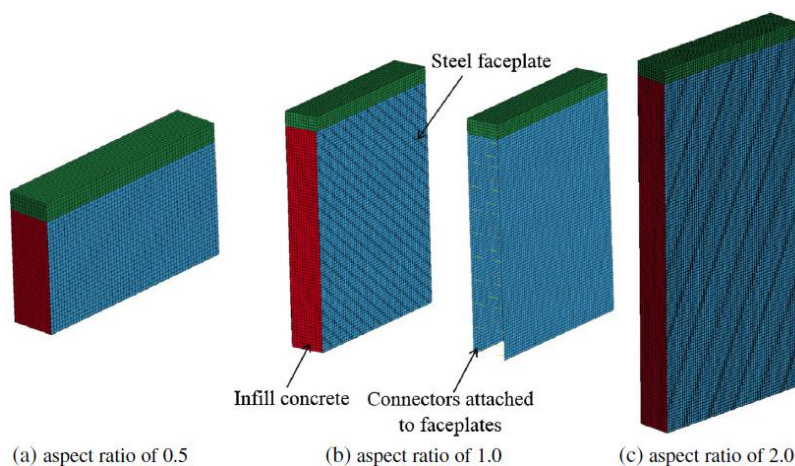
5.2.1 تأثیرات اصلی

مقادیر میانگین متغیرهای واکنش در سطوح بالا و پایین متغیرهای طراحی در شکل 4 نشان داده شده است. نمودارها فاکتورهایی را شناسایی نموده که تأثیر قابل توجهی بر دیوارهای SC دارد: با افزایش شیب خط، تأثیر اصلی متغیرهای طراحی افزایش می‌ابد (35). شکل 1 نشان می‌دهد که نسبت طول به عرض (AR) تأثیر قابل توجهی بر بار بازده و بار برشی ماکزیمم و سختی جانبی قبل و پس از بازده دارد. شیب منفی در این پانل‌ها مشخص می‌سازد که با افزایش نسبت طول به عرض، مقاومت و سختی جانبی دیوارهای SC کاهش می‌یابد.

شکل 4 اشاره می‌کند که نسبت آرماتور (RR) تأثیر بیشتری بر مقاومت نسبت به سختی داشته زیرا شیب خط RR در نمودارها برای V_p و V_y بزرگتر از مقادیر در نمودارهای K_p و K_y بوده، در حالی که نسبت باریکی (SR) هیچ تأثیری بر V_y نداشته و تنها تأثیر اندکی بر V_p و K_y داشته، سفتی پس از بازده تحت تأثیر نسبت باریکی قرار گرفت. با افزایش نسبت باریکی صفحه، سفتی پس از بازده کاهش می‌یابد، که یک نتیجه قابل پیش بینی بوده، زیرا با افزایش نسبت باریکی، کمانش صفحات فولادی و از بین رفتن سفتی سریعتر اتفاق می‌افتد.

Table 2
Steel material properties.

Yield strength level	Young's modulus (MPa)	Poisson's ratio	Yield strength (MPa)	Ultimate strength (MPa)	Fracture strain (%)
Low	200,000	0.30	235	390	24
Intermediate	200,000	0.30	350	460	22
High	200,000	0.30	460	635	19



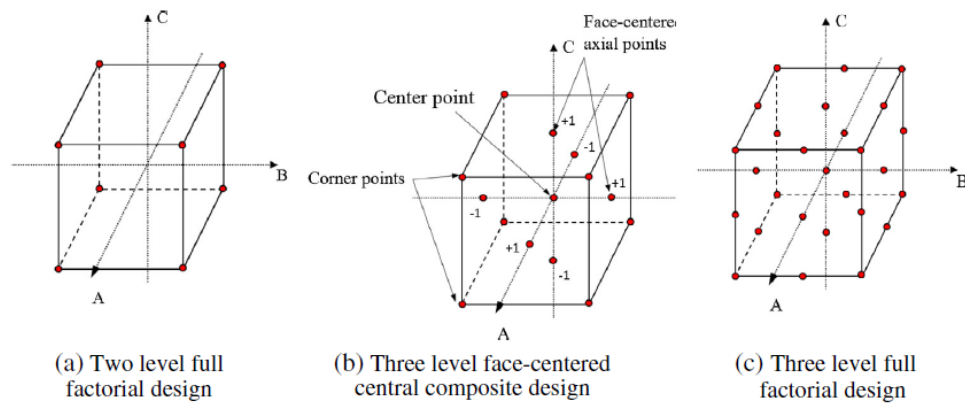


Fig. 3. Three factor factorial design.

Table 3
Levels of the design parameters.

Variable	Low	Intermediate	High
Aspect ratio	0.5 (-1)	1.25 (0)	2.0 (+1)
Reinforcement ratio (%)	1.67 (-1)	3.33 (0)	5.0 (+1)
Slenderness ratio	10 (-1)	25 (0)	40 (+1)
Axial load ratio	0 (-1)	0.1 (0)	0.2 (+1)
Yield strength of the steel faceplates (MPa)	235 (-1)	350 (0)	460 (+1)
Concrete compressive strength (MPa)	27.6 (-1)	41.4 (0)	55.2 (+1)

شکل 4 نشان می‌دهد که نسبت بار محوری (AL)، مقاومت فشرده بتن (CS) و مقاومت بازده فولاد (SS) تأثیر مشابهی بر ظرفیت‌های بار جانبی و بازده دیوارهای SC دارند. بهرحال، افزایش بار محوری و مقاومت فشرده بتن سختی پیش و پس از بازده را افزایش داده اما با افزایش مقاومت بازده فولاد کاهش می‌یابند.

5.2.2 اثرات متقابل

نمودارهای متقابل متغیرهای طراحی در شکل 5 نشان داده شده‌اند. تعامل قابل توجهی بین این دو متغیر وجود دارد اگر تأثیر یک متغیر بر واکنش برای مقادیر مختلف متغیر دیگر بطور قابل توجهی تغییر کند. خطوط موازی در یک نمودار تعامل اشاره کرده که هیچ تعاملی بین متغیرهای طراحی وجود ندارد. با افزایش تفاوت در شیب‌های خطوط، میزان تعامل بین متغیرهای طراحی افزایش می‌یابد (35).

در شکل 5 سلول‌های ردیف اول نمودار در هر پانل میزان تعامل بین نسبت طول به عرض و متغیرهای طراحی را نشان می‌دهد. هرچه تفاوت در شیب‌های دو خطی در هر سلول بزرگتر باشد، تعامل بیشتر خواهد بود. مثلاً در ردیف اول پانل (a) و (b)، خطوط تنها در یک سلول موازی بوده (AR + SR سلول دوم از چپ)، اشاره به تعامل

قابل توجه AR با CS, SS, AL, RR دارد اما در محاسبه V_y و V_p با SR تعامل ندارد.

شکل 5 b و d اشاره می‌کند که بین نسبت آرماتور و نسبت باریکی تعامل وجود داشته که بر برآورد V_{p0} و K_p اثر می‌گذارد. با توجه به این تعامل هر تغییری در نسبت آرماتور برای ضخامت ثابت دیوار، نسبت ضخامت صفحه فولادی و باریکی را تغییر می‌دهد. همچنین بین بار محوری و مقاومت فشرده بتن تعامل وجود داشته زیرا بار فشرده بکار رفته یک کسر (0, 0.1, 0.2) محصول مقاومت فشرده بتن و سطح مقطع عرضی دیوار ($A_g f'_c$) می‌باشد. بار محوری با مقاومت بازده صفحات فولادی در محاسبه K_p تعامل می‌کند. زمانی که هیچ بار محوری وجود ندارد افزایش در مقاومت فولاد باعث افزایش K_p گردیده اما بطور قابل توجهی K_p را در بار محوری کاهش می‌دهد (شکل 5d).

Table 4
LS-DYNA and cross-sectional analysis results.

Run	Factor levels						Data at yield point			Data at peak point			Cross-sectional analysis	
	AR	RR	SR	AL	SS	CS	V_c^y (kN)	V_s^y (kN)	K_y (kN/mm)	V_c^p (kN)	V_s^p (kN)	K_p (kN/mm)	V_{flex} (kN)	$\frac{V_c^p + V_s^p}{V_{flex}}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	965	227	3069	1646	641	1357	1601	1.43
2	-1	-1	-1	-1	-1	+1	1419	240	4260	2224	627	1833	1686	1.69
3	-1	-1	-1	-1	+1	-1	1552	645	1909	1917	1388	1576	2865	1.15
4	-1	-1	-1	-1	+1	+1	2126	592	2656	2985	1277	1916	3145	1.36
5	-1	-1	-1	+1	-1	-1	1962	369	3629	2535	801	2109	3132	1.06
6	-1	-1	-1	+1	-1	+1	3154	360	5471	4639	827	3106	5004	1.09
7	-1	-1	-1	+1	+1	-1	2371	725	2691	2553	1615	1944	3954	1.05
8	-1	-1	-1	+1	+1	+1	4035	636	4563	4488	1592	3131	5921	1.03
9	-1	-1	+1	-1	-1	-1	1085	271	2626	1610	605	976	1601	1.38
10	-1	-1	+1	-1	-1	+1	1610	271	3652	2180	480	670	1579	1.69
11	-1	-1	+1	-1	+1	-1	1312	480	1999	1873	1339	936	2865	1.12
12	-1	-1	+1	-1	+1	+1	1939	480	2698	2829	1157	1321	3145	1.27
13	-1	-1	+1	+1	-1	-1	2117	405	3283	2402	765	1429	3132	1.01
14	-1	-1	+1	+1	-1	+1	3527	396	5100	4395	778	1656	5004	1.03
15	-1	-1	+1	+1	+1	-1	2406	707	2438	2264	1570	950	3954	0.97
16	-1	-1	+1	+1	+1	+1	4288	698	3906	4399	1294	1664	5921	0.96
17	-1	+1	-1	-1	-1	-1	1201	823	3921	2202	2024	2303	4110	1.03
18	-1	+1	-1	-1	-1	+1	1739	832	4989	3501	1886	2324	4537	1.19
19	-1	+1	-1	-1	+1	-1	1726	1619	3270	2718	4502	1889	6970	1.04
20	-1	+1	-1	-1	+1	+1	2277	1450	4158	4097	4137	2620	7740	1.06

