

بسم الله الرحمن الرحيم

... و انزلنا الحديد فيه باس شديد و منفع للناس ...

فولاد و آهن را که در آن هم سختی و هم کارزار و هم منافع بسیار برای مردم است آفریدیم ...

سوره الحديد، آیه ۲۵



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر فرزاد نعیم - مهندس علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: مهندس امین معصومی گودرزی

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

نشریه علمی و پژوهشی

سازه و فولاد

نشانی:

تهران، بزرگراه مدرس، خ ظفر،
خ فرید افشار، خ دو لشاد شرقی،
خ جام، کوچه تاپباد، پلاک ۱۲

تلفن:

۲۲۰۰۳۸۴۱-۲۲۰۰۳۹۴۳

دورنگار:

۲۲۶۱۷۱۵۹

پایگاه اینترنتی

www.iss.ir

دکتر علی اکبر آقا کوچک (استاد مهندسی عمران) دانشگاه تربیت مدرس

دکتر مجتبی ازهری (استاد مهندسی عمران) دانشگاه صنعتی اصفهان

دکتر حسین باقرنژاد (استاد مهندسی عمران) دانشگاه ماین آلمان

دکتر ابراهیم ثنائی (استاد مهندسی عمران) دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر فرهاد دانشجو (دانشیار مهندسی عمران) دانشگاه تربیت مدرس

دکتر رضا رازانی (استاد مهندسی عمران) دانشگاه فنی شیراز

دکتر مجید صادق آذر (دانشیار مهندسی عمران) دانشکده فنی دانشگاه تهران

دکتر سعید صبوری (دانشیار مهندسی عمران) دانشگاه خواجه نصیر الدین طوسی

دکتر مهدی فرشاد (استاد مهندسی عمران) انیستیتیوی تکنولوژی فدرال سوئیس

پروفسور آرک مگردیچیان (استاد مهندسی عمران) مهندس مشاور در آمریکا- استاد بازنشسته دانشگاه امیرکبیر

دکتر شمس‌الدین میر دامادی (استاد مهندسی مواد) دانشگاه علم و صنعت

دکتر فرزاد نعیم (استاد مهندسی عمران) دانشگاه کالیفرنیا جنوبی آمریکا

دکتر سید احمد نور بخش (استاد مهندسی مکانیک) دانشگاه علم و صنعت

دکتر هوشیار نوشین (استاد مهندسی عمران) دانشگاه ساری انگلیس

صفحه‌آرایی: علی اشرفی
لیتوگرافی و چاپ: گنج دانش

انجمن سازه‌های فولادی ایران

سازه و فولاد

اعتبار علمی و پژوهشی

کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران در تاریخ ۱۳۸۳/۱۱/۳ موافقت خود در خصوص اعطای درجه علمی و پژوهشی به مجله سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران را طی نامه شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ اعلام نمود.

سال چهارم - شماره دوم

بهار ۱۳۸۷

فهرست

۲.....انجمن سازه‌های فولادی ایران

۳.....ارزیابی آزمایشگاهی رفتار اتصالات گیردار جوشی تیر به ستون در سازه‌های متداول

Experimental Investigation of Welded Beam to Column Moment Connection in Existing Structures

دکتر محمدسهیل قبادی: دکتری عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران
دکتر علی مزروعی: استادیار دانشکده فنی دانشگاه آزاد اسلامی و مدیر بخش سازه مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن
دکتر مهدی قاسمیه: استادیار دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران

۱۶.....تحلیل پایداری ورق‌های با ضخامت متغیر به روش انرژی

Stability Analysis of Tapered Plates Using Energy Method

دکتر محمد مهدی علی‌نیا: دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیر کبیر
مهندس صادق کاظمی: دانشجوی کارشناسی ارشد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیر کبیر

۲۸.....تخمین ضریب رفتار قاب‌های خمشی فولادی مهاربندی شده با پانل‌های سه‌بعدی

Investigation of Reduction Factor of Steel Moment Frames Braced by 3D Panel

دکتر محسن گرامی: استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان
مهندس سید علیرضا کابلی: دانشجوی کارشناسی ارشد دانشکده مهندسی، دانشگاه سمنان
دکتر امید رضایی‌فر: استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

۴۵.....رفتار دینامیکی غیرخطی قاب‌های فولادی برون محور تحت تأثیر زلزله‌های نزدیک گسل

Nonlinear Dynamic Behavior of Eccentric Braced Steel Frames Under the Near-Fault Earthquakes

دکتر فرهاد دانشجو: دانشیار بخش عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس، تهران
مهندس بیت‌ا... بدرلو: دانشجوی دکتری سازه، دانشگاه تربیت مدرس، تهران

۵۹.....رفتار لرزه‌ای، تحلیل و طراحی قاب‌های با مهاربندی هم‌مرکز شکل‌پذیر براساس نتایج آزمایشگاهی

Seismic Behavior and Characterization of New Ductile Concentrically Braced Frames (D-CBF)

دکتر محمدقاسم وتر: استادیار پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
مهندس علیرضا رضائیان: مربی گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی کرج

۷۱.....سطوح عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده فولادی با اتصالات خورجینی

Quantities Derivation of Thresholds of Different Seismic Performance Levels for Satchel Frames Using Pushover Analysis

دکتر غلامرضا قدرتی‌امیری: استاد قطب مطالعات بنیادی در مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران
دکتر فرهاد بهنام‌فر: استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان
مهندس حامد آزاد: کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

۸۷.....مطالعه تحلیلی رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده زانویی

Analytical Study of Seismic Behavior of Knee-Braced Frames

دکتر سید مهدی زهرائی: استادیار قطب علمی مهندسی و مدیریت زیرساختها، دانشکده عمران دانشگاه تهران
مهندس میثم جلالی: دانشجوی دکتری عمران گرایش سازه و مدرس دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شاهرود

۹۶.....شیوه نگارش

۹۷.....فرم عضویت

به نام خالق هستی

فولاد به عنوان مصالحی با مقاومت و دوام بالا و قابلیت شکل‌پذیری از دیر باز نقش عمده در شکل‌گیری تمدن بشری ایفا کرده است، در جوامع مسلمانان نیز بر اساس توصیفاتی که در قرآن کریم از فولاد به عمل آمده و از آن به عنوان مصالحی با مقاومت بسیار بالا که منفع فراوانی برای مردم دارد، یاد شده، همواره از جایگاه خاصی برخوردار بوده است.

امروز با وجود تولید مصالح جدید و پیشرفت‌های که در این زمینه حاصل شده فولاد کماکان به دلیل اقتصادی بودن و سهولت به کارگیری و سایر خصوصیات مثبت توانسته موقعیت خود را در صنایع حفظ کند. به ترتیبی که روز به روز بر مصرف آن در جهان افزوده شده است به طوری که مصرف سرانه فولاد در هر کشور به عنوان شاخصی از توسعه یافتگی آن کشور مطرح است. ایران نیز به عنوان کشوری در حال توسعه با هرم جمعیتی خاص که نیاز روز افزونی به مسکن دارد با مصرف رو به رشد فولاد مواجه است به طوری که مصرف فولاد در بخش عمران و صنعت در کشور ما به رقمی حدود هشت میلیون تن در سال می‌رسد و این روند روبه رشد وجود نهادهایی را می‌طلبد که بر رخدادهای و اقدامات زیر نظارت داشته و آن را به انجام برسانند:

۱. تدوین روشهای نوین و ارتقای دانش فنی در زمینه سازه‌های فولادی
۲. مدیریت، سامان‌دهی و تعیین راهبردهای تحقیقاتی با توجه به نیاز کشور
۳. اصلاح و توسعه آیین‌نامه‌های مرتبط
۴. رفع اشکالات جامعه مهندسی و به روز نگه داشتن دانش آموختگانی که سال‌ها از دانشگاه دور بوده اند در تمامی زمینه‌های طراحی، نظارت و اجرا.
۵. وارد کردن مباحث اجرایی و کاربردی در دوره‌های دانشگاهی و تقویت ارتباط دانشگاه و صنعت.
۶. تکمیل آموزش در سطوح مختلف نظیر کارگران، استادکاران، فن‌ورزان، راه‌های میانی و سطوح عالی.

در این راستا با همت اساتید محترم دانشگاهی عضو انجمن در مورخ ۸۳/۱۱/۳ از طریق کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران مجوز علمی و پژوهشی مجله سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران به شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ صادر شد.

بدینوسیله از کلیه مهندسين و پژوهشگران محترم دعوت می‌شود که با ارسال مقالات علمی پژوهشی خود مارادر تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران



ارزیابی آزمایشگاهی رفتار اتصالات گیردار جوشی تیر

به ستون در سازه‌های متداول

محمد سهیل قبادی^۱، علی مزروعی^۲ و مهدی قاسمیه^۳

چکیده

اهمیت زیاد اتصالات گیردار جوشی در قابهای خمشی، سبب توجه محققین به جزئیات جوشکاری شده است. در این مقاله ۳۲ نمونه راهنما که بیانگر مدل ساده شده اتصال گیردار هستند آزمایش شده است. در این تحقیق آزمایشگاهی برای ارزیابی مقاومت اتصالات، مقاومت جوش نفوذ کامل اجرا شده به روشهای مختلف، مقاومت عمود بر صفحه جوش گوشه دو طرفه، مقاومت عمود بر صفحه جوش گوشه یک طرفه، تاثیر میزان شدت جریان (آمپر) بر کیفیت جوش مطالعه گردیده است. همچنین برای مقاومسازی اتصالات، تاثیر سخت‌کننده لچکی، تاثیر سخت‌کننده تی شکل، تاثیر چقرمگی الکتروود در کیفیت جوش ایجاد شده و تاثیر سنگزنی و جوشکاری مجدد مطالعه گردیده است. بیشترین مقاومت از آزمایش جوش نفوذ کامل با ورق پشت‌بند مشاهده شده است. مقاومت عمود بر صفحه جوش گوشه یک طرفه و دو طرفه بررسی گردیده است. میزان افزایش مقاومت اتصال توسط سخت‌کننده‌ها ارائه گشته است. در مورد چقرمگی الکتروود، جوشکاری مجدد و شدت جریان (آمپر) توصیه اجرایی ارائه شده است.

کلمات کلیدی:

اتصال گیردار جوشی، جوشه گوشه یک طرفه، جوشه گوشه دو طرفه، جوش نفوذ کامل، الکتروود، چقرمگی، سخت‌کننده

Experimental Investigation of Welded Beam to Column Moment Connection in Existing Structures

Mohammad Soheil Ghobadi, Ali Mazroi, Mehdi Ghasemiyeh

ABSTRACT

The importance of welded connections on the behavior of steel moment resisting frames was the reason of researchers focus on welding details. In this paper result on 32 pilot tests indicate moment connection behavior are presented. In this experimental research, in order to connection strength evaluation, complete joint penetration (cjp) weld strength with different welding procedure, double side fillet weld out of plane strength, one side fillet weld out of plane strength and amperage intensity effect on welding quality, have been studied. Also in order to connection rehabilitation, rib stiffener effect on connection strength, T-stiffener effect on connection strength, electrode toughness effect on welding quality and grinding and rewelding effect on welding quality have been studied. Maximum strength of cjp weld is observed in welding with backing. Out of plane strength of double side and on side fillet weld have been determined. Connection strength increase amount with stiffener strengthening of connection have been proposed. It has also been proposed constructional recommendations about electrode toughness, rewelding and amperage intensity.

Key words:

Welded Moment Connection, Double Side Fillet Weld, One Side Fillet Weld, Complete Joint Penetration Weld, Electrode, Toughness, Stiffener

۱. دکتری عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران msghodobad@yahoo.com

۲. استادیار دانشکده فنی دانشگاه آزاد اسلامی و مدیر بخش سازه، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن amazroi@yahoo.com

۳. استادیار دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران mghassem@ut.ac.ir

این نوع اتصالات برای اجرا، در اغلب کارگاهها قابل استفاده می باشند. براساس آیین نامه اتصالات فولادی [۲] ورق بالاسری و زیرسری باید با جوش شیاری نفوذ کامل به ستون متصل شوند، ولی در بعضی از کارگاهها ورق زیرسری روی زمین توسط جوش گوشه دو طرفه و ورق بالاسری هنگام نصب توسط جوش گوشه یک طرفه به ستون متصل می شوند. با توجه به اینکه این جوشها عضو حساس باربری اتصال در هنگام زلزله هستند، بررسی رفتار و مقاومت آنها در سازه های موجود الزامی است. تکیه بر مقاومت عمود بر صفحه جوش گوشه در آیین نامه جوشکاری ایران [۳] مجاز نیست و مشخص نشده است و مهندسین برای ارزیابی مقاومت اتصالات در سازه های موجود مرجعی ندارند. برای مقاوم سازی این اتصالات معمولاً از سخت کننده های مثلثی شکل (لچکی) روی ورق بالاسری، یا سخت کننده های تی شکل در کنار اتصال و بهبود کیفیت جوش استفاده می شود [۴ و ۵]. با توجه به عدم کیفیت مناسب بسیاری از این گونه اتصالات در این مقاله سعی می شود مقاومت جوشهای مختلف با جوش درزهای گوناگون و روشهای مقاوم سازی اتصالات گیردار رایج مورد مطالعه قرار گیرد. پس از بررسی های انجام شده، جهت مرتفع نمودن ضعف های اتصالات گیردار رایج، دستورالعمل اجرایی برای آن ارائه می شود.

۱-۱- مرور بر ادبیات فنی

Stratan و Dubina [۶] ۵۴ نمونه اتصال تی شکل (T) جهت بررسی رفتار آزمایشگاهی ساختند. در این نمونه ها، قسمتی از بال کششی تیر و بال ستون در نظر گرفته شده بود و در حقیقت قسمتی از اتصال گیردار مدل سازی شده بود. پارامترهای مورد مطالعه در این تحقیق عبارتند از: نوع جوش (گوشه، نیم جناغی یک طرفه، نیم جناغی دو طرفه)، نوع فولاد، نرخ کرنش ($\dot{\epsilon} = 0.0001, 0.035, 0.06 S^{-1}$) و نوع بارگذاری (یکنواخت و چرخه ای). از این مطالعه، آنها نتیجه گیری کردند، کیفیت جوشکاری مهمترین پارامتر در اتصالات

قابهای خمشی اغلب در ساختمانهای کوتاه مرتبه و میان مرتبه استفاده می گردند. این سیستم ها به تنهایی و یا به صورت ترکیب با سیستم دیگر وظیفه باربری جانبی را به عهده دارند. بعد از گسیختگی تعداد زیادی از اتصالات گیردار در زلزله نورتریج ۱۹۹۴ آمریکا تحقیقات گسترده ای بر روی رفتار نامناسب اتصالات انجام گشت و علت رفتار نامناسب و نحوه مقاوم سازی آن ارائه گردید [۱]. بر اساس این تحقیقات علت کلی شکست در اتصالات جوشی عبارتند از:

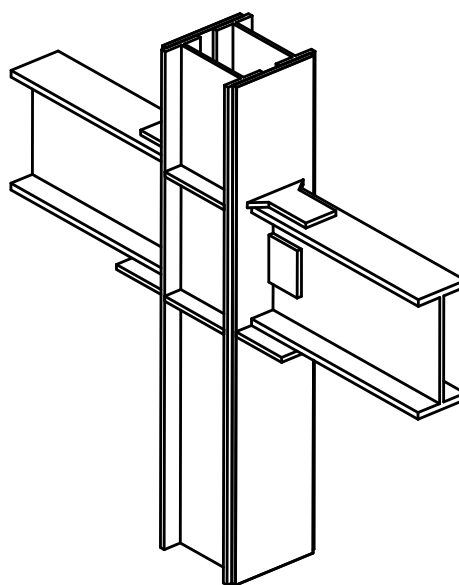
الف - عیبهای بوجود آمده در جوش به علت عدم جوشکاری مناسب (نفوذ ناقص فلز جوش، وجود ترک در ریشه جوش)

ب - جزئیات نامناسب اتصالات (ایجاد تمرکز تنش در ریشه جوش)

ج - الکتروود نامناسب (الکتروود با چقرمگی کم)

د - وارد شدن انرژی لرزه ای بیش از حد انتظار به سازه (زلزله های میدان نزدیک)

اتصالات گیردار اجرا شده در ایران توسط ورق تقویتی بالاسری و زیرسری انجام می گردد و تیر مستقیماً به ستون متصل نمی گردد. این ورقها توسط جوش نفوذ کامل به بال ستون متصل می شود (شکل ۱).



شکل (۱): نمای سه بعدی اتصالات رایج در ایران

جوشی می‌باشد. بهترین رفتار در جوش درز نیم جناغی دوطرفه ملاحظه گردید. گسیختگی در جوش نیم جناغی یکطرفه همیشه با شروع ترک از ریشه جوش آغاز می‌شود و این حالت نامطلوب در گسیختگی محسوب می‌شود. افزایش نرخ کرنش باعث افزایش تنش تسلیم و تنش نهایی فولاد می‌شود ولی شکل پذیری را کاهش می‌دهد. مشکل جوش گوشه خارج از اندازه بودن بعضی نقاط آن در طول خط جوش است، که کنترل آن نیز مشکل می‌باشد و گسیختگی از همان نقاط آغاز می‌گردد. بارگذاری چرخه‌ای احتمال شکست جوش را افزایش می‌دهد. در این مطالعات جوشهای گوشه به علت خارج از اندازه بودن و جوشهای نفوذی به علت نفوذ ناقص ریشه رفتار ضعیفتری را در بارگذاری چرخه‌ای نسبت به بارگذاری یکنواخت داشتند.

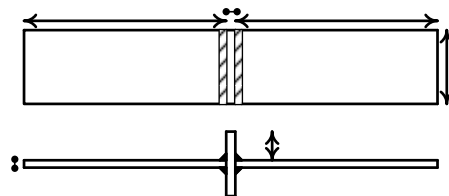
Cheng- chih et al. [۷] شش آزمایش تمام مقیاس روی اتصالات گیردار مستقیم تیر به ستون جعبه‌ای انجام دادند. آنها معتقدند که رفتار ستونهای جعبه‌ای با ستونهای H شکل تفاوت عمده‌ای دارد. به همین خاطر ابتدا یک نمونه اتصال بدون تقویت ساختند و این موضوع را اثبات کردند. سپس با روشهای عددی نقاط ضعف اتصال را تشخیص داده و طرح تقویت برای آن ارائه داده اند و پنج نمونه بعدی را آزمایش کردند. برای تقویت از سخت‌کننده‌های تی شکل در کنار بال تیر استفاده شده بود. نمونه ها T شکل بودند و بارگذاری چرخه‌ای انجام شده بود. پارمترهای مورد مطالعه در این تحقیق نوع پشت بند در جوش نفوذ کامل (سرامیک، فولاد، فولادی همراه جوش گوشه) و اندازه سخت‌کننده تقویت کننده اتصال (تغییر در طول و ضخامت و ارتفاع سخت‌کننده) بوده است. آنها از این آزمایشها نتیجه گیری کردند که، در اتصالات گیردار با ستون جعبه‌ای، تمرکز تنش در لبه‌های جوش نفوذ کامل بوجود می‌آید ولی در ستون H شکل در وسط جوش به وجود می‌آید. گسیختگی این اتصالات در قسمت جوش های نفوذ کامل لبه ها و محل سوراخ دسترسی جوش اتفاق می‌افتد. قرار دادن سخت‌کننده

باعث بهبود چشمگیر رفتار هیستریزس اتصال می‌گردد و مانع از ترک خوردگی ترد جوش اتصال می‌شود. مزروعی و همکاران [۸] هفت نمونه اتصال گیردار با استفاده از ستونهای مرکب دوپل I شکل آزمایش کردند. در این نمونه مقطع تیرها دوپل IPE و ستونها دوپل IPE فاصله‌دار (پاباز) تقویت شده با ورق سراسری بوده است. نمونه‌های آزمایش شده به شکل صلیب و دارای مقیاس واقعی بوده‌اند. در این آزمایشها بارگذاری یکنواخت انجام شده است. بار در انتهای ستون وارد شده و تکیه‌گاهها در انتهای تیرها قرار گرفته بودند. جوشکاری نمونه‌ها با الکترودهای معمولی و شرایط متعارف کارگاهی انجام گشته بود. این مطالعات اثر ورق پیوستگی، جوش کام ورق پوشش ستون به بال نیمرخهای IPE و اثر ورق سخت‌کننده مثلثی شکل برای تقویت اتصال بررسی شده است. آنها نتیجه گیری کردند، درصد گیرداری اتصال معمولی ۵۰٪ (نیمه‌گیردار) می‌باشد و در صورت اتصال ورق پوشش سراسری به نیمرخهای IPE توسط جوش کام و استفاده از ورق پیوستگی در محازات بال تیر، اتصال به گیرداری کامل می‌رسد.

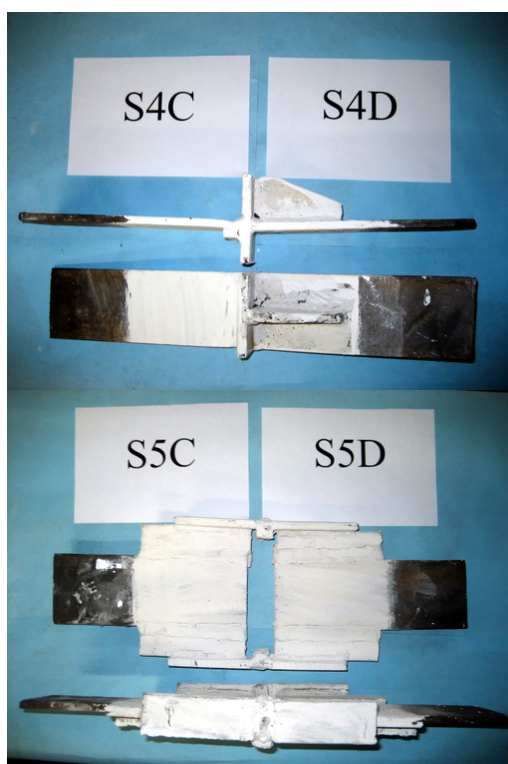
۲- برنامه آزمایش

برای اینکه بتوان اکثر مشکلاتی که در هنگام اجرای اتصالات گیردار رایج پیش می‌آید بررسی شود، می‌بایست تعداد نمونه‌ها به اندازه کافی باشد. بدین منظور ۳۲ آزمایش راهنما، که نمایانگر رفتار اتصالات تمام مقیاس در بال کششی تیر است طراحی گردید. در این نمونه‌ها (شکل ۲) ورق سمت راست به عنوان بال کششی تیر، ورق عمودی مدل بال ستون و ورق سمت چپ به عنوان مدل ورق پیوستگی تلقی می‌گردد. در نمونه‌های مختلف روش جوشکاری ورق‌های سمت چپ و راست تفاوت نموده، لیکن هندسه کلی نمونه‌ها مطابق شکل مذکور می‌باشد. با مشاهده رفتار این نمونه‌ها می‌توان رفتار انواع جوشها را به طور دقیق بررسی کرد. سطح نمونه‌ها با آهک پوشانده شده تا جاری شدن نقاط مختلف در حین

آزمایش مشخص شود. این نمونه ها داخل فک های دستگاه آزمایش کششی قرار می گیرند. نیرو از نوع کششی است و با سرعت کم و یکنواخت استاتیکی اعمال می شود.



ندیده باشد. فولاد مورد استفاده از نوع ST37-2 بوده و براساس آزمایش کوپان، تنش تسلیم آن 323 MPa و تنش نهایی آن 464 MPa بوده است. برای بریدن ورقها از برش پلاسما استفاده شده تا اثر حرارت باعث ترد شدن لبه ورقها نگردد. قرار گرفتن قطعات تقویت تی شکل و مثلثی (لچکی) هندسه نمونه های سری S4 و S5 را کمی متفاوت از شکل (1) نموده (شکل 3). این قطعات برای انتقال تمام نیروی کششی طراحی گشته اند و اضلاع آنها بر حسب طول جوش مورد نیاز و یا طول ورق مورد نیاز بدست آمده اند [9].

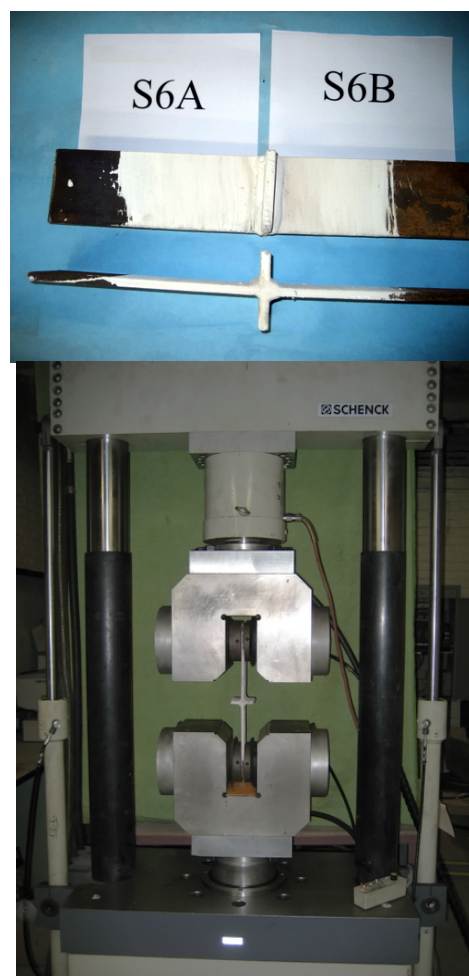


شکل (3): نمای نمونه های سری S4 و S5

2-2- جزئیات ساخت نمونه ها و جوشکاری آنها

در ساختن نمونه ها سعی شده است از الکترودهای قطر 4 استفاده گردد که در کارگاه ها رایج است. ماشین جوشکاری رکتیفایر بوده است.

روش جوشکاری، قوسی دستی با الکترود روکش دار (Shielded Metal Arc Welding) می باشد. تمام جوشکاری ها با جریان یکسو (الکترود قطب مثبت) صورت گرفته است.



شکل (2): نمای کلی نمونه ها (اعداد بر حسب Cm) و نحوه انجام آزمایش

2-1- معرفی نمونه ها، هدف از آزمایش آنها

مطابق جدول (1) نمونه ها و هدف از ساخته شدن آنها ذکر گردیده است. ورق های تهیه شده به صورت تسمه اصلی تهیه شده، تا لبه های آن توسط برشکاری آسیب

۲ ساعت داخل خشک کن با دمای ۳۵۰ درجه سانتیگراد قرار گرفته اند، تا رطوبت خود را از دست دهند [۳]. در تمام آزمایشها میزان شدت جریان (آمپر) ثبت شده [۹] تا بتوان در مورد آن نتیجه گیری نمود.

دو نوع الکتروود برای جوشکاری انتخاب گردیده است. E6013 به عنوان الکتروود معمولی و E7018 به عنوان الکتروود کم هیدروژن و با جقرمگی بالا استفاده گردیده است. الکتروودهای کم هیدروژن قبل از مصرف، به مدت

جدول (۱): نمونه ها و هدف از ساخته شدن آنها

نمونه		جوش		هدف آزمایش ، مشاهده:
		چپ	راست	
1,2	S1A ,S1B	CJP	DFW	مقاومت جوش نفوذی کامل با الکتروود معمولی
3,4	S1C, S1D	CJP	DFW	مقاومت جوش نفوذی کامل با الکتروود معمولی و ورق پشت بند
5,6	S1E, S1F	CJP	DFW	مقاومت جوش نفوذی کامل با الکتروود کم هیدروژن و ورق پشت بند
7,8	S1G, S1H	CJP	DFW	سنگزنی جوش گوشه و جوشکاری مجدد نفوذی کامل با الکتروود معمولی و ورق پشت بند
9,10	S1I, S1J	CJP	DFW	سنگزنی جوش گوشه و جوشکاری مجدد نفوذی کامل با الکتروود کم هیدروژن و ورق پشت بند
11,12,13	S2A, S2B, S2E	DFW	DFW	مقاومت جوش گوشه دوطرفه با الکتروود معمولی
14,15,16	S2C, S2D ,S2F	DFW	DFW	مقاومت جوش گوشه دوطرفه با الکتروود کم هیدروژن
17,18	S3A,S3B	CJP	SFW	مقاومت جوش گوشه یک طرفه با الکتروود معمولی
19,20,21,22	S4A, S4B, S4C, S4D	CJP	SFW+RIB Plate	مقاومت جوش گوشه یک طرفه با الکتروود معمولی و تقویت شده با ورق سخت کننده مثلثی (RIB Plate)
23,24	S5A, S5B	T-Stiffener	T-Stiffener	مقاومت قطعه تقویت سخت کننده تی شکل با الکتروود معمولی
25,26	S5C, S5D	T-Stiffener	T-Stiffener	مقاومت قطعه تقویت سخت کننده تی شکل با الکتروود کم هیدروژن
27,28	S6A,S6B	DFW	SFW	مقاومت جوش گوشه یک طرفه با الکتروود کم هیدروژن
29,30	S6C, S6D	DFW	SFW	مقاومت جوش گوشه یک طرفه (بعد جوش حداقل) با الکتروود معمولی
31,32	S6E, S6F	DFW	SFW	مقاومت جوش گوشه یک طرفه (بعد جوش حداقل) با الکتروود کم هیدروژن
<p>CJP = Complete Joint Penetration Weld (جوش شیباری نفوذ کامل)</p> <p>DFW = Double Fillet Weld (جوش گوشه دوطرفه)</p> <p>SFW = Single Fillet Weld (جوش گوشه یک طرفه)</p>				

صفحه جوش گوشه یک طرفه و دو طرفه در شکل (۴) نشان داده شده است.

