مهندسی عمران شریف
دوره‌ی ۲-۲۹، شماره‌ی ۱، ص. ۱۲۹-۱۳۹

Original Article

بررسی شکل‌پذیری اتصالات L و T شکل دیوارهای ۳D پانل تحت بارگذاری جانبی و ثقلی

امیرحسین سنگکی (دانشجوی کارشناسی ارشد)
ابوالحسن وفایی (استاد)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف
محمدزمان کبیر* (دانشیار)
دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر
طیبه گلی (کارشناس)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

کشور ایران به دلیل دارابودن شرایط اقلیمی خاص نظیر قرارداشتن درکمربند زلزله‌خیز جهان و وجود شرایط اجتماعی نظیر کمبود مسکن نیازمند تغییرات اساسی در مصرف مصالح ساختمانی و استفاده از سیستم صنعتی تولید مسکن است. پانل‌های سه‌بعدی (۳D Panel) یکی از بهترین گزینه‌ها برای ساخت و ساز صنعتی و علی‌الخصوص انبوه‌سازی است. در این پژوهش طرح‌های پیشنهادی مختلف برای اتصالات L و T شکل دیوار به دیوار ۳D پانل تحت بارگذاری جانبی ـسیکلی و ثقلی با نرم‌افزار ANSYS مدل‌سازی شده و مورد تحلیل قرار گرفته‌اند. نتایج تحلیل عددی نشان می‌دهند که کلاف قائم بتنی و شبکه‌ی فولادی ۳/۳/۵۰/۵۰ WWF تأثیرمثبتی در شکل‌پذیری و مقاومت نهایی اتصال دارند. بنابراین بین طرح‌های مختلف مناسب‌ترین طرح برای این اتصالات، طرحی است که شبکه‌ی فولادی ۳/۳/۵۰/۵۰ WWF و کلاف قائم بتنی دارد.

واژگان کلیدی: ۳D پانل، اتصالات ۳D پانل، بتن شاتکریت، اتصال L شکل، اتصال T شکل، شکل‌پذیری، بار ثقلی، بار سیکلی.

amirhosein.sangaki@yahoo.com
vafai@sharif.edu
mzkabir@aut.ac.ir
shirin.goli@yahoo.com

۱. مقدمه

ده‌ها سال است که صنعت ساختمان‌سازی در کشورهای پیشرفته‌ی دنیا از حالت سنتی خارج شده و روند صنعتی به‌خود گرفته و سعی شده است که خصوصیات سبکی، مقاومت، یکپارچگی، عایق‌بودن، سرعت در نصب، سهولت در اجرا، و... در مصالح مصرفی به‌کار گرفته شود. در کشور پهناور ایران با دارابودن شرایط اقلیمی، اجتماعی، اقتصادی، فرهنگی خاص و بالاخص قرارداشتن بیشتر نقاط کشور در کمربند زلزله‌خیز جهانی و اتفاقات چندساله‌ی اخیر، لزوم استفاده از سازه‌های مقاوم و سبک برای کاهش وزن کلی ساختمان دارای اولویت خاصی است.

همچنین به‌علت کمبود مسکن به واسطه‌ی رشد جمعیت کشور و جوان‌بودن بافت جمعیت ایران، لازم و واجب است که مصالح بهینه شوند و سیستم صنعتی تولید مسکن برای افزایش سرعت ساخت و ساز مورد استفاده قرار گیرد. بنابراین در سال‌های اخیر صنعتی‌سازی در کشور افزایش چشمگیری داشته است. امروزه سیستم‌های پیش‌ساخته و نوین ساختمانی بسیاری مورد تأیید مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن قرار گرفته و در صنعت ساختمان‌سازی به‌کار رفته‌اند.

در این تحقیق به‌طور خاص سیستم «ساختمان‌های نیمه پیش‌ساخته با صفحات منفرد ساندویچی سقف و دیوار، شامل لایه‌ی میانی پلی‌استایرن و بتن‌پاششی (۳D panel)» بررسی شده است.

تاریخچه‌ی تحقیقات انجام‌شده بر روی پانل‌های پیش‌ساخته‌ی بتنی مربوط به سال‌های ۱۹۴۸ تا ۱۹۷۷ است.[۱] در سپتامبر ۱۹۴۸ نوشتاری با عنوان پانل‌های پیش‌ساخته‌ی بتنی، راه‌حل اقتصادی به جای ساختمان‌های آجری به منزله‌ی نقطه‌ی آغازین صنعت پانل‌های پیش‌ساخته مطرح شد.[۲] مسلح‌کردن پانل‌های بتنی براساس حالت‌های مختلف بارگذاری با درنظرگرفتن رفتار غیرخطی در سال ۱۹۸۱ از مؤسسه‌ی تحقیقاتی بتن نوردیک انجام شده است.[۳] در سال ۱۹۹۴، عملکرد خمشی پانل‌های پیش‌ساخته‌ی کامپوزیتی با اتصال‌دهنده‌های مورب بررسی و مطالعه شد.[۴] در همین سال المان‌های مورب پلاستیکی مرکب را به‌منزله‌ی اتصال‌دهنده‌های برشی در پانل‌ها به‌کار بردند تا عایق‌بودن حرارتی پانل‌ها را افزایش دهند.[۵] در سال ۱۹۹۵ نیز با توسعه‌ی معادله‌ی دیفرانسیل یک حل ریاضی برای پانل‌های نیمه کامپوزیت ارائه شد و با حل تحلیلی به‌دست‌آمده از آنالیز عددی المان محدود مقایسه گردید و دقت بالای روش تحلیلی آن‌ها نشان داده شد.[۶] همچنین در سال ۱۹۹۷، در تحقیقات انجام شده المان‌های مورب، یک رفتار

---

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۱/۷/۲۲، اصلاحیه ۱۳۹۱/۱۲/۱۹، پذیرش ۱۳۹۱/۱۲/۲۶.

خرپایی از خود نشان دادند که سختی و مقاومت برشی پانل را فراهم می‌آورد. در این تحقیق ، آزمایشی با ابعاد واقعی روی این پانل‌ها انجام شد و این نتیجه به‌دست آمد که مقاومت خمشی طراحی پانل‌ها را می‌توان با ضوابط آیین‌نامه‌ی ACI ۳۱۸-۹۵ محاسبه کرد. همچنین در این تحقیق نشان داده شد که این پانل‌ها عایق‌های حرارتی بسیار خوبی هستند.[۷] در سال ۱۹۹۸، نیز در پژوهشی به‌طور تجربی نیروی برشی و مقاومت برشی اتصال‌دهنده‌ها اندازه گرفته شد.[۸] در سال ۱۹۹۸ نیز یک حل ریاضی و یک مدل المان محدود برای آنالیز خمشی پانل‌های کامپوزیتی prestressed ارائه،[۹] و تحقیقاتی روی پانل‌های ساندویچی ۳D در دانشگاه Tongji انجام شد.[۱۰] در سال ۲۰۰۵ نیز رفتار مقاومت نهایی پانل‌های بتنی پیش‌ساخته (pcsp) تحت بارگذاری محوری گریز از مرکز به‌طور تجربی مورد قرار مطالعه گرفت.[۱۱]

دانشگاه صنعتی امیرکبیر نیز آزمایش‌های استانداردی برای تعیین مقاومت نهایی و پارامترهای مکانیکی پانل‌های ساندویچی شاتکریتی در قالب پروژه‌ی کارشناسی ارشد انجام داده است.[۱۲] در سال ۲۰۰۱ نیز مطالعات آزمایشگاهی بر روی مدل ارتجاعی بتن شاتکریت مورداستفاده در پانل‌های باربر ساندویچی انجام شد.[۱۳] همچنین در این سال رفتار تئوریک اتصالات پانل‌های ساندویچی،[۱۴] و نیز رفتار خمشی و برشی پانل‌های دیواری از طریق یک سری آزمایش به همراه مدل‌سازی عددی مورد بررسی قرار گرفت.[۱۵] در سال ۲۰۰۲ هم آزمایش‌های استانداردی در زمینه‌ی شکل‌پذیری و ضریب رفتار دیوارهای ساندویچی شاتکریتی تحت نیروهای برشی در قالب پروژه‌ی کارشناسی ارشد انجام شد.[۱۶] همچنین در سال ۲۰۰۳ با بهره‌گیری از نتایج آزمایش‌ها اقدام به بررسی مدل‌های عددی تأییدشده با آزمایش‌ها در سطح اجزا، برای پانل‌های تا ۵ طبقه و با طبقه‌ی نرم شد.[۱۷]

آزمایش‌های استانداردی نیز در زمینه‌ی شکل‌پذیری اتصالات دیوار به دیوار در سیستم با نظام صفحات ساندویچی تحت بارگذاری سیلکی (۲۰۰۳)،[۱۸] و در زمینه‌ی برش بین لایه‌یی پانل‌های شاتکریتی با نظام صفحات ساندویچی (۲۰۰۴)،[۱۹] در قالب پروژه‌ی کارشناسی ارشد انجام شده است. همچنین در سال ۲۰۰۵ تحقیقاتی درخصوص بتن شاتکریت مورداستفاده در پانل‌های ساندویچی،[۲۰] و نیز شناسایی بهتر ویژگی‌های مکانیکی این پانل‌ها انجام شد.[۲۱] در سال ۲۰۰۷ هم ساختمان یک طبقه‌ی ساخته‌شده با ۳D پانل در مقیاس واقعی با استفاده از میز لرزان مورد آزمایش قرار گرفت.[۲۲] در سال ۲۰۰۸ نیز یک سازه‌ی ۴ طبقه‌ی ۳D پانلی اجراشده بر روی قاب بتنی پارکینگ مورد تحلیل عددی دینامیکی،[۲۳] و همچنین رفتار هیسترزیس سیستم ترکیبی قاب بتنی و پانل‌های ساندویچی ۳D پانل مورد بررسی قرارگرفت.[۲۴] در سال ۲۰۰۹ هم سازه‌ی ۴ طبقه‌ی ساخته‌شده با پانل ساندویچی ۳D با مقیاس ۱:۲/۳۵ روی میز لرزان مورد آزمایش قرار گرفت.[۲۵]