21	-1	+1	-1	+1	-1	-1	2042	1237	4261	2527	2304	3103	5120	0.94
22	-1	+1	-1	+1	-1	+1	3403	1219	6003	4537	2286	3664	7055	0.97
23	-1	+1	-1	+1	+1	-1	2313	1913	3675	2776	4706	2146	7504	1.00
24	-1	+1	-1	+1	+1	+1	4168	2131	4931	4510	4791	2587	9186	1.01
25	-1	+1	+1	-1	-1	-1	1348	961	3596	2189	2037	2114	4110	1.03
26	-1	+1	+1	-1	-1	+1	1953	952	4521	3296	1922	2238	4537	1.15
27	-1	+1	+1	-1	+1	-1	1704	1552	3181	2540	4417	1950	6970	1.00
28	-1	+1	+1	-1	+1	+1	2429	1539	3875	3981	3848	2781	7740	1.01
29	-1	+1	+1	+1	-1	-1	2068	1174	4215	2473	2273	2603	5120	0.93
30	-1	+1	+1	+1	-1	+1	3421	1165	5958	4622	2295	3569	7055	0.98
31	-1	+1	+1	+1	+1	-1	2442	1988	3467	2527	4582	1891	7504	0.95
32	-1	+1	+1	+1	+1	+1	4221	1979	4856	4253	4599	2842	9186	0.96
33	+1	-1	-1	-1	-1	-1	240	67	151	307	200	43	400	1.27
34	+1	-1	-1	-1	-1	+1	329	67	221	387	178	42	396	1.43
35	+1	-1	-1	-1	+1	-1	249	182	95	556	409	57	716	1.35
36	+1	-1	-1	-1	+1	+1	298	209	142	716	329	60	787	1.33
37	+1	-1	-1	+1	-1	-1	507	111	194	663	249	81	783	1.17
38	+1	-1	-1	+1	-1	+1	983	102	271	1286	245	103	1250	1.22
39	+1	-1	-1	+1	+1	-1	445	187	107	863	463	66	988	1.34
40	+1	-1	-1	+1	+1	+1	1134	187	223	1419	480	85	1481	1.28
41	+1	-1	+1	-1	-1	-1	236	93	120	276	236	34	400	1.28
42	+1	-1	+1	-1	-1	+1	351	98	163	414	191	25	396	1.53
43	+1	-1	+1	-1	+1	-1	173	222	85	463	431	47	716	1.25
44	+1	-1	+1	-1	+1	+1	236	254	109	587	409	46	787	1.27
45	+1	-1	+1	+1	-1	-1	547	129	169	689	240	60	783	1.19
46	+1	-1	+1	+1	-1	+1	983	138	248	1272	236	76	1250	1.21
47	+1	-1	+1	+1	+1	-1	556	240	132	672	547	51	988	1.23
48	+1	-1	+1	+1	+1	+1	1045	249	198	1286	520	84	1481	1.22
49	+1	+1	-1	-1	-1	-1	316	254	190	592	658	92	1028	1.22
50	+1	+1	-1	-1	-1	+1	431	254	239	814	596	86	1134	1.24
51	+1	+1	-1	-1	+1	-1	436	494	160	867	1375	94	1744	1.29
52	+1	+1	-1	-1	+1	+1	520	489	192	1268	1299	108	1935	1.33
53	+1	+1	-1	+1	-1	-1	543	334	226	765	747	111	1281	1.18
54	+1	+1	-1	+1	-1	+1	939	360	305	1446	694	132	1761	1.21
55	+1	+1	-1	+1	+1	-1	636	609	191	930	1481	91	1877	1.28
56	+1	+1	-1	+1	+1	+1	1076	641	257	1650	1428	119	2295	1.34
57	+1	+1	+1	-1	-1	-1	245	289	164	423	752	77	1028	1.14
58	+1	+1	+1	-1	-1	+1	320	329	199	520	770	93	1134	1.14
59	+1	+1	+1	-1	+1	-1	262	578	139	556	1601	90	1744	1.24
60	+1	+1	+1	-1	+1	+1	258	658	158	787	1624	100	1935	1.25
61	+1	+1	+1	+1	-1	-1	480	396	206	636	823	108	1281	1.14
62	+1	+1	+1	+1	-1	+1	903	431	280	1259	787	117	1761	1.16
63	+1	+1	+1	+1	+1	-1	476	738	169	543	1793	89	1877	1.24
64	+1	+1	+1	+1	+1	+1	961	770	229	1143	1810	104	2295	1.29
65	0	0	0	0	0	0	992	476	624	1446	1157	273	1984	1.31

Table 4 (continued)

Run	Factor levels						Data at yield point			Data at peak point			Cross-sectional analysis	
	AR	RR	SR	AL	SS	CS	V_y^y (kN)	V_p^y (kN)	K_y (kN/mm)	V_p^p (kN)	V_p^y (kN)	K_p (kN/mm)	V_{flex} (kN)	$\frac{V_p^y + V_p^p}{V_{flex}}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
71	0	0	+1	0	0	0	996	512	577	1517	1032	193	1984	1.29
72	0	0	0	-1	0	0	636	423	504	1197	970	160	1659	1.30
73	0	0	0	+1	0	0	1352	547	695	1842	1165	292	2402	1.25
74	0	0	0	0	-1	0	947	356	706	1312	796	270	1575	1.34
75	0	0	0	0	+1	0	1054	632	564	1637	1668	227	2398	1.38
76	0	0	0	0	0	-1	743	476	518	1112	1139	240	1721	1.31
77	0	0	0	0	0	+1	1241	507	705	1939	1032	219	2224	1.34

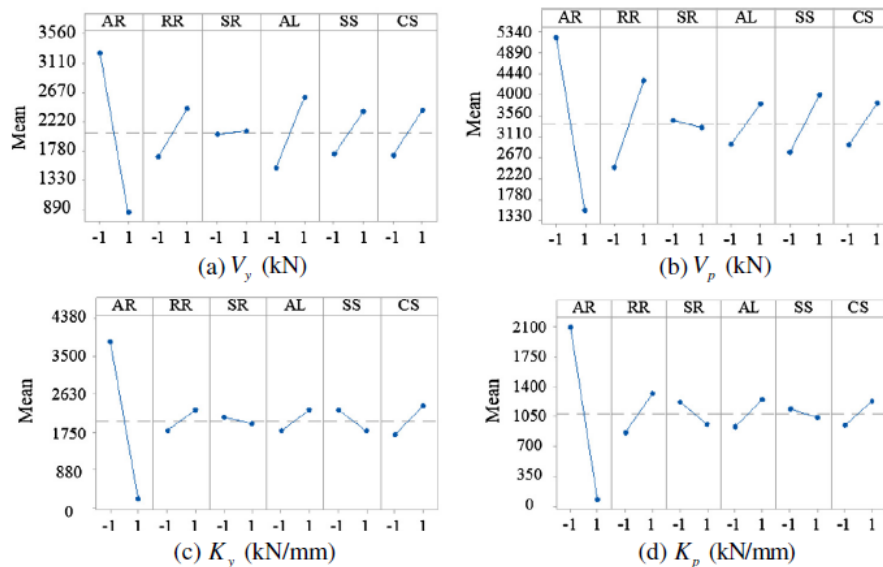


Fig. 4. Main effect plots of design variables.

5.3. معادلات قابل پیش بینی واکنش یکنواخت ستون‌های دیوار SC

واکنش مقاومت پیش از اوج ستون‌های دیوار SC را می‌توان بوسیله رابطه جابجایی نیروی سه خطی مانند آنچه در شکل 6 ارائه شده تخمین زد. دو مرحله از واکنش پیش از اوج فرض شده است، (1) پیش بازده و (2) پس بازده صفحات فولادی.

بار بازده، V_y و ظرفیت بار جانبی V_p یک ستون دیوار SC را می‌توان به عنوان مجموع مقاومت‌های ضریب مشترک گرفته شده بتن پر $A_c f'_c$ و صفحات فلزی $A_s f_y$ مانند زیر محاسبه نمود:

$$V_y = \alpha_c^y A_c f'_c + \alpha_s^y A_s f_y \quad (1)$$

$$V_p = \alpha_c^p A_c f'_c + \alpha_s^p A_s f_y \quad (2)$$

سفتی پیش و پس از بازدهی ستون دیوار SC در صورت نبود انعطاف پذیری فونداسیون به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$K_y = \beta_y K_{el}$$

$$K_p = \beta_p K_{el}$$

K_{el} بدین صورت محاسبه می‌گردد:

$$K_{el} = K_{el}^c + K_{el}^s = \frac{1}{\frac{1}{K_{fc}} + \frac{1}{K_{vc}}} + \frac{1}{\frac{1}{K_{fs}} + \frac{1}{K_{vs}}} \quad (5)$$

سختی برشی و خمشی بصورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$K_{fc} = \frac{3E_c I_c}{H^3}, \quad K_{fs} = \frac{3E_s I_s}{H^3} \quad (6)$$

$$K_{vc} = \frac{G_c A_c^{eff}}{H}, \quad K_{vs} = \frac{G_s A_s^{eff}}{H} \quad (7)$$

نتایج تجزیه و تحلیل‌های عنصر محدود بمنظور توسعه معادلات آزمایشی جهت محاسبه فاکتورهای مقاومت و

سختی $\alpha_c^y, \alpha_s^y, \alpha_c^p, \alpha_s^p, \beta_y,$ and β_p مورد استفاده قرار گرفت. فاکتورهای α_c^y and α_s^y به عنوان

نیروی برشی قابل پیش بینی LS-DYNA محاسبه گردیده که با مقاومت بتن پر و صفحات فولادی در شروع بازده

صفحه فولادی که بوسیله محصول مقاومت فشرده و مساحت تقسیم بندی شده روبرو می‌گردد. فاکتورهای α_c^P و α_s^P به عنوان نسبت کمک به بتن پر و صفحات فولادی، ظرفیت بار جانبی دیوار SC و محصول مربوط به مقاومت فشرده و ناحیه آنها محاسبه گردیدند. فاکتور β_y به عنوان سختی قاطع عادی و پیش بینی شده LS-DYNA محاسبه (مثلا سختی قاطع بوسیله سختی اولیه تئوری تقسیم گردید) و در نیروی مربوط به بازده صفحات فولادی تأسیس گردید. فاکتور β_y به عنوان شیب پاره خط عبور کرده از میان نقاط بازده و مرجع در رابطه جابجایی نیروی پیش بینی شده LS-DYNA برآورد گردید.

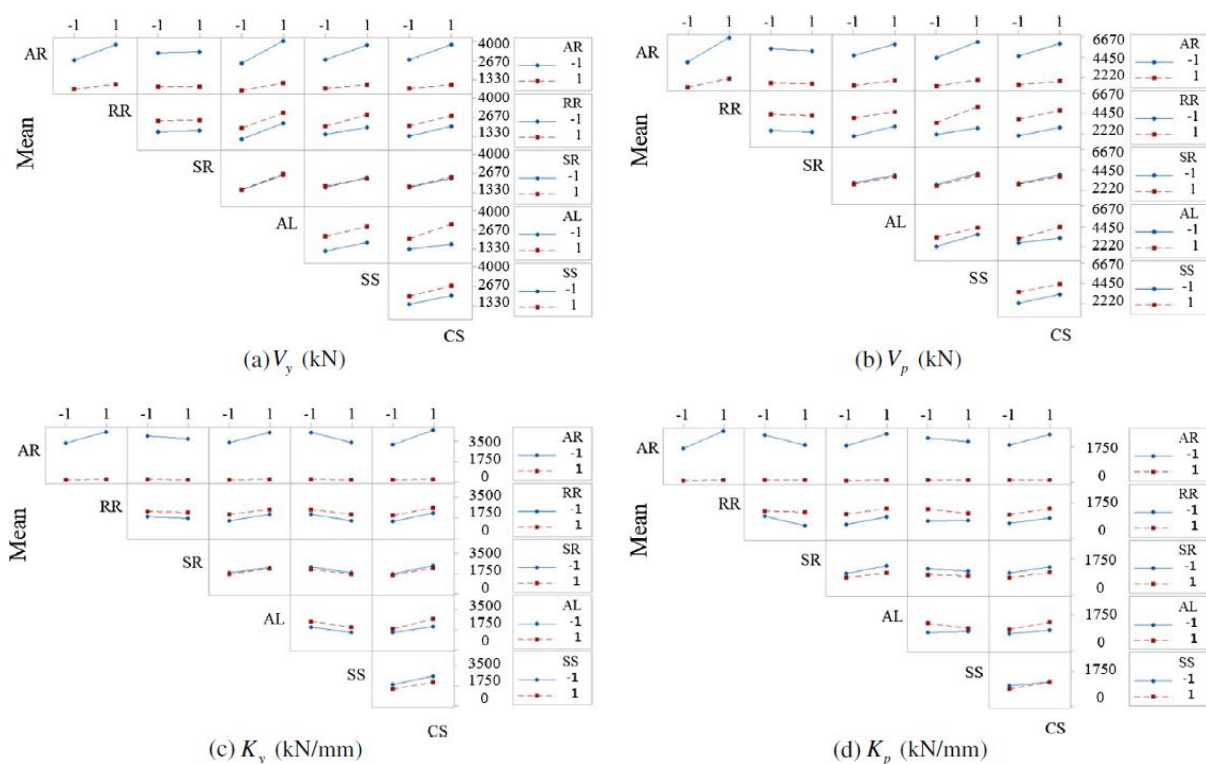


Fig. 5. Interaction plots of design variables.

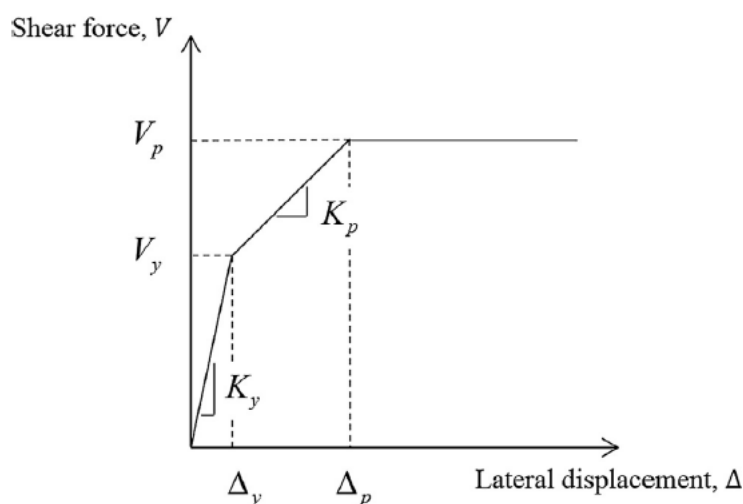


Fig. 6. Tri-linear shear force-displacement relationship.