پنج زدن نمونه ها برای ایجاد شیار جوش نفوذ کامل، با دستگاه فرز انجام گشته است. منظور از مقاومت عمود بر

$$F_W = 0.6F_{EXX} (1 + 0.5 \sin^{1.5} \theta) \quad (1)$$

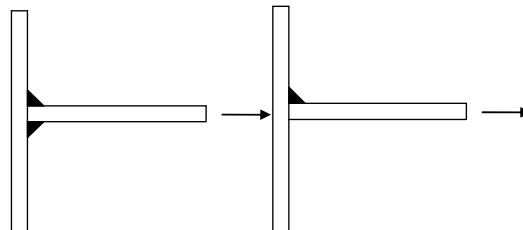
F_{EXX} : تنش کششی نهایی الکتروود

θ : زاویه بار وارده نسبت به طول خط جوش

با در نظر گرفتن ضریب اطمینان ۲ و حذف ضریب زاویه بارگذاری، به میزان مقاومت آیین نامه جوش ایران [۳] می‌رسیم. آیین‌نامه جوش آمریکا مقاومت عمود بر صفحه جوش گوشه را ۱/۵ برابر مقاومت برشی آن می‌داند، ولی این مقاومت به شرطی در نظر گرفته می‌شود که چند خط جوش زاویه‌دار با هم به کار رفته باشند. به عبارت دیگر برای یک خط جوش گوشه مقاومت عمود بر صفحه مجاز نمی‌داند و علت این مسئله را ظرفیت اعوجاج کم یک خط جوش گوشه تنها می‌داند. البته معادله (۱) به عنوان معیار مقاومت جوش گوشه در سازه‌های موجود می‌تواند استفاده گردد. براساس مطالب مذکور مقاومت واقعی ورق و جوش‌های مختلف محاسبه گشته و در جدول (۲) ارائه گشته است.

۳- مشاهده رفتار نمونه‌ها و نتایج آزمایشها

برای بررسی و مشاهده نتایج آزمایشها در ابتدا نیاز به مشخص شدن مقاومت ورق، مقاومت جوش نفوذی کامل، مقاومت جوش گوشه یک طرفه و مقاومت جوش گوشه دوطرفه می‌باشد.



شکل (۴): مقاومت عمود بر صفحه جوش گوشه یک

طرفه (راست) و دوطرفه (چپ)

برای محاسبه میزان نیرو، مقاومت‌های واقعی ورق و جوش در نظر گرفته می‌شود. میزان مقاومت ورق و جوش نفوذ کامل از حاصل ضرب سطح مقطع ورق در تنش تسلیم و نهایی مربوطه به دست می‌آید. مقاومت جوش گوشه براساس آیین نامه فولاد و جوش آمریکا [۱۱ و ۱۰] بدون ضریب اطمینان برابر است با:

جدول (۲): مقاومت ورق، جوش گوشه دوطرفه و جوش گوشه یک طرفه در حالت تسلیم و نهایی

Load(KN)	Plate	CJP Weld		Double Fillet Weld (D=7mm)		Single Fillet Weld (D=7mm)		Single Fillet Weld (D=5mm)	
		E6013	E7018	E6013	E7018	E6013	E7018	E6013	E7018
Strength	Yielding	207	230	256	299	128	149	92	106
	Ultimate	297	<288	<320	<356	<160	<178	<114	<127

۳-۱- نمونه‌های سری S1

هنگام آزمایش، هر دو نمونه S1A و S1B قبل از جاری شدن ورق در بارهای ارتجاعی از محل جوش نفوذ کامل گسیخته شدند. عدم نفوذ فلز جوش در جوش درز هنگام گسیختگی مشهود می‌باشد (شکل ۵).

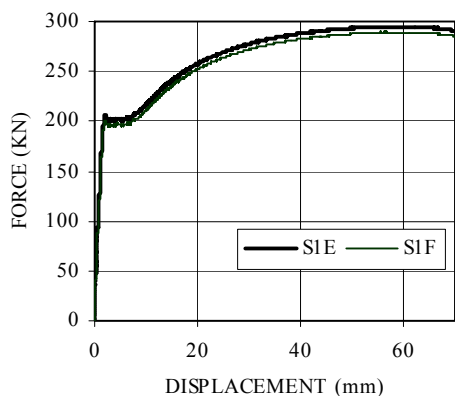
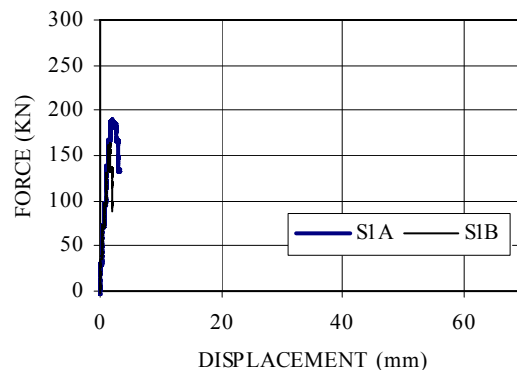
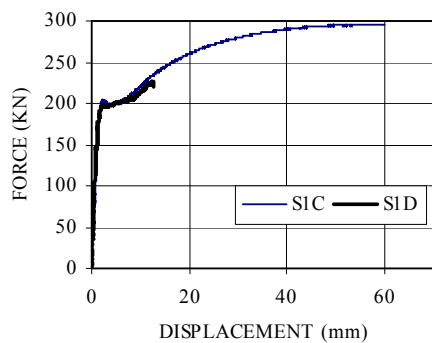
ظرفیت باربری جوش نفوذ کامل E6013 برابر 288KN می‌باشد ولی نمونه‌ها در 160~180KN گسیخته شدند (شکل ۶).

در آزمایش نمونه‌های S1C و S1D ورق به صورت گسترده جاری گردید و وارد مرحله سخت شدگی شد. با افزایش مقاومت ورق، جوشها در 295KN و 225KN

گسیخته شدند.



شکل (۵): نفوذ ناقص در جوش نفوذ کامل بدون پشت‌بند



شکل (۶): منحنی رفتاری نمونه‌های S1A و S1B

وجود ورق پشت بند باعث نفوذ کافی فلز جوش در جوش درز شده و سبب افزایش مقاومت اتصال می‌شود. در نمونه S1C جوش به ظرفیت نهایی خود رسیده و گسیخته شده است. ولی در نمونه SID جوش دارای عیب بوده و قبل از ظرفیت باربری نهایی خود حدوداً ۸۰٪ مقاومت و ۲۰٪ نرمی گسیخته شده است. در آزمایش نمونه‌های S1E و S1F ورق به طور گسترده جاری شده و سپس به تنش‌های نهایی خود رسیده و گسیختگی شکل‌پذیر داشته است (شکل ۷).



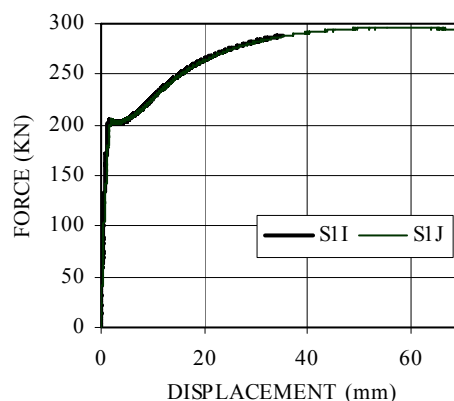
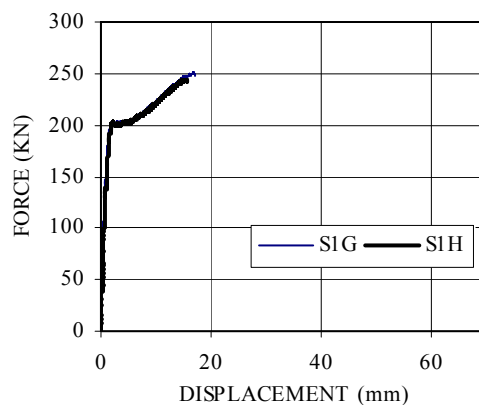
شکل (۷): منحنی رفتاری نمونه‌های S1E، S1D، S1C و S1F (بالا)، گسیختگی شکل‌پذیر S1E (پایین)

در دو نمونه آخر استفاده از الکتروود کم هیدروژن رفتار مناسبی نشان داده است. در هر دو نمونه S1H و S1G جوش نفوذ کامل پس از جاری شدن گسترده ورق در حدود 245KN گسیخته شد. گسیختگی در فلز جوش رخ داده است و حاکی از شکل‌پذیری کم و وجود ترک‌های ریز در بدنه جوش می‌باشد. در نمونه‌های S1I و S1J ورق به صورت گسترده پلاستیک شده و بعد از تغییر مکان‌های قابل توجه و شکل‌پذیری مناسب گسیختگی در ورق رخ داده است. یعنی هر دو نمونه از نظر جوش نقصی نداشته‌اند ولی در نمونه S1I به علت سنگ نزدن صحیح جوشکار، قسمت ترد جوش شده قبلی در ورق عمودی باقی مانده و سبب گسیختگی ترد گردیده است. هر دو نمونه بار حدود 295KN را تحمل کرده‌اند (شکل ۸). با توجه به رفتار این نمونه‌ها ایجاد جوش نفوذ کامل مجدد توسط الکتروود کم هیدروژن روی محل جوش گوشه امکان‌پذیر است به شرطی که محل ترد شده سنگ زنی شده باشد.

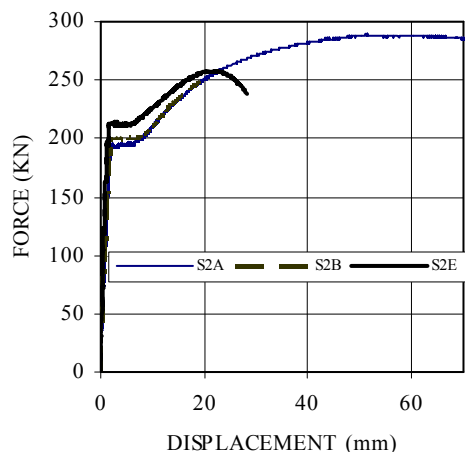
ساختار فولاد حرارت دیده به شکل درشت دانه می‌باشد و در هنگام سنگ‌زنی باید این قسمت برداشته شود (شکل ۹). با توجه به این شکل می‌توان درک نمود که هر میزان حرارت جوشکاری کمتر باشد تغییر ساختار شکل‌پذیر فولاد کمتر می‌گردد. ساختار درشت دانه فولاد در دماهای ۱۱۰۰ درجه به بالا تشکیل می‌شود [۸]. بنابراین استفاده از دماهای بالا در هنگام جوشکاری سبب تغییر ساختار اساسی فولاد نرمه گشته و شکل‌پذیری سیستم سازه‌ای را تحت تاثیر جدی قرار می‌دهد.



شکل (۹): ساختار درشت دانه فولاد حرارت دیده

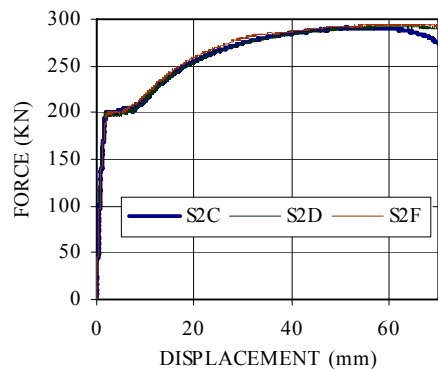


شکل (۸): منحنی رفتاری نمونه‌های S1J و S1I ، S1H ، S1G



شکل (۱۰): منحنی رفتاری نمونه‌های S2E و S2B ، S2A

در آزمایش هر سه نمونه S2C و S2D و S2F و ورق جاری شده و با شکل پذیری زیادی گسیخته گردید. استفاده از الکتروود کم هیدروژن سبب رفتار مطمئن و مناسب در این آزمایشها می‌باشد (شکل ۱۱). الکتروودهای کم هیدروژن تاب زیادی در باربری دارند و برای اتصال اعضاء یک سیستم شکل پذیر مناسب می‌باشند. کم بودن ترک‌های ریز در بدنه فلز جوش علت این چقرمگی است.



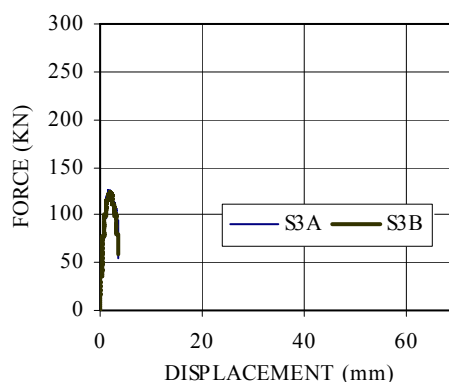
شکل (۱۱): منحنی رفتاری نمونه‌های S2C ، S2D و S2F

۲-۳- نمونه‌های سری S2

پس از انجام آزمایش نمونه‌های S2A و S2B و S2E ، تنها S2A رفتار شکل پذیر داشته و گسیختگی شکل پذیر ورق در آن اتفاق افتاده است. در دو نمونه دیگر ابتدا ورق جاری شده ولی به حد نهایی مقاومت خود نرسیده و جوشهای گوشه دو طرفه در بار 250KN~ دچار گسیختگی گردیده‌اند (شکل ۱۰). کم بودن چقرمگی الکتروودهای معمولی و وجود ترک‌های ریز در بدنه فلز آنها سبب گسیختگی این جوشها در کشش می‌شود.

۳-۳- نمونه‌های سری S3

در نمونه‌های S3A و S3B هنگام آزمایش ابتدا ورق عمودی چرخیده و سپس جوش در بارهای $\sim 123\text{KN}$ گسیخته شده است. بعد از چرخیدن ورق، مقاومت جوش گوشه یک‌طرفه همراه با شکل پذیری ناچیزی سریع به صفر می‌رسد (شکل ۱۲). گسیختگی سریع بدون شکل پذیری به علت ایجاد تمرکز تنش در ریشه جوش می‌باشد.



شکل (۱۲): اعوجاج ورق در جوش گوشه یک طرفه (بالا) و منحنی رفتاری آن (پایین)

در جوش گوشه یک طرفه اتفاق افتاده است. میزان باربری 170KN نشان دهنده اثر تقویت سخت‌کننده است که سبب افزایش باربری 40% شده است. مقاومت جوش گوشه یک طرفه مطابق جدول (۲) 160KN است. در واقع این هندسه حداکثر به اندازه مقاومت جوش گوشه یک طرفه بدون اعوجاج ظرفیت باربری دارد و با شروع چرخش جوش گوشه، در ابتدای جوش سخت‌کننده به ورق عمودی، تمرکز تنش بوجود می‌آید و گسیختگی به سرعت اتفاق می‌افتد (شکل ۱۳). به عبارت دیگر در صورت تقویت اتصالات گیردار جوش شده با جوش یک طرفه گوشه، استفاده از سخت‌کننده‌های مثلثی (لچکی) مقاومت را به حد مقاومت جوش گوشه یک طرفه می‌رساند و سبب گیرداری کامل نمی‌گردد.



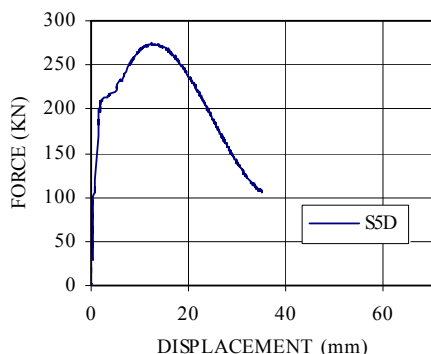
شکل (۱۳): مکانیزم گسیختگی ورق تقویت شده توسط سخت‌کننده مثلثی (لچکی) و محل تمرکز تنش

۳-۵- نمونه‌های سری S5

در آزمایش نمونه‌های S5A و S5B رفتار مناسبی مشاهده نگردید و گسیختگی زود هنگام قبل از جاری شدن ورق در جوش نفوذ کامل افقی سخت‌کننده به ورق اتفاق افتاد (شکل ۱۴). در این نمونه‌ها سخت‌کننده‌های افقی تنها برای برش طراحی گردیده بودند و تمرکز تنش در ابتدای جوش نفوذ کامل افقی باربری قطعه را به $\sim 140\text{KN}$ محدود کرد. همچنین الکترودهای با چقرمگی کم نیز مزید بر علت گسیختگی بودند.

۳-۴- نمونه‌های سری S4

در آزمایش نمونه‌های S4A و S4B قطعه تقویت کننده باعث افزایش مقاومت جوش گوشه یک طرفه گردیده است، ولی به حدی نبوده که به حد جاری شدن ورق برسد. به علت وجود نقص در جوشهای نفوذی کامل در ابتدا آنها گسیخته شده‌اند. گسیختگی در بارهای حدود $\sim 125\text{KN}$ اتفاق افتاده است. در نمونه‌های S4C و S4D نقص جوشهای نفوذی کامل برطرف گردیده و گسیختگی



شکل (۱۵): حرکت خارج از صفحه قسمتهای از نمونه و شروع پارگی ورق در سمت راست (بالا)، منحنی رفتاری نمونه (پایین)

۳-۶- نمونه‌های سری S6

هر شش نمونه سری S6 برای محاسبه مقاومت عمود بر صفحه جوش گوشه طراحی شده اند و در تمام آنها قبل از جاری شدن ورق جوش گوشه یک طرفه گسیخته می‌شود. برای به دست آوردن داده‌های بیشتر و متنوع‌تر، بعد جوش ۵ و ۷ میلی متر، و دو الکتروود E6013 و E7018 به کار برده شد. در مجموع در تمام نمونه‌ها ابتدا ورق عمودی چرخش کرده و جوش گوشه یک طرفه گسیخته گردیده است (شکل ۱۶).



شکل (۱۶): مکانیزم گسیختگی جوش گوشه یک طرفه

با توجه به این که جوشکاری با جوش گوشه یک طرفه در ایران رواج زیادی دارد با بدست آوردن میزان مقاومت این نوع جوشها می‌توان به ارزیابی اتصالات موجود ایرانی پرداخته و در مقاوم سازی این سازه‌ها درصد اندکی مقاومت برای سازه موجود در نظر گرفت. نتایج باربری



شکل (۱۴): تمرکز تنش در ابتدای جوش سخت‌کننده به ورق و گسیختگی در این نقطه

در نمونه‌های S5C و SSD سخت‌کننده افقی برای ترکیب تنشهای صفحه‌ای طراحی گشته [۹] و برای جوشکاری از الکتروودهای کم‌هیدروژن استفاده شده است. نمونه S5C به علت نقص در جوش نفوذ کامل عمودی دچار گسیختگی زودهنگام در بار 213 KN گردید و آزمایش متوقف گردید. این جوش در وضعیت عمودی انجام شده بود و کیفیت مناسبی نداشت. رفتار نمونه SSD در آزمایش مناسب بود. در این نمونه ابتدا جاری شدن به صورت گسترده‌ای در ورق اتفاق افتاد و سپس قسمتهایی از نمونه حرکت خارج از صفحه کرده و پارگی در ورق شروع گشت. خارج شدن ورق از صفحه باربری به علت وجود نداشتن ورق عمودی (مشابه جان نیمرخ IPE) سبب زوال مقاومت گردیده است. در این مرحله آزمایش عمداً متوقف شده، زیرا ادامه آزمایش اطلاعات بیشتری را در بر نمی‌داشت (شکل ۱۵). در این نمونه هیچ کدام از قطعات تقویت‌کننده دچار آسیب نشدند. در واقع بدون اتصال ورق مدل بال تیر، قطعات تقویتی تی شکل می‌توانند نیرو را منتقل کنند. این روش تقویت برای اتصالات گیردار در ستونهای جعبه‌ای مناسب و موثر است.



آمده از آزمایش نیز بر تنش نهایی الکتروود و سطح مقطع نمونه تقسیم گشته تا ضریب باربری بدست آید (ستون ماقبل آخر). با توجه به این نتایج به علت اعوجاج و چرخش جوش، مقاومت کمتری نسبت به مقاومت تنوری آن بدست می آید.

این نمونه ها در جدول (۳) ارائه می گردد. همچنین نتایج نمونه های S3A و S3B نیز برای جمع بندی ارائه شده است. در این جدول ضریب مقاومت جوش گوشه یک طرفه بر اساس رابطه (۱) با اعمال زاویه θ برابر ۹۰ مقدار 0.9 بدست می آید (ستون آخر). نیروهای بدست

جدول (۳): مقاومت جوش گوشه یک طرفه و ظریب باربری آن بر اساس آزمایشها

Number	Specimen	Electrode Type	Fillet Weld Size , D(mm)	Maximum Carried Load(KN)	Ratio of Strength	Nominal Ratio of Strength
1	S3A	E6013	7	125	0.701	0.9
2	S3B	E6013	7	123	0.690	0.9
3	S6C	E6013	5	96	0.754	0.9
4	S6D	E6013	5	106	0.832	0.9
5	S6A	E7018	7	154	0.778	0.9
6	S6B	E7018	7	165	0.834	0.9
7	S6E	E7018	5	123	0.870	0.9
8	S6F	E7018	5	120	0.848	0.9

جدول (۴): نتایج باربری نمونه ها در هنگام گسیختگی

نمونه	تغییر مکان (mm)	نیرو (KN)	
			شکل
1	S1A	2.85	189
2	S1B	2	161
3	S1C	60	295
4	S1D	12.5	225
5	S1E	72	295
6	S1F	72	289
7	S1G	17	249
8	S1H	15	243
9	S1I	35	289
10	S1J	75	297
11	S2A	70	288
12	S2B	19	247
13	S2C	71	290
14	S2D	78	292
15	S2E	28	258
16	S2F	85	294
17	S3A	3.4	125
18	S3B	3.3	123
19	S4A	2.2	126
20	S4B	2.2	123
21	S4C	2.7	171
22	S4D	3.2	183
23	S5A	3.5	149
24	S5B	4.4	136
25	S5C	2	213
26	S5D	35	273
27	S6A	4	154
28	S6B	4.1	165
29	S6C	1.6	96
30	S6D	2.1	106
31	S6E	3.6	123
32	S6F	3.5	120

لیکن این ضریب همیشه بیشتر از 0.6 بوده است و می توان بر این مقاومت تکیه نمود. با احتساب ضریب اطمینان ۲ در آیین نامه های فولادی به مقاومت 0.3 تنش نهایی فلز جوش می رسیم که در آیین نامه جوش ایران [۳] نیز وجود دارد. در این حالت نیز عملکرد بهتر الکتروودهای با چقرمگی بالا مشهود است.

۴- جمع بندی

برای ارزیابی وضعیت موجود اتصالات گیردار جوشی متداول در ایران ۳۲ آزمایش بیانگر رفتار اتصال به صورت آزمایشگاهی مطالعه گردید. تاثیر باربری جوش های مختلف از نظر مقاومت و شکل پذیری و روشهای مقاوم سازی توسط سخت کننده های مثلثی و تی شکل مشاهده گردید و نتایج آزمایشها در جدول (۴) ارائه گردیده است.

۵- نتیجه گیری و توصیه ها

قسمت ترد ورق سنگ گرفته می شود. از طرف دیگر محلی که روی ستون حرارت دیده دوباره جوش نمی شود و کمی پایین تر جوشکاری می گردد. استفاده از الکترودهای کم هیدروژن برای این کار مفید است و نباید از الکترودهای معمولی استفاده گردد.

با مشاهده رفتار جوش در آزمایشهای انجام شده موارد ذیل توصیه می گردد:

هر چقدر شدت جریان (آمپر) زیاد می شود نفوذ فلز جوش بیشتر می گردد و اتصال مناسب تری فراهم می کند، از طرف دیگر گل زدن آن سخت می شود و حرارت دیدگی قطعه را افزایش می دهد. استفاده از متوسط بازه شدت جریان (آمپر) کاتالوگ با در نظر گرفتن وضعیت جوشکاری همیشه مناسب ترین آمپر محسوب می شود و گل زدن جوشکاری نیز ساده تر می گردد. بنابراین برای گوشه های گوشه شدت جریان (آمپر) متوسط و برای گوشه های نفوذی در پاس اول شدت جریان (آمپر) کمی بیشتر از متوسط و در پاسهای بعدی شدت متوسط توصیه می شود.

جوشکاری در وضعیت تخت و افقی نسبت به وضعیت عمودی و سربالا اتصالات مناسبتری را ایجاد می کند و توصیه می شود با در نظر گرفتن مهارت متوسط جوشکاران، مهندسین طراح از جوش درزهای با وضعیت تخت و افقی استفاده کنند.

۶- تشکر و قدردانی

بدین وسیله از همکاری صمیمانه پرسنل آزمایشگاه سازه در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن تقدیر و تشکر می گردد.

نتایجی که از این تحقیق بدست آمده، عبارت است از: انتخاب الکتروده مناسب برای نقاط بحرانی باربری مانند جوش اتصال تیر به ستون، از نوع الکتروده کم هیدروژن و چقرمگی بالا توصیه می گردد. با توجه به این که تنش تسلیم واقعی فولاد اغلب بیشتر از 240 MPa می باشد الکترودهای رده E70 از این نظر هم برای جوشکاری مناسب تر هستند. بر اساس آیین نامه جوش [۳] در صورتی تنش تسلیم فولاد از 300 MPa بیشتر باشد الکترودهای رده E60 برای جوشکاری سازگار با فلز مادر نیست.

با در نظر گرفتن جوشکاری در کارگاه استفاده از ورق پشت بند در جوش شیاری نفوذ کامل ضروری است و بدون آن ایجاد جوش نفوذی تنها با سنگ زنی از پشت در اتصالات مقدور نیست.

در تمام آزمایشها مشخص گردید جوش گوشه دوطرفه دارای مقاومت مناسب در کشش است. هیچ کدام از نمونه های الکترودهای کم هیدروژن با این جوش دچار گسیختگی نشدند و الکترودهای معمولی نیز رفتار قابل قبول داشتند.

برای ارزیابی جوش گوشه یک طرفه در سازه های موجود می توان مقاومت حداقل آیین نامه جوش ایران را در نظر گرفت. اگر این نوع اتصال به کمک سخت کننده مثالی تقویت گردد می توان از تمام ظرفیت جوش گوشه یک طرفه استفاده نمود.

سخت کننده های T شکل برای مقاوم سازی اتصالات گیردار با ستونهای جعبه ای در سازه های موجود مناسب هستند و سبب بهبود رفتار اتصال می گردند.

جوشکاری مجدد عمل نامطلوبی می باشد و به طور قطع سنگزنی و جوش مجدد باعث تردشدگی فولاد می گردد. البته در مورد اصلاح جوش گوشه اتصال و سنگ زدن آن نکته ای وجود دارد. بعد از سنگ زدن جوش گوشه نیاز به سنگ زدن ورق و ایجاد ۶ میلیمتر فاصله به عنوان ریشه جوش، قسمت ترد شده ورق بالاسری را حذف می کند و

مراجع

- 1- FEMA 2000, recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings. Report No. FEMA-350, Federal Emergency Management Agency.
- ۲- آیین‌نامه اتصالات در سازه‌های فولادی، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، نشریه شماره ۲۶۴، ۱۳۸۴.
- ۳- آیین‌نامه جوشکاری ساختمانی ایران. سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، نشریه شماره ۲۲۸، ۱۳۸۰.
- 4- FEMA. *State of the Art Report on Connection Performance*, FEMA-355D, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2000.
- 5- FEMA. *State of the Art Report on Welding and Inspection*, FEMA-355B, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2000.
- 6- D. Dubina, A. Stratan. Behaviour of welded connections of moment resisting frames beam-to-column joints. *Engineering Structures* 24 , 1431-1440, 2000.
- 7- Cheng- chih , chon- chou lin , chia- liang tsai. *Evaluation of reinforced connections between steel beams and box columns*. *Engineering Structures* 26 , 1889-1904 , 2004.
- ۸- مزروعی، علی ؛ سیمونیان، واهاک ؛ نیکخواه عشقی ، مجید. «بررسی تجربی درصد گیرداری اتصالات صلب جوشی متداول در ایران» گزارش تحقیقاتی شماره گ-۳۰۵ ، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۷۸.
- ۹- مزروعی، علی ؛ قاسمیه، مهدی و قبادی ، محمد سهیل. «بررسی رفتار چرخه‌ای اتصالات صلب تقویت شده با ورق و ارائه دستورالعمل مقاوم‌سازی این اتصالات» گزارش تحقیقاتی، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۵.
- 10- AISC, AISC/ANSI 360-05. *Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL, 2005.
- 11- AWS D1.1/D1.1M. *Structural Welding Code – Steel*, American Welding Society, 2002.