اما با وجود تمام تحقیقات انجام‌شده در زمینه‌ی پانل‌های پیش‌ساخته‌ی شاتکریتی ۳D، در زمینه‌ی اتصالات این سازه‌ها تحقیقات زیادی انجام نشده است. در نتیجه، تحقیقات بر روی سازه‌های متشکل از این سیستم هنوز ادامه دارد؛ زیرا که رفتاری که اجزاء آن‌ها به‌تنهایی از خود نشان می‌دهند، متفاوت از رفتاری است که این اجزاء در یک سیستم واحد از خود نشان می‌دهند. این سیستم نوین ساختمانی از اروپا وارد ایران شده است. با توجه به اینکه نیروی زلزله در اروپا بسیار ناچیز است، بنابراین پاسخ لرزه‌یی اتصالات این سازه‌ها زیاد مورد بررسی قرار نگرفته است و کارهای انجام‌شده در این زمینه اغلب در ایران بوده است.

در این پژوهش سعی شده است با اعمال نیروی جانبی سیکلی و ثقلی به اتصالات L و T شکل ۳D پانل عملکرد لرزه‌یی و شکل‌پذیری آن‌ها مورد بررسی قرارگیرد.

ضریب شکل‌پذیری سازه به‌صورت خارج قسمت تغییرمکان بیشینه ($\Delta_{\max}$) به تغییرمکان تسلیم (Δ_y) تعریف می‌شود (رابطه‌ی ۱).

$$\mu = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \qquad (۱)$$

در این تحقیق تغییرشکل مرحله‌ی تسلیم براساس «سیستم کشسان خمیری معادل با سختی کشسان و بار نهایی یکسان با سیستم واقعی» تعیین شده است. همچنین تغییرشکل نهایی متناظر با «تغییرشکل نظیر کاهش ۱۵٪ در بار نهایی» در نظرگرفته شده است.

در این پژوهش طرح‌های پیشنهادی مختلف برای اتصالات L وT شکل این پانل‌ها مورد مطالعه‌ی عددی قرارگرفته و درنهایت با توجه به نتایج به‌دست‌آمده، الگوی مناسب برای این اتصالات پیشنهاد شده است.

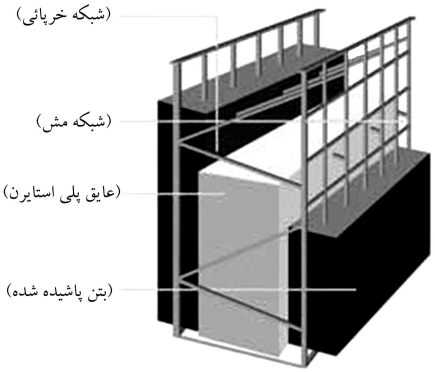
۱.۱. معرفی پانل‌های ساندویچی ۳D

ساندویچ پانل از ۲ لایه‌ی شبکه‌ی فولادی مش[۱] در طرفین و یک لایه‌ی فوم پلی‌استایرن[۲] کندسوز در وسط تشکیل شده است، به‌طوری که این ۳ لایه با مفتول‌های جانبی[۳] به یکدیگر متصل شده‌اند. قطعات از پیش ساخته شده و به محل اجرای ساختمان حمل می‌شوند و پس از نصب دیوارها و سقف، طرفین آن با بتن‌پاشی[۴] اندود می‌شوند (شکل ۱). نشانه‌گذاری شبکه‌ی جوش‌شده‌ی فولادی به‌صورت رابطه‌ی زیر است:[۲۶]

$$\mathrm{WWF}\frac{\Phi_1/\Phi_2/S_1/S_2}{L_1/L_2}$$

که در آن، Φ_1 قطر مفتول تار (میلی‌متر)؛ Φ_2 قطر مفتول پود (میلی‌متر)؛ S_1 فاصله‌ی محور به محور ۲ پود متوالی از یکدیگر (میلی‌متر)؛ S_2 فاصله‌ی محور به محور ۲ تار متوالی از یکدیگر (میلی‌متر)؛ L_1 طول شبکه (تار) (میلی‌متر)؛ L_2 عرض شبکه (پود) (میلی‌متر) است.

شبکه‌ی مش به‌کاررفته در ۳D پانل ۲ نوع است: در نوع اول ابعاد چشمه‌ها ۸۰×۸۰ میلی‌متر و قطر مفتول‌ها ۳/۵ میلی‌متر است. این شبکه‌ی فولادی در ایران مرسوم است و مورد استفاده قرار می‌گیرد.[۲۶] در نوع دوم ابعاد چشمه‌ها ۵۰×۵۰ میلی‌متر، قطر مفتول‌های شبکه ۳ میلی‌متر، و قطر اعضای خرپایی ۳/۸ میلی‌متر است. شرکت EVG این شبکه‌ی فولادی را معرفی و استفاده کرده است.[۲۷]



شکل ۱. پانل ساندویچی شاتکریتی ۳D.

ضخامت لایه‌ی پلی‌استایرن در 3D پانل، ۶۰ میلی‌متر و فاصله‌ی ۲ شبکه از یکدیگر ۱۰۰ میلی‌متر است. ضخامت بتن شاتکریتی ۴۰ میلی‌متر در هر طرف دیوار است. به‌عبارتی دیگر، پوشش بتن روی شبکه ۲۰ میلی‌متر است.

۲. مدل‌سازی

در این پژوهش برای مدل‌سازی اتصالات از نرم‌افزار ANSYS استفاده شده که در ادامه‌به اختصار به تشریح آن پرداخته شده است.

۱.۲. المان‌ها و مدل‌های مصالح مورداستفاده در نرم‌افزار

برای مدل‌سازی آرماتورها و مفتول‌ها از المان LINK۸ و از مدل مصالح سخت شدگی حرکتی چندخطی[5] استفاده شده است. نمودار تنش ـکرنش آرماتورها به صورت دوخطی درنظرگرفته شده است.

همچنین برای مدل‌سازی بتن از المان SOLID۶۵ و مدل مصالح Concrete، برای مدل‌سازی لایه‌ی عایق پلی‌استایرن از المان SOLID۴۵ و مدل مصالح سخت شدگی ایزوتروپیک چندخطی[6]، و برای مدل‌سازی صلبیت سقف از المان SHELL۱۸۱ و مدل مصالح ایزوتروپیک خطی [7] استفاده شده است.

۲.۲. صحت مدل

برای اثبات صحت مدل‌سازی باید نتایج تحلیل عددی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه و صحت مدل‌سازی نرم‌افزار تأیید شود.

در پژوهشی در قالب پایان‌نامه (۱۳۸۲) به بررسی شکل‌پذیری اتصالات سیستم 3D پانل، اتصال L شکل 3D پانل تحت بارگذاری سیکلی جانبی آزمایش پرداخته و نتایج کار آزمایشگاهی ارائه شد.[۱۸] بنابراین در این پژوهش برای تأیید مدل‌سازی، ابتدا اتصال L شکل 3D پانل در شرایط مشابه مطالعه‌ی آزمایشگاهی مدل‌سازی شده و سپس با مقایسه‌ی نتایج تحلیل عددی و نتایج آزمایشگاهی درستی یا نادرستی آن تأیید شده است.

۱.۲.۲. ابعاد نمونه‌ی آزمایشگاهی و جزئیات اتصال

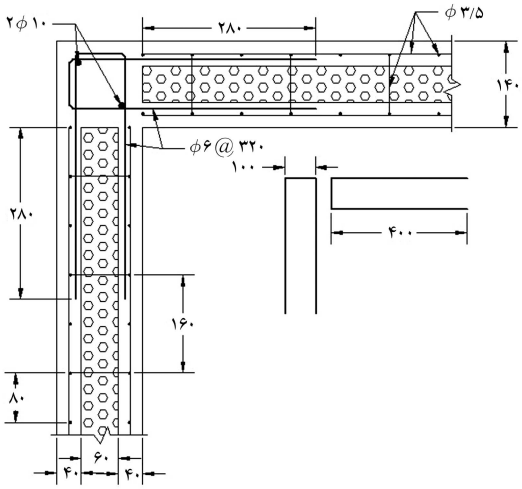
عرض و ارتفاع هر یک از پانل‌های نمونه‌ی آزمایشگاهی به ترتیب ۱۲۰۰ و ۱۲۸۰ میلی‌متر بوده و جزئیات آرماتورگذاری اتصال L شکل نیز در شکل ۲ آمده است.