مقاومت محاسبه شده و فاکتورهای سختی به عنوان ورودی برای ANOVA مورد استفاده قرار گرفت. نتایج ANOVA برای α_c^P و α_s^P در جدول 5 نشان داده شده که شامل مجموع مجذورات، درصد کمک، میانگین مجذور، مقادیر F و P برای هر آیتام شامل عبارات کامل درجه دوم از جمله عبارات خطی، مجذور و تعامل دو سویه است.

نتایج ANOVA برای فاکتورهای دیگر مانند α_c^P و α_s^P ، β_y و β_p در Whittaker و Epackachi ارائه شده است و در اینجا تکرار نمی‌شود. مجموع کلی مجذورات (SS) دارای درجه آزادی N-1 (DF) بوده که N تعداد آنالیزها (=77) محسوب می‌شود. با توجه به عبارات درجه دوم در مدل مورد نظر، 27 عبارت با یک درجه آزادی برای هر عبارت وجود دارند که میزان آزادی برای عبارات اثر گذار تعداد سطح فاکتور منهای 1 بوده و میزان آزادی عبارات تعامل به عنوان محصول آزادی اثرات اصلی مربوطه محاسبه می‌گردد. درصد کمک، که به عنوان نسبت کل مجذورات برای هر عبارت نسبت به مجموع مجذورات ارزیابی شده، اهمیت نسبی هر عبارت استفاده شده جهت پیش بینی متغیر واکنش را نشان می‌دهد. میانگین مجذورات که بوسیله تقسیم جمع مجذورات هر عبارت نسبت به میزان آزادی مربوطه محاسبه شده، ارزیابی واریانس جمعیت را نشان می‌دهد. مقادیر F و P در جدول 5 اهمیت هر عبارت در متغیر واکنش را نشان می‌دهد. تأثیر فاکتورها با احتمال کمتر از 5٪ (مقدار P کمتر از 0.05) در متغیر واکنش در سطح اعتماد به نفس 95٪ مقدار قابل توجهی می‌باشد. نتایج ارائه شده در جدول 5 به شناسایی عبارات که باید در مدل رگرسیون باشد (مثلاً مقدار P کمتر از 0.05) کمک می‌نماید.

جدول 6 فهرستی از ضرایب عبارات خطی، مجذور و تعامل معادلات رگرسیون برای فاکتورهای واکنش $\alpha_c^y, \alpha_s^y, \alpha_c^p, \alpha_s^p, \beta_y,$ and β_p ارائه می‌دهد. زمانی که تمام عبارات دیگر ثابت می‌مانند، ضریب هر عبارت تغییر در واکنش میانگین در هر افزایش واحد را ارزیابی می‌کند. معادلات رگرسیون نیز شامل یک مقدار ثابت هستند. معادلات پیشنهادی برای مجموعه متغیرهای طراحی ارائه شده در جدول 3 معتبر هستند. هر عبارت در جدول 3 یک پارامتر رمز گذاری شده بین -1 و +1 بشمار می‌رود. رابطه بین عبارات رمز گذاری شده و واقعی بصورت زیر است:

$$y_c = 2 \left(\frac{y_a - A}{B - A} \right) - 1 \quad (8)$$

y_a و y_c بطور نسبی مقادیر رمز گذاری شده و واقعی متغیر هستند، A و B حدهای پایین تر و بالاتر متغیر محسوب می‌شوند.

Table 5
Results of ANOVA for α_c^p and α_s^p .

Var.	DF	Response factor α_c^p					Response factor α_s^p				
		Seq SS	Contr.	MS	F-Val.	P-Val.	Seq SS	Contr.	MS	F-Val.	P-Val.
<i>Linear</i>											
AR	1	0.2403	82.46%	0.2403	5082.8	0.00	1.1472	91.37%	1.1472	5947.8	0.00
RR	1	0.0051	1.75%	0.0051	107.6	0.00	0.0037	0.29%	0.0037	19.1	0.00
SR	1	0.0013	0.43%	0.0013	26.7	0.00	0.0001	0.01%	0.0001	0.6	0.43
AL	1	0.0169	5.80%	0.0169	357.2	0.00	0.0323	2.58%	0.0323	167.7	0.00
SS	1	0.0020	0.70%	0.0020	43.0	0.00	0.0026	0.21%	0.0026	13.4	0.00
CS	1	0.0061	2.08%	0.0061	128.1	0.00	0.0033	0.26%	0.0033	17.0	0.00
<i>Square</i>											
AR ²	1	0.0059	2.01%	0.0017	35.7	0.00	0.0302	2.41%	0.0042	21.5	0.00
RR ²	1	0.0000	0.00%	0.0000	0.1	0.82	0.0002	0.02%	0.0000	0.0	0.99
SR ²	1	0.0000	0.00%	0.0000	0.1	0.79	0.0001	0.00%	0.0000	0.1	0.79
AL ²	1	0.0000	0.00%	0.0000	0.0	0.86	0.0000	0.00%	0.0000	0.2	0.70
SS ²	1	0.0000	0.01%	0.0000	0.5	0.50	0.0015	0.12%	0.0015	7.7	0.01
CS ²	1	0.0000	0.00%	0.0000	0.1	0.74	0.0000	0.00%	0.0000	0.0	1.00
<i>2-Way interaction</i>											
AR × RR	1	0.0015	0.50%	0.0015	30.7	0.00	0.0000	0.00%	0.0000	0.0	0.91
AR × SR	1	0.0000	0.01%	0.0000	0.8	0.37	0.0061	0.49%	0.0061	31.6	0.00
AR × AL	1	0.0018	0.63%	0.0018	38.9	0.00	0.0096	0.76%	0.0096	49.7	0.00
AR × SS	1	0.0001	0.02%	0.0001	1.4	0.24	0.0005	0.04%	0.0005	2.4	0.13
AR × CS	1	0.0020	0.69%	0.0020	42.6	0.00	0.0009	0.07%	0.0009	4.4	0.04
RR × SR	1	0.0002	0.06%	0.0002	3.4	0.07	0.0019	0.15%	0.0019	9.6	0.00
RR × AL	1	0.0032	1.09%	0.0032	67.0	0.00	0.0026	0.20%	0.0026	13.3	0.00
RR × SS	1	0.0000	0.01%	0.0000	0.5	0.47	0.0004	0.03%	0.0004	1.9	0.18
RR × CS	1	0.0001	0.03%	0.0001	1.6	0.21	0.0003	0.02%	0.0003	1.4	0.24
SR × AL	1	0.0000	0.01%	0.0000	0.5	0.47	0.0000	0.00%	0.0000	0.1	0.77
SR × SS	1	0.0003	0.10%	0.0003	5.9	0.02	0.0000	0.00%	0.0000	0.0	0.88
SR × CS	1	0.0001	0.03%	0.0001	1.7	0.21	0.0003	0.03%	0.0003	1.7	0.20
AL × SS	1	0.0015	0.50%	0.0015	30.9	0.00	0.0008	0.07%	0.0008	4.3	0.04
AL × CS	1	0.0008	0.28%	0.0008	17.3	0.00	0.0013	0.11%	0.0013	6.9	0.01
SS × CS	1	0.0001	0.02%	0.0001	1.5	0.23	0.0002	0.02%	0.0002	1.2	0.28
Model	27	27	0.2891	99.21%	0.2891	226.5	27	1.2461	99.25%	0.0462	239.3
Error	49	49	0.0023	0.79%			49	0.0095	0.75%		
Total	76	76	0.2914	100.00%			76	1.2555	100.00%		

Table 6

Coefficients of the regression models for the response variables.

α_s^y		α_s^z		α_s^p		α_s^c		β_y		β_p	
Term	Coeff.	Term	Coeff.	Term	Coeff.	Term	Coeff.	Term	Coeff.	Term	Coeff.
Cons.	0.0914	Cons.	0.0522	Cons.	0.2018	Cons.	0.0790	Cons.	0.5909	Cons.	0.2215
AR	-0.0591	AR	-0.0487	AR	-0.1318	AR	-0.0603	AR	0.0099	AR	-0.0291
RR	0.0014	RR	0.0027	RR	0.0075	RR	0.0088	RR	0.0189	RR	0.0414
SR	0.0038	SR	0.0002	SR	-0.0014	SR	-0.0044	SR	-0.0295	SR	-0.0299
AL	0.0164	AL	0.0229	AL	0.0221	AL	0.0160	AL	0.0780	AL	0.0431
SS	-0.0033	SS	0.0071	SS	0.0063	SS	0.0055	SS	-0.0752	SS	-0.0073
AR ²	0.0262	CS	-0.0081	CS	-0.0071	CS	-0.0096	CS	0.0137	CS	-0.0113
AR × SR	0.0026	AR ²	0.0248	AR ²	0.0391	AR ²	0.0249	AR ²	0.0037	AR ²	0.0705
AR × AL	-0.0100	AR × RR	-0.0017	SS ²	0.0223	AR × RR	-0.0048	AR × SR	-0.0096	AR × SR	0.0117
AR × SS	0.0038	AR × SR	-0.0020	AR × SR	0.0098	AR × AL	-0.0054	AR × AL	0.0113	AR × SS	0.0077
RR × SS	-0.0042	AR × AL	-0.0116	AR × AL	-0.0122	AR × CS	0.0056	RR × AL	-0.0140	RR × SR	0.0214
SR × SS	-0.0028	AR × SS	-0.0066	AR × CS	0.0037	RR × AL	-0.0070	RR × SS	0.0195	RR × AL	-0.0124
AL × SS	-0.0046	AR × CS	0.0058	RR × SR	0.0054	SR × SS	-0.0021	RR × CS	-0.0119	RR × SS	-0.0107
		RR × AL	-0.0026	RR × AL	-0.0063	AL × SS	-0.0048	SR × SS	0.0095	SR × AL	-0.0075
		SR × CS	-0.0015	AL × SS	-0.0036	AL × CS	0.0036	AL × CS	0.0187	AL × SS	-0.0230
		AL × CS	0.0014	AL × CS	0.0046					AL × CS	0.0098
										SS × CS	0.0097

5.4. مناسب بودن مدل رگرسیون

در آنالیز واریانس، با فرض اینکه خطاها با میانگین صفر و بصورت مستقل توزیع شده، مدل رگرسیون توسعه میابد. صحت این فرضیه و مناسب بودن مدل را می توان بوسیله بررسی باقیمانده ها رسیدگی کرد، باقیمانده به عنوان تفاوت بین مقدار سنجیده شده و بر اساس مدل پیش بینی شده متغیر واکنش تعریف می گردد. مدل رگرسیون در صورتی کافی می باشد که باقیمانده ها بدون ساختار بوده و بصورت عادی توزیع شده اند.

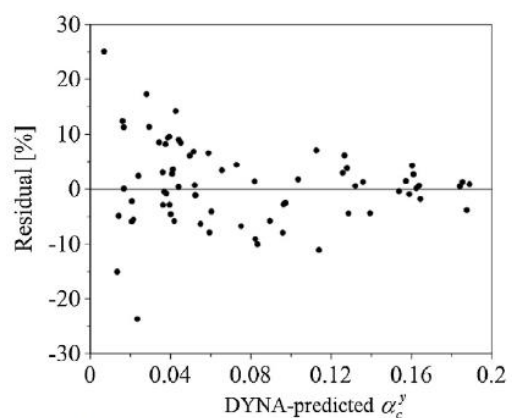
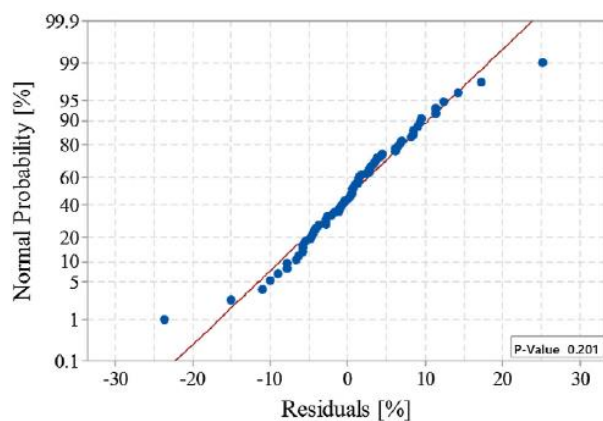
احتمال نرمال باقیمانده ها و متغیرهای واکنش پیش بینی شده LS-DYNAI در مقابل باقیمانده ها در شکل 7 نشان داده شده است. باقیمانده متغیرهای واکنش که در سمت چپ پانل های شکل 7 نشان داده شده خطی هستند، بیانگر توزیع نرمال باقیمانده ها هستند. نمودارهای باقیمانده ها در مقابل متغیرهای واکنش در سمت راست پانل های شکل 7 فرضیه عدم وابستگی در آنالیز واریانس را مورد بررسی قرار می دهند. بر اساس شکل 7، نمودارهای باقیمانده ها در مقابل متغیرهای واکنش رندوم و بدون ساختار بوده و بیانگر آنست که فرضیه عدم وابستگی معتبر می باشد.