تحلیل پایداری ورق‌های با ضخامت متغیر به روش انرژی

محمد مهدی علی‌نیا^۱، صادق کاظمی^۲

چکیده

در این مقاله یک حل تحلیلی برای محاسبه بار کمانش ورق‌های با ضخامت متغیر با استفاده از روش انرژی ارائه شده است. ورق در نظر گرفته شده دارای ابعاد متفاوت، تکیه گاه مفصلی ساده، ایزوتروپ و تحت بار درون صفحه ای است. ابتدا معادله مسیر پس از کمانش ورق با ضخامت ثابت و میزان کاهش سختی غشائی آن بررسی شده است و در ادامه سپس تحلیل کمانش ورق‌های با ضخامت متغیر خطی ارائه و رابطه میزان کاهش ضریب کمانش بر اساس کاهش ضخامت ورق ارائه شده است. در پایان نیز، کمانش ورق‌ها با ضخامت متغیر غیر خطی مورد مطالعه قرار گرفته و رفتار پس از کمانش آنها بررسی شده است.

کلمات کلیدی:

کمانش، پس از کمانش ورق‌ها، روش انرژی، ضخامت متغیر

Stability Analysis of Tapered Plates Using Energy Method

M. M. Alinia , S. Kazemi

ABSTRACT

In this paper a new exact solution procedure, using energy method, is formulated for the buckling analysis of simply supported tapered rectangular plates subjected to uniform compressive load. At first, plates having uniform thickness are considered and their post-buckling paths and relative reductions in the membrane stiffness are calculated. Then, the buckling analyses of plates with linearly varying thicknesses are studied and the change in the buckling stress factors based on the reduction of the thickness is presented. Further, the buckling analyses of plates having thicknesses that vary non-linearly are studied. Finally, the post-buckling analysis of tapered plates is discussed.

Key words:

Buckling, Post-Buckling, Tapered Plates, Energy Method.

۱. دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر m.alinia@aut.ac.ir

۲. دانشجوی کارشناسی ارشد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر sadekazemi@yahoo.com

در بسیاری از سازه‌های مهندسی از جمله سازه‌های هوایی و دریایی از ورق‌های با ضخامت متغیر خطی و غیرخطی استفاده می‌شود. مزیت عمده این نوع ورق‌ها کاهش وزن سازه است. در ملاحظات طراحی دانستن بار کمانش این گونه ورق‌ها از نکات کلیدی طراحی به‌شمار می‌رود. مقدار دقیق بار کمانش برای حالت‌های مختلف ورق‌های مستطیلی با ضخامت یکنواخت و شرایط تکیه‌گاهی گوناگون در دسترس است [۱ و ۲].

بررسی تعیین بار کمانش ورق‌های مستطیلی با ضخامت متغیر توسط بسیاری از محققین بررسی شده است، Ellen و Wittrick بار کمانش ورق‌های مستطیلی با شرایط مرزی ساده در هر ۴ لبه (SSSS) و ضخامت متغیر در راستای عمود بر بارگذاری به دو صورت خطی و در راستای عمود بر لبه‌های بارگذاری شده بصورت ساده و لبه‌های بارگذاری نشده به صورت گیردار (SCSC) نیز بررسی شده است. تحلیل صورت گرفته توسط این محققین بر اساس روش گالرکین است و در راستای عمود بر لبه‌های ساده از تابع تغییر مکان سینوسی و در جهات دیگر با شرایط مرزی مختلف نیز از ترکیب توابع مختلف برای ارضاء شرایط مرزی استفاده شده است. نتایج حاصل از روابط به دست آمده توسط محققین فوق به دلیل استفاده از چندین نوع تابع از دقت بسیار بالایی برخوردار است. Katsikadelis و Nerantzaki از روش (Analog Equation Method) برای حل ورق‌های با تکیه‌گاههای ساده در هر چهار طرف و با ضخامت متغیر به صورت خطی و نمایی در راستای عمود بر راستای بارگذاری استفاده کرده که نتایج حاصله بسیار مشابه نتایج Allen و Wittrick است [۴].

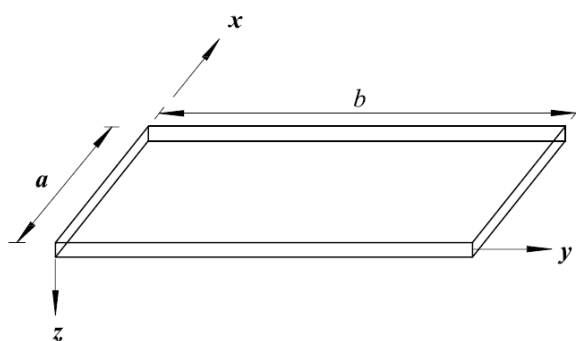
Szillard در کتاب خود روش‌های عددی و کلاسیک تحلیل ورق‌های با ضخامت متغیر را تشریح نموده است [۵]. Timothy و همکاران اثر خوردگی موضعی در ورق‌ها و پانل‌های تقویت شده را با استفاده از روش‌های محاسباتی

بررسی کردند [۶]. Kang و Leissa حل دقیق محاسبه بار بحرانی ورق‌های با شرایط مختلف تکیه‌گاهی را با استفاده از روش انرژی ارایه نمودند [۷ و ۸]. Dua و Chehill کمانش ورق‌های مستطیلی با فرم‌های مختلف تغییر در ضخامت را مورد بررسی قرار دادند [۹]. اهداف مقاله حاضر را می‌توان در بخش‌های زیر خلاصه نمود:

- بررسی رابطه بار کمانش و تعیین معادلات مسیر پس از کمانش ورق‌های همگن و ایزوتروپیک با ضخامت ثابت و نحوه توزیع تنش در حالت پس از کمانش در عرض ورق.
- رابطه بار کمانش برای ورق‌های همگن و ایزوتروپیک با ضخامت متغیر خطی.
- رابطه بار کمانش برای ورق‌های همگن و ایزوتروپیک با ضخامت متغیر خطی.
- رابطه بار کمانش برای ورق‌های همگن و ایزوتروپیک با ضخامت متغیر به صورت یک تابع چند جمله‌ای درجه دوم.
- معادلات مسیر پس از کمانش ورق‌های همگن و ایزوتروپیک با ضخامت متغیر.

۲- میزان کاهش سختی غشائی و تعیین معادله مسیر پس از کمانش ورق‌های با ضخامت ثابت

ورقی با ضخامت ثابت و ابعاد a و b مطابق شکل (۱) در نظر گرفته می‌شود.



شکل (۱): نمای سه‌بعدی ورق مستطیلی با تکیه‌گاه‌های ساده در هر چهار طرف

در روابط فوق u ، v و w به ترتیب تابع تغییر شکل ورق در راستای x ، y و z است. در این مقاله توابع شکل برای بیان تغییر شکل ورق در راستاهای فوق که بتواند شرایط مرزی مسئله را ارضاء کنند به ترتیب با

اندیس u ، v و w به صورت زیر نشان داده شده است:

$$u = \bar{u}x + u_1 \cdot \sin \frac{2\pi x}{a} + u_2 \cdot \sin \frac{2\pi x}{a} \cos \frac{2\pi y}{b} \quad (5)$$

$$v = \bar{v}y + v_1 \cdot \sin \frac{2\pi y}{b} + v_2 \cdot \sin \frac{2\pi y}{b} \cos \frac{2\pi x}{a} \quad (6)$$

$$w = w_2 \cdot \sin \frac{\pi x}{a} \sin \frac{\pi y}{b} \quad (7)$$

با جایگذاری توابع شکل فوق در روابط (2) و (3)، مؤلفه‌های کرنش در تار خنثی در راستای x ، y به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$e_x = \bar{u} + 2 \frac{\pi}{a} u_1 \cos \frac{2\pi x}{a} + \frac{2\pi}{a} u_2 \cos \frac{2\pi x}{a} \quad (8)$$

$$\cos \frac{2\pi y}{b} + \frac{1}{2} w_2^2 \frac{\pi^2}{a^2} \cos^2 \frac{\pi x}{a} \sin^2 \frac{\pi y}{b}$$

$$e_y = \bar{v} + 2 \frac{\pi}{b} v_1 \cos \frac{2\pi y}{b} + \frac{2\pi}{b} v_2 \cos \frac{2\pi y}{b} \quad (9)$$

$$\cos \frac{2\pi x}{a} + \frac{1}{2} w_2^2 \frac{\pi^2}{b^2} \sin^2 \frac{\pi x}{a} \sin^2 \frac{\pi y}{b}$$

به همین ترتیب مؤلفه‌های کرنش در تار خنثی در راستای xy نیز به شکل زیر نوشته می‌شود:

$$e_{xy} = -2 \frac{\pi}{b} u_2 \sin \frac{2\pi x}{a} \sin \frac{2\pi y}{b} - 2 \frac{\pi}{a} v_2 \sin \frac{2\pi y}{b} \sin \frac{2\pi x}{a} \quad (10)$$

$$+ \frac{1}{4} w_2^2 \frac{\pi^2}{ab} \sin \frac{2\pi x}{a} \sin \frac{2\pi y}{b}$$

با جایگذاری مجموعه معادلات (5) تا (9) در معادله (10) انرژی پتانسیل کل ورق به صورت زیر نوشته می‌شود.

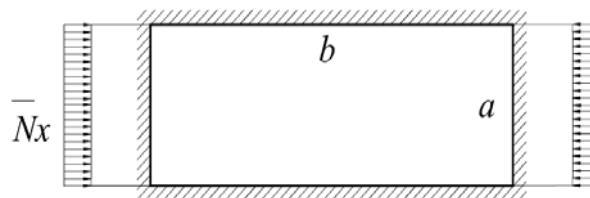
$$V = \frac{Eh \cdot a \cdot b}{2(1-\nu^2)} \Phi + \bar{N}_x \cdot \bar{u} \cdot a \cdot b \quad (11)$$

در رابطه فوق تابع Φ به صورت زیر تعریف می‌شود:

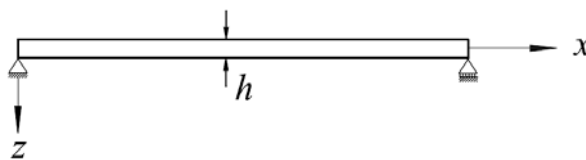
$$\Phi = \bar{u}^2 + \bar{v}^2 + 2\nu \bar{u}\bar{v} + 2 \frac{\pi^2}{a^2} u_1^2 + 2 \frac{\pi^2}{b^2} v_1^2 \quad (12)$$

$$+ u_2^2 \left(\frac{\pi^2}{a^2} + \frac{1}{2}(1-\nu) \frac{\pi^2}{b^2} \right) + v_2^2 \left(\frac{\pi^2}{b^2} + \frac{1}{2}(1-\nu) \frac{\pi^2}{a^2} \right) + \quad (13)$$

$$(1+\nu) \frac{\pi^2}{ab} u_2 v_2 + w_2^4 \left(\frac{9}{256} \frac{\pi^4}{a^4} + \frac{9}{256} \frac{\pi^4}{b^4} + \frac{\pi^4}{128a^2b} \right) + w_2^2 \times \Phi_1 \quad (14)$$



شکل (2): نمای فوقانی و سیستم مختصات ورق مستطیل شکل



شکل (3): مقطع و سیستم مختصات ورق

با نوشتن معادله انرژی برای ورق و حذف ترم‌های مربوط به نیروهای \bar{N}_{xy} و \bar{N}_y به علت عدم وجود نیروی محوری در راستای محور y و نیروی برشی غشایی می‌توان نوشت:

$$V = \frac{Eh}{2(1-\nu^2)} \int_0^a \int_0^b (e_x^2 + e_y^2 + 2\nu e_x e_y + \frac{1}{2}(1-\nu) \times e_{xy}^2 + \frac{h^2}{12} \left(\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 \right) dx dy \quad (1)$$

$$+ \bar{N}_x \cdot \int_0^a \int_0^b \frac{\partial u}{\partial x} dx dy$$

که در آن E مدول الاستیسته، h ضخامت ورق، ν ضریب پواسن، \bar{N}_x نیروی درون صفحه ای در راستای x و مؤلفه‌های کرنش در تار خنثی در راستای x ، y و xy با صرف نظر از ترم‌های مرتبه بالاتر به ترتیب به صورت زیر در نظر گرفته شده است:

$$e_x = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 \quad (2)$$

$$e_y = \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 \quad (3)$$

$$e_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial y} \quad (4)$$

$$\frac{\partial V}{\partial v_2} = \frac{Ehab}{2(1-v^2)} \left\{ 2 \left(\frac{\pi^2}{b^2} + \frac{1}{2}(1-v) \frac{\pi^2}{a^2} \right) v_2 \right. \quad (24)$$

$$\left. + (1+v) \frac{\pi^2}{ab} u_2 - \left(\frac{\pi^3}{8b^3} + \frac{\pi^3}{4a^2b} \right) w_2^2 \right\}$$

$$\frac{\partial V}{\partial w_2} = \frac{Ehab}{2(1-v^2)} \left\{ 4w_2^3 \left(\frac{9}{256} \frac{\pi^4}{a^4} + \frac{9}{256} \frac{\pi^4}{b^4} + \right. \quad (25)$$

$$\left. \frac{\pi^4}{128a^2b^2} \right) + 2w_2 \Phi_2$$

از رابطه (۱۹) می توان تغییر شکل متوسط ورق در راستای y را به شکل زیر نوشت:

$$\bar{v} = -\bar{w} - \frac{1}{8} w_2^2 \pi^2 \left(\frac{1}{b^2} + \frac{v}{a^2} \right) \quad (26)$$

با جایگذاری رابطه (۲۶) در رابطه (۱۸) می توان نوشت:

$$\bar{N}_x = -Eh \left[\bar{u} + \frac{\pi^2}{8} \left(\frac{w_2}{a} \right)^2 \right] \quad (27)$$

از رابطه (۲۵) می توان نوشت:

$$\frac{u_1}{a} = -\frac{\pi}{16} w_2^2 \left(\frac{1}{a^2} - \frac{v}{b^2} \right) \quad (28)$$

از رابطه (۲۱) می توان نوشت:

$$\frac{v_1}{b} = \frac{-\pi}{16} w_2^2 \left(\frac{1}{b^2} - \frac{v}{a^2} \right) \quad (29)$$

به همین ترتیب از معادلات (۲۳ و ۲۴) بترتیب روابط (۳۰ و ۳۱) به دست می آید.

$$\frac{2\pi^2(2b^2 + (1-v)a^2)}{2a^2b^2} u_2 + (1+v) \frac{\pi^2}{ab} v_2 \quad (30)$$

$$= \frac{\pi^3}{8a} \left(\frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2} \right) w_2^2$$

$$\frac{2\pi^2(2a^2 + (1-v)b^2)}{2a^2b^2} v_2 + \frac{1+v}{ab} \pi^2 u_2 \quad (31)$$

$$= \frac{\pi^3}{8b} \left(\frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2} \right) w_2^2$$

با تقسیم رابطه (۳۰) بر رابطه (۳۱) می توان نوشت:

$$v_2 = \frac{a}{b} u_2 \quad (32)$$

با جایگزین کردن رابطه (۳۲) در معادله (۲۳) نتیجه می شود:

$$\frac{u_2}{a} = \frac{\pi}{16} \left(\frac{w_2}{a} \right)^2 \quad (33)$$

$$\frac{v_2}{b} = \frac{\pi}{16} w_2^2 \quad (34)$$

همچنین تابع Φ_1 در رابطه فوق به صورت زیر تعریف می شود:

$$\Phi_1 = \frac{\pi^2}{a^2} \frac{\bar{u}}{4} + v \frac{\pi^2}{b^2} \frac{\bar{u}}{4} + \frac{\pi^2}{b^2} \frac{\bar{v}}{4} + v \frac{\pi^2}{a^2} \frac{\bar{v}}{4} \quad (15)$$

$$+ \frac{\pi^3}{4a^3} u_1 - v \frac{\pi^3}{4ab^2} u_1 - \frac{\pi^3}{8a^3} u_2 - \frac{1}{8} \frac{\pi^3}{ab} u_3 + \frac{\pi^3}{4b^3} v_1 \quad (16)$$

$$- v \frac{\pi^3}{4a^2b} v_1 - \frac{\pi^3}{8a^2b} v_2 - \frac{\pi^3}{8b^3} v_2 + \frac{h^2}{48} \left(\frac{\pi^2}{a^2} + \frac{\pi^2}{b^2} \right)^2 \quad (17)$$

عبارت فوق فانکشنال انرژی است که با استفاده از اصل حداقل انرژی پتانسیل و کمینه کردن آن نسبت به هر کدام از ضرائب ثابت می توان به یک دستگاه معادلات رسید.

با مشتق گیری از عبارت فوق نسبت به هر کدام از ثابتها می توان نوشت:

$$\frac{\partial V}{\partial \bar{u}} = \frac{Ehab}{2(1-v^2)} [2(\bar{u} + 2\bar{v}) + w_2^2 \times \left(\frac{\pi^2}{4a^2} + v \frac{\pi^2}{4b^2} \right)] + \bar{N}_x . a . b = 0 \quad (18)$$

$$\frac{\partial V}{\partial \bar{v}} = \frac{Ehab}{2(1-v^2)} [2(\bar{v} + v\bar{u}) + w_2^2 \left(\frac{\pi^2}{4b^2} + v \frac{\pi^2}{4a^2} \right)] = 0 \quad (19)$$

$$\frac{\partial V}{\partial u_1} = \frac{Ehab}{2(1-v^2)} \left\{ 4 \frac{\pi^2}{a^2} u_1 + w_2^2 \left(\frac{\pi^3}{4a^3} - v \frac{\pi^3}{4ab^2} \right) \right\} = 0 \quad (20)$$

$$\frac{\partial V}{\partial v_1} = \frac{Ehab}{2(1-v^2)} \left\{ 4 \frac{\pi^2}{b^2} v_1 + w_2^2 \left(\frac{\pi^3}{4b^3} - v \frac{\pi^3}{4a^2b} \right) \right\} = 0 \quad (21)$$

$$\frac{\partial V}{\partial u_2} = \frac{Ehab}{2(1-v^2)} \left\{ 2 \left(\frac{\pi^2}{a^2} + \frac{1}{2}(1-v) \frac{\pi^2}{b^2} \right) u_2 + (1+v) \frac{\pi^2}{ab} v_2 - \left(\frac{\pi^3}{8a^3} + \frac{\pi^3}{4ab^2} \right) w_2^2 \right\} \quad (22)$$

$$\frac{\partial V}{\partial v_2} = \frac{Ehab}{2(1-v^2)} \left\{ 2 \left(\frac{\pi^2}{a^2} + \frac{1}{2}(1-v) \frac{\pi^2}{b^2} \right) u_2 + (1+v) \frac{\pi^2}{ab} v_2 - \left(\frac{\pi^3}{8a^3} + \frac{\pi^3}{4ab^2} \right) w_2^2 \right\} \quad (23)$$

با جایگزین کردن رابطه (۳۳) و (۳۴) در معادله (۲۵) می توان نوشت:

$$w_2 \left\{ \frac{w_2^2}{32} \pi^4 \left(\frac{9}{a^4} + \frac{9}{b^4} + \frac{2}{a^2 b^2} \right) + \pi^2 \left(\frac{\bar{u}}{a^2} (1-v^2) + \frac{\pi^2}{16b^2} \left(\frac{w_2}{b} \right)^2 \right) - \frac{3}{16} \frac{\pi^2}{a^2} \left(\frac{w_2}{a} \right)^2 \left(\frac{1}{2} + v^2 \right) - \frac{\pi^2}{16} \frac{w_2^2}{a^2 b^2} + \frac{h^2}{12} \pi^2 \left(\frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2} \right)^2 \right\} = 0 \quad (۳۵)$$

از معادله (۳۵) چنین برمی آید که یا رابطه $W_2=0$ حاکم است و یا عبارت داخل کروشه صفر است. حالت $W_2=0$ یک حل بدیهی مساله است که به حالت کمانش نکرده ورق مرتبط است و جواب مورد نظر نمی باشد. با صفر قرار دادن عبارات داخل کروشه می توان به رابطه (۲۶) رسید.

$$\begin{aligned} \bar{u} = & -\frac{9}{32} \frac{a^2 \pi^2}{1-v^2} w_2^2 \left(\frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2} \right)^2 + \frac{9}{16} \frac{\pi^2}{1-v^2} \left(\frac{w_2}{b} \right)^2 \\ & + \frac{a^2 \pi^2}{16b^2(1-v^2)} \left(\frac{v}{2} + v^2 \right) \left(\frac{w_2}{b} \right)^2 \\ & + \frac{3}{16} \left(\frac{\pi^2}{1-v^2} \right) \left(\frac{w_2}{a} \right)^2 \left(\frac{1}{2} + v^2 \right) \\ & - \frac{a^2 \pi^2 h^2}{12(1-v^2)} \left(\frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2} \right)^2 \end{aligned} \quad (۱-۳۶)$$

برای حالت خاص، هنگامی ورق مربع شکل باشد ($a=b$) رابطه فوق به شکل زیر خلاصه می شود:

$$\bar{u} = -\frac{\pi^2}{3(1-v^2)} \left(\frac{h}{a} \right)^2 - \frac{\pi^2}{4} \left(\frac{w_2}{a} \right)^2 \quad (ب-۳۶)$$

در آستانه کمانش، تغییر مکان خارج از صفحه $W_2=0$ صفر است، با جایگزین کردن این مقدار در رابطه (۳۶) می توان میزان تغییر مکان محوری در آستانه کمانش، \bar{u}_{cr} را برای ورقهای با ابعاد a و b به شکل زیر نوشت:

$$\bar{u}_{cr} = \frac{-\pi^2 a^2 h^2}{12(1-v^2)} \left(\frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2} \right)^2 \quad (۱-۳۷)$$

بنابراین رابطه تغییر شکل محوری ورق در راستای محور x را به شکل زیر می نویسیم:

$$\begin{aligned} \bar{u} = & \bar{u}_{cr} - \frac{9}{32} \left(\frac{a^2 \pi^2}{1-v^2} \right) \left(\frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2} \right)^2 w_2^2 + \\ & \frac{9}{16} \left(\frac{\pi^2}{1-v^2} \right) \left(\frac{w_2}{b} \right)^2 + \frac{1}{11} \left(\frac{\pi^2}{1-v^2} \right) \frac{a^2}{b^2} \left(\frac{v}{2} + v^2 \right) \left(\frac{w_2}{b} \right)^2 + \frac{3}{16} \left(\frac{\pi^2}{1-v^2} \right) \left(\frac{1}{2} + v^2 \right) \left(\frac{w_2}{a} \right)^2 \end{aligned} \quad (ب-۳۷)$$

با جایگذاری معادله (ب-۳۷) در معادله (۲۷) معادله

مسیر پس از کمانش ورق به صورت زیر نوشته می شود.

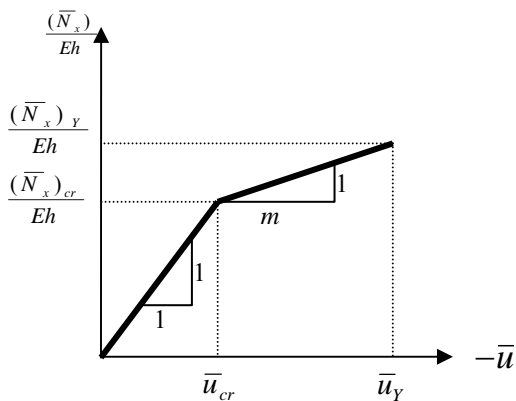
$$\frac{\bar{N}_x - (\bar{N}_x)_{cr}}{Eh} = (\bar{u} - \bar{u}_{cr}) \cdot m \quad (۳۸)$$

در این رابطه m شیب معادله مسیر پس از کمانش ورق است و به صورت زیر معرفی می شود:

$$m = -\frac{2 \{ a^2 b^2 + 2.778 \cdot 10^{15} (1-v^2) (a^4 + b^4) \}}{2.778 \cdot 10^{15} \{ (6b^4)(v^2 - 1) - 9a^4 + 7a^4 b^2 + 2a^4 b^2 v^2 \}}$$

برای حالت خاص، ورق مربع شکل، $a=b$ این نسبت برابر (۵/۵) می شود:

شکل (۴) بیانگر تغییرات ضریب m بر پایه تغییر تنش و کوتاه شدگی ورق مستطیلی با تکیه گاه های ساده در هر چهار طرف در محدوده قبل و بعد از کمانش است.



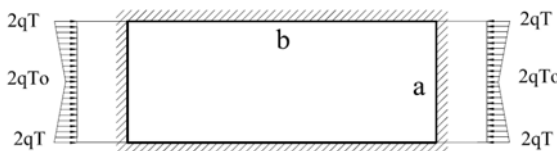
شکل (۴): تغییرات تنش و تغییر شکل ورق در راستای محور x در محدوده قبل و بعد از کمانش

شکل (۵) تغییرات سختی غشائی ورق در حالت پس از کمانش را برای نسبت $\frac{a}{b}$ های مختلف نشان می دهد.

۳- کمانش ورق های با ضخامت متغیر: متغیر - خطی

در بخش ۲ به بررسی کمانش ورق های با ضخامت ثابت پرداخته شده و در پایان نیز رابطه میزان کاهش سختی برای ورقهای با نسبت های جانبی مختلف ارائه شده است.

شرایط تکیه‌گاهی در هر ۴ لبه ورق ساده و بارگذاری در صفحه ورق و در راستای محور y اعمال شده است. به مانند بخش‌های قبل از روش انرژی برای محاسبه بار کماتشی استفاده شده است. با کمینه کردن فانکشنال انرژی پتانسیل کل، که مجموع انرژی کرنشی و کار خارجی انجام شده ناشی از بار محوری در راستای محور y است، می‌توان بار کماتش ورق را بدست آورد.



شکل (۸): نمای فوقانی ورق مستطیلی با تکیه‌گاههای ساده در هر چهار طرف

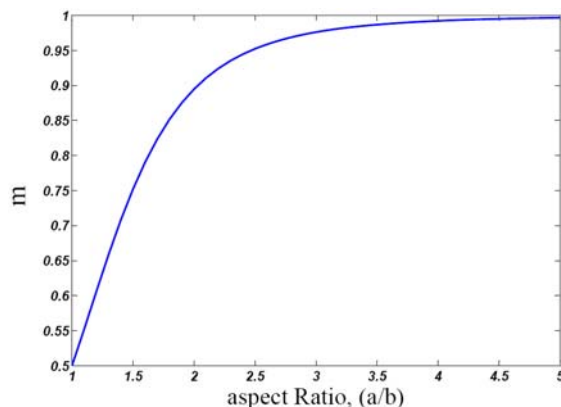
فانکشنال انرژی کل ورق به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$U = \iiint \frac{G}{1-\nu} [(e_x - z.w, xx)^2 + (e_y - z.w, yy)^2 + 2\nu(e_x - z.w, xx)(e_y - z.w, yy) + \frac{1}{2}(1-\nu)(e_{xy} - 2z.w, xy)^2] dx dy dz \quad (39)$$

در این مقاله به منظور بررسی کماتش الاستیک ورق، از تغییر شکل‌های غشائی قبل از کماتش صرف نظر می‌گردد، به عبارت دیگر تار خنثی به عنوان یک تار غیرقابل تغییر شکل فرض شده، بنابراین با صرف نظر از مولفه کرنش غشائی رابطه (۳۹) به صورت زیر نوشته می‌شود.

$$U = \frac{E}{2(1-\nu^2)} \int_{z_1}^{z_2} \int_0^b \int_0^a (1-\nu^2) \left[\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 + 2\nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + 2(1-\nu) \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] dx dy dz \quad (40)$$

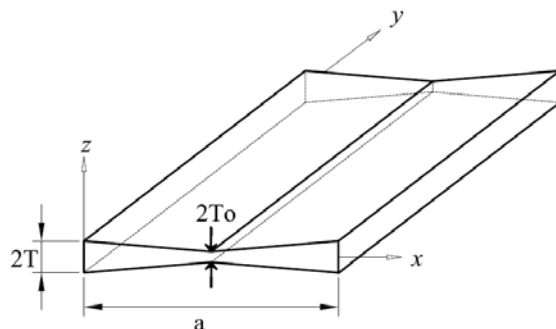
با توجه به تقارن در بارگذاری و هندسه می‌توان رابطه مذکور را برای یک چهارم ورق نوشت و در نهایت در عدد چهار ضرب نمود، بنابراین نواحی انتگرال گیری به شکل زیر خواهد بود:



شکل (۵): تغییرات سختی غشائی ورق

در حالت پس از کماتش

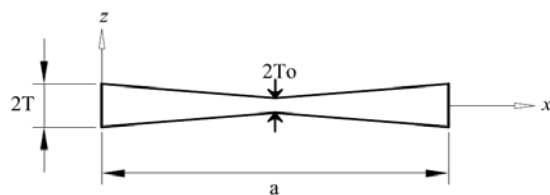
شکل (۶) و (۷) و (۸) ورقی با ابعاد a, b و ضخامت $2T_0$ در وسط را نشان می‌دهد. در این شکل $h=2T_0$ معرف ضخامت ورق در ناحیه آسیب‌دیده ناشی از عوامل خوردگی یا هر عامل دیگر می‌باشد. ضخامت ورق لبه‌های کناری $h=2T$ در نظر گرفته شده است. ضخامت ورق در امتداد محور y ثابت بوده و در راستای عرضی تابعی از متغیر x می‌باشد.