۲.۲.۲. بارگذاری نمونه‌ی آزمایشگاهی

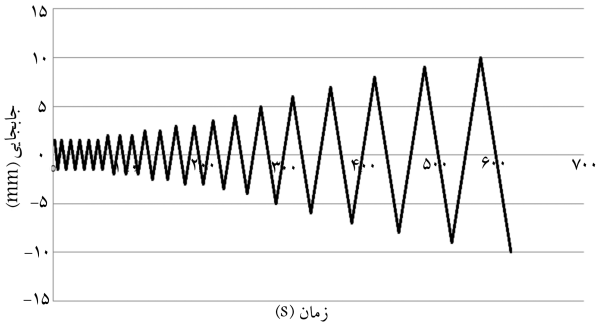
بارگذاری نمونه به‌صورت سیکلی و از جنس جابجایی است و به گوشه‌ی اتصال و در ارتفاع ۱۲۸۰ میلی‌متر مطابق شکل ۳ به نمونه اعمال شده است.

۳.۲.۲. مقایسه‌ی نتایج تحلیل عددی و آزمایشگاهی

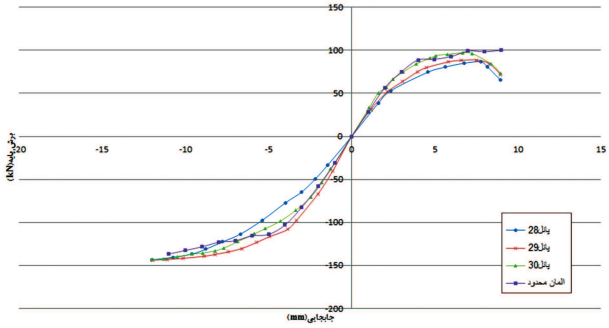
منحنی پوش چرخه‌ی هیسترزیس تحلیل عددی و آزمایشگاهی در شکل ۴ آمده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، منحنی تحلیل عددی و آزمایشگاهی بر هم منطبق‌اند؛ و فقط اختلاف عمده‌ی آن‌ها این است که منحنی آزمایشگاهی افت می‌کند، اما منحنی عددی با شیب صفر به مسیر خود ادامه می‌دهد. براساس گزارش‌های ارائه‌شده، دلیل افت منحنی و تخریب نمونه‌ی آزمایشگاهی، پارگی مفتول‌های قطر ۳/۵ میلی‌متر شبکه‌های فولادی 3D پانل است.[۱۸] به‌عبارتی در این پروژه‌ی خاص به‌دلیل اینکه مدول کشسانی بتن بسیار پایین بوده است (در حدود ۰/۰۵ بتن استاندارد)، شکست بتن منجر به افت مقاومت جانبی اتصال نشده است و پس از شکست بتن، اتصال هنوز باربری جانبی خود را حفظ می‌کند، تا زمانی‌که



شکل ۲. جزئیات آرماتورگذاری نمونه‌ی آزمایشگاهی.



شکل ۳. بارگذاری جانبی نمونه‌ی آزمایشگاهی.



شکل ۴. منحنی پوش چرخه‌ی هیسترزیس نمونه‌های آزمایشگاهی و عددی.

آرماتورهای اتصال گسیخته شوند. با پارگی آرماتورها، مقاومت جانبی اتصال به‌شدت کاهش می‌یابد و منحنی افت می‌کند. اما در تحلیل عددی چون پدیده‌ی پارگی آرماتورها مدل‌سازی نشده است، منحنی پوش تحلیل عددی پس از جاری‌شدن آرماتورها با شیب صفر ادامه پیدا می‌کند و هیچ‌گونه افتی دیده نمی‌شود.

در پروژه‌هایی که مصالح آن استاندارد هستند، دلیل اصلی خرابی اتصال و افت مقاومت جانبی، شکست بتن است و به‌دلیل شکل‌پذیری بالای فولاد، خیلی قبل‌تر از اینکه آرماتورها به کرنش پارگی برسند، منحنی افت می‌کند و اتصال مقاومت جانبی خود را از دست می‌دهد. با توجه به اینکه درکار آزمایشگاهی قبل از پارگی آرماتورها، شکست بتن رخ داده است؛ بنابراین برای صحت‌سنجی مدل عددی فقط کافی است منحنی‌های عددی و آزمایشگاهی تا قبل از پارگی آرماتورها با هم مطابقت داشته باشند و همان‌طور که در شکل ۴ مشاهده می‌شود، منحنی‌های عددی و

آزمایشگاهی با هم تطابق بسیار خوبی دارند. به‌دلیل تطابق منحنی‌ها تا قبل از پارگی آرماتورها می‌توان نتیجه گرفت که شکست بتن در مدل عددی دقیقاً در تغییرمکانی یکسان با نمونه‌ی آزمایشگاهی رخ داده است.

همچنین طبق گزارش مشاهده‌های آزمایشگاهی، ترک اصلی در بالای آرماتورهای انتظار در دیوار اصلی (در راستای نیرو) و در مدل عددی نیز در بالای آرماتورهای انتظار کف رخ داده است.[۱۸]

همچنین همان‌طور که گفته شد، پارگی مفتول‌های شبکه‌ی فولادی پانل‌ها در دیوار اصلی و در بالای آرماتورهای انتظار، عامل افت مقاومت جانبی و خرابی نمونه‌ی آزمایشگاهی بوده است.[۱۸] در مدل عددی نیز مفتول‌های شبکه‌ی فولادی در بالای آرماتورهای انتظار به حد جاری‌شدن رسیده‌اند و نسبت به سایر مفتول‌های شبکه بحرانی‌تر هستند.

بنابراین در این پژوهش برای مدل‌سازی اتصالات L و T شکل از نرم‌افزار ANSYS استفاده شده است. البته با این محدودیت که پدیده‌ی پارگی آرماتور رخ ندهد و آرماتورها به تنش گسیختگی نرسیده باشند.

۳.۲. مشخصات مصالح مصرفی

در این پژوهش از مصالح استاندارد طبق آیین‌نامه‌ی بتن ایران (آبا) و نشریه‌ی ۳۸۵ استفاده شده است، تا نتایج آن متأثر از مصالح خاص نباشند و مشمولیت بیشتری داشته باشند.

۱.۳.۲. مشخصات مصالح آرماتورها

در این پژوهش از آرماتورهای با قطر ۶ و ۱۲ میلی‌متر استفاده شده است. جنس این آرماتورها از فولاد AIII است که طبق آیین‌نامه‌ی بتن ایران (آبا) تنش تسلیم و گسیختگی آن به‌ترتیب ۴۰۰ و ۶۰۰ مگاپاسکال بوده و کرنش گسیختگی آن نیز ۰٫۱۴ در نظرگرفته شده است. همچنین طبق این آیین‌نامه، مدول کشسانی و ضریب پواسون فولاد به‌ترتیب ۲۰۰ گیگاپاسکال و ۰٫۳ است.[۲۸]

۲.۳.۲. مشخصات مصالح مفتول‌های شبکه‌ی فولادی و برش‌گیرها

طبق جدول ۴-۲ در نشریه‌ی ۳۸۵، تنش تسلیم و گسیختگی مفتول‌ها به‌ترتیب ۴۵۰ و ۵۱۵ مگاپاسکال در نظرگرفته شده است. همچنین طبق این نشریه، مدول کشسانی و ضریب پواسون فولاد به‌ترتیب ۲۰۰ گیگاپاسکال و ۰٫۳ است.[۲۶] کرنش گسیختگی این مفتول‌ها نیز ۰٫۰۴ در نظرگرفته شده است.[۲۵]

۳.۳.۲. مشخصات مصالح بتن

طبق بند ۱۰-۳-۱ نشریه‌ی ۳۸۵، کمینه‌ی مقاومت مشخصه‌ی بتن پاشیده برای طراحی لرزه‌یی باید برابر با ۲۰ مگاپاسکال اختیار شود، بنابراین در این تحقیق مقاومت مشخصه‌ی بتن ۲۰ مگاپاسکال درنظرگرفته شده است. همچنین طبق بند ۷-۶-۱ توصیه شده است که مدول کشسانی بتن شاتکریتی بین ۴۰٪ تا ۷۰٪ رابطه‌ی ارائه‌شده در آیین‌نامه‌ی بتن ایران در نظرگرفته شود که در این تحقیق مدول کشسانی بتن شاتکریتی ۵۰٪ رابطه‌ی ارائه‌شده در آیین‌نامه‌ی بتن ایران در نظر گرفته شده است.