6. معادلات مبتنی بر مکانیک جهت پیش بینی حداکثر مقاومت خمشی

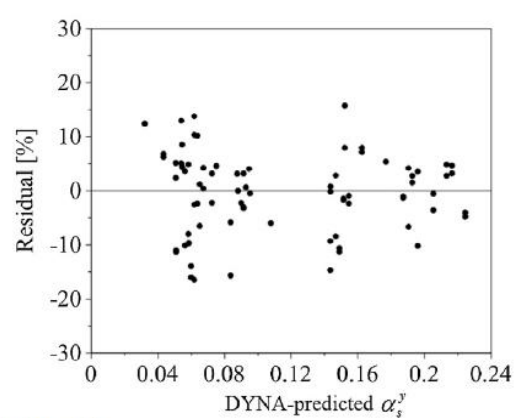
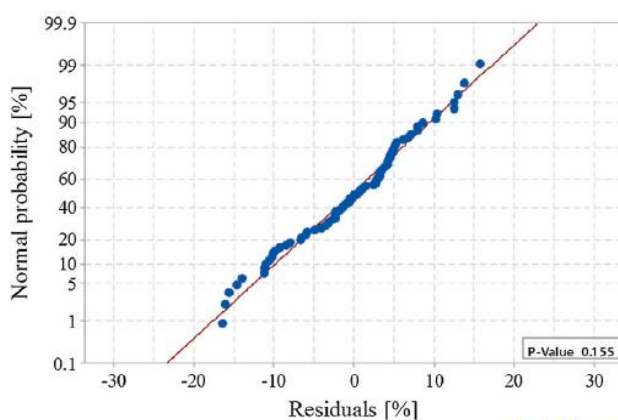
بررسی های آزمایشی و عددی در واکنش لرزه ای درون سطحی ستون های دیوار SC [10,12,38] این مسئله را مشخص نموده که رفتار بوسیله خمش کنترل شده مگر اینکه نسبت طول به عرض بسیار کمتر از 0.5 باشد. ظرفیت خمشی بوسیله پیچش صفحات فولادی در لبه های عمودی آزاد دیوار محدود شده است. اثر متقابل نیروهای برشی و محوری و گشتاور خمشی در ظرفیت بار جانبی ستون های دیوار SC که در بالا نشان داده شده، مشخص

می‌نماید معادلات قابل پیش بینی مبتنی بر مقاومت که به رفتار پیوسته توجهی نکرده احتمالاً دقیق نبوده و منجر به طراحی‌های غیر سنتی یا محافظه کارانه می‌گردد. تعاملات بین نیروی خمشی و محوری و گشتاور خمشی در استخراج معادلات برای ظرفیت خمشی درون سطح دیوارهای SC در نظر گرفته شده‌اند که در استاندارد طراحی قابل اجرا است. ظرفیت جانبی یک دیوار SC را می‌توان بوسیله تقسیم بندی ظرفیت خمشی توسط نسبت گشتاور به برش محاسبه نمود (با ارتفاع در پانل دیوار یک طبقه).

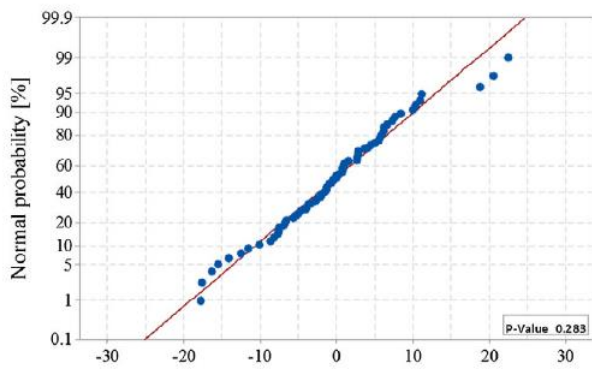
استخراج معادلات مبتنی بر مکانیک برای سیستم‌های کامپوزیت که اثر متقابل متغیرهای طراحی کلیدی را مورد توجه قرار داده، از بینش حاصل از آنالیز عنصر محدود مدل‌های معتبر بهره می‌برد. یک مطالعه پارامتری با توجه به نسبت طول به عرض از 0.3 تا 3، نسبت آرماتور از 1.6٪ تا 6.6٪ و نسبت بار محوری از 0 تا 0.2m انجام گرفت، در مورد این عبارات قبلاً توضیح داده شده است. فولاد ASTM A36 برای صفحات فولادی با مقادیر بازده و مقاومت کششی 262 MPa و 380 فرض گردید.



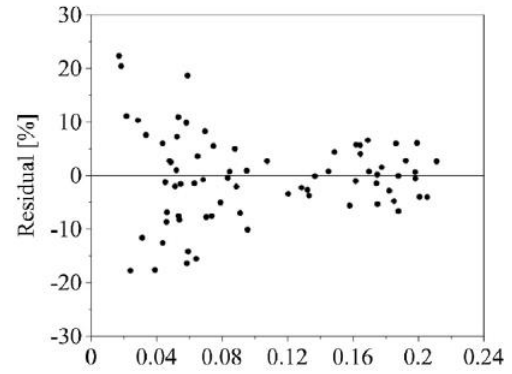
(a) Response factor α_c^y



(b) Response factor α_s^y



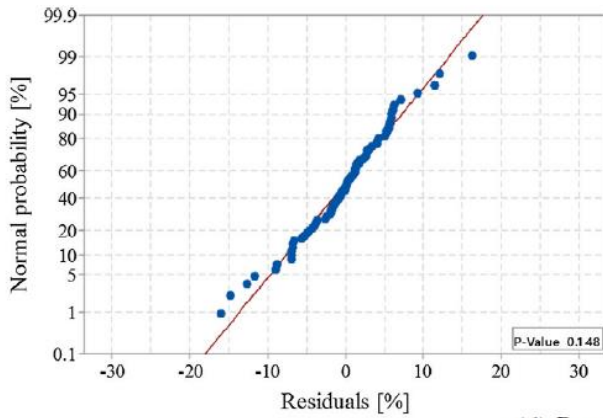
Residuals [%]



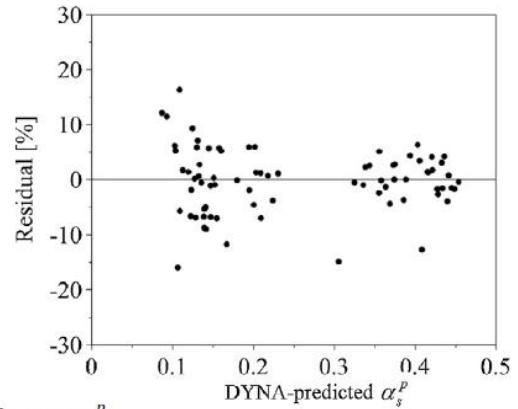
DYNA-predicted α_c^p

(C) Response Factor α_D^c

Fig. 7. Plots of normal probability versus residual (left) and residual versus LS-DYNA-predicted response variable (right).

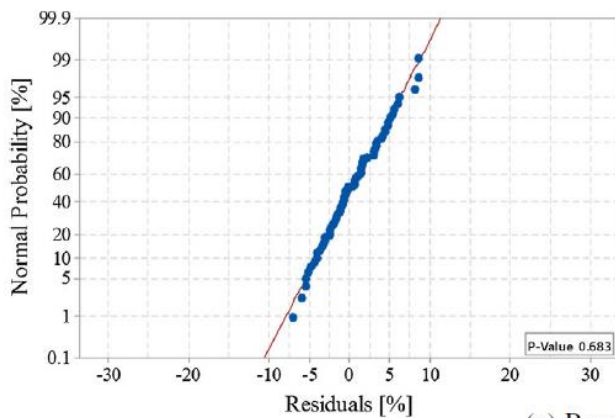


Residuals [%]

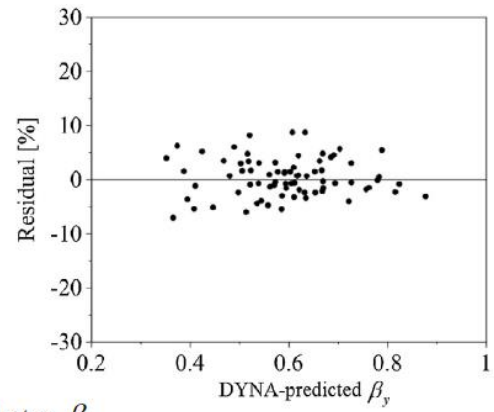


DYNA-predicted α_s^p

(d) Response factor α_s^p



Residuals [%]



DYNA-predicted β_y

(e) Response factor β_y

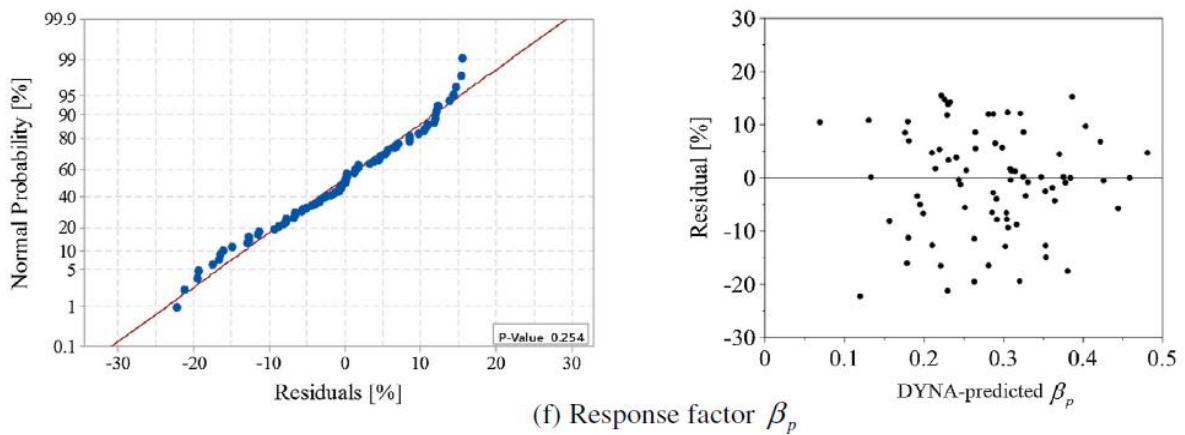


Fig. 7 (continued)

مقاومت فشرده بتن پر 27.5 MPa در نظر گرفته شده است. طول و ضخامت مدل‌های دیوار مانند مدل‌های 77 می‌باشد که برای استخراج معادلات مبتنی بر ANOVA استفاده شده‌اند. مدل‌های مواد، انواع عنصر، شرایط مرزی و بار گذاری مانند آنچه قبلاً در مورد آن بحث شد می‌باشد.

6.1. نتایج تجزیه و تحلیل‌ها

شکل 8 نوسان تنش نرمال میانگین را در صفحات فولادی و بتن پر در حداکثر مقاومت جانبی برای دیوارهای SC با نسبت طول به عرض 0.3 تا 3 نشان می‌دهد. همانطور که در شکل 8 مشاهده می‌نمایید، پروفایل‌های تنش قائم در صفحات فولادی و بتن پر بطور قابل توجهی تحت تأثیر اثر متقابل برشی-خمشی برای دیوارها با نسبت طول به عرض کمتر از 1.5 قرار می‌گیرند. با کاهش نسبت طول به عرض، تنش برشی افزایش یافته و میزان بازدهی در کشش صفحات فولادی کاهش می‌یابد. شکل 8 نشان می‌دهد که محور خنثی برای صفحات فولادی و بتن پر با نسبت طول به عرض کمتر از 1.5 در کنار هم قرار نمی‌گیرد، ضمناً فاصله بین محورهای خنثی با کاهش نسبت طول به عرض افزایش می‌یابد. شکل 8 اشاره می‌کند که کشش حداکثر و تغییر شکل نسبی در انتهای دیوار با نسبت طول به عرض افزایش یافته و میزان بازدهی در تراکم صفحات فولادی افزایش می‌یابد. بر اساس شکل 8، تنش کششی در بتن پر با افزایش نسبت طول به عرض کاهش می‌یابد.