شکل (۶): نمای سه بعدی ورق مستطیلی با تکیه‌گاههای

ساده در هر چهار طرف

در شکل فوق محور x و y منطبق بر تار میانی و راستای z خارج از صفحه است (شکل ۶).



شکل (۷): مقطع و سیستم مختصات ورق

که در آن q بار گسترده اعمال شده در راستای x است.
انرژی پتانسیل کل ورق از مجموع دو رابطه (۴۴) و (۴۵)
بدست می آید:

$$V = U + W_e \quad (۴۶)$$

$$V = \frac{2}{3} \frac{E}{1-\nu^2} \left\{ A^2 \pi^4 \left(\frac{b}{2a^4} + \frac{1}{2b^3} + \frac{\nu}{a^2 b} \right) \right. \\ \times \left[\eta^2 \frac{a}{4} + 3\eta^2 \psi \left(\frac{a^2}{16} + \frac{a^2}{4\pi^2} \right) + 3\eta \psi^2 \left(\frac{a^3}{48} + \frac{a^3}{4\pi^2} \right) \right. \\ \left. + \psi^3 \left(\frac{a^4}{128} + \frac{3a^4}{32\pi^2} - \frac{3a^4}{8\pi^2} \right) \right] + A^2 (1-\nu) \frac{\pi^4}{a^2 b} \\ \times \left[\eta^3 \frac{a}{4} + 3\eta \psi^2 \left(\frac{a^2}{16} - \frac{a^2}{48} \right) + 3\eta \psi^2 \left(\frac{a^3}{48} - \frac{a^3}{8\pi^2} \right) \right. \\ \left. + \psi^3 \left(\frac{a^4}{128} - \frac{3a^4}{32\pi^2} + \frac{3a^4}{8\pi^2} \right) \right] \right\} \\ - qb A^2 \frac{\pi^2}{b^2} \left[\eta \frac{a}{4} + \psi \left(\frac{a^2}{16} + \frac{a^2}{4\pi^2} \right) \right]$$

شرط تعادل ایجاب می کند که مشتق انرژی پتانسیل کل
نسبت به ثابت (A) مساوی صفر گردد یعنی:

$$\delta V = 0 \quad (۴۸)$$

با مشتق گیری از رابطه انرژی نسبت به ثابت A و مساوی
صفر قراردادن رابطه به حل بدیهی $A=0$ منجر می شود. با
جایگذاری این مقدار در تابع تغییر شکل ورق می توان
فهمید که این حل مربوط به حالت کمانش نکرده می باشد.
حل دیگر با مساوی صفر قرار دادن ضریب A بدست
می آید. بنابراین می توان رابطه بار بحرانی را به صورت زیر
نوشت.

$$q_{cr} = \frac{2E}{3(1-\nu^2)} \left\{ \pi^2 \left(\frac{b^2}{2a^4} + \frac{1}{2b^3} + \frac{\nu}{a^2} \right) \right. \\ \left[\eta^3 \frac{a}{4} + 3\eta^2 \psi \left(\frac{a^2}{16} + \frac{a^2}{4\pi^2} \right) \right. \\ \left. + 3\eta \psi^2 \left(\frac{a^3}{48} + \frac{a^3}{8\pi^2} \right) \right. \\ \left. + \psi^3 \left(\frac{a^4}{128} + \frac{3a^4}{32\pi^2} - \frac{3a^4}{8\pi^2} \right) \right] \\ \left. + (1-\nu) \frac{\pi^2}{b^2} \left[\eta^3 \frac{a}{4} + 3\eta^2 \psi \left(\frac{a^2}{16} - \frac{a^2}{4\pi^2} \right) \right. \right. \\ \left. \left. + 3\eta \psi^2 \left(\frac{a^3}{48} - \frac{a^3}{4\pi^2} \right) \right] \right\} \quad (۴۹)$$

$$0 \leq x \leq \frac{a}{2} \quad 0 \leq y \leq b \quad 0 \leq z \leq T + \frac{T_0 - T \cdot x}{\frac{a}{2}} \quad (۴۱)$$

برای کاهش حجم محاسبات از تغییر متغیرهای زیر
استفاده شده است:

$$\psi = \frac{2(T_0 - T)}{a}, \quad \eta = T$$

تابع تغییر شکل خارج از صفحه ورق به صورت زیر در
نظر گرفته شده است:

$$w = A \sin\left(\frac{\pi x}{a}\right) \cdot \sin\left(\frac{\pi y}{b}\right) \quad (۴۲)$$

در رابطه فوق ضریب A حداکثر تغییر مکان برون
صفحه ای ورق است. با جایگذاری روابط (۴۱) و (۴۲) در
رابطه (۴۰) می توان نوشت:

$$U = \frac{2}{3} \frac{E}{1-\nu^2} \int_0^{b/2} \int_0^{b/2} (\Omega_1 \cdot \Omega_2) dx dy. \quad (۴۳)$$

$$\Omega_1 = \left[\eta^3 + 3\eta^2 \psi \cdot x + 3\eta \cdot \psi^2 \cdot x^2 + \psi^3 \cdot x^3 \right]$$

$$\Omega_2 = \left[(w, xx)^2 + (w, yy)^2 + 2\nu \right. \\ \left. (w, xx)(w, yy) + 2(1-\nu)(w, xy)^2 \right]$$

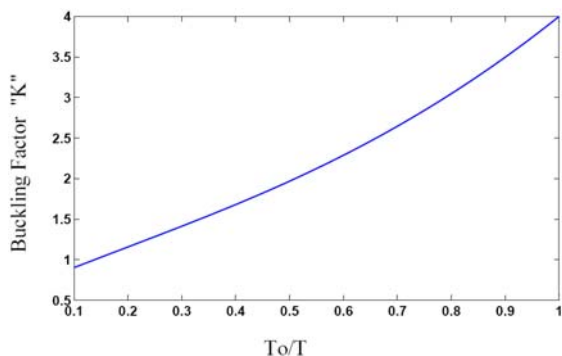
$$U = \frac{2}{3} \frac{E}{1-\nu^2} \left\{ A^2 \pi^4 \left(\frac{b}{2a^4} + \frac{1}{2b^3} + \frac{\nu}{a^2 b} \right) \right. \\ \times \left[\eta^3 \frac{a}{4} + 3\eta^2 \psi \left(\frac{a^2}{16} + \frac{a^2}{4\pi^2} \right) + 3\eta \psi^2 \right. \\ \left. \left(\frac{a^2}{48} + \frac{a^3}{8\pi^2} \right) + \psi^3 \left(\frac{a^4}{128} + \frac{3a^4}{32\pi^2} - \frac{3a^4}{8\pi^2} \right) \right] \\ \left. + A^2 (1-\nu) \frac{\pi^2}{a^2 b} \left[\eta^3 \frac{a}{4} + 3\eta \psi^2 \right. \right. \\ \left. \left(\frac{a^2}{16} - \frac{a^2}{48} \right) + 3\eta \cdot \psi^2 \left(\frac{a^3}{48} - \frac{a^3}{8\pi^2} \right) + \right. \\ \left. \left. \psi^3 \left(\frac{a^2}{128} - \frac{3a^4}{32\pi^2} + \frac{3a^4}{8\pi^2} \right) \right] \right\} \quad (۴۴)$$

کار خارجی ناشی از بار محوری برای شکل (۸) به شکل
زیر نوشته می شود:

$$dw_e = - \left[q \cdot z(x) \cdot dx \right] \left[\frac{1}{2} \int_0^b \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 dy \right] \\ w_e = 4 \left(- \frac{q}{2} \int_0^{b/2} \int_0^{b/2} z(x) \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 dy dx \right) \quad (۴۵)$$

$$w_e = -2q \int_0^{b/2} \int_0^{b/2} (\eta + \psi x) A^2 \cdot \frac{\pi^2}{b^2} \left(\sin \frac{\pi x}{a} \right)^2 \left(\cos \frac{\pi y}{b} \right)^2 dx dy$$

به عرض متفاوت نیز به نتایج فوق ختم شده است. به عبارت دیگر، رابطه کاهش ضریب سختی ناشی از کاهش ضخامت ورق مستقل از نسبت طول به عرض آن است.



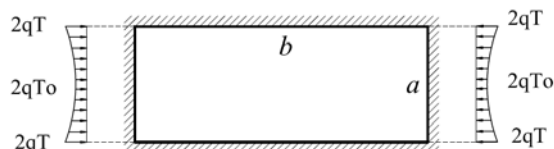
شکل (۹): میزان کاهش ضریب کمناش ورق ناشی از کاهش

ضخامت مقطع، کاهش خطی ضخامت.

(رجوع شود به شکل (۶))

۴- کمناش ورق با ضخامت متغیر: متغیر - غیر خطی

در بخش قبل میزان کاهش سختی ورق‌های مستطیل شکل با ضخامت متغیر خطی بررسی شد. در این بخش با حفظ فرضیات بخش قبل به بررسی صفحات با ضخامت متغیر که این تغییرات به صورت غیرخطی مدل شده باشند پرداخته می‌شود.



شکل (۱۰): نمای فوقانی ورق مستطیلی با تکیه‌گاههای ساده

در هر چهار طرف

شکل (۹) و (۱۰) ورقی با ابعاد a, b و ضخامت متغیر در عرض ورق را نشان می‌دهد. ضخامت متغیر می‌تواند ناشی از خرابی در اثر عوامل مختلف از جمله خوردگی و سایش و سایر عوامل ممکنه باشد. در این شکل $h=2T_0$ معرف حداقل ضخامت ورق در ناحیه آسیب دیده می‌باشد. ضخامت ورق در لبه‌های کناری $h=2T$ در نظر گرفته شده است.

$$\left. + \psi^3 \left(\frac{a^4}{128} - \frac{3a^4}{32\pi^2} + \frac{3a^4}{8\pi^4} \right) \right\} \\ \left/ \left[\eta \left(\frac{a}{4} \right) + \psi \left(\frac{a^2}{16} + \frac{a^2}{4\pi^2} \right) \right] \right\}$$

برای حالت خاص که طول و عرض ورق یکسان (ورق مربع شکل) و ضخامت وسط ورق با لبه‌های کناری مساوی باشد (خوردگی اتفاق نیافتده باشد)، می‌توان به رابطه زیر دست یافت:

$$T = T_0 \quad \text{و} \quad a = b \quad \text{و} \quad \psi = \frac{T_0 - T}{a/2} = 0 \quad \eta = T = T_0 \quad (50)$$

در نتیجه رابطه بار بحرانی نیز به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$q_{cr} = \frac{E\pi^2}{3(1-\nu^2)} \left(\frac{2T_0}{a} \right)^2 \quad (51)$$

رابطه فوق در واقع همان رابطه کلاسیک بار کمناش صفحات با ضخامت یکنواخت است که در آن به دلیل وجود تکیه‌گاه‌های ساده در هر چهار طرف $k=4$ بدست آمده است. برای نمایش اثر میزان کاهش سختی ورق ناشی از خرابی که به صورت کاهش خطی در ضخامت ورق مدل شده می‌توان رابطه زیر را در نظر گرفت:

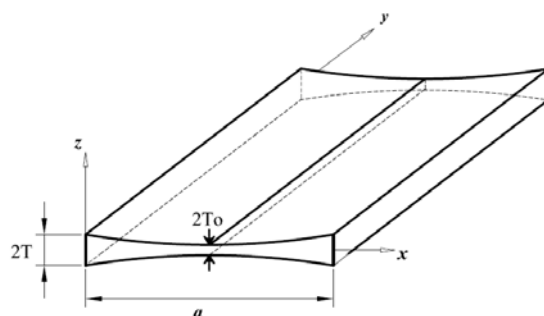
$$q_{cr} = K \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{2T}{a} \right)^2 \quad (52)$$

که در آن $2T$ ضخامت ورق در لبه‌های سالم و K معرف ضریب کمناش ورق با مقطع در نظر گرفته شده در شکل (۶) می‌باشد و به صورت زیر تعریف می‌شود:

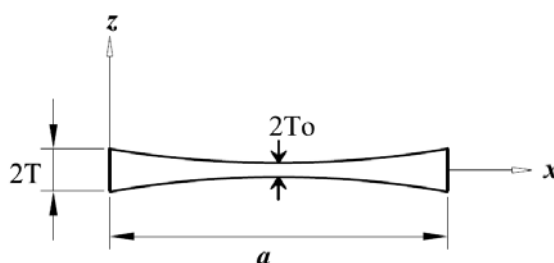
$$k = 2 \left\{ 1.3 \left(\frac{1}{4} + (\lambda - 1) 0.526 + 0.402(\lambda - 1)^2 + 0.108(\lambda - 1)^3 \right) + 0.7(0.25 + 0.2232\lambda - 1) + 0.0984(\lambda - 1)^2 + 0.0856(\lambda - 1)^3 \right\} \\ \times \frac{1}{0.25 + 0.0878(\lambda - 1)} \quad (53)$$

در شکل (۹)، میزان کاهش ضریب کمناش ورق ناشی از کاهش ضخامت در مقطع ورق شکل (۶)، نشان داده شده است. همانطور که از نمودار پیداست وقتی ضخامت میانی با ضخامت کناری ورق یکسان می‌شود ضریب K به عدد چهار نزدیک می‌گردد، لازم به ذکر است که بررسی‌های صورت گرفته بر روی ورق‌های با نسبت طول

همانطور که در شکل (۱۰) و (۱۱) و (۱۲) نشان داده شده ضخامت ورق در امتداد محور y ثابت بوده و در راستای عرضی تابعی از متغیر x می باشد.



شکل (۱۱): نمای سه بعدی ورق مستطیلی با تکیه گاههای ساده در هر چهار طرف



شکل (۱۲): مقطع و سیستم مختصات ورق با ضخامت متغیر غیر خطی

رابطه انرژی کرنشی کل برای ورق به صورت زیر نوشته می شود:

$$U = \iiint u_0 dx dy dz \quad (54)$$

در این بخش نیز مشابه قبل به منظور بررسی کماتش الاستیک ورق، از تغییر شکل های غشائی ورق قبل از کماتش صرف نظر میگردد. به عبارت دیگر تار ختنی به عنوان یک تار غیرقابل تغییر شکل فرض می گردد. بنابراین با صرف نظر از مولفه کرنش غشائی رابطه قبل بصورت (۴۴) نوشته می شود.

با جایگذاری تابع انرژی در رابطه (۵۴) می توان نوشت:

$$U = \frac{E}{2(1-\nu^2)} \int_{z_1}^{z_2} \left\{ Z^2 \int_0^a \int_0^b (1-\nu^2) \left[\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 + 2\nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + 2(1-\nu) \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] dx dy \right\} dz \quad (55)$$

با توجه به تقارن در بارگذاری و هندسه ورق می توان رابطه مذکور را برای یک چهارم ورق نوشت و در نهایت در عدد چهار ضرب نمود. بنابراین نواحی انتگرال گیری به صورت زیر درمی آیند:

$$0 \leq x \leq \frac{a}{2}; \quad 0 \leq y \leq b \quad 0 \leq z \leq T + \frac{T_0 - T \cdot x}{a/2} \quad (56)$$

برای تسهیل در روابط سازی از عبارات زیر استفاده شده است:

$$\eta = 4 \frac{T - T_0}{a^2} \quad \text{و} \quad \psi = -4 \frac{T - T_0}{a} \quad \text{و} \quad h = T \quad (57)$$

تابع تغییر ضخامت ورق به صورت زیر در نظر گرفته می شود:

$$Z = 4 \frac{T - T_0}{a^2} x^2 - 4 \frac{T - T_0}{a} x + T \quad (58)$$

همچنین تابع تغییر مکان ورق در راستای خارج از صفحه به صورت زیر بیان می گردد:

$$W = A \sin\left(\frac{\pi x}{a}\right) \cdot \sin\left(\frac{\pi y}{b}\right) \quad (59)$$

با جایگذاری روابط (۵۸) و (۵۹) در معادله (۵۵) می توان نوشت:

$$U = \frac{4 E}{6(1-\nu^2)} \int_0^b \int_0^{\frac{a}{2}} \left[\frac{4}{a^2} (T - T_0) x^2 - \frac{4}{a} (T - T_0) x + T \right]^3 \times \left[\frac{A^2}{a^4} \pi^4 \left(\sin \frac{\pi x}{a} \right)^2 \left(\sin \frac{\pi y}{b} \right)^2 + \frac{A^2}{a^4} \pi^4 \left(\sin \frac{\pi x}{a} \right)^2 \left(\sin \frac{\pi y}{b} \right)^2 + \frac{A^2 \pi^4}{b^4} \left(\sin \frac{\pi x}{a} \right)^2 \left(\sin \frac{\pi y}{b} \right)^2 + 2\nu \frac{A^2 \pi^4}{a^2 b^2} \left(\sin \frac{\pi x}{a} \right)^2 \left(\sin \frac{\pi y}{b} \right)^2 + 2(1-\nu) \left(\frac{A^2 \pi^4}{a^2 b^2} \right) \left(\cos \frac{\pi x}{a} \right)^2 \left(\cos \frac{\pi y}{b} \right)^2 \right] dx dy \quad (60)$$

$$q_{cr} = 2.479 E (3545.87 T^3 + 17967.95 T_0^3 + 4739 T^2 \cdot T_0 + 7395 T \cdot T_0^2) \times \left(\frac{1}{a^2 \pi^4 (4T_0 \cdot \pi^2 - 3T + 3T_0 + 2T_1 \cdot \pi^2)} \right) \quad (66)$$

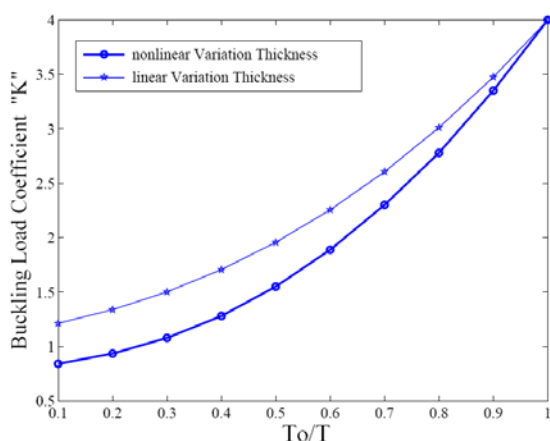
رابطه فوق را به شکل کلاسیک زیر هم می توان نوشت:

$$q_{cr} = K \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{2T}{a} \right)^2 \quad (67)$$

در رابطه فوق ضریب K به شکل زیر تعریف می شود:

$$K = \frac{30.8855\lambda - 2.3231\lambda^3 + 14.6232\lambda^2 + 21.968}{-1.1783\lambda - 0.0892\lambda^3 + 0.599\lambda^2 + 0.8325} \quad (68)$$

در رابطه فوق $\lambda = \frac{T_0}{T}$ و $2T$ ضخامت لبه های کناری ورق است. در شکل (۱۳) نتایج حاصل از کاهش ضریب کماتش ورقها در اثر خوردگی برای ورقهای با ضخامت متغیر به دو صورت خطی و غیر خطی با هم مقایسه شده است.



شکل (۱۳): کاهش ضریب کماتش در اثر کاهش ضخامت

مقطع ورق

۵- تحلیل پس از کماتش ورقها

در بخش های ۳ و ۴ کماتش ورقهای با ضخامت متغیر مورد بررسی قرار گرفت. در این بخش به بررسی رفتار پس از کماتش ورقها پرداخته می شود.

در محاسبه بار کماتش الاستیک ورقهای مستطیل شکل در بخش قبل، از تغییر شکل غشائی قبل از کماتش صرف نظر شد، به عبارت دیگر به دلیل کوچک بودن تغییر

بررسی های صورت گرفته در این مطالعه بر روی ورقهای با نسبت طول به عرض متفاوت نشان داده که ضریب کاهش سختی ورق مستقل از نسبت طول به عرض ورق است. بنابراین برای نشان دادن صحت روابط حاضر طول و عرض ورق مساوی در نظر گرفته شده است. در این روابط از ضریب $\lambda = \frac{T_0}{T}$ و نسبت پواسن $\nu = 0.3$ استفاده شده است. بنابراین رابطه (۶۰) بصورت زیر خلاصه می شود:

$$U = 71.362 ET^3 \frac{A^2}{a^2} (-30.8858 \lambda - 2.3231 \lambda^3 + 14.6332 \lambda^2 + 21.9684) \quad (69)$$

از سوی دیگر دیفرانسیل کار خارجی ناشی از بارهای درون صفحه ای به شکل زیر نوشته می شود:

$$dW = (-q z(x) dx) \frac{1}{2} \int_0^b \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 dy \quad (70)$$

کار خارجی ناشی از بارهای درون صفحه ای نیز به فرم زیر بیان می شود:

$$W = -2q \int_0^a \int_0^a Z(x) \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 dx dy \quad (71)$$

برای یک ورق با عرض یکسان رابطه فوق به فرم زیر تبدیل می شود:

$$W = -2q \int_0^a \int_0^a \frac{4}{a^2} (T - T_0) x^2 - 4 \frac{x}{a} (T - T_0) + T_1 \quad (72)$$

$$\frac{A^2 \pi^2}{a^2} \left(\sin \frac{\pi x}{a} \right)^2 \left(\cos \frac{\pi y}{a} \right)^2 dx dy$$

بنابراین:

$$W = -19.7392 q A^2 t_1 (-1.1784 \lambda - 0.0892 \lambda^3 + 0.5599 \lambda^2 + 0.8325) \quad (73)$$

با مشخص شدن مقادیر انرژی کرنشی و کار خارجی انجام شده، می توان رابطه انرژی پتانسیل کل ورق ($V=U+W$) را تشکیل داد. شرط تعادل ایجاب میکند که مشتق اول تابع انرژی نسبت به ضریب ثابت A مساوی صفر باشد. با انجام این محاسبات مقدار بار بحرانی ورق بشرح زیر به دست می آید:

شکل‌های محوری قبل از کمانش، تار خشتی به عنوان یک تار غیر قابل تغییر شکل در نظر گرفته شد. اما در بررسی رفتار پس از کمانش، علاوه بر تغییر شکل خمشی، تغییر شکل غشائی آن نیز در نظر گرفته می‌شود.

در بحث پس از کمانش، تابع انرژی پتانسیل کل با در نظر گرفتن انرژی غشائی و خمشی ذخیره شده در ورق و کار انجام گرفته ناشی از تنش متوسط درون صفحه‌ای، به صورت زیر نوشته می‌شود.

$$V = \frac{4G}{1-\nu} \int_0^a \int_0^b \int_0^{\eta+\psi x} (e_x^2 + e_y^2 + 2\nu e_x \cdot e_y + \frac{1}{2}(1-\nu)e_{xy}^2) dz \cdot dx \cdot dy + \frac{4G}{1-\nu} \int_0^a \int_0^b \int_0^{\eta+\psi x} \left[\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 + 2\nu \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) + 2(1-\nu) \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] dz \cdot dx \cdot dy + 4S \int_0^a \int_0^b \int_0^{\eta+\psi x} \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right) dz \cdot dx \cdot dy \quad (69)$$

با توجه به تقارن در بارگذاری و هندسه، روابط مذکور برای یک چهارم ورق نوشته شده و در نهایت در عدد چهار ضرب می‌شود.

در رابطه (۶۹)، $z = \eta + \psi x$ بیانگر معادله تغییر ضخامت قسمت بالایی و نیمه‌چپ مقطع xz ورق را نشان می‌دهد و در آن $\eta = T$ ، $\psi = \frac{a}{b}(T - T_0)$ است.

توابع تغییر شکل ورق به صورت زیر فرض می‌شوند.

$$U = \bar{u}x + u_1 \cdot \sin\left(\frac{2\pi x}{a}\right) + u_2 \cdot \sin\left(\frac{2\pi x}{a}\right) \cdot \cos\left(\frac{2\pi y}{b}\right) \quad (70)$$

$$V = \bar{v} \cdot y + v_1 \cdot \sin\left(\frac{2\pi y}{b}\right) + v_2 \cdot \cos\left(\frac{2\pi x}{a}\right) \cdot \sin\left(\frac{2\pi y}{b}\right) \quad (71)$$

$$W = w_2 \cdot \sin\left(\frac{\pi x}{a}\right) \cdot \sin\left(\frac{\pi y}{b}\right) \quad (72)$$

مولفه‌های کرنش، در صفحه خشتی به صورت روابط (۲ و ۳) در بخش اول معرفی می‌شوند. توابع تغییر شکل استفاده شده، دارای یک سری ضرائب ثابت هستند، به ازای ضرائب مختلف، دسته منحنی‌های مختلفی تشکیل می‌شود.

در واقع با نوشتن رابطه تعادل، از بین تمامی دسته منحنی‌های موجود در فضای تابع، نزدیکترین منحنی ممکنه که با منحنی واقعی بسیار مطابق است انتخاب می‌شود. با جایگذاری روابط فوق در رابطه (۶۹) و انجام

محاسبات لازم برای حالت‌های مختلف، $\lambda = \frac{T_0}{T}$ تابع انرژی پتانسیل کل ورق به دست می‌آید. در زیر، محاسبات مربوط به حالت خاص که در آن، ضخامت ورق در وسط وکناره‌ها با هم مساوی باشند، $T = T_0$ ، آورده شده است.

شرط تعادل ایجاب می‌کند که تغییرات اول تابع انرژی نسبت به تک‌تک ثابت‌ها برابر با صفر باشند، یعنی:

$$\frac{\partial V}{\partial \bar{u}} = 0 \quad \text{و} \quad \frac{\partial V}{\partial \bar{V}} = 0 \quad \text{و} \quad \frac{\partial V}{\partial u_1} = 0$$

$$\frac{\partial V}{\partial v_1} = 0 \quad \text{و} \quad \frac{\partial V}{\partial u_2} = 0 \quad (73)$$

$$\frac{\partial V}{\partial v_2} = 0 \quad \text{و} \quad \frac{\partial V}{\partial w_2} = 0$$

با حل همزمان دستگاه معادلات فوق، ضرائب ثابت معادله به ترتیب زیر پیدا می‌شوند:

$$\bar{u} = -\frac{\pi^2}{4368a^2b^4} (1600T^2 \cdot a^4 + 273a^4 \cdot w^2) \quad (74)$$

$$+ 819w^2 \cdot b^4 + 1600T^2b^4 + 3200T^2 \cdot a^2b^2)$$

$$u_1 = \frac{\pi w^2}{160ab^2} (3a^2 - 10b^2) \quad (75)$$

$$u_2 = \frac{\pi w^2}{16a} \quad (76)$$

$$\bar{V} = \frac{\pi^2}{14560a^2b^4} (273w^2b^4 +$$

$$1600T^2 \cdot a^4 - 1820w^2 \cdot a^2b^2$$

$$+ 273a^4w^2 + 1600T^2b^4 + 3200T^2 \cdot a^2b^2)$$

$$V_1 = \frac{-\pi w^2}{160a^2 \cdot b} (10a^2 - 3b^2) \quad (78)$$

$$V_2 = \frac{\pi w^2}{16b} \quad (79)$$

$$S = \frac{E\pi^2}{4368a^2b^4} (273w^2b^4 + 1600T^2a^4$$

$$+ 273a^4w^2 + 1600T^2b^4 + 3200T^2 \cdot a^2b^2)$$

با قرار دادن $w=0$ ، یعنی وضعیت قبل از کمانش، می‌توان مقادیر تنش و تغییر مکان متوسط در آستانه کمانش در راستای x را بدست آورد:



همچنین با محاسبات صورت گرفته برای سایر نسبتهای، مقدار کاهش سختی در مقابل نسبتهای مختلف کاهش ضخامت در نمودار شکل (۱۴) آورده شده است.