همچنین طبق آزمایش‌های انجام‌شده در پژوهش‌های پیشین،[۱۸] مقادیر به‌دست‌آمده از رابطه‌ی پیشنهادی ACI برای مقاومت کششی بتن شاتکریتی تطابق خوبی نسبت به نتایج آزمایشگاهی دارد. به همین دلیل در این تحقیق برای محاسبه‌ی مقاومت کششی بتن شاتکریتی از رابطه‌ی پیشنهادی ACI (رابطه‌ی ۲) استفاده شده است.

$$f_t = ۰٫۵۶\sqrt{f_c} \qquad (۲)$$

همچنین طبق کارهای مطالعاتی انجام‌شده‌ی پیشین،[۱۹] ضریب انتقال برش در ترک باز و بسته به‌ترتیب ۰٫۲ و ۰٫۵ در نظرگرفته شده است. بنابراین طبق بحث‌های ارائه‌شده خواهیم داشت (رابطه‌های ۳ الی ۵):

$$f_c = ۲۰\ \mathrm{MPa} \qquad (۳)$$

$$E = ۰٫۵ \times ۴۷۰۰\sqrt{f_c} = ۱۰۵۰۰\ \mathrm{MPa} \qquad (۴)$$

$$f_t = ۰٫۵۶\sqrt{f_c} = ۲٫۵\,\mathrm{MPa} \qquad (۵)$$

۴.۳.۲. مشخصات مصالح پلی‌استایرن

طبق جدول ۵-۱ در نشریه‌ی ۳۸۵، مدول کشسانی و ضریب پواسون پلی‌استایرن به‌ترتیب ۵ مگاپاسکال و ۰٫۱، همچنین تنش تسلیم و کرنش گسیختگی آن به‌ترتیب ۰٫۳ مگاپاسکال و ۰٫۱۳ در نظرگرفته شده است.[۲۶]

۳. بارگذاری و شرایط مرزی

در این تحقیق طرح‌های پیشنهادی تحت بار جانبی و ثقلی قرار می‌گیرند تا عملکرد آن‌ها در طول زلزله ارزیابی شود.

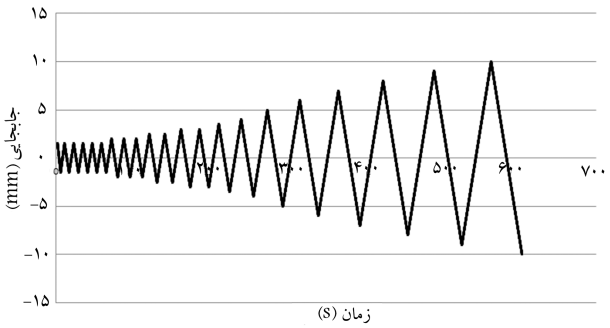
۱.۳. بارگذاری جانبی

بارگذاری جانبی به‌صورت سیکلی و از جنس جابجایی بوده است، که منحنی آن در شکل ۵ آمده است.

۲.۳. بارگذاری ثقلی

با توجه به اینکه دیوارها از نوع باربر هستند، در طول زلزله علاوه‌بر نیروی جانبی ناشی از زلزله، نیروی ثقلی ناشی از بارهای مرده و زنده نیز به دیوارها وارد می‌شود. برای محاسبه‌ی بار ثقلی وارده به دیوارها فرض شده است که این اتصالات در طبقه‌ی اول یک سازه‌ی ۴ طبقه قرار دارند و دال کف طبقات به‌صورت شطرنجی، و طول دهانه‌ها ۶ متر است، و نیز فرض می‌شود این اتصالات، اتصالات پیرامونی سازه هستند و جز دیوار قائم اتصال T شکل که از دو طرف باربری دارد، بقیه‌ی دیوارها از یک طرف باربری دارند. بنابراین داریم: وزن کف ۴۵۰ $kgf/m^۲$، وزن تیغه‌ها ۱۰۰ $kgf/m^۲$، بار زنده ۲۰۰ $kgf/m^۲$، وزن دیوار ۲۲۰ $kgf/m^۲$، وزن مخصوص بتن ۲۴۰۰ $kgf/m^۳$. بنابراین بار دیواری به طول ۱۲۰۰ میلی‌متر با طول دهانه‌ی ۶ متر و باربری از یک طرف، برابر است با (رابطه‌ی ۶):

$$\mathrm{Force} = ((۴۵۰۰ + ۱۰۰۰ + ۲۰۰۰) \times ۳ \times ۲ + (۲۲۰۰ \times ۳ \times ۳٫۵)) \times ۱٫۲ = ۸۱٫۷\,\mathrm{kN} \qquad (۶)$$



شکل ۵. منحنی بارگذاری جانبی.

بار یک دیوار به طول ۱۲۰۰ میلی‌متر با طول دهانه‌ی ۶ متر و باربری از دو طرف، برابر است با:

$$\text{Force} = ((۴۵۰۰ + ۱۰۰۰ + ۲۰۰۰) \times ۶ \times ۲ + (۲۲۰۰ \times ۳ \times ۳٫۵)) \times ۱٫۲ = ۱۳۵٫۷\,\text{kN} \quad (۷)$$

بار ثقلی کلاف قائم بتنی برابر است با:

$$\text{Force} = ۰٫۱۴ \times ۰٫۱۴ \times ۳ \times ۳٫۵ \times ۲۴۰۰۰ = ۴٫۹\,\text{kN} \quad (۸)$$

و نیز بار ثقلی گوشه‌ی پانلی به‌صورت رابطه‌ی ۹ است:

$$\text{Force} = ۰٫۱۴ \times ۳ \times ۳٫۵ \times ۲۲۰۰ = ۳٫۲\,\text{kN} \quad (۹)$$

۳.۳. بارگذاری و شرایط مرزی اتصال L شکل

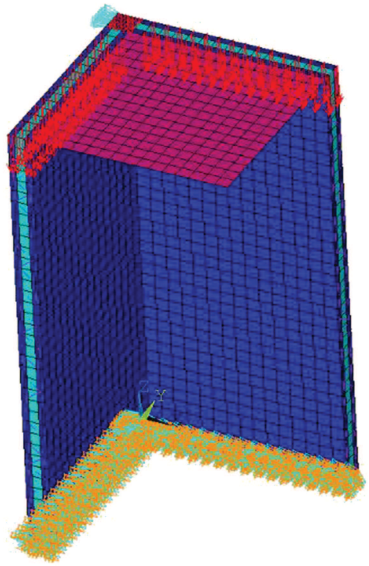
فرض می‌شود اتصال در طبقه‌ی اول سازه قرار گرفته است. نشریه‌ی ۳۸۵ توصیه کرده است در محل اتصال دیوارهای پانلی به فونداسیون، پلی‌استایرن به ارتفاع ۵ سانتی‌متر حذف و بتن‌پاشی شود.[۲۶] به همین دلیل اتصال دیوارهای پانلی به فونداسیون، اتصال گیردار در نظر گرفته شده است.

همچنین بارگذاری جانبی به گوشه‌ی اتصال و به بالای دیوار، و بارگذاری ثقلی نیز به بالای دیوارها وارد می‌شود. شرایط مرزی و بارگذاری اتصال در شکل ۶ نشان داده شده است.

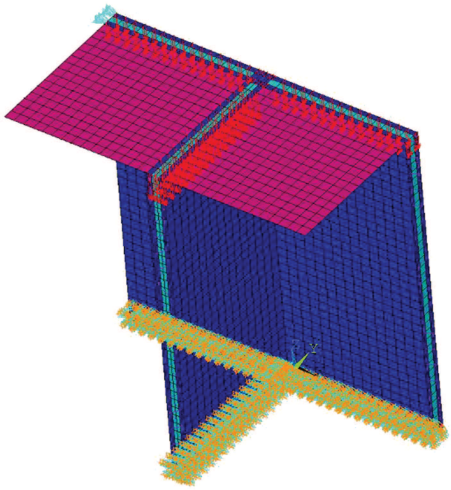
۴.۳. بارگذاری و شرایط مرزی اتصال T شکل

در اینجا نیز فرض می‌شود اتصال در طبقه‌ی اول سازه قرار گرفته است. نشریه‌ی ۳۸۵ توصیه کرده است در محل اتصال دیوارهای پانلی به فونداسیون، پلی‌استایرن به ارتفاع ۵ سانتی‌متر حذف و بتن‌پاشی شود. به همین دلیل اتصال دیوارهای پانلی به فونداسیون، اتصال گیردار در نظر گرفته شده است.

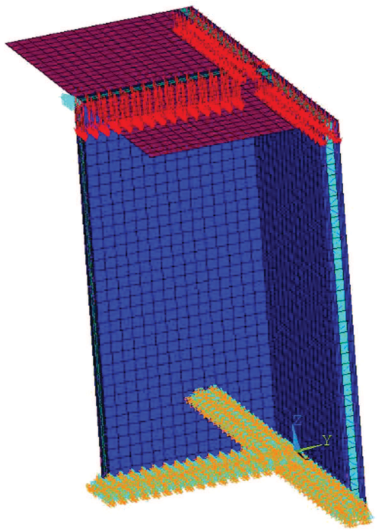
در این اتصال بارگذاری جانبی در ۲ جهت x و y به‌صورت جداگانه به بالای دیوار و بارگذاری ثقلی نیز به بالای دیوارها وارد می‌شود. شرایط مرزی و بارگذاری اتصال در ۲ جهت x و y در شکل‌های ۷ و ۸ نشان داده شده است.



شکل ۶. بارگذاری و شرایط مرزی اتصال L شکل.



شکل ۷. بارگذاری و شرایط مرزی اتصال T شکل در جهت x.



شکل ۸. بارگذاری و شرایط مرزی اتصال T شکل در جهت y.