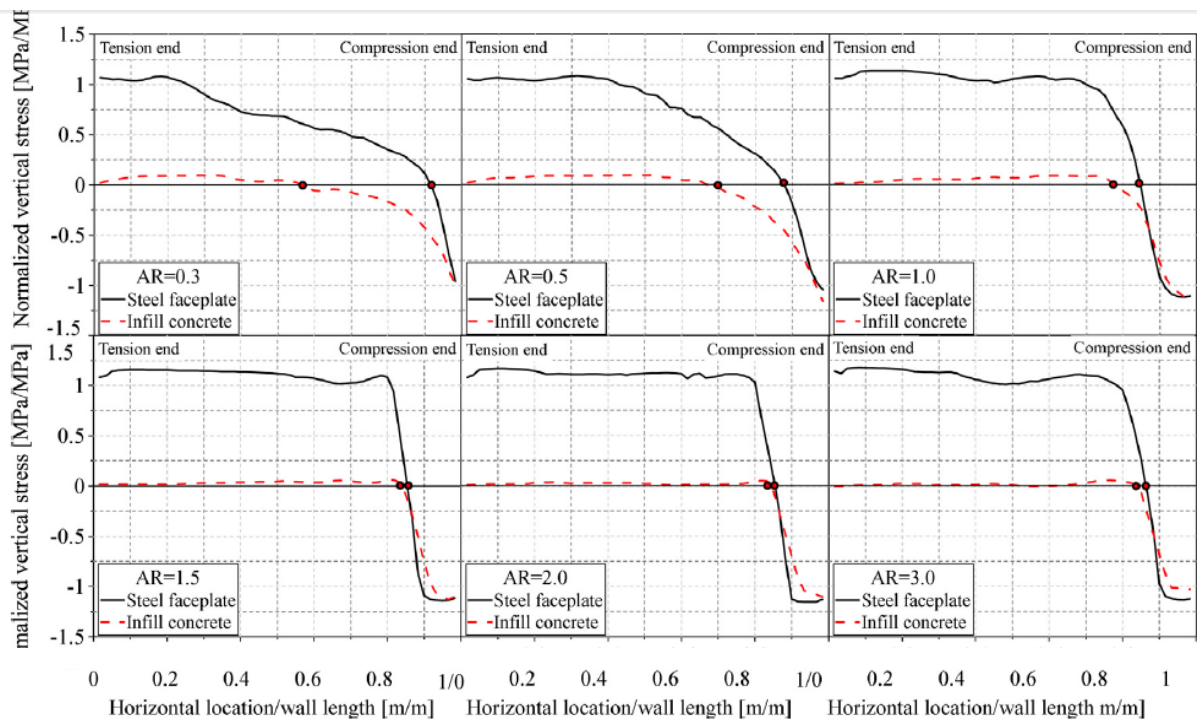


Fig. 8. DYNAs-predicted normal stress in steel faceplates and infill concrete at peak lateral load for zero axial load, $f'_c = 27.5$ MPa, $f_y = 260$ MPa.

تأثیر بار محوری بر پروفایل‌های تنش قائم در صفحات فولادی و بتن پر در شکل 9 ارائه شده است. با افزایش نیروی فشرده محوری، اعماق در محور خنثی در صفحات فولادی و بتن پر از الیاف‌های نهایی در تراکم افزایش یافته که این امر مسئله‌ای طبیعی محسوب می‌گردد.

شکل 10 تأثیر نسبت آرماتور بر پروفایل تنش قائم در صفحات فولادی نشان داده شده است. شیب پروفایل تنش در قسمت تنش صفحات فولادی با افزایش نسبت آرماتور کاهش می‌یابد. عمق در محور خنثی در صفحات فولادی با افزایش نسبت آرماتور افزایش می‌یابد.

نتایج تجزیه و تحلیل عنصر محدود جهت کمک به استخراج معادله قابل پیش بینی مبتنی بر مکانیک برای ظرفیت خمشی ستون‌های دیوار SC مورد استفاده قرار گرفتند. شکل 11 پروفایل‌های تنش و تغییر شکل نسبی در صفحات فولادی و بتن پر استفاده شده در استخراج را نشان می‌دهد.

توزیع تنش قائم پیش بینی شده توسط LS-DYNA در بتن پر و صفحات فولادی در پایه دیوارهای SC با

نسبت‌های طول به عرض مختلف، نسبت آرماتور و نسبت‌های بار محوری جهت ارائه فاکتورهای اصلاح λ_1, λ_2

و λ_3 مورد استفاده قرار گرفتند. تأثیر نسبت گشتاور به برش در حداکثر کشش در الیاف نهایی تحت فشار ϵ_{c1}

بوسیله λ_1 ارائه شده است:

$$\lambda_1 = \frac{M/VL - 0.3}{1.2} \quad (9)$$

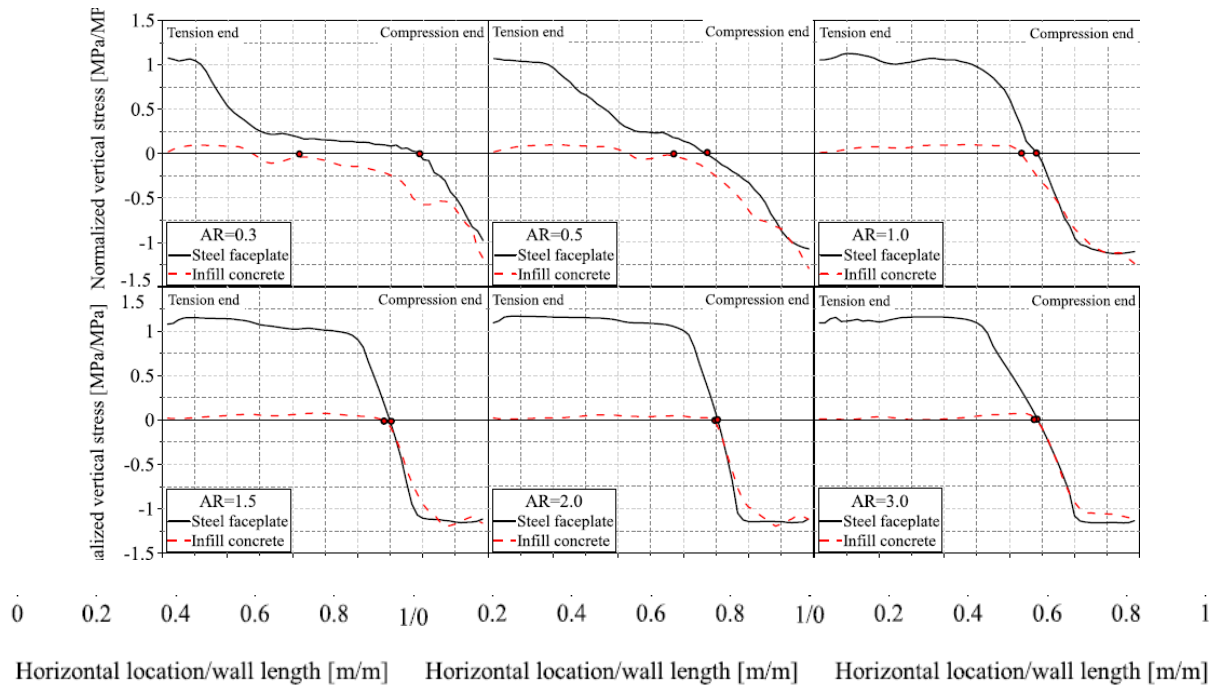


Fig. 9. DYNA-predicted normal stress in steel faceplates and infill concrete at peak strength for an axial load ratio of 0.2, $f'_c = 27.5$ MPa, $f_y = 260$ MPa.

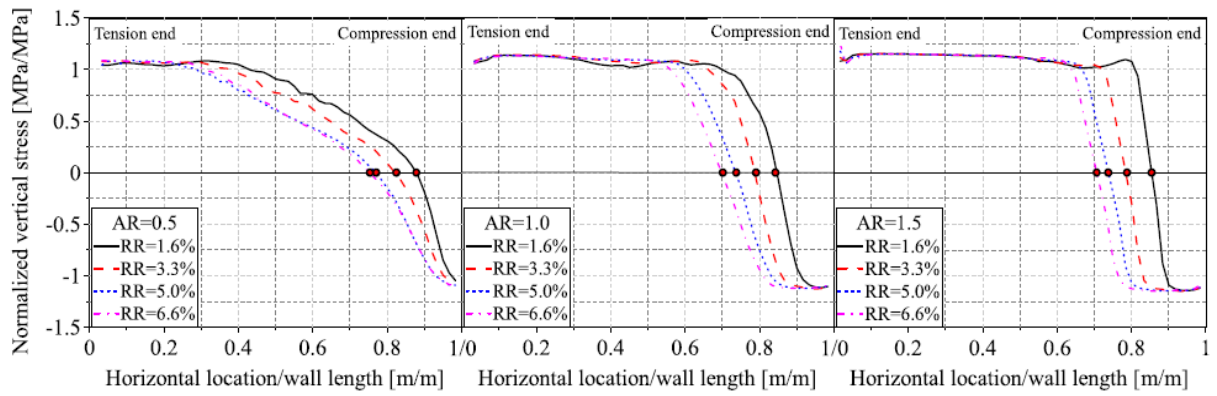


Fig. 10. Effect of reinforcement ratio on the steel normal stress profile at the wall base.

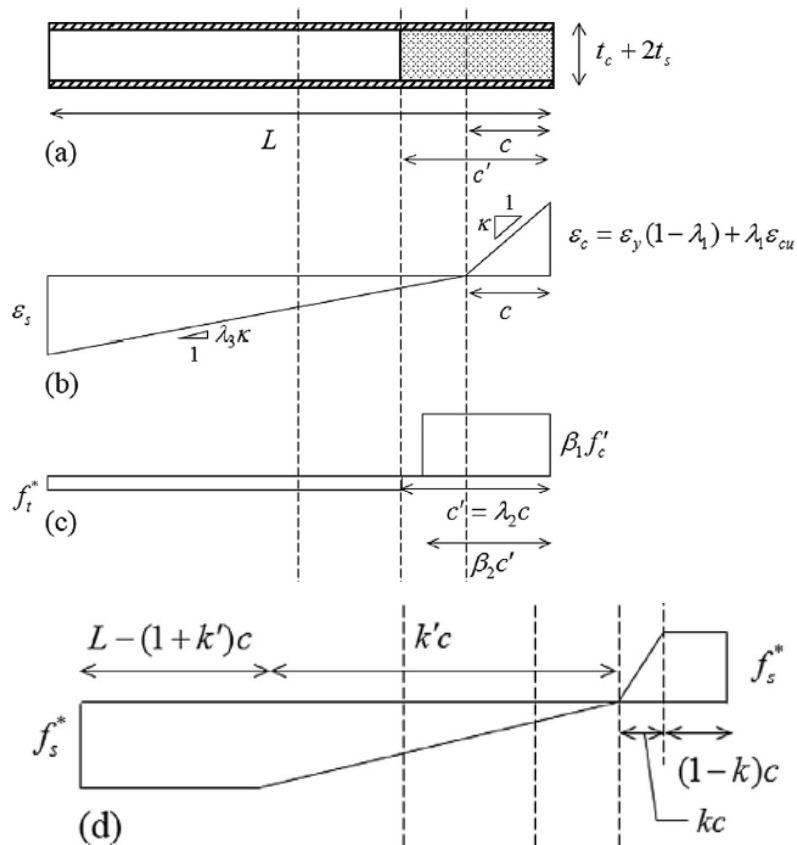


Fig. 11. Moment capacity calculation; (a) SC wall cross section; (b) vertical strain profile; (c) vertical stress profile in infill concrete; and (d) vertical stress profile in steel faceplates.