۶- نتیجه گیری

ابتدا میزان تغییرات سختی غشائی ورق‌ها در حالت پس از کمانش برای ورق‌های با ضخامت ثابت بررسی شد و ملاحظه گردید که سختی غشائی در حالت پس از کمانش کاهش یافته و رابطه مربوط بر حسب پارامترهای طول و عرض و نسبت پواسن ارائه شد. سپس میزان کاهش ضریب کمانش ناشی از کاهش ضخامت، برای دو حالت خطی و غیرخطی مطالعه و رابطه ضریب کمانش، و نمودارهای مربوط ارائه گردید. در انتها عملکرد پس از کمانش ورق‌های با ضخامت متغیر خطی بررسی و رابطه تنش بحرانی و میزان کاهش سختی پس از کمانش براساس پارامترهای ابعاد طول و عرض ورق ارائه گردید.

مراجع

- 1-S.V.Timoshenko and Gere, Theory of Elastic Stability, McGraw-hill, New York (1961)
- 2-W.F.Chen and E.M. Lui, Structural Stability-Theory and Implementation, Elsevier, New York (1987)
- 3-W.H.Wittrick and C.H. Ellen, Buckling of Tapered Rectangular Plates in Compression. The Aeronautical Quarterly 134 (1962), pp. 308-326
- 4-M.S.Nerantzaki and J.T. Katsikadelis, Buckling of Nonuniform Plates: spline method. Journal of Engineering Mechanics 1145 (1998), pp. 893-898
- 5-R.Szilard, 1974, Theory and analysis of plates, classical and numerical methods. Printice Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- 6-Timothy. A computational investigation of the effects of localized corrosion on plates and stiffened panels. Marine Structures, Vol.17, issue Sept. 2004, pp 385-402.
- 7- J. H. Kang, A. W. Leissa. Exact solution for the buckling of rectangular plates having linearly in-plane loading on two opposite simply supported edges. International Journal of Solids and Structures, Vol. 42(2005) pp 4220-4238.
- 8- A. W. Leissa, J. H. Kang. Exact solution for vibration and buckling of an rectangular plate loaded by linearly varying in-plane stresses. International Journal of Mechanical Seince, Vol. 44 pp 1925-1945.
- 9- D.S. Chehill and S.S. Dua, Buckling of Rectangular Plates with general variation in thickness. J. Appl. Mech. Trans. ASME 40 (1973), pp. 745-751 .

$$S_{cr} = \frac{E\pi^2}{4368a^2b^4} (1600a^4 + 1600a^2b^4 + 3200a^2b^2) \quad (۸۱)$$

$$\bar{u}_{cr} = \frac{-\pi^2}{4368a^2b^4} (1600a^4 + 1600a^2b^4 + 3200a^2b^2) \quad (۸۲)$$

وابط فوق را به شکل کلاسیک زیر هم می توان نمایش داد:

$$S_{cr} = E\bar{u}_{cr} \quad (۸۳)$$

برای حالت خاص وقتی که ورق مربع باشد (a=b)، روابط به صورت زیر خلاصه می شوند:

$$\bar{u} = \frac{-\pi^2}{4} .w_2^2 - \frac{400}{273} \pi^2 T^2, \quad \bar{u}_{cr} = -\frac{400}{273} \pi^2 T^2 \quad (۸۴)$$

$$S = \frac{\pi^2}{8} .Ew_2^2 + \frac{400}{273} \pi^2 .ET^2, \quad S_{cr} = \frac{400}{273} \pi^2 .ET^2 \quad (۸۵)$$

روابط فوق به صورت زیر باز نویسی می شوند:

$$(S - S_{cr}) = 1.23E.w_2^2 \quad (۸۶)$$

$$(u - u_{cr}) = -2.47.w_2^2 \quad (۸۷)$$

با تقسیم رابطه (۸۶) بر (۸۷) می توان نوشت:

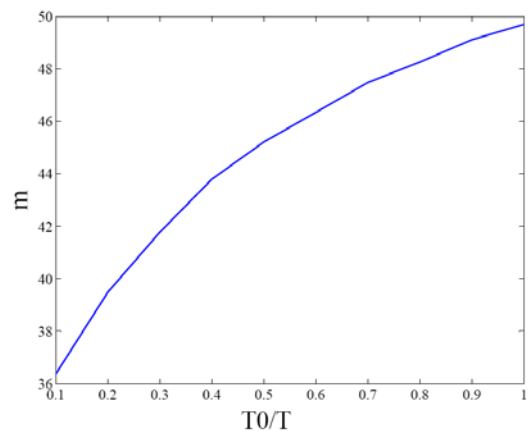
$$\frac{S - S_{cr}}{u - u_{cr}} = \frac{1.23.E.w_2^2}{-2.47w_2^2} \quad (۸۸)$$

$$\frac{S}{E} - \frac{S_{cr}}{E} = -0.4969(\bar{u} - \bar{u}_{cr}) \quad (۸۹)$$

با بررسی رابطه (۸۹) یک کاهش ۴۹/۶۹ درصدی در سختی پس از کمانش ورق نسبت به حالت کمانش نکرده دیده می شود. اگر شیب معادله کاهش سختی پس از کمانش را m بنامیم، برای ورق با ضخامت یکنواخت می توان نوشت:

$$m = 0.4969$$

با مقایسه این مقدار با مقدار به دست آمده از رابطه کلاسیک کاهش سختی پس از کمانش ورق، صحت رابطه فوق اثبات می شود.



شکل (۱۴): میزان کاهش سختی پس از کمانش



تخمین ضریب رفتار قاب‌های خمشی فولادی مهاربندی شده با پانل‌های سه‌بعدی

محسن گرامی^۱، سید علیرضا کابلی^۲، امید رضایی فر^۳

چکیده

با توجه به اهمیت محاسبه ضریب رفتار سازه، مطالعات مختلفی برای تعیین این ضریب انجام شده و روش‌های متعددی ارائه گردیده است. نکته‌ای که حائز اهمیت می‌باشد، عدم وجود ضریب رفتار سیستم‌های ترکیبی قاب-پانل و سیستم‌های پانلی در استاندارد ۲۸۰۰ ایران می‌باشد. در این مقاله، ضمن بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های ۳، ۵ و ۱۰ طبقه، با پوشش دهانه‌های مختلف توسط پانل، به تحلیل این سازه‌ها تحت رکوردهای الاسترو، طبس و ناغان با همپوشانی کامل تحریکات محتمل بر سازه‌های با فرکانس‌های طبیعی مختلف پرداخته شده است. در اینجا بررسی رفتار غیرخطی و میزان اتلاف انرژی در اثر رفتار چرخه‌ای ناشی از بارهای لرزه‌ای و همچنین میرایی و اثرات شکل‌پذیری و اضافه مقاومت سازه در برابر این نیروها به تفصیل مورد ارزیابی قرار گرفته و با استفاده از نتایج آنالیز استاتیکی و دینامیکی غیرخطی، مقدار ضریب رفتار سیستم‌های ترکیبی قاب - پانل در حدود ۳ الی ۶ ارزیابی گردیده است.

کلمات کلیدی :

پانل 3D، تحلیل دینامیکی غیرخطی، ترکیب قاب و پانل، رفتار لرزه‌ای، ضریب رفتار

Investigation of Reduction Factor of Steel Moment Frames Braced by 3D Panel

Mohsen Gerami, Seyid Alireza Kaboli, Omid Rezaifar

ABSTRACT:

In this paper, regarding to importance of reduction factor; various different studies have been performed for its calculation and some methods were developed. Lack of this factor for dual frame-panel and panel systems, which used as infilled, in Iranian code, is the major reason for this paper. In this study, seismic behavior of 3, 5 and 10 stories frames with different ratio of infilled panel are investigated subjected to Elcentro, Tabas and Naghan records. Records were selected in the manner that excites all effective natural frequencies of frames. Nonlinearity and energy dissipation due to hysteresis behavior of seismic excitation are fully established. Moreover, structural damping and over-strength and its relevant ductility are investigated. Finally, results obtained by nonlinear static and dynamic analysis show that reduction factor of dual frame-panel are approximately measured between 3 to 6 units.

Key words:

3D Panel, Nonlinear Dynamic Analysis, Seismic Behavior, Combination of Panel and Frame.

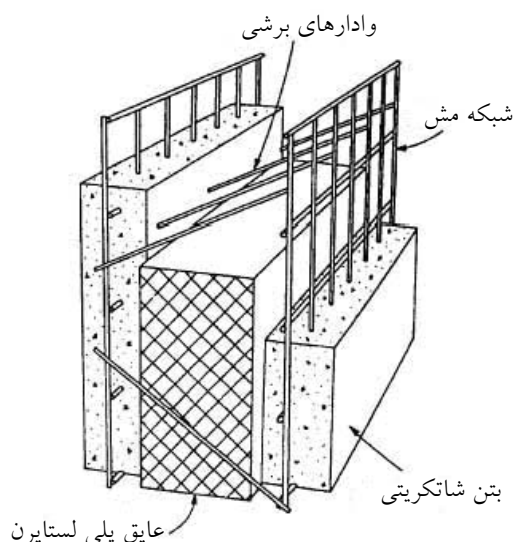
۱. استادیار گروه عمران دانشگاه سمنان، پژوهشگر فوق‌دکتری سازه دانشگاه تربیت مدرس mgerami@semnan.ac.ir

۲. دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه سمنان s_a_kaboli@yahoo.com

۳. دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر rezayfar@aut.ac.ir

اکنون در کشور در حال افزایش بوده و با توجه به اهمیت سبک‌سازی، بهینه‌سازی و صرفه‌جویی مصرف سوخت در ساختمان [۲]، این پانل‌ها می‌توانند به‌عنوان دیوارهای داخلی و خارجی، بار بر و جدا کننده بکار روند. این سیستم شامل دو لایه شبکه مفتول جوش شده می‌باشد که در دو سوی یک لایه پلی‌استایرن قرار داده شده و توسط برش‌گیرهایی به یکدیگر متصل می‌شوند. در مرحله بعد روی این مفتول‌ها بتن شاتکریتی پاشیده شده و سپس سطح پرداخت می‌شود. اجرای شاتکریت مناسب یکی از نکات حایز اهمیت در اجرای سازه‌های پانلی است. دو نوع روش اجرایی خشک و تر وجود دارد که در سازه‌های پانلی از روش تر استفاده می‌شود [۳ و ۴]. در شکل (۱) لایه‌های مختلف دیوارهای پانلی 3D نشان داده شده است.

به دلیل در نظر گرفتن شکل‌پذیری سازه، در هنگام طراحی سازه، نیروهای زلزله به نسبت ضریب رفتار سازه کاهش داده می‌شود. با کاهش نیروهای طراحی، سازه در محدوده الاستیک تحلیل شده و علاوه بر سهولت اجرا، سرعت آنالیز نیز به شکل مطلوبی افزایش پیدا می‌کند. بدین منظور، آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای کنونی، نیروهای لرزه‌ای طراحی خطی ساختمان را از یک طیف خطی که وابسته به پی‌ریود طبیعی ساختمان و شرایط خاک محل احداث ساختمان است بدست می‌آورند و برای ملحوظ کردن رفتار غیرخطی و اتلاف انرژی در اثر رفتار هیستریزس، میرایی و اثر اضافه مقاومت سازه، این نیروی خطی را به وسیله «ضریب رفتار» به نیروی طراحی تبدیل می‌کنند [۱]. کاربرد پانل‌های پیش ساخته 3D به‌عنوان یک سیستم جدید هم



شکل (۱): اجزاء پانل ساندویچی (3D) [۲۱]

اکثر پژوهشها و مقالات در مورد این سیستم مربوط به بارگذاری‌های خمشی و یا برشی یک طرفه بوده است که از جمله آنها می‌توان به تحقیقی که توسط شرکت سازه‌های پیش ساخته سبک در مورد تعیین پارامترهای مکانیکی این گونه پانل‌ها انجام گرفته و مشتمل بر مطالعه آزمایشگاهی و تحلیل عددی می‌باشد، اشاره کرد [۵]. در این تحقیق نمونه‌هایی از پانل‌های ساندویچی تحت آزمایشات خمش،

تاریخچه تحقیقات سیستم پانلی

با توجه به عدم وجود یک روش جامع و کامل در مدلسازی، تحلیل و طراحی سازه‌های ساخته شده با پانل، همچنین عدم شناخت کامل رفتار سازه‌های پانلی، تحقیقات و آزمایشات مختلفی توسط محققین (در کشور و دنیا) برای بررسی بیشتر این سیستم انجام شده است که در اینجا به برخی از آنها اشاره می‌شود.

برش و فشار در حالت بارهای یک طرفه و استاتیکی قرار گرفته‌اند. این آزمایشات برای انواع مختلفی از پانل‌های ساندویچی ترتیب داده شده بود. در آزمایشات خمشی مشخص شد در مواردی که شبکه جوش شده پانل‌ها دچار کشش می‌شوند به علت کوچک بودن سطح مقطع فولاد و ضعیف شدن آنها در محل جوش که به تمرکز تنش منجر می‌شود، احتمال «گسیختگی ترد» وجود دارد. لذا استفاده از میلگردهای کمکی که در قسمتهای کششی به شبکه جوش شده بسته شوند، حالت گسیختگی ترد را به طور قابل ملاحظه‌ای تقلیل می‌دهند.

تحقیقات دیگری نیز در مورد پانل‌های ساندویچی انجام گرفته است که اکثراً مربوط به بار مقاوم شامل برش لایه‌ای یا آزمایشات خمشی می‌باشد که در این پانل‌ها اکثراً از اتصالات آرمانور خمشی با الیاف پلاستیک استفاده شده است [۶ و ۷].

در تحقیق دیگری توسط دکتر کبیر [۸]، بررسی رفتار پانل‌های سقفی تحت نیروهای خمشی، مورد بررسی قرار گرفته و ۳ نوع طرح پانل‌های سقفی مورد بررسی عددی و آزمایشگاهی قرار گرفته است. همچنین بررسی رفتار لرزه‌ای ساختمان یک طبقه پانلی بر روی میز لرزان، به همراه مطالعات عددی آن انجام شده [۹]، و ضریب رفتار این سیستم بر اساس مطالعات تایید شده با آزمایش بدست آمده است.

بررسی رفتار لرزه‌ای قاب فولادی پر شده با پانل برای یک سازه یک طبقه و یک دهانه، انجام شده [۱۰]، و استفاده از پانل در بهبود رفتار قاب و افزایش مقاومت و سختی آن موثر تشخیص داده شده است. همچنین رفتار غیر خطی سازه‌های ترکیبی قاب و پانل 3D در ارتفاع (به این صورت که به دلیل تامین پارکینگ در طبقه همکف، برای این طبقه از قاب خمشی و برای طبقات بالا از سیستم پانلی استفاده گردد)، که باعث ایجاد نامنظمی در سختی طبقه می‌گردد مورد بررسی قرار گرفته [۱۱]، و پوشش حدود ۵۷ درصد سطح قاب در طبقه همکف، برای ایجاد رفتار مناسب برای سازه، مناسب تشخیص داده شده است.

وید (wade) در سال 1988 آزمایش جامعی بر روی پانل‌های غیرمرکب با اتصالات مفصلی پلاستیک تقویت شده (دارای الیاف شیشه‌ای) را دنبال کرد و کارآیی پانل‌هایی که از آن اتصالات استفاده می‌کنند، ارائه داد. همچنین عملکرد کامپوزیت را در صورت استفاده از عایق‌بندی متخلخل بدست آورد.

در تحقیق دیگری [۱۲]، اثرات بازشو روی رفتار سیستم پانلی مورد بررسی قرار گرفت و در نهایت در خصوصیت محدودیت ابعادی بازشو و نحوه تقویت اطراف بازشو، مطالبی ارائه گردید. امکان استفاده از پانل در مقاوم‌سازی سازه‌های فولادی موجود، در تحقیقاتی [۱۳ و ۱۴]، مورد بررسی قرار گرفت و استفاده از این پانل‌ها برای مقاوم‌سازی ساختمان‌های کوتاه تا متوسط مناسب تشخیص داده شد.

تحقیق بر روی بهینه‌سازی در کارایی حرارتی و سازه‌ای پانل‌های مرکب در دانشگاه نبراسکا انجام شده است. در دانشگاه اکلاهاما، پانل‌های کامپوزیتی، موضوع آزمایشات برش و خمش بودند. در این آزمایش‌ها ارزیابی سختی اتصالات و بازدهی انرژی سیستم مورد بررسی قرار گرفت.

۳- هدف از انجام تحقیق

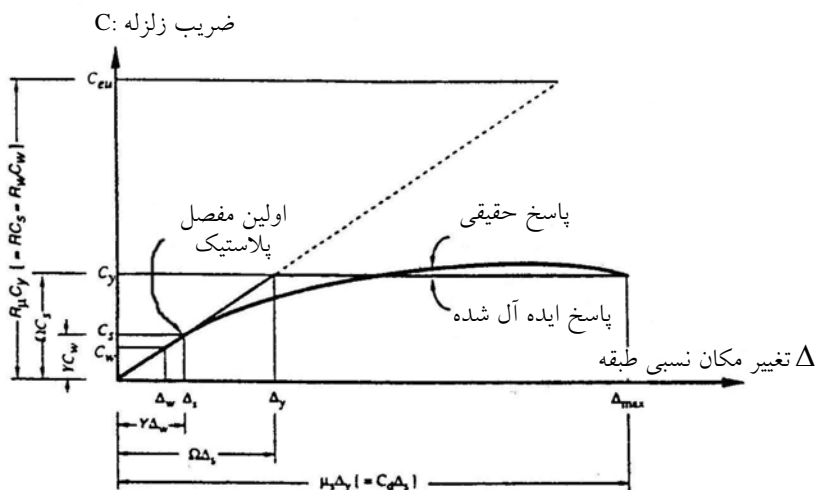
در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بگونه‌ای عمل می‌شود که ساختمان در هنگام وقوع زلزله‌های کوچک در محدوده خطی و بدون خسارت بماند، در زلزله‌های متوسط خسارتهای غیر سازه‌ای ببیند و در هنگام زلزله‌های شدید و بزرگ، خسارت‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای داشته باشد ولی پایداری کلی آن حفظ گردد. سازه‌ها در هنگام وقوع زلزله‌های متوسط و بالا وارد محدوده غیر خطی می‌گردند و برای طراحی آنها نیاز به تحلیل غیر خطی می‌باشد ولی به دلیل پرهزینه بودن این روش، عدم گستردگی برنامه‌های تحلیل غیر خطی و سهولت روش خطی، روش‌های طراحی و تحلیل معمول بر اساس تحلیل خطی سازه و با نیروهای کوچک شده زلزله منظور می‌گردد [۱]. با عنایت به این موضوع، محاسبه ضریب رفتار سیستم‌های سازه‌ای از اهمیت بالایی برخوردار می‌باشد.



سیستم‌ها مورد ارزیابی قرار گرفته است.

۴- پارامترهای موثر در ضریب رفتار

شکل کلی رفتار سازه و شکل ایده آل آن تحت بارگذاری استاتیکی که به تدریج افزایش داده می‌شود در شکل (۲) آمده است [۱۵].



شکل (۲): پاسخ کلی سازه (ضریب برش پایه - تغییر مکان جانبی) [۱۵]

که سازه می‌تواند بدون از دست دادن مقاومت خود، آن را به طور قابل توجهی تحمل نماید. Δ_y تغییر مکان سازه در حد تسلیم سازه می‌باشد. همچنین Δ_s مربوط به تغییر مکان سازه در محل تشکیل اولین مفصل پلاستیک سازه می‌باشد. برای یک سازه یک درجه آزادی رابطه بین μ و R_μ توسط نیومارک و هال بطور دقیق مورد محاسبه قرار گرفته است [۱۶]. این رابطه به شکل زیر است:

$$R_\mu = \mu \quad ; \quad T \geq 0.5 \text{ sec} \quad (4)$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad ; \quad T \leq 0.5 \text{ sec}$$

که T پریود طبیعی سازه یک درجه آزادی بر حسب ثانیه می‌باشد.

Y ضریب تنش مجاز نامیده شده و در آیین‌نامه‌ها تقریباً بین ۱/۴ و ۱/۵ می‌باشد.

در این تحقیق و به منظور محاسبه ضرایب کاهش نیرو و اضافه مقاومت از دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی

با عنایت به مطالعات انجام شده در خصوص سیستم پانل 3D مشاهده می‌گردد که این مطالعات در مراحل مقدماتی قرار دارد و هنوز بسیاری از نکات در خصوص این سیستم نامشخص می‌باشد. یکی از مواردی که در مطالعات حاضر مورد بررسی قرار نگرفته، بررسی رفتار لرزه‌ای سیستم‌های ترکیبی قاب-پانل و تعیین ضریب رفتار این سیستم‌ها می‌باشد. در این تحقیق به بررسی رفتار این سازه‌ها پرداخته شده و با استفاده از نتایج تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیر خطی ضریب رفتار این

بر این اساس و با توجه به شکل (۲) مقدار کلی ضریب رفتار مربوط به طراحی تنش مجاز از رابطه (۱) بدست می‌آید:

$$R = \frac{C_{eu}}{C_w} = \frac{C_{eu}}{C_y} \cdot \frac{C_y}{C_s} \cdot \frac{C_s}{C_w} = R_\mu \cdot R_s \cdot Y \quad (1)$$

در این رابطه C_y نیروی حد تسلیم سازه می‌باشد. مقاومت ذخیره شده در سازه بین محدوده حد جاری شدن واقعی سازه (C_y) و حد اولین جاری شدن محسوس (C_s)، ضریب اضافه مقاومت سازه نامیده می‌شود و از رابطه (۲) محاسبه می‌شود.

$$R_s = \frac{C_y}{C_s} \quad (2)$$

ضریب شکل پذیری در سازه به صورت زیر بیان می‌گردد:

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (3)$$

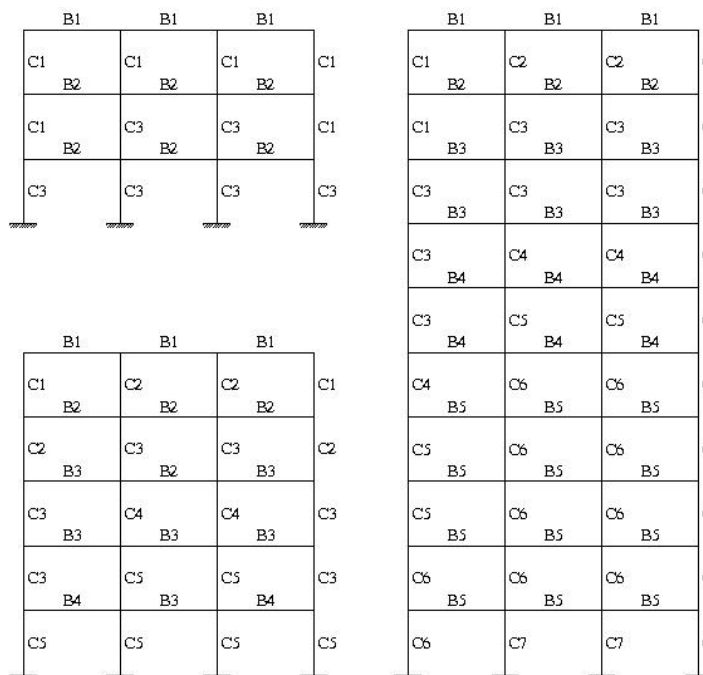
که در این رابطه Δ_{max} تغییر مکان مربوط به باری است

۳ متر با استفاده از نرم افزار ETABS2000 مدل سازی و بر اساس آئین نامه AISC-ASD89 طراحی شده اند (شکل ۳). برای بارگذاری جانبی مدل ها، استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش سوم) با فرض خاک تیپ II و منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد ($A=0.35g$) مورد استفاده قرار گرفته است.

غیرخطی استفاده شده است. برای تعیین پارامترهای Δ_s و Δ_y از تحلیل بار افزون و جهت تعیین Δ_{max} از آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی استفاده شده است.

۵- روند انجام تحقیق

برای بررسی رفتار سیستم های ترکیبی قاب و پانل، قاب های دو بعدی ۳، ۵ و ۱۰ طبقه با ۳ دهانه (به طول دهانه مساوی ۴/۵ متر و با عرض بارگیر ۵ متر)، با ارتفاع طبقات معادل



شکل (۳): مشخصات مقاطع قاب های طراحی شده

در جدول (۱) مقاطع استفاده شده برای طراحی قاب ها تعریف شده است. شماره این مقاطع، روی قاب های شکل (۳) نشان داده شده است.

جدول (۱): معرفی تیپ تیرها و ستونها

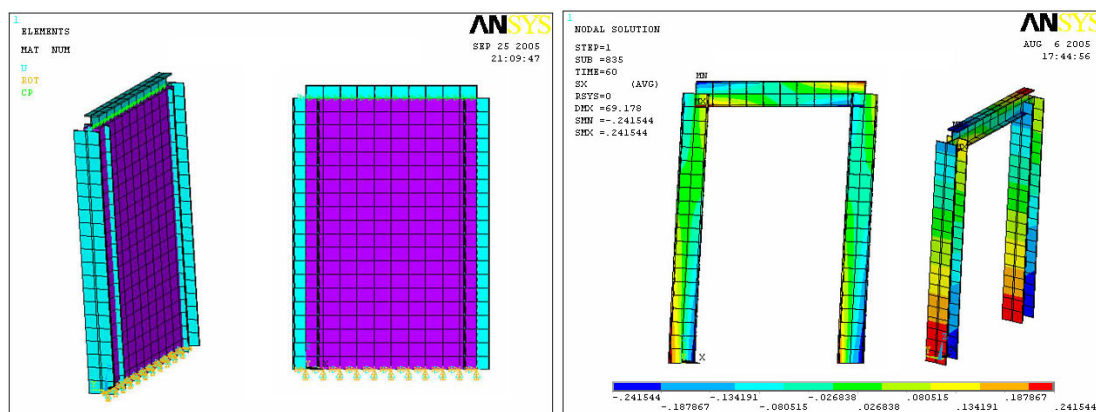
TYPE No	Column (C)	Beam (B)
1	2IPE180	IPE220
2	BOX 200 PL8	P.G (2*150*10+280*10)
3	BOX 250 PL10	P.G (2*200*12+326*10)
4	BOX 250 PL12	P.G (2*200*12+376*10)
5	BOX 250 PL15	P.G (2*200*14+372*10)
6	BOX 300 PL15	--
7	BOX 300 PL20	--

۵-۱- کنترل صحت مدل سازی

به منظور کنترل مدل سازی و تأیید صحت المان های انتخابی، در ابتدا یک نمونه قاب فولادی پر شده با پانل که توسط سایر محققین [۹]، مورد بررسی آزمایشگاهی قرار گرفته و نتایج آزمایشات آن موجود بود، مدل سازی گردید.

برای مدل سازی قاب های مختلف در نرم افزار ANSYS از المان های BEAM188 و BEAM189 برای مدل سازی تیر و ستون و از المان SHELL91 برای مدل های مختلف در ارتفاع ثابت و برابر ۸ سانتیمتر انتخاب گردید (شکل ۴).

با استفاده از نتایج طراحی، قاب های فولادی در نرم افزار ANSYS مدل سازی و دهانه های مختلف آن توسط پانل، تقویت می گردد. سپس منظور بررسی اثر پانل های D₃ در رفتار قاب های فولادی، این سازه ها به صورت استاتیکی و دینامیکی غیرخطی تحلیل می گردد. قبل از مدل سازی سازه های اصلی، لازم است خصوصیات المان های مورد نیاز تعیین و صحت مدل سازی انجام شده، کنترل گردد.



شکل (۴): مدل قاب با و بدون پانل، مدل سازی شده مطابق با مشخصات آزمایش

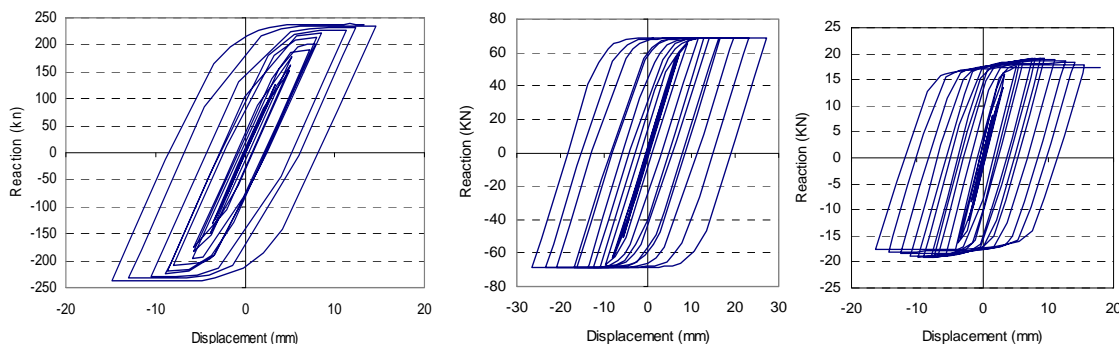
موجود، مدل سازی انجام شده را تأیید [۱۸] و امکان مدل سازی سازه های اصلی را فراهم نمود.