۴. ارزیابی عملکرد اتصالات L و T شکل دیوارهای ۳D پانل تحت بارگذاری جانبی و ثقلی

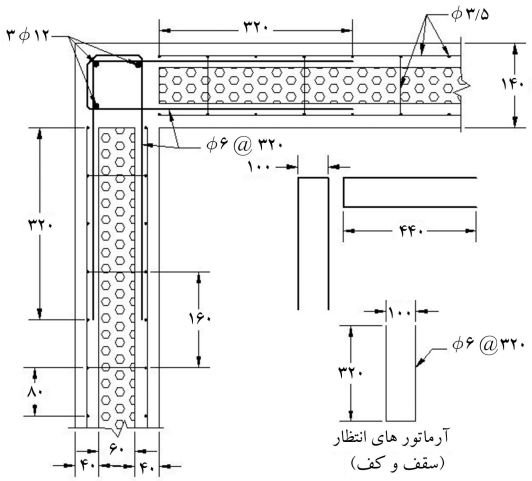
اتصالات L و T شکل از متداول‌ترین اتصالات در ساختمان‌ها هستند و عملکرد لرزه‌یی این اتصالات می‌تواند نقش به‌سزایی در عملکرد لرزه‌یی کل سازه داشته باشد.

۱.۴. ارزیابی عملکرد اتصال گوشه‌ی L شکل

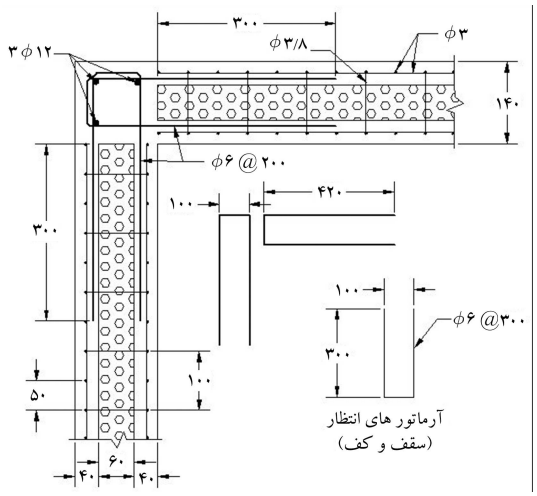
در این بخش عملکرد لرزه‌یی طرح‌های مختلف پیشنهادی برای اتصال L شکل مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۱.۱.۴. معرفی ۴ طرح پیشنهادی اتصال L شکل

در این قسمت به معرفی ۴ طرح پیشنهادی برای این اتصال می‌پردازیم. طرح اول و دوم را نشریه‌ی ۳۸۵ پیشنهاد کرده است و تفاوت این ۲ طرح در شبکه‌ی فولادی آن‌هاست.[۲۶] طرح سوم را شرکت EVG، که به نوعی مخترع سیستم‌های ۳D پانل در جهان است، ارائه کرده است.[۲۷] درنهایت نیز طرح چهارم را اساتید دانشگاه ارائه



شکل ۹. جزئیات آرماتورگذاری طرح پیشنهادی اول.



شکل ۱۰. جزئیات آرماتورگذاری طرح پیشنهادی دوم.

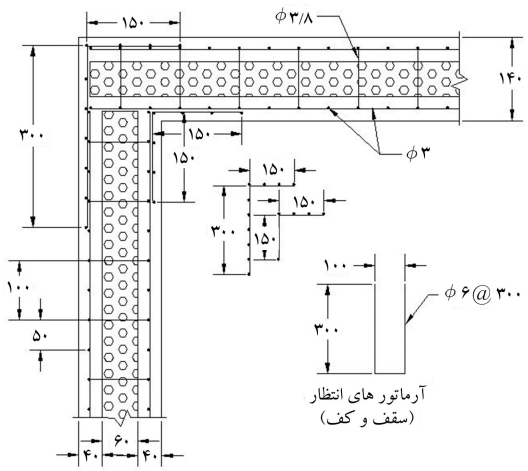
کرده‌اند. عرض پانل‌ها ۱۲۰۰ میلی‌متر و ارتفاع آن‌ها ۲۹۶۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. جزئیات آرماتورگذاری این طرح‌ها در شکل‌های ۹ تا ۱۲ آمده است.

۲.۱.۴. بررسی پارگی آرماتورها

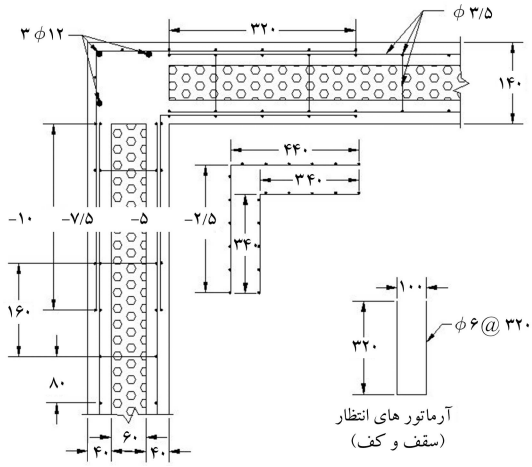
همان‌طورکه گفته شد، برای تأیید صحت نتایج مدل‌سازی باید بررسی شود که پدیده‌ی پارگی آرماتورها رخ نداده است و آرماتورها به تنش گسیختگی نرسیده باشند. کمترین تنش و کرنش گسیختگی، که مربوط به مفتول‌های شبکه‌ی فولادی است، به‌ترتیب ۵۱۵ مگاپاسکال و ۰٫۰۴ است. بیشینه‌ی تنش و کرنش آرماتورهای طرح‌های پیشنهادی نیز در جدول ۱ آمده است. همان‌طورکه مشاهده می‌شود، تنش و کرنش آرماتورهای هیچ‌یک از طرح‌ها به تنش و کرنش گسیختگی نرسیده است. بنابراین پدیده‌ی پارگی آرماتورها در هیچ‌یک از طرح‌ها رخ نداده و نتایج مدل‌سازی قابل قبول است.

۳.۱.۴. مقایسه‌ی نتایج تحلیل طرح‌های پیشنهادی

منحنی پوش نیرو ـ تغییرمکان طرح‌های پیشنهادی در شکل ۱۳ آمده است. همچنین مقاومت نهایی و تغییرمکان تسلیم و نهایی و شکل‌پذیری ۴ طرح پیشنهادی در جدول ۲ ارائه شده است. با مقایسه‌ی شکل‌پذیری و مقاومت نهایی طرح‌های پیشنهادی مشخص می‌شود که طرح دوم بیشترین مقاومت نهایی و شکل‌پذیری را دارد و در زلزله بهترین عملکرد را از خود نشان خواهد داد.



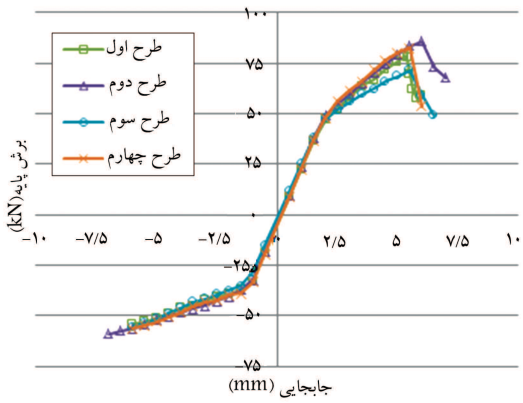
شکل ۱۱. جزئیات آرماتورگذاری طرح پیشنهادی سوم.



شکل ۱۲. جزئیات آرماتورگذاری طرح پیشنهادی چهارم.

جدول ۱. بیشینه‌ی تنش و کرنش آرماتورهای طرح‌های پیشنهادی.

طرح	بیشینه‌ی تنش (MPa)	بیشینه‌ی کرنش
اول	۴۶۵٫۱۵	۰٫۰۱۱
دوم	۴۶۲٫۴۶	۰٫۰۰۹
سوم	۴۷۳٫۶۳	۰٫۰۱۶
چهارم	۴۶۷٫۶۸	۰٫۰۱۲



شکل ۱۳. مقایسه‌ی منحنی پوش نیرو ـ تغییرمکان طرح‌های پیشنهادی.

جدول ۲. مقایسه‌ی طرح‌های پیشنهادی.

طرح	P_u (kN)	Δ_{max} (mm)	Δ_y (mm)	μ
اول	۷۸٫۵	۵٫۵۵	۳٫۰۶	۱٫۸۱
دوم	۸۵٫۷	۶٫۵۳	۳٫۲۱	۲٫۰۳
سوم	۷٫۱۵	۵٫۹۱	۲٫۸۹	۲٫۰۴
چهارم	۸۲٫۵	۵٫۷۴	۳٫۱۹	۱٫۸۰

جدول ۳. میزان فولاد مصرفی در هر پانل.

	WWF ۳/۳/۵۰/۵۰	WWF ۳/۵/۳/۵/۸۰/۸۰	درصد اختلاف
فولاد مصرفی (kg)	۲۳٫۲	۱۶٫۹	۲۷

در ادامه، عملکرد طرح‌های پیشنهادی با هم مقایسه شده است تا تأثیر اجزای اتصال در عملکرد اتصال مشخص شود.

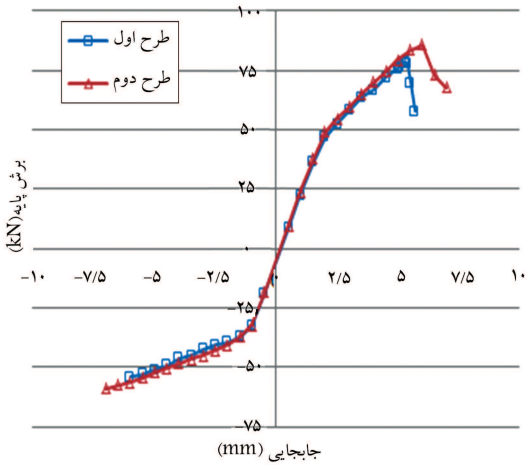
الف) مقایسه‌ی عملکرد شبکه‌های فولادی WWF ۳/۵/۳/۵/۸۰/۸۰ و WWF ۳/۳/۵۰/۵۰ (طرح‌های اول و دوم): اختلاف طرح‌های اول و دوم در شبکه‌ی فولادی پانل‌ها و برش‌گیر آن‌هاست. همان‌طور که قبلاً گفته شد، شبکه‌ی جوش‌شده‌ی فولادی طرح اول در ایران مرسوم است و شبکه‌ی جوش‌شده‌ی فولادی طرح دوم توسط شرکت EVG معرفی و اجرا شده است.