M/VL نسبت گشتاور به برش هنجار شده بوده، بیانگر اینست که نسبت گشتاور به برش هنجار شده شبیه نسبت طول به عرض دیوار، H/L ، برای یک پانل دیوار یک طبقه می‌باشد. نتایج تحلیلی عددی اشاره کردند که محور خنثی در صفحات فولادی و بتن پر با نسبت طول به عرض پایین دیوار SC همگام نمی‌باشد. تفاوت بین عمق محور خنثی بتن پر و صفحات فولادی، c' و C ، بوسیله پارامتر λ_2 ارائه شده است:

$$\lambda_2 = 1.42(M/VL)^{-0.86} \quad (10)$$

تفاوت بین c' و C با افزایش M/VL کاهش میابد و بطور موثر برای $M/VL \geq 1.5$ یکسان هستند. همانگونه که در شکل 8 و 9 مشاهده گردید، تنش و کشش عمودی بصورت خطی در طول دیوار بخاطر اثر متقابل برشی-خمشی توزیع نمی‌گردد و فرض قسمت‌های مسطح پس از اینکه خمش نقض گردیده هموار می‌ماند. بر اساس نتایج آنالیزهای عنصر محدود، تنوع تغییر شکل برای نسبت طول به عرض پایین ستون‌های دیوار SC را می‌توان بوسیله رابطه دو خطی در شکل 11b ارائه کرد. شیب پروفایل کششی در قسمت تنش تابع، نسبت طول

به عرض، نسبت بار محوری و نسبت آرماتور می‌باشد. تأثیر این پارامترها در شیب پروفایل تنش بوسیله پارامتر λ_3 در نظر گرفته شده است:

$$\lambda_3 = \left(1 + \frac{N}{0.2f'_c A_g} \left(1.21 (M/VL)^{-0.48} - 1 \right) \right) (0.05 \exp(2M/VL))(0.17\rho_s + 0.75) \leq 1.0 \quad (11)$$

پروفایل تغییر شکل نسبی برای دیوارهای SC با نسبت طول به عرض 1.5 و بیشتر بصورت خطی است.

پارامتر ε_c از کشش بازده صفحات فولادی تا کشش نهایی بتن پر (0.004) با افزایش نسبت طول به عرض از 0.3 تا 1.5 متغیر بوده و برای نسبت طول به عرض بیشتر از 1.5 ثابت می‌ماند:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_y(1 - \lambda_1) + \varepsilon_{cu}\lambda_1 \quad (12)$$

پارامترهای λ_1, λ_2 و λ_3 برای $M/VL \geq 1.5$ برابر با 1 می‌باشد. با توجه به مقادیر پارامترهای λ_1, λ_2 و

λ_3 از معادلات (9)–(11) و ε_c از معادله 12 عمق محور خنثی را می‌توان بصورت زیر محاسبه نمود:

$$c = \frac{\frac{N}{A_g f_y} + 1 + \varphi'}{\lambda_2(\varphi + \varphi') + k(1 - \lambda_3)/(2\lambda_3) + 2} \quad (13)$$

where

$$\varphi = \frac{\beta_1 \beta_2 f'_c}{\rho_s f_s^*} \quad (14)$$

Table 7
Values of the stress block parameters.

ε_c	β_1	β_2
0.001	0.55	0.70
0.0015	0.75	0.72
0.002	0.88	0.75
0.0025	0.94	0.78
0.003	0.96	0.81
0.0035	0.97	0.83
0.004	0.98	0.85

$$\varphi' = \frac{f_t^*}{\rho_s f_s^*} \quad (15)$$

$$k = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_c} \quad (16)$$

با توجه به اینکه مقدار C و محیط $\alpha = c/L, \lambda_3 \min$ است:

$$\lambda_3 \min = \frac{\varepsilon_y \alpha}{(1 - \alpha)\varepsilon_c} \quad (17)$$

اگر $\lambda_3 < \lambda_{3 \min}$ باشد، با فرض اینکه $\lambda_3 = \lambda_{3 \min}$ ، C باید مجدداً محاسبه گردد. مقادیر پارامترهای بلوک تنش β_1 and β_2 در معادله (14) با فرض اینکه بلوک تنش مستطیلی ناحیه تحت رابطه تنش-کشش بتن و محل برآیند آن بهبود یافته محاسبه می‌گردد. جدول 7 فهرست مقادیر پارامترهای بلوک تنش را به عنوان تابع ε_c ارائه می‌دهد. رابطه تغییر شکل نسبی-تنش که توسط Tsai (39) پیشنهاد شده جهت محاسبه پارامترهای بلوک تنش استفاده شده است. ظرفیت گشتاور خمشی ستون دیوار SC بصورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$M_u = \beta_1 \beta_2 f'_c A_c L_c + A_s f'_s L_s + A_c f'_t L'_c \quad (18)$$

where

$$L_c = L[\lambda_2 \alpha (1 - \beta_2 \lambda_2 \alpha) / 2] \quad (19)$$

$$L'_c = L[\lambda_2 \alpha (1 - \lambda_2 \alpha) / 2] \quad (20)$$

$$L_s = \alpha L [1 + 0.25k(1/\lambda_3 - 1) - \alpha(1 + 0.5k(1/\lambda_3 - 1) + k^2(1/\lambda_3^2 + 1)/6)] \quad (21)$$

آنالیزهای عددی اشاره کردند که با افزایش نسبت طول به عرض تغییر شکل نسبی عمودی در صفحات فولادی و بتن پر افزایش می‌یابد که منجر به افزایش تنش عمودی در صفحات فولادی بدلیل سخت شدن و تنش کششی در بتن پر بدلیل ترک خوردگی می‌گردد. بر اساس نتایج آنالیز عنصر محدود، تنش موثر در صفحات فولادی f'_s بصورت زیر محاسبه می‌گردد:

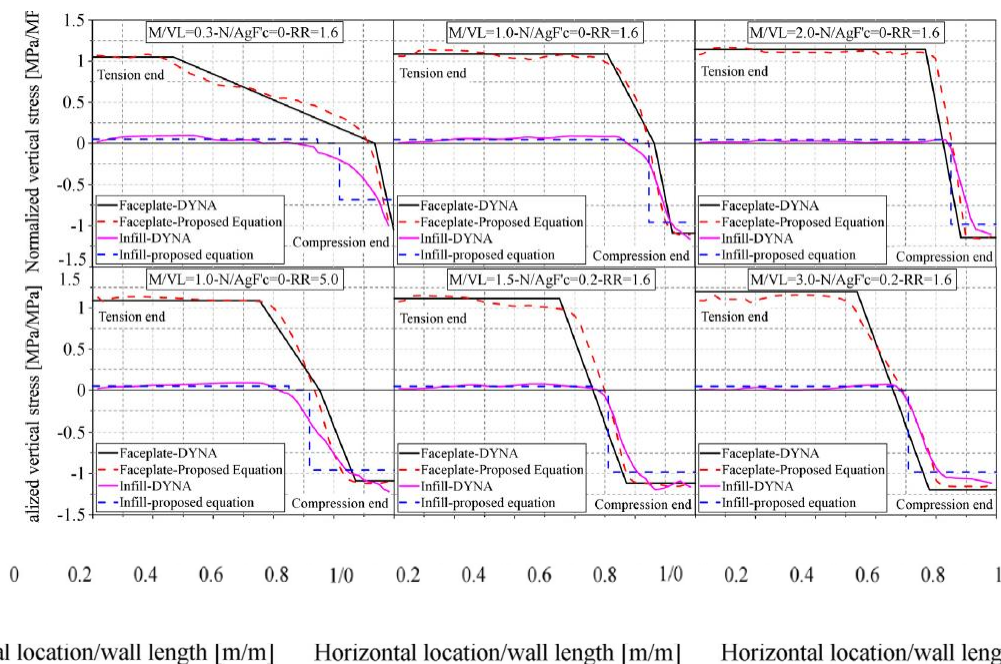


Fig. 12. LS-DYNA and model predicted responses.

$$1.05f_y \leq f_s^* = [1.05 + 0.056(M/VL - 0.3)]f_y \leq 1.2f_y \quad (22)$$

$$0 \leq f_t^* = 0.185(3 - M/VL)f \leq 0.5f_t \quad (23)$$

با توجه به ظرفیت گشتاور خمشی، ظرفیت بار جانبی دیوار SC بصورت زیر محاسبه می گردد:

$$V_u = \frac{M_u}{H^*} \quad (24)$$

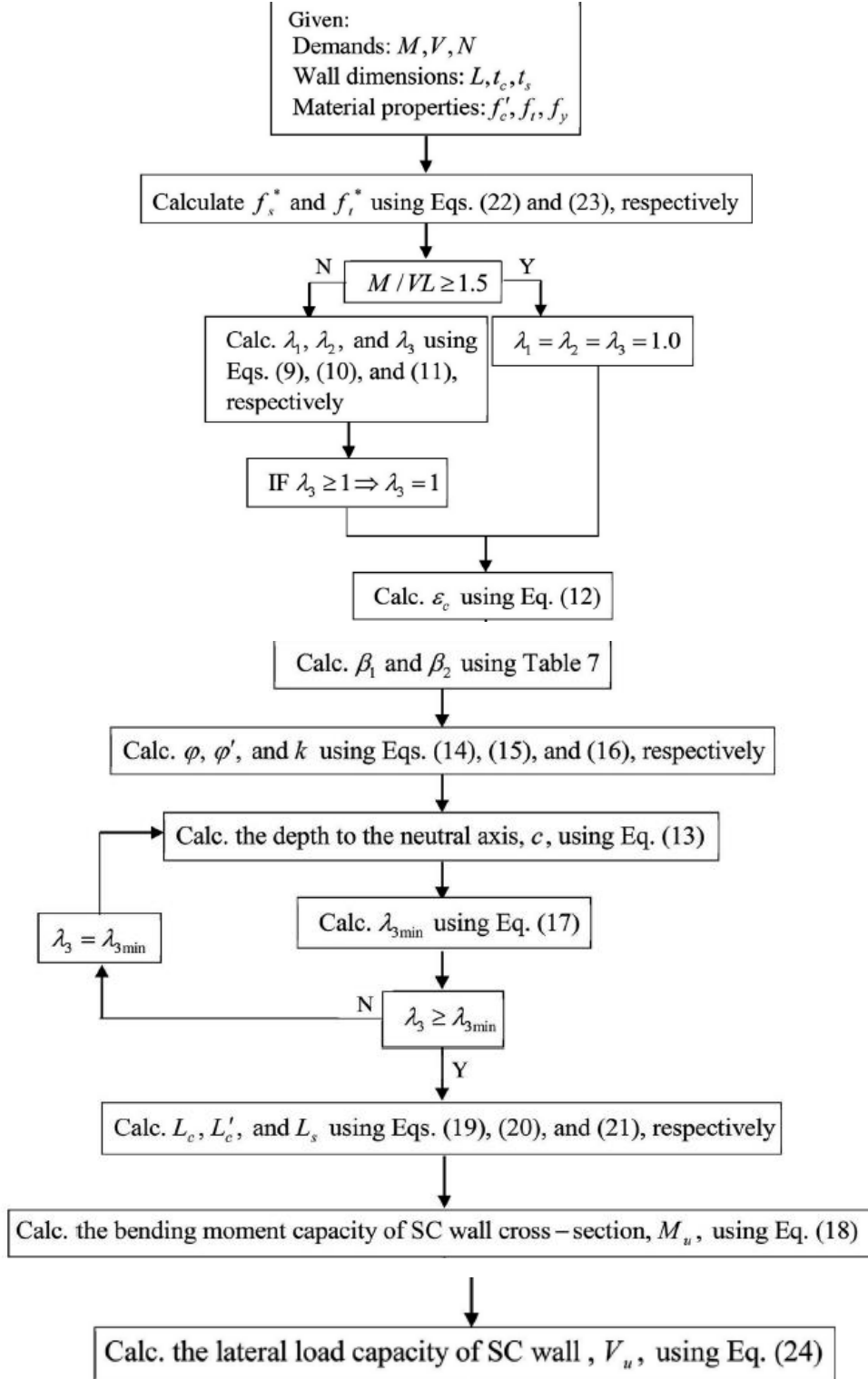


Fig. 13. Lateral load capacity calculation for SC wall piers.

شکل 13 یک نمودار گردشی برای محاسبه ظرفیت گشتاور ستون دیوار SC ارائه می‌دهد.