۵-۲- مدل سازی سازه های اصلی

نمونه های انتخابی برای مدل سازی، مطابق با مشخصات نشان داده شده در شکل (۶) انتخاب گردیدند.

مشخصات تکیه گاهی و نحوه اعمال تغییر مکان های رفت و برگشتی در بالای سازه مطابق با شرایط آزمایشگاهی در نظر گرفته شد. در نهایت منحنی های هیستریزس مربوط به تحلیل در هر یک از حالات جداگانه و ترکیبی مطابق با شکل (۵) حاصل گردید.

مطابقت نتایج حاصل از مدل سازی و نتایج آزمایشگاهی



الف- منحنی هیستریزس قاب تنها

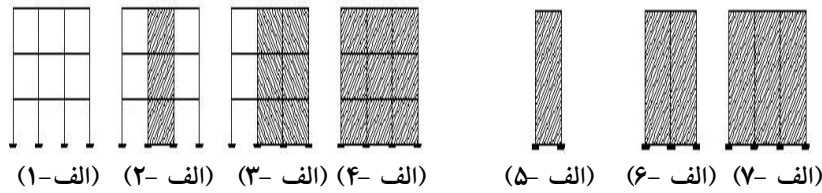
ب- منحنی هیستریزس دیوار تنها

ج- منحنی هیستریزس سیستم ترکیبی

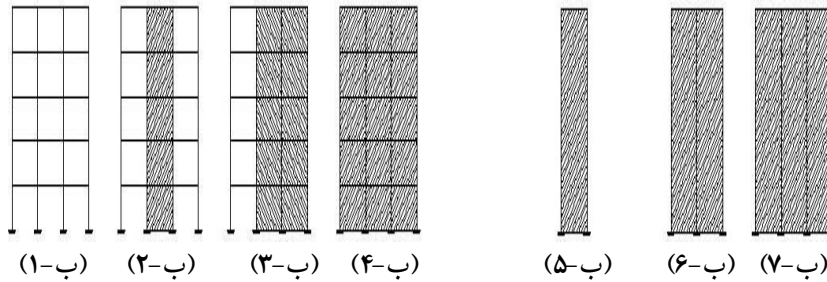
شکل (۵): منحنی هیستریزس نمونه های عددی تأیید شده با آزمایش

مجددا مورد تحلیل قرار گرفته است. جهت انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی و به منظور بررسی تاثیر رکوردهای مختلف روی سازه پانلی از سه شتابنگاشت السترو، ناغان و طبس استفاده گردیده است.

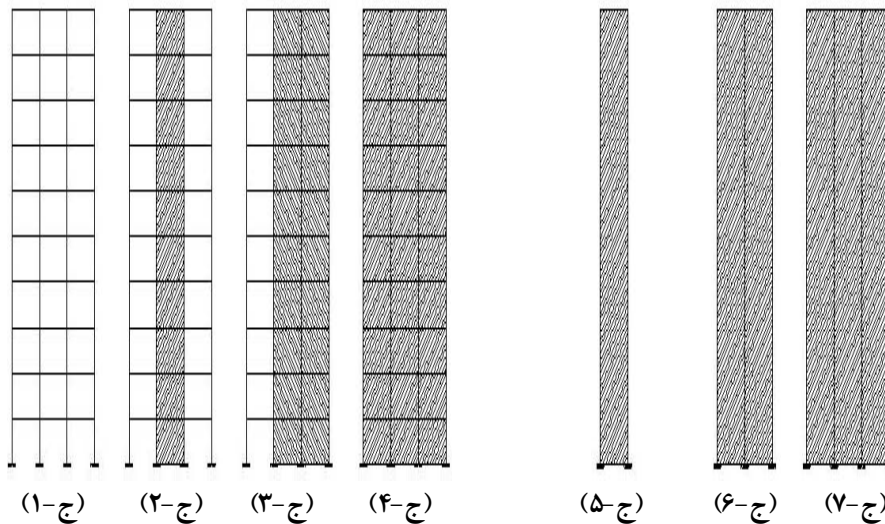
به منظور امکان مقایسه مناسب نتایج حاصله و بررسی تاثیر پانل، ابتدا قاب‌های فولادی مورد تحلیل قرار گرفته‌اند. سپس در هر یک از حالات، قاب فولادی توسط یک، دو و سه دهانه پانل تقویت شده و



الف- نمونه پانل و قاب‌های ۳ طبقه



ب- نمونه پانل و قاب‌های ۵ طبقه



ج- نمونه پانل و قاب‌های ۱۰ طبقه

شکل (۶): نمونه قاب‌های انتخابی جهت مدل‌سازی

دهانه می‌باشد). حرف m نیز مشخص‌کننده رکورد اعمالی به سازه می‌باشد. (عدد ۱ نشان دهنده اعمال رکورد السترو، عدد ۲ به مفهوم اعمال رکورد طبس و عدد ۳ نیز بیانگر استفاده از رکورد ناغان می‌باشد). به‌عنوان مثال fn5b3p15r1 نشانگر قاب ۵ طبقه ۳ دهانه می‌باشد که پانل‌ها در ۵ طبقه و ۱ دهانه قرار دارند و سازه تحت رکورد السترو قرار گرفته است.

نامگذاری قاب‌های مختلف بگونه‌ای است که در نماد FNiBjPkIRm، حرف f نشانه قاب، حرف i بیانگر تعداد طبقات قاب و حرف j بیانگر تعداد دهانه‌های قاب می‌باشد (به‌عنوان مثال fn5b3 نشانگر قاب ۵ طبقه ۳ دهانه می‌باشد). حروف k و l نیز به ترتیب بیانگر تعداد دهانه‌های پر شده با پانل و تعداد طبقات استفاده شده از پانل می‌باشد (به‌عنوان مثال p13 نشانگر پانل ۳ طبقه ۱

۶- بررسی نتایج حاصل از تحلیل سازه‌های مورد بررسی در این قسمت به بررسی نتایج حاصل از تحلیل‌های خطی و غیر خطی (استاتیکی و دینامیکی) سازه‌های مورد بررسی پرداخته می‌شود.

۶-۱- آنالیز مودال و بررسی تغییرات زمان تناوب اصلی با انجام آنالیز مودال روی سازه‌های موجود، مقادیر پیرو و

مشارکت جرمی ۳ مود اول هر سازه تعیین گردید. در جدول شماره (۲) عناوین قاب‌های انتخاب شده برای بررسی مشخص شده است. در کنار هر قاب پیرو مربوط به مود اول سازه و مشارکت جرمی سازه در این مود نشان داده شده است. همانطور که از جدول شماره (۲) مشخص است، ترکیب قاب و پانل منجر به کاهش پیرو و افزایش مشارکت جرمی سازه در مود اول گردیده است.

جدول (۲): معرفی قاب‌های انتخاب شده جهت آنالیز

عنوان قاب	مشخصات قاب	پیرو مود اول	مشارکت جرم مود اول	شماره شکل
Fn3b3	قاب سه طبقه سه دهانه	0.9674	0.7710	۶- (الف-۱)
Fn5b3	قاب پنج طبقه سه دهانه	1.2042	0.7570	۶- (ب-۱)
Fn10b3	قاب ده طبقه سه دهانه	1.9379	0.7830	۶- (ج-۱)
Fn3b3p13	قاب سه طبقه سه دهانه با یک دهانه پانل	0.3503	0.8610	۶- (الف-۲)
Fn3b3p23	قاب سه طبقه سه دهانه با دو دهانه پانل	0.2469	0.8820	۶- (الف-۳)
Fn3b3p33	قاب سه طبقه سه دهانه با سه دهانه پانل	0.2008	0.9010	۶- (الف-۴)
Fn5b3p15	قاب پنج طبقه سه دهانه با یک دهانه پانل	0.5541	0.8140	۶- (ب-۲)
Fn5b3p25	قاب پنج طبقه سه دهانه با دو دهانه پانل	0.3941	0.8430	۶- (ب-۳)
Fn5b3p35	قاب پنج طبقه سه دهانه با سه دهانه پانل	0.3199	0.8520	۶- (ب-۴)
Fn10b3p110	قاب ده طبقه سه دهانه با یک دهانه پانل	1.1362	0.7700	۶- (ج-۲)
Fn10b3p210	قاب ده طبقه سه دهانه با دو دهانه پانل	0.8347	0.7920	۶- (ج-۳)
Fn10b3p310	قاب ده طبقه سه دهانه با سه دهانه پانل	0.6735	0.7950	۶- (ج-۴)
P13	پانل سه طبقه یک دهانه	0.5573	0.7240	۶- (الف-۵)
P23	پانل سه طبقه دو دهانه	0.3422	0.7530	۶- (الف-۶)
P33	پانل سه طبقه سه دهانه	0.2836	0.7660	۶- (الف-۷)
P15	پانل پنج طبقه یک دهانه	1.2825	0.7060	۶- (ب-۵)
P25	پانل پنج طبقه دو دهانه	0.7068	0.7050	۶- (ب-۶)
P35	پانل پنج طبقه سه دهانه	0.5449	0.7350	۶- (ب-۷)
P110	پانل ده طبقه یک دهانه	5.0070	0.6770	۶- (ج-۵)
P210	پانل ده طبقه دو دهانه	2.3312	0.6910	۶- (ج-۶)
P310	پانل ده طبقه سه دهانه	1.6165	0.6870	۶- (ج-۷)

در بند ۲-۳-۶ ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۵۰، با توجه به مشخصات ساختمان و ارتفاع آن از تراز پایه، رابطه $T = \alpha H^{3/4}$ به منظور تعیین تجربی زمان تناوب اصلی ساختمان، ارائه شده است. در این رابطه، ارتفاع سازه به

متر وارد گردیده و با توجه به مشخص بودن مقدار α ، زمان تناوب سازه محاسبه می‌گردد. با توجه به اهمیت تعیین زمان تناوب ساختمان، برای استفاده در محاسبه زلزله ساختمان‌ها، در جدول (۳) مقادیر زمان تناوب سازه و



ضریب α برای سیستم‌های ترکیبی قاب - پانل که در فصل ۳ معرفی گردیده‌اند، نشان داده شده است. همانطور که مشخص است، برای سازه‌های مختلف ۳، ۵ و ۱۰ طبقه، با کاهش دهانه‌های پانلی، زمان تناوب ساختمان و ضریب α افزایش پیدا کرده است. مشاهده می‌شود که زمان

تناوب برای سازه با ۲ دهانه پانل حدود ۲۳ درصد از سازه با ۳ دهانه پانل بیشتر می‌باشد. همچنین افزایش زمان تناوب سازه با ۱ دهانه پانل در مقایسه با سازه با ۳ دهانه پانل، حدود ۷۰ درصد می‌باشد.

جدول (۳): مقادیر زمان تناوب سازه و ضریب α برای سیستم‌های ترکیبی قاب- پانل

	Name	$T = \alpha H^{3/4}$	α
3 Stories	fn3b3p33	0.2008	0.0387
	fn3b3p23	0.2469	0.0475
	fn3b3p13	0.3503	0.0674
5 Stories	fn5b3p35	0.3199	0.0420
	fn5b3p25	0.3941	0.0517
	fn5b3p15	0.5541	0.0727
10 Stories	fn10b3p310	0.6735	0.0525
	fn10b3p210	0.8347	0.0651
	fn10b3p110	1.1362	0.0886

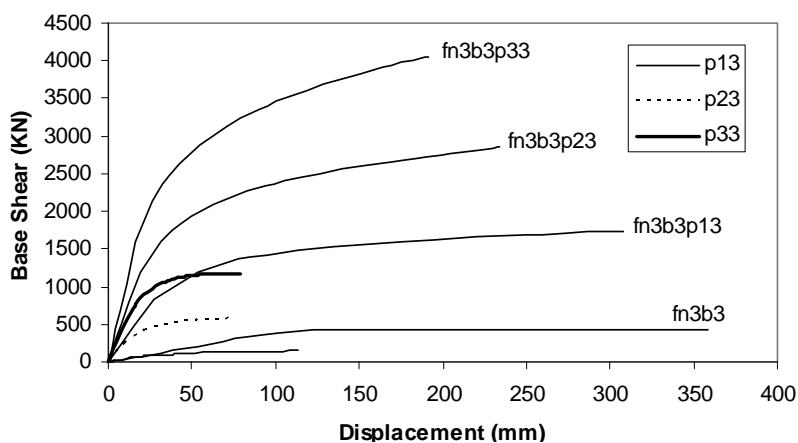
همانطور که در جدول (۳) مشخص است، مقدار افزایش ضریب α ، در مقابل کاهش دهانه‌های پانلی، مشابه مقدار افزایش پیرو سازه می‌باشد. مقدار ضریب α برای سازه‌های ۳، ۵ و ۱۰ طبقه به ترتیب برابر ۰،۰۳۸۷، ۰،۰۴۲۰ و ۰،۰۵۲۵ می‌باشد. در این جدول همچنین مشاهده می‌گردد که برای کلیه سیستم‌های ترکیبی ۳، ۵ و ۱۰ طبقه، استفاده از سیستم با دو دهانه پانل در مقایسه با سیستم پانلی با ۳ دهانه پانل، منجر به افزایش ۲۳ درصدی پیرو سازه گردیده است. این افزایش برای مقایسه پیرو سازه‌های با یک و دو دهانه پانل متفاوت می‌باشد. در سازه‌های ۳ طبقه، استفاده از سیستم با یک دهانه پانل موجب افزایش ۴۲ درصدی پیرو سازه در مقایسه با سیستم با دو دهانه پانل شده است. این مقدار برای سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه برابر ۴۱ و ۳۶ درصد می‌باشد. این موضوع نشان می‌دهد که استفاده از پانل در سیستم ترکیبی قاب- پانل، پیرو سازه‌های کوتاه را نسبت به سازه‌های بلند، بیشتر افزایش می‌دهد.

بوده و به لحاظ اقتصادی نمی‌تواند همیشه مورد استفاده قرار گیرد، آنالیز استاتیکی غیر خطی PushOver با توانایی شبیه سازی رفتار غیر خطی سازه، به‌عنوان ابزاری کارآمد در ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌ها، مورد توجه محققین واقع گردیده است. در حقیقت تحلیل PushOver تکنیک تحلیل غیرخطی ساده شده‌ای است که می‌تواند برای تخمین نیازهای دینامیکی اعمال شده به سازه در اثر زلزله، خصوصا در شرایطی که پاسخ سازه ناشی از مود اول باشد، مورد استفاده قرار گیرد [۱۹ و ۲۰ و ۲۱].

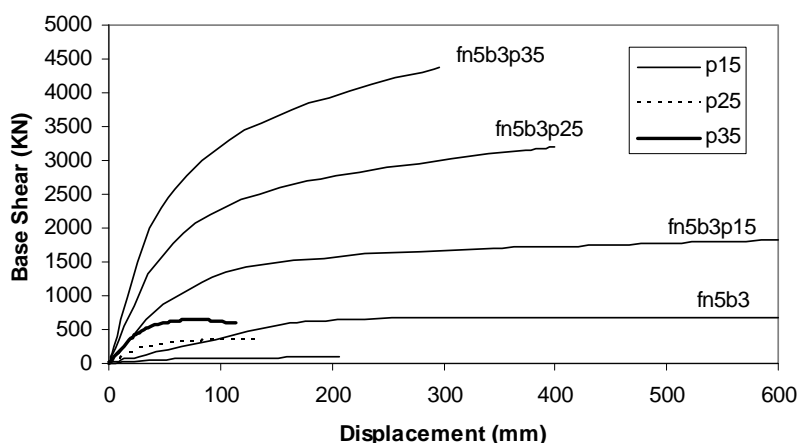
نتایج تحلیل بار افزون به صورت نمودارهای برش پایه - تغییر مکان بام برای حالات مختلف سازه ۳، ۵ و ۱۰ طبقه در شکل (۷) نشان داده شده است. همانطور که مشخص است، اختلاف سطح زیر منحنی بار - تغییر مکان مدل‌های پانل تنها، با سایر مدل‌ها قابل توجه بوده و تاثیر این پانل‌ها در افزایش بار جانبی و استهلاک انرژی قابل تحمل توسط سیستم ترکیبی نیز مشهود می‌باشد. به‌عنوان نمونه در شکل (۷-الف) حداکثر نیروی جانبی قابل تحمل توسط قابی که هر ۳ دهانه آن توسط پانل پر شده است تقریباً معادل ۸ برابر باری است که توسط قاب تنها تحمل می‌شود و بیش از ۳ برابر باری است که توسط ۳ دهانه پانلی تنها تحمل می‌گردد.

۲-۶- آنالیز استاتیکی غیرخطی

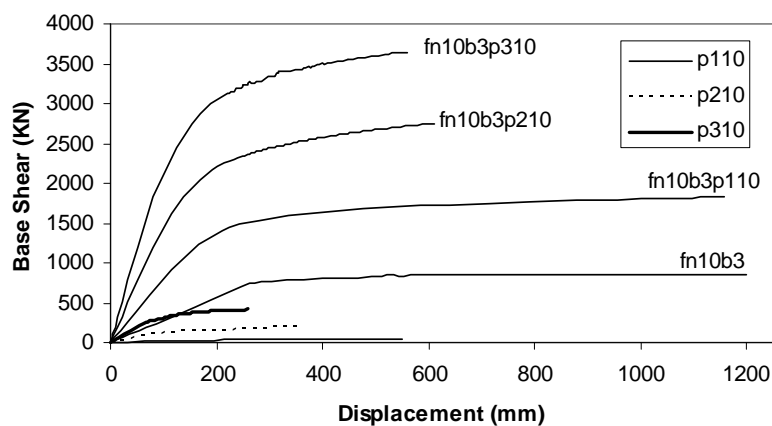
با توجه به اینکه تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه‌ها وقت گیر



الف- نتایج تحلیل بارافزون سازه‌های ۳ طبقه



ب- نتایج تحلیل بارافزون سازه‌های ۵ طبقه



ج- نتایج تحلیل بارافزون سازه‌های ۱۰ طبقه

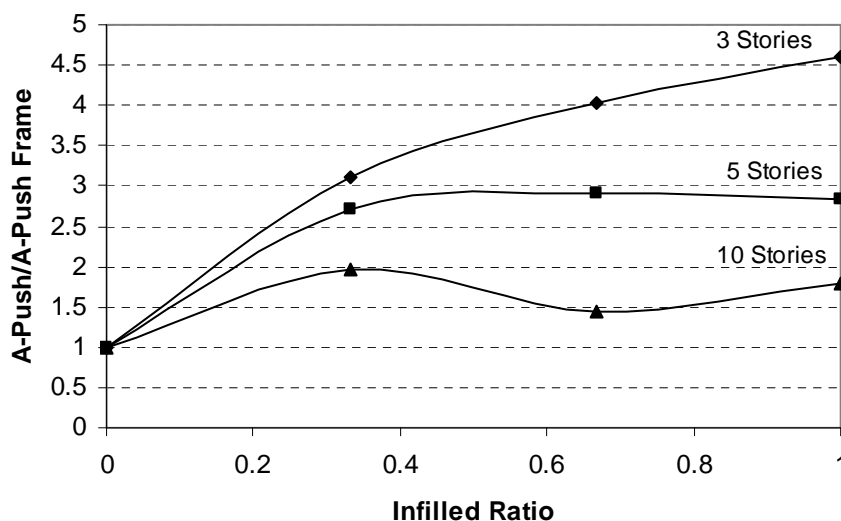
شکل (۷): نتایج تحلیل بارافزون سازه‌های مورد بررسی

تغییر مکان نسبی معادل ۲ درصد برای بام در سازه‌های ۳ طبقه پر شده توسط پانل (پر شدگی در ۳ دهانه) تقریباً ۹٫۵ برابر مقدار نیروی لازم برای همین میزان دوران در حالت قاب تنها می‌باشد. اما این مقدار برای قاب ۵ طبقه پر شده

منحنی پوش سازه‌های تحلیل شده در شکل‌های (۷-الف) الی (۷-ج)، بیانگر تاثیر بالای پانل 3D در افزایش سختی و مقاومت قاب‌های ۳ طبقه، نسبت به قاب‌های ۵ و ۱۰ طبقه می‌باشد. (به‌عنوان مثال، میزان نیروی لازم برای ایجاد

به عنوان مثال $\text{Infilled Ratio} = \frac{1}{3}$ ، به معنای استفاده از ۱ دهانه پانل در یک قاب ۳ دهانه است. محور عمودی نیز نسبت مقدار مساحت منحنی برش پایه - تغییر مکان برای هر یک از مدلها به مساحت زیر منحنی برش پایه - تغییر مکان مدل قاب تنها می باشد. عدد ۱ بر روی محور افقی نمایانگر سازه‌ای با پرشدگی کامل توسط پانل و عدد ۰ نمایانگر سازه‌ای با قاب فولادی تنها است.

توسط پانل تقریباً ۶,۵ برابر حالت قاب تنها می باشد. برای قاب‌های ۱۰ طبقه، این مقدار برابر ۴,۳ می باشد. به منظور بررسی تاثیر درصد پرشدگی با پانل در افزایش سطح زیر منحنی بار- تغییر مکان در شکل (۸) نمودار تغییرات سطح زیر منحنی بر حسب درصد پرشدگی نشان داده شده است. در این شکل پارامتر Infilled Ratio به صورت حاصل تقسیم تعداد دهانه‌های دارای پانل به تعداد کل دهانه سازه (با توجه به طول مساوی دهانه‌ها)، تعریف می شود.



شکل (۸): نمودار تغییرات سطح زیر منحنی برش پایه - تغییر مکان قاب‌های ۳، ۵ و ۱۰ طبقه

می توان در اثراندر کنش قاب‌های خمشی و پانل‌ها به عنوان المان‌های برشی، توجیه نمود. در واقع در سازه‌های ۵ طبقه، اثر اضافه مقاومت ایجاد شده و شکل پذیری تغییر یافته، در مقایسه با میزان افزایش سختی سازه به حدی است که تغییرات این پارامترها، نسبت یکسانی با هم دارند. می توان چنین بیان داشت که در سازه‌های در حد ۵ طبقه، استفاده از تعداد بیشتر پانل، در حداکثر باربری و استهلاک انرژی سیستم، علی رغم تاثیر بسزا در کاهش شکل پذیری، تاثیر بالایی نخواهد داشت. در سازه‌های ۱۰ طبقه، با توجه به افزایش سختی در استفاده از تعداد دهانه‌های بیشتر پانل، و ایجاداندرکنش‌های قاب- پانل، استفاده از دهانه‌های بیشتر، بستگی کامل به تعداد دهانه‌ها و آنچه به تغییرات زمان تناوب خواهد انجامید، خواهد داشت. مطلب حائز

همانطور که از شکل مشخص است تاثیر پرشدگی در سازه ۳ طبقه، نسبت به سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه، بیشتر می باشد و استفاده از یک دهانه پانل در تقویت قاب‌های فولادی منجر به افزایش ۹۸، ۱۷۱ و ۲۳۷ درصدی سطح زیر منحنی برش پایه- تغییر مکان، برای قاب‌های ۱۰، ۵ و ۳ طبقه، در مقایسه با قاب تنها می گردد. در سازه‌های ۳ طبقه، اختلاف سطح زیر منحنی پوش و میزان استهلاک انرژی، تغییرات خطی را در پرشدگی ۳۰، ۶۶ و ۱۰۰ درصد پانل، در دهانه‌ها را داراست. این در حالیکه برای سازه‌های ۵ طبقه، با تغییر درصد پرشدگی دهانه‌های مختلف، سطح زیر منحنی پوش و میزان استهلاک انرژی، دارای روند ثابتی است. در سازه‌های ۱۰ طبقه، حتی افزایش استفاده از پانل، به کاهش میزان استهلاک می انجامد. علت این اختلاف را

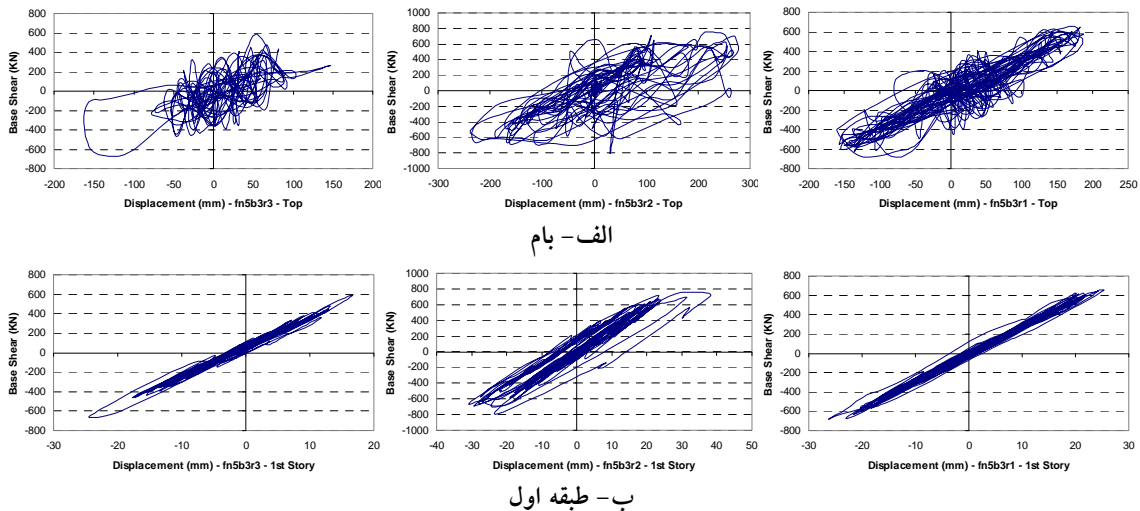
اهمیت آن است که با توجه به تغییر زمان تناوب اصلی سازه، بخصوص در سازه‌های بلند مرتبه، میزان استهلاک انرژی به شدت، تحت تاثیر این عامل تغییر می‌نماید. بدیهی است برای معرفی شاخص کلی در این مورد نیازمند به بررسی و مطالعات مدل‌های بیشتری در این خصوص می‌باشد.

۳-۶- آنالیز دینامیکی غیرخطی

پس از تعیین پریودهای سازه، با استفاده از آنالیز مودال، سازه‌های مدل‌سازی شده، تحت اثر شتابنگاشت سه رکورد السترو، طبس و ناغان تحلیل گردیده و پارامترهای لرزه‌ای سیستم، مورد بررسی قرار گرفت.

۳-۶-۱- بررسی منحنی بار - تغییر مکان سازه‌های مورد مطالعه منحنی هیستریزس سازه‌های فولادی تنها و سازه‌های فولادی با پرشدگی توسط پانل، در شکل‌های (۹) تا (۱۱) نشان داده شده است. همانطور که در این منحنی‌ها مشخص است، استفاده از یک دهانه پانل، علاوه بر افزایش برش پایه جذب شده توسط سازه، موجب بهبود رفتار سازه، کاهش تغییر مکان و ایجاد پایداری سازه گردیده است.

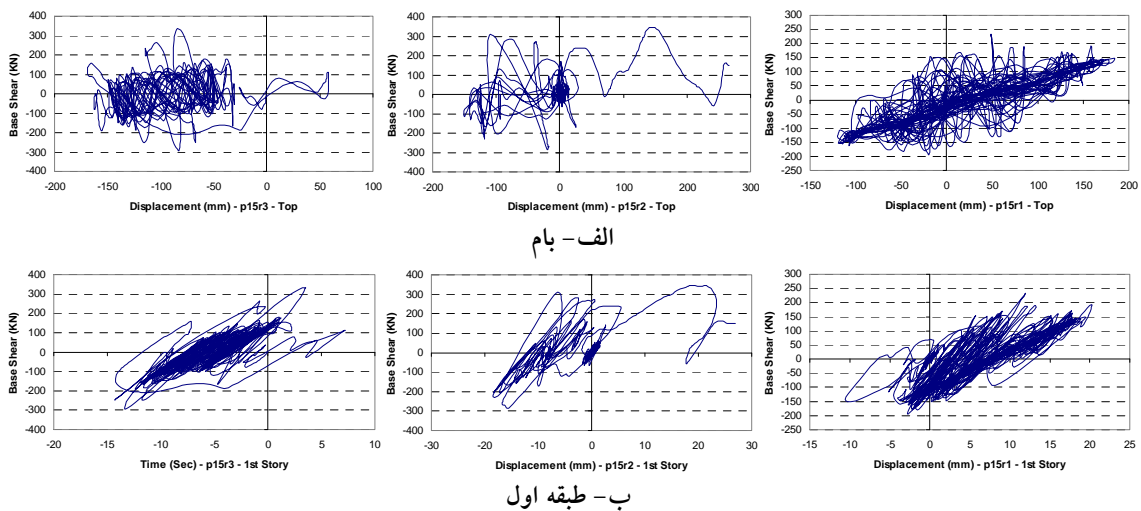
در شکل (۹)، منحنی بار- تغییر مکان تراز بام و طبقه اول سازه با سیستم ترکیبی قاب- پانل، fn5b3، تحت سه رکورد السترو، طبس و ناغان، نشان داده شده است. بیشترین برش پایه جذب شده توسط سازه، تحت این رکوردها به ترتیب، ۶۸۲، ۷۹۲ و ۶۶۸ کیلو نیوتن می‌باشد. بیشترین تغییر مکان تراز بام، ۱۸۷، ۲۷۲ و ۱۶۳ میلیمتر می‌باشد.