میزان فولاد مصرفی ۲ نوع شبکه‌ی فولادی در هر پانل در جدول ۳ باهم مقایسه شده است. با توجه به این جدول مشخص می‌شود که فولاد به‌کار رفته در سیستم WWF ۳/۳/۵۰/۵۰ در حدود ۲۷٪ بیشتر از سیستم WWF ۳/۵/۳/۵/۸۰/۸۰ است.

منحنی پوش نیرو ـ تغییرمکان طرح‌های اول و دوم در شکل ۱۴ آمده است. همچنین مقاومت و تغییرمکان نهایی و شکل‌پذیری ۲ طرح در جدول ۴ با هم مقایسه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، عملکرد طرح دوم به مراتب از طرح اول بهتر بوده و شکل‌پذیری اتصال ۱۰٫۸٪ افزایش یافته است. بنابراین شبکه‌ی فولادی WWF ۳/۳/۵۰/۵۰ نسبت به شبکه‌ی فولادی WWF ۳/۵/۳/۵/۸۰/۸۰ عملکرد بهتری دارد.

ب) مقایسه‌ی عملکرد شبکه‌ی اتصال با عملکرد میلگرد اتصال (طرح‌های اول و چهارم): با مقایسه‌ی عملکرد طرح‌های اول و چهارم می‌توان عملکرد شبکه‌ی اتصال و میلگرد اتصال را مورد ارزیابی قرار داد. منحنی پوش نیرو ـ تغییرمکان طرح‌های اول و چهارم در شکل ۱۵ آمده است. همچنین مقاومت و تغییرمکان نهایی و شکل‌پذیری ۲ طرح در جدول ۵ با هم مقایسه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، ۲ منحنی تقریباً بر هم منطبق‌اند و تفاوت محسوسی ندارند. همچنین با مقایسه‌ی شکل‌پذیری ۲ طرح، مشاهده می‌شود که اختلاف شکل‌پذیری ۲ طرح بسیار ناچیز است. بنابراین عملکرد شبکه‌ی اتصال و میلگرد اتصال یکسان است و تفاوت محسوسی ندارند. هر چند به نظر می‌رسد شبکه‌ی اتصال نسبتاً عملکرد بهتری نسبت به میلگردهای اتصال از خود نشان می‌دهد.

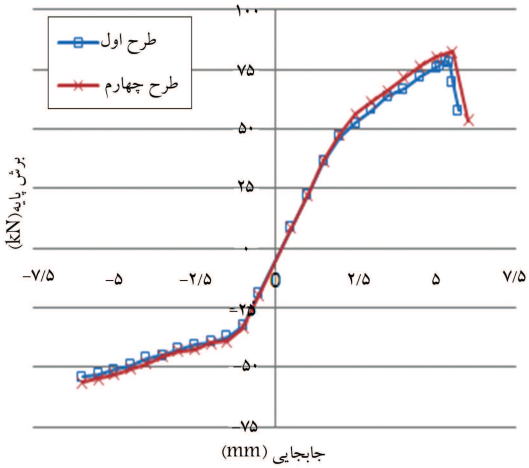
ج) تأثیر کلاف قائم بر عملکرد اتصال (طرح‌های دوم و سوم): از مقایسه‌ی عملکرد طرح‌های پیشنهادی دوم و سوم می‌توان به تأثیر کلاف قائم بر عملکرد اتصال پی برد. تفاوت طرح‌های پیشنهادی دوم و سوم در ۲ مورد است: تفاوت اول در این است که در طرح دوم از میلگرد اتصال استفاده شده است، در حالی که در طرح سوم به جای



شکل ۱۴. مقایسه‌ی منحنی پوش نیرو ـ تغییرمکان طرح‌های اول و دوم.

جدول ۴. مقایسه طرح‌های اول و دوم.

	طرح اول	طرح دوم	درصد اختلاف
مقاومت نهایی (kN)	۷۸٫۵	۸۵٫۷	۸٫۴
تغییرمکان نهایی(mm)	۵٫۵۵	۶٫۵۳	۱۵٫۰
شکل‌پذیری	۱٫۸۱	۲٫۰۳	۱۰٫۸

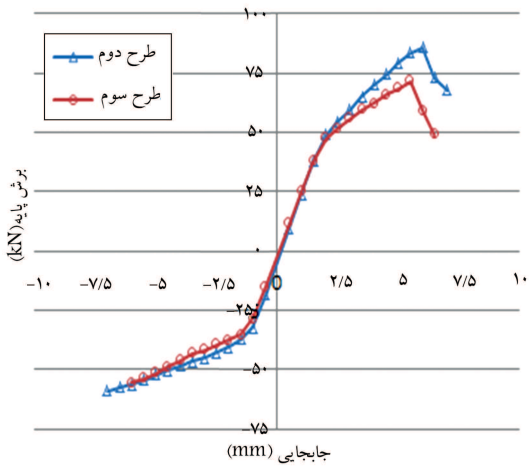


شکل ۱۵. مقایسه‌ی منحنی پوش نیرو ـ تغییرمکان طرح‌های اول و چهارم.

جدول ۵. مقایسه طرح‌های اول و چهارم.

	طرح اول	طرح چهارم	درصد اختلاف
مقاومت نهایی (kN)	۷۸٫۵	۸۲٫۵	۴٫۸
تغییرمکان نهایی(mm)	۵٫۵۵	۵٫۷۴	۳٫۳
شکل‌پذیری	۱٫۸۱	۱٫۸۰	۰٫۶

میلگرد اتصال از شبکه‌ی اتصال استفاده شده است. تفاوت دوم این ۲ طرح این است که در طرح پیشنهادی دوم درگوشه‌ی اتصال از کلاف قائم استفاده شده است، اما در طرح پیشنهادی سوم پانل‌های ۲ دیوار به‌هم چسبیده و کلاف قائم حذف شده است. همان‌طور که در بخش الف) بیان شد، میلگرد اتصال و شبکه‌ی اتصال تأثیر



شکل ۱۶. مقایسه‌ی منحنی پوش نیرو ـ تغییرمکان طرح‌های دوم و سوم.

جدول ۶. مقایسه‌ی طرح‌های دوم و سوم.

	طرح دوم	طرح سوم	درصد اختلاف
مقاومت نهایی (kN)	۸۵/۷	۷۱/۵	۱۶/۶
تغییرمکان نهایی (mm)	۶/۵۳	۵/۹۱	۹/۵
شکل‌پذیری	۲/۰۳	۲/۰۴	۰/۵

یکسانی بر عملکرد اتصال می‌گذارند و عملاً اختلافی بین عملکرد آن‌ها مشاهده نشد. بنابراین هرگونه اختلاف در عملکرد و نتایج طرح‌های دوم و سوم ناشی از تأثیر کلاف قائم بر عملکرد اتصال است.

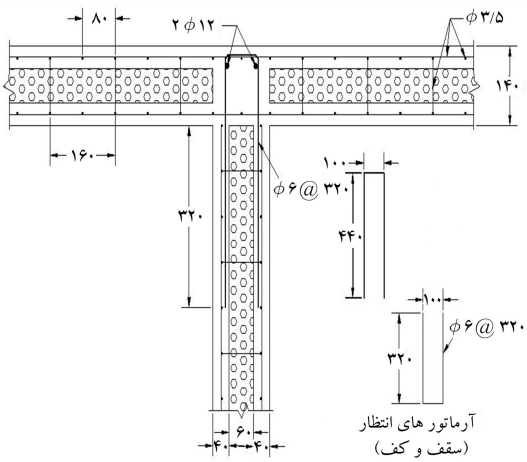
منحنی پوش نیرو ـ تغییرمکان طرح‌های دوم و سوم در شکل ۱۶ آمده است. همچنین مقاومت و تغییرمکان نهایی و شکل‌پذیری ۲ طرح در جدول ۶ با هم مقایسه شده است. با مقایسه‌ی ۲ طرح مشخص می‌شود که مقاومت و تغییرمکان نهایی اتصال طرح دوم از طرح سوم بیشتر است، در حالی‌که شکل‌پذیری ۲ طرح تفاوت چندانی ندارند. بنابراین طرح دوم عملکرد بهتری از خود نشان می‌دهد.به عبارتی با افزودن کلاف قائم به اتصال، مقاومت و تغییرمکان نهایی اتصال افزایش می‌یابد؛ در حالی‌که شکل‌پذیری اتصال تغییر محسوسی نمی‌کند.