6.2. تأیید معادلات پیشنهادی

شکل 12 پروفایل‌های تنش نرمال بر اساس DYNA پیش بینی شده در صفحات فولادی و بتن پر در حداکثر بار جانبی را به همراه معادلات 9 و 17 ارائه می‌دهد. با توجه به شکل 12، معادلات پیشنهادی بطور دقیق تغییر تنش نرمال را در صفحات فولادی و بتن پر دیوار SC با نسبت‌های مختلف گشتاور به برش، آرماتور و بار محوری را پیش بینی می‌کنند. محل محورهای خنثی و تغییر شیب پروفایل تنش نرمال در قسمت‌های تنش و فشردگی صفحات فولادی پیش بینی شده بوسیله معادلات پیشنهادی با نتایج پیش بینی شده DYNA مطابقت دارد.

Table 8
Predicted lateral load capacities.

AR	AL	RR (%)	Predicted lateral load capacity (kN)		Ratio
			LS-DYNA	Mechanics-based Eq. (24)	
0.3	0	1.6	2954	3083	0.96
0.3	0.2	1.6	4070	4662	0.87
0.5	0	1.6	2282	2037	1.12
0.5	0	3.3	3474	3172	1.10
0.5	0	5	4404	4168	1.06
0.5	0	6.6	4404	5093	0.86
0.5	0.2	1.6	3358	3207	1.05
1	0	1.6	1117	1094	1.02
1	0	3.3	1953	1886	1.04
1	0	5	2736	2535	1.08
1	0	6.6	3479	3145	1.11
1	0.2	1.6	1882	1766	1.07
1.5	0	1.6	725	747	0.97
1.5	0	3.3	1228	1210	1.01
1.5	0	5	1677	1632	1.03
1.5	0	6.6	2117	2024	1.05
1.5	0.2	1.6	1237	1205	1.03
2	0	1.6	512	569	0.90
2	0.2	1.6	912	912	1.00
3	0	1.6	320	356	0.90
3	0.2	1.6	574	618	0.93

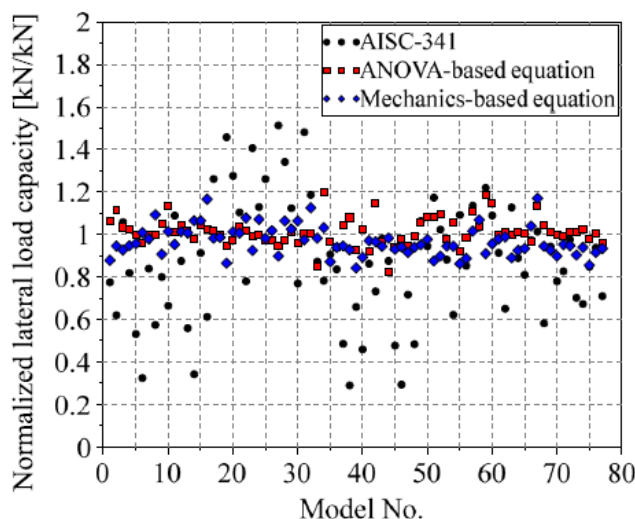


Fig. 14. Predicted normalized lateral load capacity of the SC walls.

فهرست ظرفیت بار جانبی پیش بینی شده مبتنی بر DYNA و مکانیک دیوارهای SC با نسبت طول به عرض مختلف، نسبت آرماتور و نسبت بار محوری در جدول 8 نشان داده شده‌اند. ظرفیت بار جانبی پیش بینی شده

مبتنی بر مکانیک که در جدول 8 نشان داده شده، با استفاده از معادله 24 محاسبه گردید. ظرفیت بار جانبی دیوارهای SC با خطای کمتر از 15٪ پیش بینی شده است. در صورت بی توجهی به مقاومت کششی بتن پر، ظرفیت بار جانبی کمتر از حد مورد نظر تخمین زده می شود.

7. تأیید و اعتبار معادلات مبتنی بر مکانیک و ANOVA

دو سری از داده‌ها جهت تأیید و معتبر ساختن معادلات مبتنی بر DYNA و مکانیک برای حداکثر مقاومت ستون دیوار SC استفاده شده است: داده‌ها و آنالیز LS-DYNA حاصل از آزمایش 4 دیوار SC با نسبت طول به عرض 0.5.

7.1. اثبات

نتایج تحلیل مدل‌های LS-DYNA77 در جدول 4 جهت معتبر ساختن معادلات مبتنی بر DYNA و مکانیک استفاده شده است. شکل 14 سه ظرفیت بار جانبی هنجار شده برای 77 مدل ارائه می‌دهد. ظرفیت بار جانبی هنجار شده بوسیله تقسیم بندی ظرفیت بار جانبی محاسبه شده بر اساس 1) مبتنی بر معادله 2 ANOVA، 2) مبتنی بر معادله (24) مکانیک و (3) مشخصه‌های [40] AISC 341-16 تا حداکثر بار پیش بینی شده DYNA ارزیابی گردید. استاندارد پیش نویس AISC 341-16 شامل تدارکات طراحی دیوارهای برشی صفحه کامپوزیت است: بتن پر شده (C-PSW/CF). بخش H7.5a از AISC 341-16 ظرفیت گشتاور اسمی C-PSW/CF را بدون عناصر اسمی به عنوان گشتاور مربوط به بازدهی صفحات فولادی در تنش خمشی و بازدهی در فشردگی خمشی محاسبه کرده که توزیع تنش ارتجاعی خطی، حداکثر تنش فشرده بتنی به میزان $0.7f'_c$ و حداکثر تنش فولاد به میزان f_y فرض شده‌اند.

نسبت ظرفیت بار جانبی بوسیله معادلات مبتنی بر DYNA (2) و مکانیک (24) تا اوج بار پیش بینی شده DYNA از 0.82 تا 1.2 متغیر بوده و اشاره به این دارد که هر دو معادله ظرفیت بار جانبی پیش بینی شده را بهبود می‌بخشد. این پیامد جهت رسیدگی به معادله طراحی مبتنی بر مکانیک در نظر گرفته شده است.

تفاوت‌های قابل توجهی بین ظرفیت‌های بار جانبی پیش بینی شده عددی وجود دارد زیرا معادلات AISC پیشنهاد شده از تأثیر نسبت طول به عرض دیوار، نسبت آرماتور و بار محوری چشم پوشی می‌کند.

7.2. معتبر سازی

داده‌های حاصل از آزمایش سطح دیوارهای SC توسط Chen (38,41) جهت تأیید مستقل دقت مدل‌های مبتنی بر مکانیک و ANOVA استفاده شده است. داده‌های مربوط به آزمایش دانشگاه در بوفالو برای این منظور مورد استفاده قرار نگرفت زیرا از آنها جهت تأیید اعتبار مدل LS-DYNA استفاده گردید.

Chen (38,41) 4 دیوار SC نسبت طول به عرض پایین تحت بار چرخشی جابجایی کنترل شده مورد آزمایش قرار داد. نسبت طول به عرض 4 دیوار 0.5 بود. ارتفاع و طول دیوارها بطور نسبی 1220mm و 2000mm بودند. فاصله بین پایه دیوار و خط مرکزی صفحات بار گذاری 1000 mm بود. صفحات فولادی با استفاده از ستون‌های برشی درون بلوک فونداسیون متصل به درون صفحات فولادی قرار می‌گرفتند.



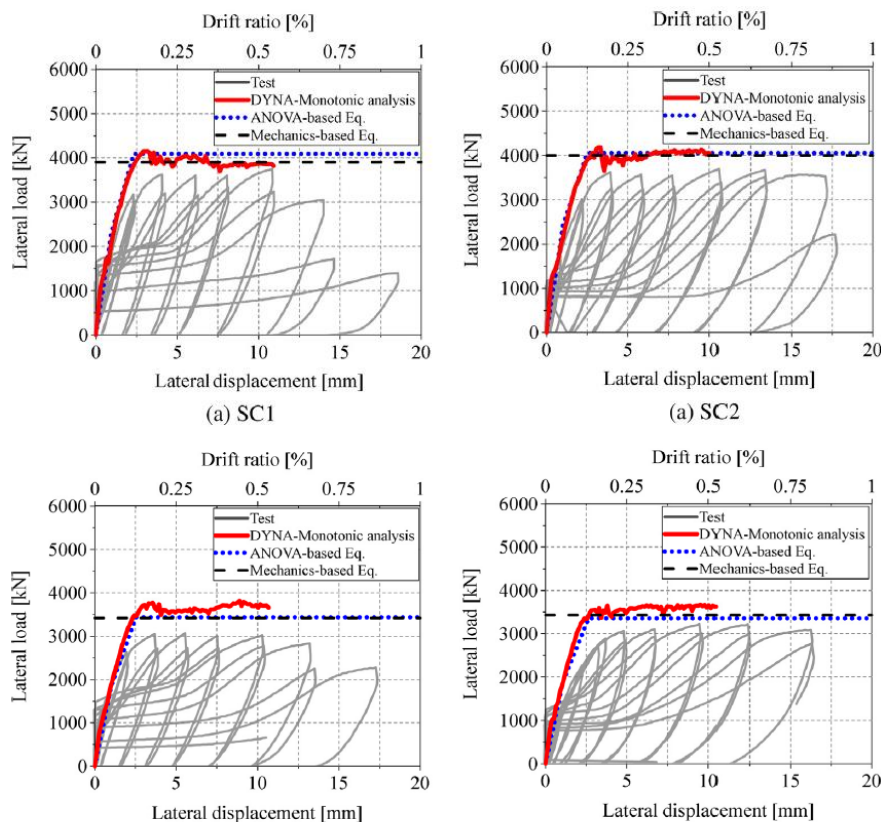
Fig. 15. SC1 specimen before the test [10].

حفره‌های درون صفحات فولادی امکان قرار دادن آرماتور عرضی درون بلوک فونداسیون را فراهم آوردند. ضخامت کلی دیوار 290 mm برای SC1 و SC2 و 200 mm برای SC3 و SC4 محاسبه گردید. ضخامت صفحات فلزی 4.5 mm، نسبت بازده آرماتور برای SC1 و SC2 و SC3 و SC4 3.1% و 4.5% بودند. قطر ستون‌ها و میله‌ها 13 mm بود. ستون‌ها و میله‌ها در SC1 و SC3 استفاده شدند اما تنها میله‌ها در SC2 و SC4 مورد استفاده قرار گرفتند. فاصله ستون‌ها در مرکز SC1 و SC3 75 mm بود. فاصله میله‌ها 155 mm در تمام دیوارهای SC بود. عکسی از SC1 در شکل 15 آورده شده است. اطلاعات بیشتر در مورد ویژگی‌های مواد، تنظیم آزمایش، پروتکل بار گذاری و کاربرد وسایل سنجش در گزارش Chen آمده است.

شکل 16 روابط جابجایی نیروی چرخشی اندازه‌گیری شده ربع اول برای دیوارهای آزمایش شده توسط Chen مقاومت‌های جانبی مبتنی بر مکانیک در هر معادله (خط چین سیاه)، پیش‌بینی مبتنی بر ANOVA واکنش

یکنواخت در هر معادله (خط نقطه چین آبی) و LS-DYNA واکنش یکنواخت مبتنی بر پیش بینی (خط قرمز) را ارائه می‌دهد. آنالیزهای LS-DYNA مربوط به دیوار Chen با استفاده از مدل‌های مواد یکسان، عناصر و شرایط مرزی استفاده شده برای تحلیل 77 ستون‌های دیوار SC انجام گرفت.

معادلات قابل پیش بینی پیشنهاد شده در این مطالعه برای واکنش تحت بار گذاری یکنواخت واکنش چرخشی دیوارهای Chen بیش از اندازه تخمین زده (41)، که این یک پیامد قابل پیش بینی است. بر اساس شکل 16 پیش بینی‌های واکنش‌های یکنواخت مبتنی بر ANOVA و اوج مقاومت مبتنی بر مکانیک با واکنش‌های یکنواخت پیش بینی شده بوسیله آنالیز نمونه‌های LS-DYNA سازگار هستند.