شکل (۹): منحنی هیستریزس سازه fn5b3 در طول رکورد السترو، طبس و ناغان

سازه تحت رکوردهای اعمالی است. بیشترین برش پایه جذب شده توسط سازه، تحت این رکوردها به ترتیب، ۲۳۲، ۳۴۴ و ۳۳۲ کیلو نیوتن می‌باشد. بیشترین تغییر مکان تراز بام، ۱۸۳، ۲۶۷ و ۱۶۹ میلیمتر می‌باشد.

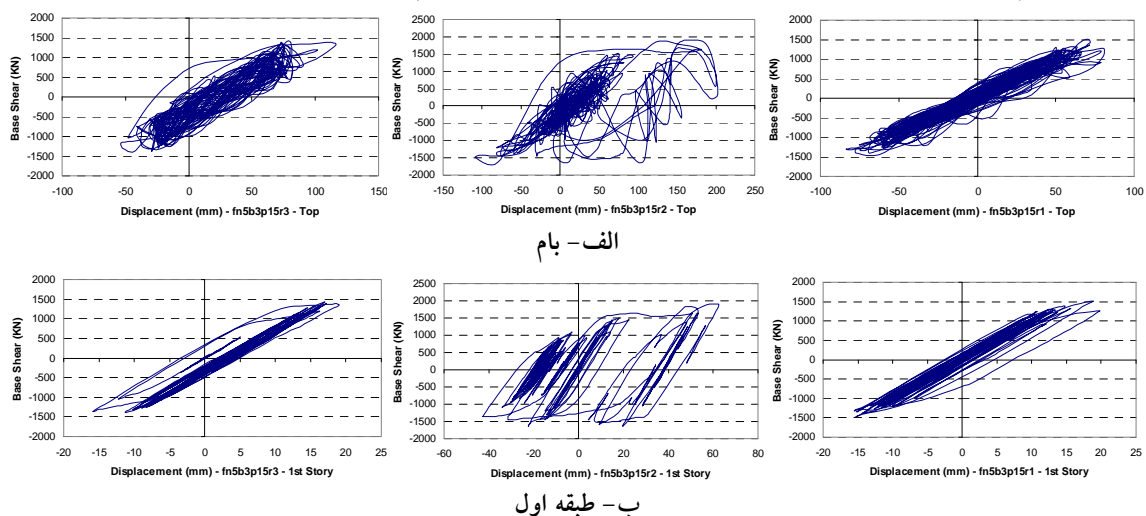
منحنی بار- تغییر مکان تراز بام و طبقه اول سازه با سیستم ترکیبی قاب- پانل، P15، تحت سه رکورد السترو، طبس و ناغان، در شکل (۱۰)، نشان داده شده است. قرار گرفتن منحنی هیستریزس در یک طرف محور قائم، بیانگر ایجاد تغییر شکل‌های پلاستیک در سازه و رفتار نسبتاً نامناسب



شکل (۱۰): منحنی هیستریزس سازه p15 در طول رکورد السترو، طبس و ناغان

سازه را می‌توان به دلیل مشارکت پانل در کاهش تغییر مکان قاب و تاثیر قاب در افزایش مقاومت پانل و کاهش میزان ترک خوردگی در پانل دانست. بیشترین برش پایه جذب شده توسط سازه، تحت این رکوردها به ترتیب، ۱۵۲۰، ۱۹۴۸ و ۱۴۲۸ کیلو نیوتن می‌باشد. بیشترین تغییر مکان تراز بام، ۸۳، ۲۰۲ و ۱۱۶ میلی‌متر می‌باشد.

منحنی بار- تغییر مکان تراز بام و طبقه اول سازه با سیستم ترکیبی قاب- پانل، fn5b3p15، تحت سه رکورد السترو، طبس و ناغان، در شکل (۱۱)، نشان داده شده است. مقایسه این شکل با شکل‌های (۹) و (۱۰)، نشان می‌دهد که سیستم ترکیبی موجب بهبود و افزایش مقاومت، نسبت به هر یک از سیستم‌های تنها گردیده است. علت رفتار این



شکل (۱۱): منحنی هیستریزس سازه fn5b3p15 در طول رکورد السترو، طبس و ناغان

جذب شده توسط قاب تنها تحت همین رکوردها است، ولی استفاده از سیستم پانلی در کنار قاب و تشکیل سیستم ترکیبی قاب- پانل، منجر به افزایش ۱۲۹، ۱۴۶ و ۱۱۴ درصدی برش پایه جذب شده توسط سیستم ترکیبی، در مقابل سیستم قاب

بررسی نتایج ارائه شده در شکل‌های (۹) الی (۱۱)، نشان می‌دهد که هر چند بیشترین برش پایه جذب شده توسط سازه‌های پانلی تنها، برای رکوردهای السترو، طبس و ناغان به ترتیب برابر ۶۶، ۵۷ و ۵۰ درصد کمتر از بیشترین برش

تنها، تحت رکوردهای السترو، طیس و ناغان شده است. کاهش مقادیر تغییر مکان نیز به همین صورت بوده و استفاده از سیستم ترکیبی، بیشترین تغییر مکان سازه را به شکل قابل توجهی کاهش داده است. بررسی روند تغییرات برش پایه جذب شده توسط سازه، برای رکوردهای مختلف نشان می‌دهد که استفاده از پانل، در افزایش برش پایه جذب شده توسط سیستم ترکیبی به ترتیب برای رکوردهای السترو، طیس و ناغان مؤثرتر، بوده است، این موضوع، با توجه به افزایش ۵۵۵، ۴۶۶ و ۳۳۰ درصدی جذب برش سیستم‌های ترکیبی در مقایسه با سیستم پانلی تنها، تحت رکوردهای السترو، طیس و ناغان نیز تایید می‌گردد. در صورت مقایسه نتایج سیستم ترکیبی با نتایج قاب تنها، مشاهده می‌شود که سیستم پانلی بیشترین تاثیر را به ترتیب در رکوردهای طیس، السترو و ناغان داشته است. مشاهده می‌شود که برای هر دو حالت، نتایج بدست آمده تحت رکورد ناغان، کمترین تاثیر پانل را در مقایسه با سایر رکوردها نشان داده است.

در مجموع و با توجه به بررسی‌های بعمل آمده، مشخص می‌گردد که استفاده از یک دهانه پانل، علاوه بر افزایش برش پایه جذب شده توسط سازه، موجب بهبود رفتار سازه، کاهش تغییر مکان و ایجاد پایداری سازه گردیده است.

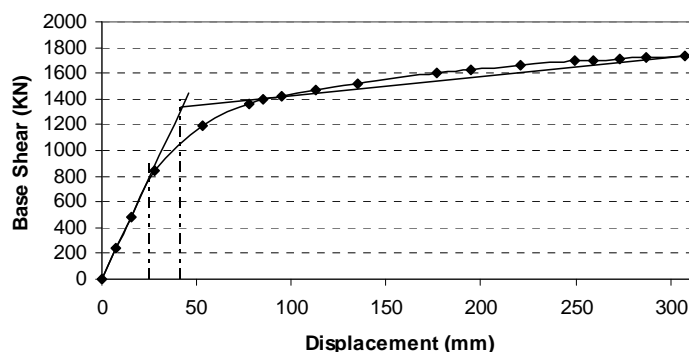
۷- تعیین ضریب رفتار سیستم‌های ترکیبی قاب- پانل

در ادامه و به منظور محاسبه ضریب رفتار سازه ها، با استفاده از نتایج آنالیز دینامیکی غیر خطی قاب‌های پر شده توسط پانل تحت متوسط رکوردها، نقطه D_{max} تعیین گردیده است. با استفاده از تحلیل پوش آور قاب‌های فولادی تنها و

پر شده با پانل، مطابق شکل‌های (۱۷-۶) تا (۲۵-۶)، برای تعیین نقاط D_S و D_S از یک منحنی معادل دو خطی استفاده گردیده است. خط اول به‌گونه‌ای رسم شده که بر قسمت ابتدایی منحنی پوش مماس باشد. از نقطه انتهایی منحنی پوش که به‌عنوان نقطه هدف و انهدام سازه در نظر گرفته شده است، خط دوم به‌گونه‌ای رسم می‌شود که سطح زیر این دو خط، معادل سطح زیر منحنی پوش سازه مورد نظر باشد. مقدار تغییر مکان در محل تقاطع این دو خط به‌عنوان D_y محسوب می‌گردد. تغییر مکان نقطه‌ای که خط مماس بر منحنی پوش در قسمت ابتدایی، از منحنی پوش جدا می‌گردد نیز به‌عنوان D_S تعیین می‌گردد.

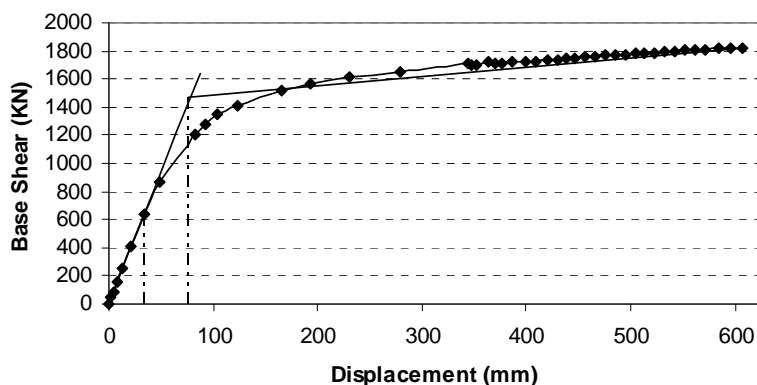
در شکل (۱۲) منحنی بار- تغییر مکان قاب‌های ۵، ۳ و ۱۰ طبقه پر شده با یک دهانه توسط پانل، نشان داده شده است. با استفاده از روابط ارائه شده در قسمت قبل، مقادیر ضریب رفتار سازه‌های ترکیبی قاب- پانل، که مورد بررسی قرار گرفته است برای هر حالت محاسبه و در جدول (۴) نشان داده شده است. پس از بررسی سازه‌های مختلف مشخص می‌گردد که محدوده تغییرات ضریب رفتار در حوزه سازه‌های مورد بررسی در سازه‌های پر شده با ۱ پانل، متناسب با ارتفاع از ۳ الی ۵،۹۰ تغییر می‌کند و در سازه‌های پر شده توسط پانل در ۲ دهانه، از ۲،۷۲ الی ۴،۰۴ تغییر می‌کند. این تغییر برای سازه‌های پر شده توسط سه دهانه پانل (متناسب با ارتفاع) از ۳،۱۹ الی ۳،۵۸ می‌باشد. همانطور که مشخص است پوشش بیشتر دهانه‌ها توسط پانل، منجر به کاهش ضریب رفتار سازه گردیده است.

PushOver Result - fn3b3p13



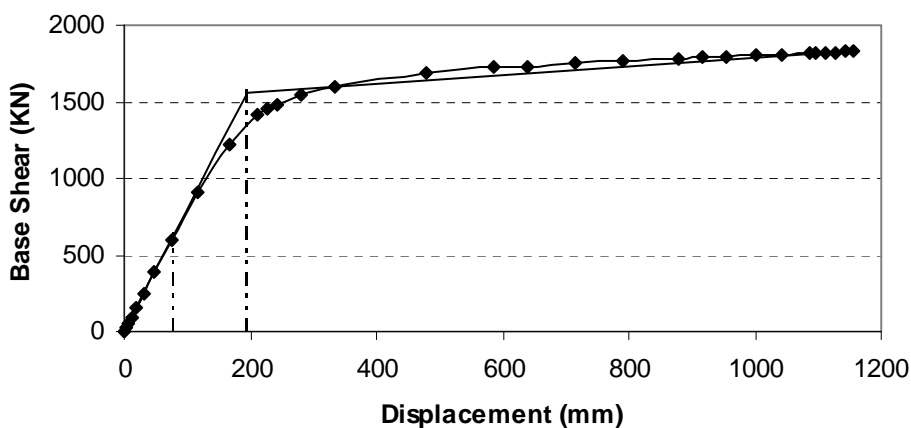
الف- منحنی پوش سازه ۳ طبقه با ۱ دهانه پانل

PushOver Result - fn5b3p15



ب- منحنی پوش سازه ۵ طبقه با ۱ دهانه پانل

PushOver Result - fn10b3p110



ج- منحنی پوش سازه ۱۰ طبقه با ۱ دهانه پانل

شکل (۱۲): منحنی پوش سازه‌های مختلف و ضریب رفتار سازه

جدول (۴): ضریب رفتار سیستم‌های ترکیبی قاب- پانل برای سازه‌های ۳، ۵ و ۱۰ طبقه

	fn3b3p13	fn3b3p23	fn3b3p33	fn5b3p15	fn5b3p25	fn5b3p35	fn10b3p110	fn10b3p210	fn10b3p310
D_s	25	18.7	16.3	34	28	25.5	80	77	63
D_y	42	31	28	76	58	50	194	144	127
D_{max}	51	34	37	134	78	62	221	176	134
R_s	1.68	1.66	1.72	2.24	2.07	1.96	2.43	1.87	2.02
R_μ	1.19	1.09	1.28	1.76	1.30	1.22	1.14	1.22	1.06
R	3.01	2.72	3.30	5.91	4.04	3.58	4.14	3.43	3.19

نبوده و مقدار کوچکتری را اختیار نموده است، ولی تاثیر مثبت پانل، در کاهش تغییر مکان‌های سازه، کاهش تنش و افزایش سطح زیر منحنی پوش باعث می‌شود که استفاده از

هر چند که با توجه به نوع رفتار سیستم‌های پانلی و سختی بالای آن، ضریب رفتار سیستم‌های ترکیبی قاب - پانل، همانند سایر سیستم‌های ترکیبی معرفی شده در آئین نامه

پانل، به شکل مطلوبی رفتار قاب‌های سازه‌ای را بهبود بخشد. با توجه به نتایج بدست آمده، استفاده از یک دهانه پانلی، در مواردی که نیاز به تقویت قاب سازه‌ای می‌باشد، توصیه می‌گردد.

۸- نتیجه‌گیری

۱- با افزایش پرشدگی قاب توسط پانل، پریرود موده‌های مختلف سازه، کاهش و مشارکت جرمی مود اول سازه، افزایش پیدا می‌کند. به عبارت دیگر، افزایش مقدار پرشدگی توسط پانل، تاثیر مود اول را در رفتار سازه افزایش می‌دهد.

۲- استفاده از پانل در سیستم ترکیبی قاب - پانل، پریرود سازه‌های کوتاه را نسبت به سازه‌های بلند، بیشتر افزایش می‌دهد.

۳- به منظور مدل‌سازی سازه‌های پانلی در نرم افزار ANSYS، در مواردی که هدف از تحلیل، بررسی سازه از دیدگاه رفتار کلی سازه می‌باشد، استفاده از المان‌های SHELL91 به جای SOLID65، با توجه به مطابقت نتایج آنالیز و سهولت مدل‌سازی، مناسب است. همچنین با توجه به تقارن پانل‌ها نسبت به صفحه گذرنده از وسط لایه پلی استایرن و شرایط قرارگیری پانل در صفحه، می‌توان به جای مدل کردن کل دیوار به صورت ۲ پانل جداگانه یک پانل با ضخامت ۲ برابر را مدل کرد.

۴- استفاده از یک دهانه پانل در تقویت قاب‌های فولادی منجر به افزایش ۹۸، ۱۷۱ و ۲۳۷ درصدی سطح زیر منحنی برش پایه - تغییر مکان، برای قاب‌های ۱۰، ۵ و ۳ طبقه، در مقایسه با قاب تنها می‌گردد.

۵- استفاده از تعداد دهانه‌های بیشتر پانل برای تقویت قاب فولادی تنها، از نظر افزایش سطح زیر منحنی برش پایه - تغییر مکان برای قاب‌های ۵ و ۱۰ طبقه تقریباً بدون تاثیر می‌باشد. این موضوع موجب گردیده که سطح زیر منحنی پوش برای قاب‌های ۵ طبقه پرشده در ۳ دهانه توسط پانل کمتر از سطح زیر منحنی پوش برای قاب‌های ۵ طبقه پرشده در ۲ دهانه توسط پانل به دست آید (با توجه به افزایش سختی و در نتیجه کاهش شکل‌پذیری و جابجایی قاب)، این

موضوع خصوصاً در سازه ۱۰ طبقه مشهود است.
۶- منحنی پوش سازه‌های تحلیل شده (آنالیز استاتیکی غیر خطی)، بیانگر تاثیر بالای پانل 3D در افزایش سختی و مقاومت قاب‌های ۳ طبقه، نسبت به قاب‌های ۵ و ۱۰ طبقه می‌باشد. (به عنوان مثال، میزان نیروی لازم برای ایجاد تغییر مکان نسبی معادل ۲ درصد برای بام در سازه‌های ۳ طبقه پر شده توسط پانل (پر شدگی در ۳ دهانه) تقریباً ۹,۵ برابر مقدار نیروی لازم برای همین میزان دوران در حالت قاب تنها می‌باشد. اما این مقدار برای قاب ۵ طبقه پر شده توسط پانل تقریباً ۶,۵ برابر حالت قاب تنها می‌باشد. برای قاب‌های ۱۰ طبقه، این مقدار برابر ۴,۳ می‌باشد).

۷- استفاده از پانل در کنار قاب موجب افزایش برش پایه جذب شده توسط سازه گردیده است، ولی کاهش تغییر مکان‌های سازه و تنش‌های اعضاء، نشان دهنده تاثیر مثبت پانل در بهبود رفتار سازه می‌باشد (استفاده از یک دهانه پرشده با پانل در قاب فولادی ۳ طبقه منجر به افزایش ۱۷۰ درصدی برش پایه سازه تحت رکوردهای مختلف گردیده است. این افزایش برای سازه‌های ۵ طبقه بیش از ۱۲۸ درصد و برای سازه‌های ۱۰ طبقه ۸۸ درصد می‌باشد).

۸- با توجه به نوع رفتار سازه‌های پر شده توسط پانل، استفاده از این پانل‌ها برای تقویت سازه‌های کوتاه تا متوسط مناسب تر به نظر می‌رسد.

۹- محدوده تغییرات ضریب رفتار در حوزه سازه‌های مورد بررسی در سازه‌های پر شده با ۱ پانل، متناسب با ارتفاع از ۳ الی ۵,۹۰ تغییر می‌کند و در سازه‌های پر شده توسط پانل در ۲ دهانه، از ۲,۷۲ الی ۴,۰۴ تغییر می‌کند. این تغییر برای سازه‌های پر شده توسط سه دهانه پانل (متناسب با ارتفاع) از ۳,۱۹ الی ۳,۵۸ می‌باشد.

۱۰- با عنایت به تاثیر قابل توجه پانل در رفتار قاب‌های ترکیبی، پیشنهاد می‌شود رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی پر شده با پانل به صورت تحلیلی و آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفته تا در صورت حصول نتایج قابل قبول، تاثیر این پانل‌ها در محاسبات سازه لحاظ گردد.

- ۱۲- گرامی، محسن و کابلی، سید علیرضا، "بررسی کاربرد سیستم نوین پانل 3D و تاثیر بازشو در عملکرد لرزه‌ای آن"، مجموعه مقالات کنفرانس ملی بهسازی و مقاوم‌سازی ایران، صفحه ۳۶، دی ۱۳۸۵.
- ۱۳- گرامی، محسن و کابلی، سید علیرضا، "بررسی کاربرد سیستم نوین پانل 3D در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود"، مجموعه مقالات اولین همایش بین‌المللی مقاوم‌سازی لرزه‌ای، صفحه ۱۸۱، اردیبهشت ۱۳۸۵.
- ۱۴- گرامی، محسن و کابلی، سید علیرضا، "مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود با استفاده از سیستم نوین پانل 3D"، مجموعه مقالات کنفرانس ملی بهسازی و مقاوم‌سازی ایران، صفحه ۶۷، دی ۱۳۸۵.
- 15- Uang, C., " Establishing R (or R_w) and Cd Factors for Building Seismic Provisions ", January, ASCE (Journal of Structural Engineering), 1991, (Vol 117).
- 16- Newmark, N.M., and Hall, W.J., " earthquake Spectra and Design", Earthquake Engineering Res. Inst., El cerrito, Calif., 1982
- ۱۷- ناصراسدی، ک.، " بررسی تاثیر پارامترهای مختلف بر ضریب رفتار سازه‌های متداول فولادی و بهبود توزیع شکل پذیری در قابهای خمشی "، پایان نامه کارشناسی ارشد، به راهنمایی دکتر سید محمود حسینی، پژوهشگاه بین‌المللی لرزه شناسی و مهندسی زلزله، تابستان ۱۳۷۷.
- ۱۸- گرامی، محسن و کابلی، سید علیرضا، " بررسی انواع مدل‌سازی سیستم نوین 3D پانل در ساختمان"، مجموعه مقالات اولین همایش مقابله با سوانح طبیعی، صفحه ۱۳۹، دی ۱۳۸۵.
- 19- Aguirre, Carlos. 2000 , " Nonlinear behavior of steel frames and spectrum reduction factor". 12th WCEE.
- 20- Lawson, R.S, Vonce , V. and Krawinkler , H. , (1994). " Nonlinear static pushover analysis - why , when and How? " . Proceeding of the 5th U.S.Confrence in Corthquolce Congingeering. Chicago, Vol-1.pp283-292.
- 21- FEMA-273, "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, 1997.
- ۱- رضایی فر، امید، « بررسی غیر خطی دینامیکی سازه‌های ترکیبی تحت بارهای سیکلی »، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، ۱۳۸۲.
- 2- Einea.A, "Structural and thermal efficiency of precast concrete sandwich panel system", Ph.D.-Dissertation, Department of Civil Engineering, University of Nebraska Lincoln, Omaha, NE., 1992
- 3 - ACI Committee 506, "Guide to shotcrete ", 1990.
- ۴- کابلی، سید علیرضا، " کاربرد پانل‌های سه‌بعدی در ساختمان"، سمینار کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر گرامی، دانشگاه سمنان، پاییز ۱۳۸۴.
- ۵- باقرزاده، ا.، " تعیین پارامترهای مکانیکی پانل‌های ساندویچی شاتکریتی مورد استفاده در سازه‌های پانلی"، پایان نامه کارشناسی ارشد، به راهنمایی دکتر محمد زمان کبیر، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، پاییز ۱۳۷۸.
- 6- Einea, A., Salmon, Culp.T.D., Todros, M.K, " A New Structurally and Thermally Efficient Precast Sandwich Panel System", PCI Journal, July – August 1994.
- 7- Einea, A., Salmon Davide, Fogarasi, G.J, Culp.T.D., Todros, M.K, "State – of - the – Art of Precast Concrete Sandwich Panel" PCI Journal, November – December 1991.
- 8- Kabir M. Z, Rezaifar Omid, M. R. Rahbar (2006), "Upgrading Flexural Performance of Prefabricated Sandwich Panels under transverse Loading", international journal of Structural engineering and Mechanics (accepted)
- ۹- رضایی فر، کبیر، م.ز.، ا. طاری بخش، م.، طهرانیان، ا.، ۱۳۸۵، «ارزیابی رفتار لرزه‌ای ساختمان نیمه پیش ساخته پانلی بر روی میز لرزان»، ژورنال علمی و پژوهشی دانشگاه تهران.
- ۱۰- نصیرا، یحیی، «مقاوم‌سازی سازه‌های فولادی با دیوار برشی 3D و بررسی شکل‌پذیری آن»، پایان‌نامه دوره کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران، ۱۳۸۳.
- 11-Kabir M. Z, Rezaifar Omid, M.R. Rahbar,(2004)," Non-Linear Dynamic Behavior Of Combined System On RC Frame Precast 3d Wall Panels With Irregularities In Vertical Stiffness",13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6,Paper No. 3134.



رفتار دینامیکی غیر خطی قاب‌های فولادی برون محور

تحت تاثیر زلزله‌های نزدیک گسل

فرهاد دانشجو^۱، بیت ا... بدرلو^۲

چکیده

در این تحقیق رفتار قاب‌های فولادی برون محور ساختمانی (EBF) تحت تاثیر رکوردهای دور و نزدیک گسل مورد بررسی قرار گرفته‌اند. برای این منظور قابهای فولادی ساختمان به صورت دو بعدی با تعداد طبقات ۳، ۶ و ۱۲ مدل گردیده و برای هر یک ۳ طول تیر پیوند (۵، ۷، ۹ و ۰،۹) $(\frac{e}{e_{crit}})$ مختلف در نظر گرفته شده است. طراحی قاب‌ها بر این اساس بوده است که در تیرهای پیوند مفصل برشی تشکیل شود.

رفتار دینامیکی غیرخطی (EBF) تحت اثر ۴ زوج رکورد دور و نزدیک گسل تحلیل گردیده‌اند. در هر دسته از قابها مقادیر تغییر مکان نسبی، تغییر مکان کلی طبقات، ضریب رفتار شکل پذیری، برش پایه و شکل پذیری مورد نیاز نظیر رکوردهای نزدیک و دور از گسل محاسبه گردیده و مقایسه شده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که نیاز شکل پذیری و نیاز تغییر مکانی رکوردهای نزدیک گسل بیشتر از مقادیر متناظر آنها در رکوردهای دور از گسل می‌باشد و ضریب تشدید برش پایه برای قابهای ۳ و ۶ و ۱۲ طبقه مورد بررسی به ترتیب برابر ۱،۶۴، ۱،۶۵ و ۱،۸۹ می‌باشد که حاکی از افزایش این ضریب با افزایش پیوند ساختمان می‌باشد. همچنین حلقه پسماند نظیر رکوردهای نزدیک گسل در تمام قابها نشان‌دهنده اعمال انرژی بالا در این رکوردها در مقایسه با رکوردهای دور از گسل می‌باشد.

کلمات کلیدی:

قاب مهاربندی شده برون محور، زمین لرزه نزدیک گسل، تغییر مکان نسبی طبقات، شکل پذیری مورد نیاز، RAMPerform-3DS

Nonlinear Dynamic Behavior of Eccentric Braced Steel Frames Under the Near-Fault Earthquakes

F.Daneshjoo, B.Badarloo

ABSTRACT

In this research are investigated the behavior of EBF frames subject to far-fault and near-fault earthquakes. For this purpose two dimensional models of EBF frames with 3,6 and 12 stories and considering 3 different eccentricity/length ratio of (0.5,0.7,0.9) for each frame are modeled. Nonlinear dynamic behavior of EBF frames are investigated Under 4 pairs of far and near-fault records. Relative displacement, story displacement, coefficient R_{μ} , base shear and ductility-demand are calculated and compared for near and far fault earthquakes.

The research findings are: Ductility-demands and displacement-demands are larger for near-fault than those of far-fault. Recommended magnification factor for base shear in the 3, 6, and 12 story frames are 1.65, 1.64 and 1.89 respectively. Magnification factor of base shear is increased with an increase in structure's period. Hysteresis graphs show that more energy is applied in the near-fault earthquake with respect to far-fault earthquake.

Key words:

Eccentrically Braced Frames, Near-Fault Earthquake, Relative Displacement, Ductility-Demand, RAMperform-3DS.