۲.۴. ارزیابی عملکرد اتصال میانی T شکل

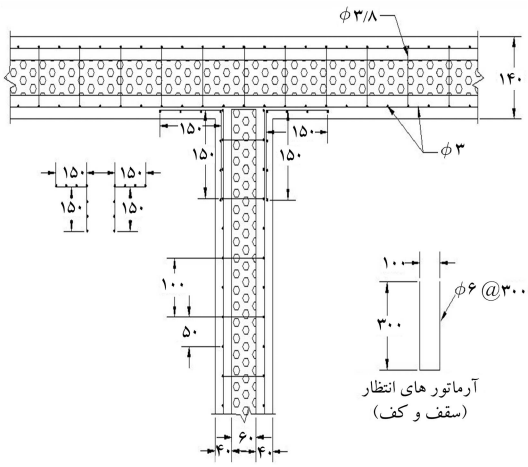
در این بخش عملکرد لرزه‌یی طرح‌های مختلف پیشنهادی برای اتصال L شکل مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۱.۲.۴. معرفی ۲ طرح پیشنهادی اتصال T شکل

در این بخش جزئیات ۲ طرح پیشنهادی نشریه‌ی ۳۸۵ و شرکت EVG بیان می‌شود. طرح اول را نشریه‌ی ۳۸۵ پیشنهاد کرده است.[۲۶] طرح دوم را شرکت EVG، که به نوعی مخترع سیستم‌های 3D پانل در جهان است، ارائه کرده است.[۲۷] در این اتصال نیز عرض پانل‌ها ۱۲۰۰ میلی‌متر و ارتفاع پانل‌ها ۲۹۶۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. جزئیات آرماتورگذاری این طرح‌ها در شکل‌های ۱۷ و ۱۸ آمده است.



شکل ۱۷. جزئیات آرماتورگذاری طرح پیشنهادی اول (نشریه‌ی ۳۸۵).



شکل ۱۸. جزئیات آرماتورگذاری طرح پیشنهادی دوم (شرکت EVG).

جدول ۷. بیشینه‌ی تنش و کرنش آرماتورهای طرح‌های پیشنهادی.

طرح	بیشینه‌ی تنش (MPa)	بیشینه‌ی کرنش
اول در جهت x	۴۶۹/۰۷	۰/۰۱۳
اول در جهت y	۴۵۷/۹۰	۰/۰۰۷
دوم در جهت x	۴۸۱/۲۸	۰/۰۲۰
دوم در جهت y	۴۵۷/۳۲	۰/۰۰۶

۲.۲.۴. بررسی پارگی آرماتورها

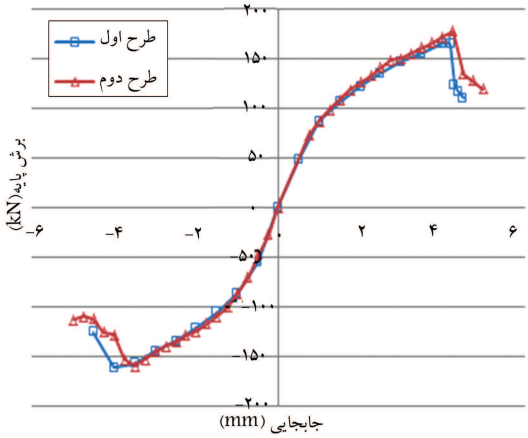
همان‌طور که گفته شد، برای تأیید صحت نتایج مدل‌سازی باید بررسی شود که آرماتورها به تنش گسیختگی نرسیده باشند. کمترین تنش و کرنش گسیختگی، که مربوط به مفتول‌های شبکه‌ی فولادی است، به ترتیب ۵۱۵ مگاپاسکال و ۰/۰۴ است. بیشینه‌ی تنش و کرنش آرماتورهای طرح‌های پیشنهادی نیز در جدول ۷ آمده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، تنش و کرنش آرماتورهای هیچ‌یک از طرح‌ها به تنش و کرنش گسیختگی نرسیده‌اند. بنابراین پدیده‌ی پارگی آرماتورها در هیچ‌یک از طرح‌ها رخ نداده و نتایج مدل‌سازی قابل قبول است.

۳.۲.۴. مقایسه‌ی نتایج تحلیل طرح‌های پیشنهادی

در این بخش عملکرد طرح های اول و دوم که به‌ترتیب نشریه‌ی ۳۸۵ و شرکت EVG ارائه کرده‌اند، در ۲ جهت x و y مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته‌اند.

الف) بارگذاری در جهت x: همان‌طورکه در شکل ۱۹ مشاهده می‌شود، منحنی‌های پوش این ۲ طرح تفاوت چندانی با هم ندارند. همچنین مقاومت و تغییرمکان نهایی و شکل‌پذیری ۲ طرح در جدول ۸ با هم مقایسه شده است. با مقایسه‌ی نتایج می‌توان پی برد که عملکرد ۲ طرح در جهت x تقریباً یکسان است. اگرچه طرح شرکت EVG عملکرد نسبتاً بهتری از خود نشان داده است.

ب) بارگذاری در جهت Y: منحنی پوش این ۲ طرح تحت بارگذاری در جهت y در شکل ۲۰ نشان داده شده است. همچنین مقاومت و تغییرمکان نهایی و شکل‌پذیری ۲ طرح در جدول ۹ با هم مقایسه شده است. مشاهده می‌شود طرح پیشنهادی نشریه‌ی ۳۸۵ در جهت y عملکرد بهتری از خود نشان داده و طرح پیشنهادی شرکت EVG به دلیل نداشتن کلاف قائم در جهت y عملکرد ضعیف‌تری از خود نشان داده است.



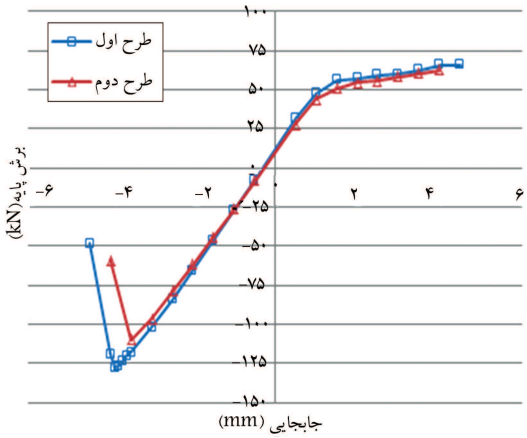
شکل ۱۹. مقایسه‌ی منحنی پوش نیرو-تغییرمکان طرح‌های اول و دوم تحت بارگذاری در جهت x.

جدول ۸. مقایسه‌ی طرح‌های اول و دوم در جهت x.

	طرح اول (نشریه‌ی ۳۸۵)	طرح دوم (شرکت EVG)	درصد اختلاف
مقاومت نهایی (kN)	۱۶۸	۱۷۸	۵/۱
تغییرمکان نهایی (mm)	۴/۲۶	۴/۴۲	۴/۰
شکل‌پذیری	۲/۳۳	۲/۳۵	۱/۰

جدول ۹. مقایسه‌ی طرح‌های اول و دوم در جهت y.

	طرح اول (نشریه‌ی ۳۸۵)	طرح دوم (شرکت EVG)	درصد اختلاف
مقاومت نهایی (kN)	۱۲۷	۱۱۰	۱۳
تغییرمکان نهایی (mm)	۴/۰۹	۳/۶۶	۱۰
شکل‌پذیری	۱/۱۵	۱/۱۲	۳/۰



شکل ۲۰. مقایسه‌ی منحنی پوش نیرو-تغییرمکان طرح‌های اول و دوم تحت بارگذاری در جهت y.

۵. نتیجه‌گیری

با استفاده از نتایج به‌دست‌آمده و مقایسه‌ی طرح های پیشنهادی با یکدیگر می‌توان به این نتایج دست یافت:

۱. نتایج تحلیل نشان می‌دهد که عملکرد میلگرد اتصال و شبکه‌ی اتصال تفاوت چندانی نسبت به هم ندارند، و هر دو عملکرد یکسانی از خود نشان می‌دهند.

۲. مقایسه‌ی نتایج تحلیل اتصال L شکل نشان داد که شبکه‌ی فولادی WWF ۳/۳/۵۰/۵۰ نسبت به شبکه‌ی فولادی WWF ۳/۵/۳/۵/۸۰/۸۰ عملکرد بهتری دارد. شبکه‌ی فولادی WWF ۳/۳/۵۰/۵۰ نسبت به شبکه‌ی فولادی WWF ۳/۵/۳/۵/۸۰/۸۰ مقاومت و تغییرمکان نهایی را به ترتیب در حدود ۸ و ۱۵ درصد افزایش می‌دهد. همچنین شکل‌پذیری اتصال تا ۱۰٪ افزایش می‌یابد. با مقایسه‌ی فولاد مصرفی در این ۲ شبکه‌ی فولادی مشخص می‌شود شبکه‌ی فولادی WWF ۳/۳/۵۰/۵۰ در حدود ۲۷٪ نسبت به شبکه‌ی فولادی WWF ۳/۵/۳/۵/۸۰/۸۰ دارای فولاد بیشتری است.

۳. نتایج تحلیل نشان می‌دهد کلاف قائم بتنی مقاومت و تغییرمکان نهایی اتصال را ۱۶/۶ و ۹/۵ درصد افزایش می‌دهد، در حالی‌که تأثیر چندانی بر شکل‌پذیری اتصال نمی‌گذارد.