8. خلاصه و جمع بندی

تأثیر متغیرهای طراحی مهم در واکنش درون سطحی ستون‌های دیوار SC بدون عناصر مرزی بطور معین مورد مطالعه قرار گرفت و از نتایج جهت گسترش معادلات قابل پیش بینی برای رابطه جایجایی نیروی جانبی یکنواخت تا اوج مقاومت و معادله مبتنی بر مکانیک تا اوج مقاومت ستون‌های دیوار استفاده گردید. کد عنصر محدود چند منظوره LS-DYNA جهت شبیه سازی مورد استفاده قرار گرفت. مدل پایه در مطالعه پیشین توسط مولفان

جهت محاسبه واکنش غیر ارتجاعی درون سطحی با استفاده از داده‌های حاصل از آزمایش ستون‌های دیوار با اندازه بزرگ مورد تأیید قرار گرفت.

متغیرهای طراحی در این مطالعه شامل نسبت طول به عرض 0.3 تا 3، نسبت آرماتور از 1.6٪ تا 6.6٪، نسبت باریکی 10 تا 50، نسبت بار محوری از 0 تا 0.2، مقاومت فولاد از 235 تا 460 MPa، و مقاومت بتن 27 تا 55 MPa بودند.

تجزیه و تحلیل‌های آماری جهت بررسی تأثیرات اصلی متقابل متغیرهای طراحی مهم در مقاومت جانبی و سختی دیوارهای SC برای استفاده از روش طراحی فاکتوریل کسری سه سطحی انجام گرفت. ظرفیت و سختی بار جانبی بطور قابل توجهی تحت تأثیر نسبت طول به عرض قرار می‌گیرند. نسبت باریکی صفحات فلزی کمترین تأثیر سختی و مقاومت اولیه را داشته، بر سختی پس از بازده اثر گذار است، هر چه نسبت باریکی بیشتر باشد، سختی پس از بازده کمتر خواهد بود. نسبت طول به عرض تأثیر قابل توجهی بر واکنش سراسری دارد؛ با افزایش آن تأثیر متغیرهای دیگر بر مقاومت و سختی کاهش می‌یابد.

نتیجه آنالیزهای LS-DYNA جهت توسعه رابطه سه خطی برای واکنش یکنواخت یک ستون دیوار تا اوج مقاومت مورد استفاده قرار گرفت. مناسب بودن رابطه پیشنهادی بوسیله بررسی عدم وابستگی و توزیع نرمال باقیمانده‌ها تأیید گردید.

یک معادله مبتنی بر مکانیک جهت پیش بینی ظرفیت گشتاور خمشی ستون دیوار SC با توجه به نیروهای برشی و محوری موجود، اثرات نسبت طول به عرض، با محوری و نسبت آرماتور گسترش یافت. این مطالعه نشان می‌دهد که ظرفیت خمشی-گشتاور ستون‌های دیوار را نمی‌توان بطور دقیق بوسیله معادله پیشنهاد شده در ASIC 341 پیش بینی کرد زیرا تأثیر متغیرهای کلیدی و اثر متقابل نیروی برشی-محوری در نظر گرفته نشده است.

معادلات مبتنی بر ANOVA و مکانیک با استفاده از نتایج آنالیز عنصر محدود و داده‌های حاصل از آزمایش دیوار SC نسبت طول به عرض در دانشگاه ملی تایوان مورد تأیید قرار گرفت. اوج بار پیش بینی شده 77 DYNA دیوارهای SC با متغیرهای طراحی متنوع و واکنش یکنواخت درون سطح تا اوج بار دیوارهای SC آزمایش شده با استفاده از معادلات پیشنهاد شده بطور موفقیت آمیز پیش بینی شدند.

معادلات پیشنهاد شده مبتنی بر مکانیک و ANOVA برای متغیرهای طراحی در این مطالعه قابل اجرا هستند. مطالعات بیشتری باید جهت گسترش محدوده متغیرهای طراحی و نظارت بر دیوارهای SC با استفاده از ستون‌های و لبه‌های مرزی انجام بگیرد.

منابع

- [1] Akita S, Ozaki M, Niwa N, Matsuo I, Hara K. Study on steel plate reinforced concrete bearing wall for nuclear power plants (part #2): analytical method to evaluate response of SC walls. In: 22nd International conference on structural mechanics in reactor technology (SMiRT16). Washington (DC, USA): International Association for Structural Mechanics in Reactor Technology (IASMiRT); 2001.
- [2] Akiyama H, Sekimoto H, Tanaka M, Inoue K, Fukihara M, Okuda Y. 1/10th scale model test of inner concrete structure composed of concrete filled steel bearing wall. In: 10th International conference on structural mechanics in reactor technology (SMiRT10). Anaheim (CA, USA): International Association for Structural Mechanics in Reactor Technology (IASMiRT); 1989. p. 73–8.
- [3] Bowerman H, Coyle N, Chapman JC. An innovative steel/concrete construction system. *Struct Eng* 2002;80:33–8.
- [4] Chaudhary S, Ali A, Kim D, Cho SG. Seismic analysis of steel concrete composite walls of nuclear power plant structures. In: 21th International conference on structural mechanics in reactor technology (SMiRT21). New Delhi (India): International Association for Structural Mechanics in Reactor Technology (IASMiRT); 2011.
- [5] Danay A. Response of steel-concrete composite panels to in-plane loading. *Nucl Eng Des* 2012;242:52–62.
- [6] Emori K. Compressive and shear strength of concrete filled steel box wall. *Steel Struct (Kor J)* 2002;2:29–40.
- [7] Eom TS, Park HG, Lee CH, Kim JH, Chang IH. Behavior of double skin composite wall subjected to in-plane cyclic loading. *J Struct Eng* 2009;135:1239–49.
- [8] Epackachi S. Experimental, numerical, and analytical studies on the seismic response of steel-plate concrete (SC) composite shear walls Buffalo [Ph.D. Dissertation]. Buffalo (NY): University at Buffalo; 2014.
- [9] Epackachi S, Whittaker AS. Experimental, numerical, and analytical studies on the seismic response of steel-plate concrete (SC) composite shear walls [MCEER Technical Report 16–0001]. Buffalo (NY): University at Buffalo; 2016.
- [10] Epackachi S, Nguyen NH, Kurt EG, Whittaker AS, Varma AH. In-plane seismic behavior of rectangular steel-plate composite wall piers. *J Struct Eng* 2014;141:04014176-1–176-9.
- [11] Epackachi S, Whittaker AS, Huang YN. Analytical modeling of rectangular SC wall panels. *J Constr Steel Res* 2014;105:49–59.
- [12] Kurt EG, Varma AH, Booth P, Whittaker AS. In-plane behavior and design of rectangular sc wall piers without boundary elements. *J Struct Eng* 2016;142:04016026-1–04016026 16.
- [13] Nie JG, Hu HS, Fan JS, Tao MX, Li SY, Liu FJ. Experimental study on seismic behavior of high-strength concrete filled double-steel-plate composite walls. *J Constr Steel Res* 2013;88:206–19.
- [14] Ozaki M, Akita S, Niwa N, Matsuo I, Usami S. Study on steel plate reinforced concrete bearing wall for nuclear power plants part 1: shear and bending loading tests of SC walls. In: 16th International conference on structural mechanics in reactor technology (SMiRT16). Washington (DC, USA): International Association for Structural Mechanics in Reactor Technology (IASMiRT); 2001.

- [15] Sener KC, Varma AH. Steel-plate composite walls: experimental database and design for out-of-plane shear. *J Constr Steel Res* 2014;100:197–210.
- [16] Suzuki N, Akiyama H, Narikawa M, Hara K, Takeuchi M, Matsuo I. Study on a concrete filled steel structure for nuclear power plants (part #4): analytical method to estimate shear strength. In: 13th International conference on structural mechanics in reactor technology (SMiRT13). Porto Alegre (Brazil): International Association for Structural Mechanics in Reactor Technology (IASMiRT); 1995. p. 33–8.
- [17] Usami S, Akiyama H, Narikawa M, Hara K, Takeuchi M, Sasaki N. Study on a concrete filled steel structure for nuclear power plants (part #2): compressive loading tests on wall members. In: 13th International conference on structural mechanics in reactor technology (SMiRT13). Porto Alegre (Brazil): International Association for Structural Mechanics in Reactor Technology (IASMiRT); 1995. p. 21–6.
- [18] Varma AH, Malushte SR, Sener KC, Lai Z. Steel-plate composite (SC) walls for safety related nuclear facilities: design for in-plane forces and out-of-plane moments. *Nucl Eng Des* 2014;269:240–9.
- [19] Vecchio F, McQuade I. Towards improved modeling of steel-concrete composite wall elements. *Nucl Eng Des* 2011;241:2629–42.
- [20] Zhao Q, Astaneh-Asl A. Cyclic behavior of traditional and innovative composite shear walls. *J Struct Eng* 2004;130:271–84.
- [21] Fukumoto T, Kato B, Sato K. Concrete filled steel bearing walls. IABSE report; 1987.
- [22] Takeda T, Yamaguchi T, Nakayama T, Akiyama K, Kato Y. Experimental study on shear characteristics of concrete filled steel plate wall. In: 13th International conference on structural mechanics in reactor technology (SMiRT13). Porto Alegre (Brazil): International Association for Structural Mechanics in Reactor Technology (IASMiRT); 1995. p. 3–14.
- [23] Sasaki N, Akiyama H, Narikawa M, Hara K, Takeuchi M, Usami S. Study on a concrete filled steel structure for nuclear power plants (part #2): shear and bending loading tests on wall member. In: 13th International conference on structural mechanics in reactor technology (SMiRT13). Porto Alegre (Brazil): International Association for Structural Mechanics in Reactor Technology (IASMiRT); 1995. p. 27–32.
- [24] Jian-Guo N, Hong-Song H, Jian-Sheng F, Mu-Xuan T, Sheng-Yong L, Fu-Jun L. Experimental study on seismic behavior of high-strength concrete filled double-steel-plate composite walls. *J Constr Steel Res* 2013;88:206–19.
- [25] SIMULIA. Abaqus Analysis User's Manual, Version 6.12. Providence (RI, USA): Dassault Systèmes Simulia Corp.; 2012.
- [26] Epackachi S, Whittaker AS, Varma AH, Kurt EG. Finite element modeling of rectangular steel-plate composite shear walls. *Eng Struct* 2015;100:369–84.
- [27] LS-DYNA. Keyword user's manual, version 971 R6.0.0, vo. I. Livermore (CA, USA); 2012.
- [28] LS-DYNA. Keyword user's manual, Version 971 R6.0.0, vol. II. Livermore (CA, USA); 2012.
- [29] ACI 318 Committee. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary. Farmington Hills (MI): American Concrete Institute; 2014.
- [30] Ozcebe G, Saatcioglu M. Hysteretic shear model for reinforced concrete members. *J Struct Eng* 1989;115:132–48.
- [31] Baltay P, Gjelsvik A. Coefficient of friction for steel on concrete at high normal stress. *J Mater Civ Eng* 1990;2:46–9.
- [32] Rabbat BG, Russell HG. Friction coefficient of steel on concrete or grout. *J Struct Eng* 1985;111:505–15.
- [33] Han LH, He SH, Liao FY. Performance and calculations of concrete filled steel tubes (CFST) under axial tension. *J Constr Steel Res* 2011;67:1699–709.
- [34] Moon J, Roeder CW, Lehman DE, Lee H-E. Analytical modeling of bending of circular concrete-filled steel tubes. *Eng Struct* 2012;42:349–61.
- [35] Montgomery DC. Design and analysis of experiments. 4th ed. New York: Wiley; 1982.

- [36] Chadwell CB, Imbsen RA. XTRACT-cross section analysis software for structural and earthquake engineering. Rancho Cordova (CA): TRC; 2002.
- [37] Minitab. Minitab Manual. Minitab Inc.; 2013.
- [38] Chang CC, Huang YN, Chen BA, Epackachi S, Whittaker A. An experimental study for in-plane cyclic behavior of low aspect-ratio steel-concrete composite walls. In: 23rd International conference on structural mechanics in reactor technology (SMiRT 23). Manchester (UK): International Association for Structural Mechanics in Reactor Technology (IASMiRT); 2015.
- [39] Tsai WT. Uniaxial compressional stress-strain relation of concrete. J Struct Eng 1988;114:2133–6.
- [40] American Institute of Steel Construction. Seismic provisions for structural steel buildings (AISC341), Chicago, IL; 2016.
- [41] Chen PA. An experimental study of the in-plane cyclic behavior of low-aspect ratio steel-plate composite walls [Master Thesis]. Taiwan: National Taiwan University; 2015.