۴. با مقایسه‌ی عملکرد طرح های پیشنهادی به این نتیجه می‌رسیم که از بین طرح های پیشنهادی طرح دوم به‌دلیل داشتن کلاف قائم بتنی و شبکه‌ی فولادی WWF ۳/۳/۵۰/۵۰ هم دارای مقاومت بالاتری است، و هم شکل‌پذیری بالاتری نسبت به سایر طرح‌ها دارد. بنابراین مناسب‌ترین الگو برای اتصال L شکل ۳D پانل طرحی است که دارای کلاف قائم بتنی و شبکه‌ی فولادی WWF ۳/۳/۵۰/۵۰ باشد.

۵. مقایسه‌ی نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل عددی طرح های پیشنهادی نشریه‌ی ۳۸۵ و شرکت EVG برای اتصال T شکل ۳D پانل نشان می‌دهد که عملکرد ۲ طرح پیشنهادی در جهت x تقریباً یکسان است و تفاوت چندانی نسبت به هم ندارند. ولی با مقایسه‌ی عملکرد ۲ طرح در جهت y به این نتیجه می‌رسیم که طرح پیشنهادی نشریه‌ی ۳۸۵ به‌دلیل بهره‌مندی از کلاف قائم بتنی عملکرد بهتری نسبت به طرح پیشنهادی شرکت EVG دارد و مقاومت و تغییرمکان نهایی اتصال را تا ۱۰٪ افزایش می‌دهد.

پانوشت‌ها

1. mesh
2. Polystyrene Foam
3. shear connector
4. shotcrete
5. Multilinear Kinematic Hardening
6. Multilinear Isotropic Hardening
7. Isotropic Linear

منابع (References)

1. PCI Design Handbook, *Precast and Prestressed Concrete*, 3rd Edition, Precast/Prestressed Concrete Institue, Chicago (1985).
2. Topping, C.H. "Insulated precast concrete wall panels prove economical structure for brick", Civil Eng., pp. 578-581 (September 1948).
3. Jokela, J. and Sarja, A. "Development of reinforcement of sandwich façade element", Research note No.19, VTT-Technical Research Center of Finland, Espoo (1981).
4. Bush, T.D. and Stine, G.L. "Flexural behavior of composite precast concrete sandwich panels with continuous truss connectors", *PCI J.*, **39**(2), pp. 112-121 (July-August 1994).
5. Einea, A., Tadros, M.K., Salmon, D.C. and Culp, T.D. "A new structurally and thermally efficient sandwich panel system", *PCI J.*, **39**(4), pp. 90-101 (July-August 1994).
6. Einea, A., Salmon, D.C., Forgasi, G., Culp, T.D. and Tadros, M.K. "State-of-the-Art of precast concrete sandwich panels", *PCI J.*, **36**(6), pp. 78-98 (November-December 1991).
7. Salmon, D.C., Einea, A., Tadros, M.K. and Culp, T.D. "Full scale testing of precast concrete sandwich panels", *ACI J.*, **94**(4), pp. 354-362 (1997).
8. Nijhawan, J.C. "Insulated wall panels interface shear transfer", *PCI J.*, **43**(3), pp. 98-101 (1998).
9. Bush, T.D. and Wu, Z. "Flexural analysis of prestressed concrete sandwich panels with truss connector", *PCI J.*, **43**(5), pp. 76-86 (1998).
10. Weixing, S. and Lixing, Z. "Static and pseudo-static test of EVG-3D panel", State Laboratory for Disaster Reduction in Civil Eng. Shaking Table Testing Division of Tongji University (May 1998).
11. Benayoune, A., Aziz, A., Samad, A., Tarikha, D.N., Abang Ali, A.A. and Ashrabov, A.A. "Structural behaviour of eccentrically loaded precast sandwich panel", *J. of Construction and Building Material*, **20**(9), pp. 713-724 (November 2006).
12. Bagherzadeh, A. "Analytical an experimental analysis of structural behavior of concrete sandwich panels wall systems", Master's thesis, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran (1999).
13. Kabir, M.Z., Hejazi, S."Laboratory tests to determine the modulus of the Shotcrete, used in bearing lightweight sandwich panels", In: Proceeding of the 1st Conference on Seismic Retrofitting of Structures, Tehran, Iran (2002).
14. Shalchian, S. "Experimental determination of strength, ductility and energy dissipation in the wall to wall, and wall to ceiling connections, in three-dimensional structures, known as 3D", Master's thesis, Building and Housing Research Center, Tehran, Iran (2002).
15. Kabir, M.Z. and Hasheminasab, M. "Mechanical properties of 3D wall panels under shear and flexural loading", In: *Proceeding of the CSCE Conference*, Montreal, Canada (2002).
16. Jahanpoor, A. "Ductility analysis and estimation of the behavior factor of sandwich Shotcrete walls, subjected to the shear forces", Master's thesis, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran (2002).
17. Rezaeefar, A. "Nonlinear dynamic analysis of Combinational systems (Frame + Plates with sandwich systems) under cyclic loads", Master's thesis, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran (2003).
18. Vasheghani, R. "Ductility analysis of L & T shaped wall to wall connections of 3D panels subjected to lateral cyclic loading", Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran (2003).
19. Najafi, M. "Experimental and numerical study of the interlayer shear, in Shotcrete panels with sandwich plate system", Master's thesis, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran (2004).
20. Kabir, M.Z. and Rahbar, M.R. "Experimental relation between non-destructive test and standard cylinder in shotcrete used in bearing 3D wall panels", In: *Proceeding of the 3rd International Conference on Construction Materials*, Vancouver, Canada (2005).
21. Kabir, M.Z. "Structural performance of 3D sandwich panels under shear and flexural loading", *Scientia Iranica J.*, **12**(4), pp. 402-408 (2005).
22. Rezaifar, O., Kabir, M.Z., Taribakhsh, M. and Tehranian, A. "Dynamic behavior of 3D-panel single-storey system using shaking table testing", *Engineer Structure J.*, **30**, pp. 318-337 (2008).
23. Kabir, M.Z., Kosarieh, A.H. and Rezaifar, O. "Inelastic Seismic performance of concrete precast 3D panel system with discontinuous shear walls supported on RC frames", In: *Proceeding of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China (2008).
24. Rezaifar, O. and Gholhaki, M. "Nonlinear dynamic behavior of structural frames constructed with 3D wall

panels with vertical Irregular arrangement", *Proceeding of the 1st International Conference on Seismic Retrofitting,* Tabriz, Iran (2008).

25. Rezaifar, O., Kabir, M.Z. and Bakhshi, A. "Shaking table test of a 1:2.35 scale 4-story building construct with a 3D panel system", *Scientia Iranica J.*, **16**(3), pp. 199-215 (2009).

26. *Instructions for Designing, Building and Implementing the Precast Lightweightb3D Panel Systems*, Office of Technical Standards Codification and Earthquake Risk Reduction, Publication No. 385 (2007).

27. Structural Engineering Handbook, *EVG 3D Construction System*, EVG Company (2007).

28. Iranian Concrete Code (ABA), publication No.120, Office of Technical Standards Codification and Earthquake Risk Reduction (2004).

DUCTILITY ANALYSIS OF L & T SHAPED WALL TO WALL CONNECTIONS OF 3D PANELS SUBJECTED TO LATERAL & GRAVITY LOADING

A.H. Sangaki
amirhosein.sangaki@yahoo.com
A. Vafai
vafai@sharif.edu
Dep.t of Civil Engineering
Sharif University of Technology
M. Z Kabir(corresponding author)
mzkabir@aut.ac.ir
Dept. of Civil & Enviromental Engineering
Amirkabir University of Technology
T. Goli
shirin.goli@yahoo.com
Dept. of Civil Engineering
Sharif University of Technology

Sharif Civil Engineering Journal
Volume 29, Issue 1, Page 129-139, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 13 October 2012; received in revised form 9 March 2013; accepted 16 March 2013.

Abstract

Construction industry in the developed countries has passed the traditional state and has become industrial decades ago. During this process, it was tried to use stylistic qualities, resistance, incorporation, insulation, speed in installation, performance facility, etc. in the consumed materials. Iran requires basic changes in using construction materials and industrial system of house production due to its particular climatic conditions such as being located on the earthquake belt and social conditions such as lack of house. 3D panel is one of the best options for industrial construction and especially mass building. The 3D panels consist of a polystyrene core (EPS) with a thickness ranging from 40 to 100 mm sandwiched between two plane-parallel welded wire mesh sheets (cover meshes) and inclined diagonal wires in between that go through the EPS core and that are welded to the cover mesh's line wires. Despite the plethora of researches on 3D shotcrete prefabricated panels, not many researched have been conducted on the connections of these structures. Consequently, the researches on the structures constructed with this system still continue, because the components behavior individually differs with their behavior in a single system. This new construction system came to Iran from Europe and earthquake forces in Europe is very negligible. Hence, the seismic behavior of the connections in these structures has not been studied sufficiently and the conducted works on the issue have been in Iran. In this research, different suggested designs for L & T shaped wall to wall connections of 3D panel under lateral-cyclic and gravity loading were modeled and analyzed by ANSYS software. Numerical analysis indicates that concrete vertical tie beam and welded wire mesh WWF-3/3/50/50 have positive effect on the ultimate strength and ductility of the connection. Hence, the most appropriate design for the connections is the one with welded wire mesh WWF3/3/50/50 and concrete vertical tie beam.

Key Words: 3D panel, 3D panel connections, shotcrete, L-shaped connection, T-shaped connection, ductility, gravity loading, cyclic loading.