۱. دانشیار بخش عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس، تهران danesh_f@modares.ac.ir

۲. دانشجوی دکتری سازه، دانشگاه تربیت مدرس، تهران badarloo@modares.ac.ir

با توجه به تحقیقات انجام گرفته بر روی رکوردهای ثبت شده جنبش قوی زمین در نزدیکی گسل و تاثیر این نوع رکوردها بر روی سازه‌های مختلف نیاز توجه به این رکوردها و آثار آن بر روی سازه‌ها، در دو دهه اخیر اهمیت تحقیق بیشتری را به خود جلب نموده است. تحقیقات انجام گرفته در این زمینه عمدتاً به ۲ دسته تقسیم می‌گردد دسته اول مجموعه ای از تحقیقات است که بر روی رکوردهای ثبت شده ناشی از جنبش قوی زمین در نزدیکی گسل و مشخصات و پارامترهای مختلف مربوط به رکوردهای نزدیک گسل انجام گرفته است و با جمع‌بندی دقیق و جامع روی اطلاعات بدست آمده از رکوردهای ثبت شده زمین‌لرزه‌ها در نزدیکی گسل اطلاعات کامل و قابل استفاده ای جهت بررسی رفتار سازه‌ها تحت اثر این نوع رکوردها در اختیار محققان و کارشناسان قرار می‌دهد. دسته دوم مجموعه تحقیقاتی است که مربوط به بررسی رفتار سازه‌های مختلف تحت اثر رکوردهای نزدیک گسل می‌باشد. مشخصات زلزله‌های نزدیک گسل به دلیل خواص امواج برشی و تجمع آثار این امواج در جلوی مسیر گسیختگی تفاوتی با مشخصات زلزله‌های دور از گسل دارند. وجود حرکت پالس گونه با پیوند بلند در ابتدای رکوردها، بزرگتر بودن مولفه عمود بر جهت گسل نسبت به مولفه موازی گسل، تجمع انرژی و انتقال آن در مدت زمان کوتاه، اعمال نیروی ضربه گونه بر سازه‌های موجود در مسیر پیشرو گسیختگی، نسبت بیشینه سرعت به بیشینه شتاب بالا و وجود بیشینه شتاب و سرعت و جابجایی بالاتر از تفاوتی حائز اهمیت رکوردهای زلزله‌های نزدیک گسل می‌باشد [۱].

در زلزله‌های Northridge 1994 و Kobe 1995 بسیاری از سازه‌های مدرن دچار تخریب کلی یا آسیب دیدگی جدی شدند که پس از تحقیقات فراوان، قسمت عمده خرابی‌های ناشی از این دو زلزله به اثرات زمین‌لرزه‌های نزدیک گسل نسبت داده شد. John.F.Hall در دسامبر ۱۹۹۵ گزارشی طولانی تحت عنوان «مطالعه پارامتری پاسخ قابهای خمشی

فولادی به زمین‌لرزه نزدیک گسل» با سرمایه‌گذاری آژانس مدیریت بحرانی آمریکا (FEMA) ارائه کرد [۱]. بر اساس نتایج این تحقیق معلوم گردید که تنش غیرالاستیک عموماً در تیرها ایجاد شده ولی به میزان قابل توجهی تسلیم در ستونها نیز اتفاق می‌افتد. همچنین نتایج مقادیر جابجایی نسبی تحت رکوردهای مورد نظر برای هر دو قاب ۶ و ۲۰ طبقه حاکی از نیاز تغییر مکانی بالای رکوردهای مورد نظر به عنوان رکوردهای نزدیک گسل در مقایسه با محدودیت‌های آیین‌نامه‌های لرزه ای فعلی می‌باشد. همچنین در طی بررسی انجام شده در طی این تحقیق در خصوص تاثیر مؤلفه قائم این دسته از رکوردها معلوم گردید که مؤلفه قائم در این حالت، از تاثیر و اهمیت بیشتری برخوردار است. در پایان نتیجه گیری نموده‌اند که تاثیرات این دسته از زمین‌لرزه‌ها (رکوردهای نزدیک گسل) از تاثیرات زلزله‌های ارائه شده در آیین‌نامه‌ها بیشتر می‌باشند لذا به منظور در نظر گرفتن تاثیرات رکوردهای نزدیک گسل در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای باید سطح نیروهای طراحی آیین‌نامه‌ها برای زمین‌لرزه‌های نزدیک گسل افزایش یابد [۱].

آثار زمین‌لرزه در نزدیکی گسل مخصوصاً در جهت پیشرو مسیر گسیختگی باعث بوجود آمدن خسارات شدیدی به سازه‌ها بخصوص سازه‌های با زمان تناوب بالا بعلاوه حرکت‌های پالس گونه با پیوند بلند می‌گردد که بطور تجربی نیز در زمین‌لرزه‌های Duzce, Chi-Chi, Kobe, Northridge و Kocaeli نیز مشاهده گردید و این امر باعث گردید که این عامل مهم بعنوان یکی از فاکتورهای تعیین کننده در علم شهرسازی نیز وارد گردید بطوریکه آقایان Rauch و Smolka در مقاله‌ای که در سال ۱۹۹۶ ارائه کردند با بررسی زمین‌لرزه Northridge کالیفرنیا در سال ۱۹۹۴ و Kobe ژاپن که از شهرهای مدرن و بزرگ دنیا به حساب می‌آیند و با بررسی خسارت بوجود آمده تحت اثر این زمین‌لرزه‌ها از جمله عوامل مهم و متعدد دخیل در انتخاب و توسعه شهرهای آتی و طراحی شهرهای بزرگ آتی عامل تاثیر نزدیکی به گسل و قرارگیری ساختمانها در مسیر گسیختگی گسل را معرفی نمود [۲].

ارائه روشهای اصلاحی کدهای آیین نامه‌ای و استفاده از روشهای آسانتر برای اصلاح طیف پاسخ سازه‌ها نیز از زمینه‌های تحقیقاتی دیگری است که تحقیقات زیادی در این زمینه انجام گرفته است از جمله تحقیقی است که Iwan در سال ۱۹۹۶ برای اصلاح طیف پاسخ جابجایی سازه‌ها ارائه کرده‌اند که در این تحقیق یک معیار جدید برای طیف تقاضای سازه‌ها تحت اثر جنبش قوی زمین تحت اثر زمین‌لرزه‌ها ارائه نموده است [۳].

آقایان Andre و Filiatrault در سال ۱۹۹۸ در تحلیل دینامیکی غیرخطی، قابلیت جذب انرژی قابهای خمشی فولادی را برای بررسی رفتار واقعی قابهای خمشی فولادی با استفاده از یک سازه معمولی ۶ طبقه مورد تحلیل قرار داد. تحلیل انجام یافته بر روی یک سازه معمولی ۶ طبقه با قاب خمشی فولادی که بر اساس کدهای آیین نامه ای رایج طراحی شده است انجام گرفته است. سازه مذکور با دو سیستم میراگر متفاوت تحت اثر جنبش زمین که نماینده شرایط نزدیک گسل هستند تحت رکوردهای بدست آمده در منطقه لس آنجلس با یک احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال قرار گرفته و رفتار هر دو سیستم برای جذب انرژی و استهلاک انرژی توسط سیستم بررسی شده است [۴].

تحقیق دیگری در سال ۱۹۹۹ توسط Nicolas و Allin Cornell بر روی گسیختگی اتصالات قابهای خمشی فولادی انجام گرفته است. در این تحقیق در ابتدا گسیختگی اتصالات قابهای خمشی تحت اثر رکوردهای جنبش زمین در نزدیکی گسل بررسی گردیده و در ادامه روشهایی برای بهبود بخشیدن رفتار اتصالات در قابهای فولادی خمشی در برابر جنبشهای زمین در نزدیکی گسل ارائه شده است [۵].

تحقیقات انجام شده در مورد پاسخ سازه در برابر زلزله‌های نزدیک گسل بیانگر این مطلب می‌باشد که آنالیز مبتنی بر تاریخچه زمانی از آنالیز طیف پاسخ بهتر است، زیرا که مشخصات حوزه فرکانسی زمین‌لرزه (طی طیف پاسخ) فرآیندی را بیان می‌کند که دارای توزیع نسبتاً

یکنواختی از انرژی در طول مدت جنبش می‌باشد. لذا زمانی که انرژی در چند پالس از حرکت متمرکز می‌شود، پدیده تشدید که تصور می‌شود طیف پاسخ بایستی ارائه دهد به قدر کافی زمان برای شکل گیری ندارد [۶]. همچنین خسارتهای ایجاد شده در سازه‌ها، در اثر زلزله‌های Northridge 1994 ($M_w=6.7$)، Kobe 1995 و Izmit 1999 نشان داد که اختلافات فاحشی بین پاسخ سازه‌ها در برابر زمین‌لرزه‌های دور و نزدیک گسل وجود دارد [۷].

تحقیقات و بررسی‌های انجام شده پس از وقوع زلزله‌های Northridge 1994 و Kobe 1995 نشان داد که نیاز تغییر مکانی زلزله‌های نزدیک گسل بسیار بالا می‌باشد. این امر ناشی از اعمال یک انرژی حجیم در یک مدت زمان کوتاه توسط رکوردهای نزدیک گسل می‌باشد. در این حالت رفتار سازه به گسترش موج در محیط پیوسته الاستو-پلاستیک شبیه می‌باشد [۸].

به دلیل نیاز تغییر مکانی بالای، زلزله‌های نزدیک گسل سازه‌هایی که بر طبق، نیروهای پایه معمولی ارائه شده در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای فعلی طراحی شده‌اند به هیچ وجه نمی‌توانند تامین کننده این نیاز تغییر مکانی بالا باشد [۷]. لذا لزوم بررسی و شناخت رکوردهای نزدیک گسل و گنجاندن تاثیرات این رکوردها در آیین‌نامه‌های لرزه ای و بهبود ظرفیت سازه‌ها برای نیازهای بالای تغییر مکان حاصل از زمین‌لرزه‌های نزدیک گسل موضوع تحقیقات دهه اخیر بوده است. در راستای نیاز و ضرورت مذکور، آیین نامه UBC97 تاثیرات رکوردهای نزدیک گسل را با ارائه یک سری ضرایب بزرگنمایی در نظر می‌گیرد که این سری ضرایب بزرگنمایی در نواحی نزدیک گسل در روابط مربوط به روش استاتیکی معادل و طیف طرح آیین نامه اعمال می‌گردد و ضرورت دارد که در استاندارد ۲۸۰۰ ایران نیز با انجام تحقیقات وسیع‌تری، تاثیرات این گونه زلزله‌ها گنجانده شود.

جدول (۱): نتایج طراحی قاب برون محور ۱۲ طبقه

ردیف	المان	نوع مقطع
۱	تیر پیوند طبقات ۳و۲ا	IPE220×PL2
۲	تیرهای خارج پیوند طبقات ۳و۲ا	IPE220×PL8
۳	تیرهای دهانه‌های کناری (دهانه‌های بادبندی نشده) طبقات ۳و۲ا	IPE240
۴	ستونهای میانی طبقات ۳و۲ا	IPB400
۵	ستونهای کناری طبقات ۳و۲ا	IPB160
۶	بادبندهای طبقات ۳و۲ا	2UPN120
۷	تیر پیوند طبقات ۴و۵و۶	IPE220×PL2
۸	تیرهای خارج پیوند طبقات ۴و۵و۶	IPE220×PL8
۹	تیرهای دهانه‌های کناری (دهانه‌های بادبندی نشده) طبقات ۴و۵و۶	IPE240
۱۰	ستونهای میانی طبقات ۴و۵و۶	IPB300
۱۱	ستونهای کناری طبقات ۴و۵و۶	IPB140
۱۲	بادبندهای طبقات ۴و۵و۶	2UPN120
۱۳	تیر پیوند طبقات ۷و۸و۹	IPE160×PL8
۱۴	تیرهای خارج پیوند طبقات ۷و۸و۹	IPE160×PL14
۱۵	تیرهای دهانه‌های کناری (دهانه‌های بادبندی نشده) طبقات ۷و۸و۹	IPE240
۱۶	ستونهای میانی طبقات ۷و۸و۹	IPB220
۱۷	ستونهای کناری طبقات ۷و۸و۹	IPB120
۱۸	بادبندهای طبقات ۷و۸و۹	2UPN100
۱۹	تیر پیوند طبقات ۱۰و۱۱و۱۲	IPE140×PL8
۲۰	تیرهای خارج پیوند طبقات ۱۰و۱۱و۱۲	IPE140×PL16
۲۱	تیرهای دهانه‌های کناری (دهانه‌های بادبندی نشده) طبقات ۱۰و۱۱و۱۲	IPE240
۲۲	ستونهای میانی طبقات ۱۰و۱۱و۱۲	IPB160
۲۳	ستونهای کناری طبقات ۱۰و۱۱و۱۲	IPB100
۲۴	بادبندهای طبقات ۱۰و۱۱و۱۲	2UPN100

در آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰)، در مورد زلزله‌های نزدیک گسل هیچگونه تمهیداتی در نظر گرفته نشده است و تنها به بیان این جمله که «بطور کلی باید از احداث ساختمان در

مجاورت گسل‌های فعال و محل‌هایی که احتمال بوجود آمدن شکستگی در سطح زمین هنگام زلزله وجود دارد، اجتناب شود. در مواردی که احداث ساختمان در چنین مکان‌هایی اجتناب‌ناپذیر باشد، علاوه بر رعایت این آیین نامه باید تمهیدات ویژه‌ای که کارشناسان مشخص می‌کنند منظور شود» اکتفا می‌کند [۹].

در تحقیق حاضر رفتار قاب‌های EBF تحت تاثیر زلزله‌های نزدیک گسل در مقایسه با زلزله‌های دور از گسل بررسی و تحلیل شده است. بدین منظور قابهای مورد بررسی را توسط نرم افزار RAMperform-3DS مدل کرده و تحت اثر ۴ زوج رکورد دور و نزدیک گسل آنالیز دینامیکی غیر خطی شده‌اند. که در مورد هر دسته از قابها مقادیر تغییر مکان نسبی، تغییر مکان کلی طبقات، ضریب R_{II} ، برش پایه و شکل پذیری مورد نیاز نظیر رکوردهای نزدیک گسل با مقادیر مربوطه در رکوردهای دور از گسل مقایسه شده و نتایج حاصل مورد بحث و تفسیر واقع شده است.

۲) مدل قابهای EBF

در این تحقیق قابهای EBF ۳ دهانه، ۳ طبقه به عنوان قاب‌های با تعداد طبقات پایین و ۶ طبقه به عنوان قابهای با تعداد طبقات متوسط و ۱۲ طبقه به عنوان قابهای با تعداد طبقات بالا با ارتفاع یکسان ۳ متر برای تمام طبقات انتخاب شده‌اند که هر یک از قابهای مذکور پس از مدل‌سازی و طراحی بر اساس اصول طرح ظرفیت و بر طبق ضوابط آیین نامه UBC-ASD97 توسط نرم افزار غیر خطی RAMperform-3DS برای ۳ طول تیر پیوند مختلف ($\frac{e}{e_{crit}} = 0.5, 0.7, 0.9, 1.0$)، که e طول تیر پیوند و e_{crit} حداکثر طول تیر پیوند است که قاب EBF می‌تواند رفتار برشی داشته باشد) تحت رکوردهای دور و نزدیک گسل مورد نظر تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی شده‌اند. به عنوان نمونه هندسه و ابعاد قاب ۳ طبقه در شکل (۱) نشان داده شده است، همچنین در جداول (۱) الی (۳) مشخصات قابهای مورد بررسی ارائه شده است.

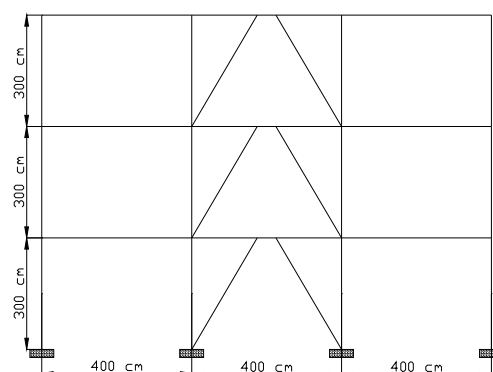


جدول (۲): نتایج طراحی قاب برون محور ۳ طبقه

ردیف	المان	نوع مقطع
۱	تیر پیوند طبقات	IPE140×PL8
۲	تیرهای خارج پیوند طبقات	IPE140×PL12
۳	تیرهای دهانه‌های کناری (دهانه‌های بادی‌بندی نشده)	IPE240
۴	ستونهای میانی طبقات	IPB160
۵	ستونهای کناری طبقات	IPB100
۶	بادبندهای طبقات	2UPN100

جدول (۳): نتایج طراحی قاب برون محور ۶ طبقه

ردیف	المان	نوع مقطع
۱	تیر پیوند طبقات ۳و۲	IPE160×PL8
۲	تیرهای خارج پیوند طبقات ۳و۲	IPE160×PL12
۳	تیرهای دهانه‌های کناری (دهانه‌های بادی‌بندی نشده) طبقات ۳و۲	IPE240
۴	ستونهای میانی طبقات ۳و۲	IPB220
۵	ستونهای کناری طبقات ۳و۲	IPB120
۶	بادبندهای طبقات ۳و۲	2UPN100
۷	تیر پیوند طبقات ۶و۵و۴	IPE140×PL8
۸	تیرهای خارج پیوند طبقات ۶و۵و۴	IPE140×PL14
۹	تیرهای دهانه‌های کناری (دهانه‌های بادی‌بندی نشده) طبقات ۶و۵و۴	IPE240
۱۰	ستونهای میانی طبقات ۶و۵و۴	IPB160
۱۱	ستونهای کناری طبقات ۶و۵و۴	IPB100
۱۲	بادبندهای طبقات ۶و۵و۴	2UPN100



شکل (۱): هندسه قاب ۲ بعدی ۳ دهانه.

قابها برای طول متفاوت تیر پیوند تحلیل مودال شده‌اند که مشخصات پریودی این قابها در جدول (۴) ارائه شده است.

جدول (۴): مشخصات پریودی قابهای مورد بررسی.

تعداد طبقات	$\frac{e}{e_{crit}}$	T1	ضریب مشارکت جرمی مود اول
۳ طبقه	0.9	0.398	%88.93
	0.7	0.359	%89.64
	0.5	0.323	%90.13
۶ طبقه	0.9	0.797	%78.99
	0.7	0.734	%80.39
	0.5	0.680	%81.51
۱۲ طبقه	0.9	1.556	%69.46
	0.7	1.5	%68.89
	0.5	1.452	%68.32

۳- شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های دور و نزدیک گسل

۴ زوج شتاب‌نگاشت دور و نزدیک گسل انتخاب شده‌اند که همه رکوردهای مورد بررسی در خاک نوع ۲ (بر اساس تقسیم‌بندی استاندارد ۲۸۰۰ ایران) ثبت شده‌اند، که این شتاب‌نگاشت‌ها به همراه مشخصاتشان در جدول (۵) ارائه

شده‌اند. شتاب‌نگاشت‌های مذکور برای استفاده در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی بر اساس روش ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ مقیاس شده‌اند.

جدول (۵): مشخصات رکوردهای مورد بررسی.

زلزله	فاصله (KM)	نوع زلزله	شرایط سایت	M_w	PGA $\frac{cm}{s^2}$	PGV $\frac{cm}{s}$	PGD cm
Chi-Chi, Taiwan 1999/09/20	6.95	نزدیک گسل	Soil	7.6	949	107.5	18.6
Landers 1992/06/28 11:58	5.7	نزدیک گسل	Soil	7.3	789.7	180.2	300.5
Northridge 1994/01/17 12:31	8.2	نزدیک گسل	Soil	6.7	424.8	51.5	7.2
Tabas, Iran 1978/09/16	3	نزدیک گسل	Soil	7.4	835.8	121.4	94.6
Chi-Chi, Taiwan 1999/09/20	24.06	دور از گسل	Soil	7.6	502.3	39	14.3
Landers 1992/06/28 11:58	11.6	دور از گسل	Soil	7.3	278.6	43.2	14.5
Northridge 1994/01/17 12:31	17.7	دور از گسل	Soil	6.7	154.0	14.5	4.29
Tabas, Iran 1978/09/16	17	دور از گسل	Soil	7.4	398.3	26.5	8.75

۴- تحلیل بار افزون استاتیکی غیرخطی

روش آنالیز بار افزون امروزه به یک شیوه متداول و مطلوب جهت ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌های مختلف تبدیل گشته است. از آنالیزهای بار افزون انتظار می‌رود که اطلاعات مناسبی از نیازهای لرزه‌ای که طی زمین‌لرزه سطح طراحی به سیستم سازه‌ای و اجزای آن اعمال می‌گردند ارائه نماید. از نکات حائز اهمیت در این آنالیز، میزان دقت پیش‌بینی‌های انجام گرفته و شرایطی است که آنالیز مذکور می‌تواند تحت آنها به تخمین‌های بهتری از نیازهای لرزه‌ای اعمال شده به سازه منجر شود.

در این تحقیق برای انجام آنالیزهای بار افزون برای تعریف نقطه نهایی آنالیز، از محدودیت تغییر مکان نسبی ارائه شده توسط آیین نامه FEMA273 که برابر ۲ درصد ارتفاع طبقه می‌باشد استفاده شده است. نتایج تحلیل بار افزون برخی از قاب‌ها در شکل‌های ۲ الی ۴ به عنوان نمونه ارائه گردیده است.

نتایج نشان می‌دهد که برای قابهای با طول پیوند $0.9e_{crit}$ و $0.7e_{crit}$ محدودیت Drift ۲٪ حاکم بوده ولی برای قابهای با طول پیوند $0.5e_{crit}$ ناپایداری قاب قبل از تغییر مکان نسبی ۲٪ واقع شده و تعریف کننده نقطه نهایی بوده است.

۵- ضریب شکل پذیری کلی سازه (μ_s)

ضریب شکل‌پذیری کلی سازه که بیانگر ظرفیت

شکل‌پذیری سراسری سازه می‌باشد و به کمک نتایج آنالیز

بار افزون محاسبه می‌شود، مطابق رابطه $\mu_s = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$ برابر

با نسبت حداکثر تغییر مکان جانبی Δ_{MAX} به تغییر مکان حد جاری شدن Δ_y محاسبه می‌گردد. Δ_y برابر تغییر مکان جانبی معادل نقطه اتصال دو قسمت منحنی رفتاری ایده‌آل‌سازی شده می‌باشد. نتایج حاصل از تحلیل بار افزون در جدول (۶) ارائه شده است.

۶- تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی

مدل‌های در نظر گرفته شده در این تحقیق توسط نرم‌افزار RAMPerfrom-3DS تحت رکوردهای دورونزدیک گسل انتخابی آنالیز غیرخطی تاریخچه زمانی شده‌اند. تغییر مکان کلی طبقات، تغییر مکان نسبی طبقات، ضریب زلزله، μ ، R_μ و رفتار هیستریزس قابها در این تحقیق بررسی شده و نتایج برای رکوردهای دور و نزدیک گسل مقایسه شده‌اند.

۶-۱- تغییر مکانها

نتایج تغییر مکان کلی و تغییر مکان نسبی طبقات برای تمام قابهای ۶، ۳ و ۱۲ طبقه و با نسبت $\frac{e}{e_{crit}}$ متفاوت محاسبه گردیده و نمودار تغییر مکان ماکزیمم قابها در ارتفاع برای زلزله‌های مختلف دور و نزدیک گسل ترسیم گردیده‌اند. اشکال (۵) الی (۱۰) برخی از این نمودارها را به عنوان

گسل اهمیت می‌یابد.
محدودیت تغییر مکان نسبی غیر خطی در آیین نامه
استاندارد ۲۸۰۰ ایران برابر با 0.4R برابر تغییر مکان
حاصل از تحلیل استاتیکی معادل و در آیین نامه UBC

نمونه نشان می‌دهد. از این نمودارها نتیجه می‌شود که تغییر
مکان کلی و نسبی طبقات ناشی از رکوردهای نزدیک
گسل در مقایسه با رکوردهای دور از گسل تفاوت زیادی
دارند و لذا لزوم در نظر گرفتن تاثیرات رکوردهای نزدیک

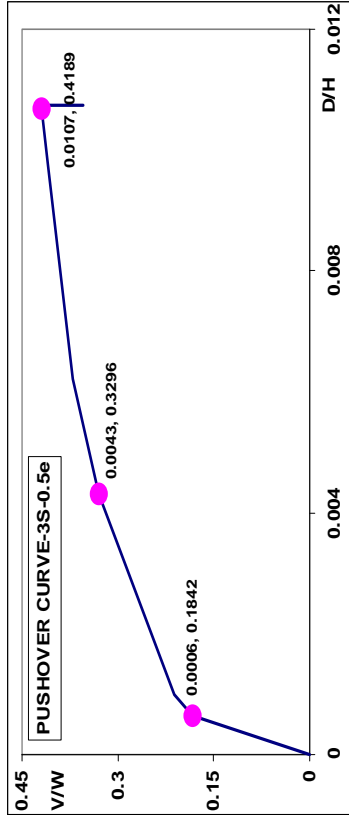
جدول (۶): نتایج شکل‌پذیری قابهای مورد بررسی.

تعداد طبقه	$\frac{e}{e_{crit}}$	Δ_s	Δ_y	Δ_{Max}	μ_s
۳ طبقه	0.9	1.035	1.587	18	11.34
	0.7	0.847	1.183	15.173	12.8
	0.5	0.699	0.976	12.038	12.3
۶ طبقه	0.9	2.647	3.898	36	9.2
	0.7	2.294	3.371	36	10.7
	0.5	2.020	2.742	27.072	9.9
۱۲ طبقه	0.9	7.199	11.895	72	6.05
	0.7	7.199	11.193	72	6.4
	0.5	7.198	10.13	56.05	5.5

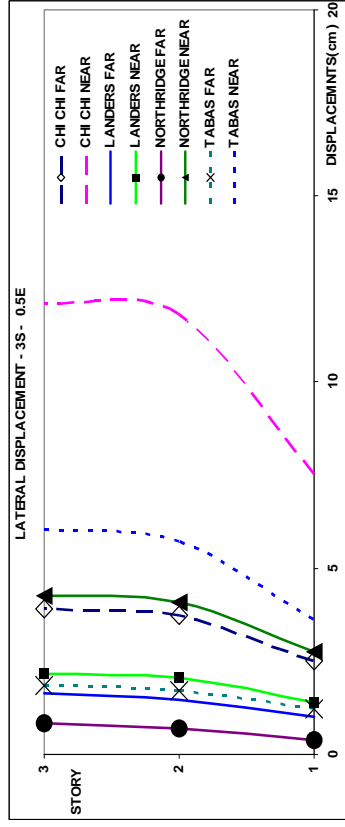
برابر با 0.7R برابر تغییر مکان حاصل از تحلیل استاتیکی
معادل می‌باشد. با توجه به نتایج ارائه شده در جداول (۷)
الی (۹) مشخص است که ماکزیمم تغییر مکان نسبی در
رکوردهای نزدیک گسل برای قابهای ۳، ۶ و ۱۲ طبقه به
ترتیب برابر با 3.477%، 3.963% و 2.01% و ماکزیمم
تغییر مکان نسبی در رکوردهای دور از گسل برای
قابهای ۳، ۶ و ۱۲ طبقه به ترتیب برابر با 1.101%، 0.853%
و 0.98% می‌باشد، همچنین ماکزیمم نسبت تغییر مکان
رکورد نزدیک گسل به رکورد دور از گسل برای
قابهای ۳، ۶ و ۱۲ طبقه به ترتیب برابر 8.9، 4.9 و 5.9 می‌باشد
که نشان‌دهنده نیاز تغییر مکانی بیشتر در قابها
(کوتاه، متوسط و بلند) تحت رکوردهای نزدیک گسل در
مقایسه با رکوردهای دور از گسل می‌باشد.

۶-۲- برش پایه

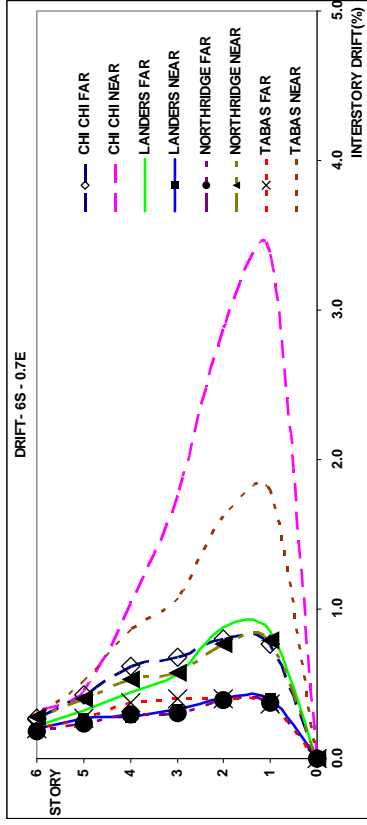
آیین‌نامه UBC97 به منظور در نظر گرفتن تاثیر رکوردهای
نزدیک گسل در روش تحلیل استاتیکی معادل اقدام به
ارائه ضرایبی نموده است که این ضرایب در جدول (۱۰)
نشان داده شده‌اند.



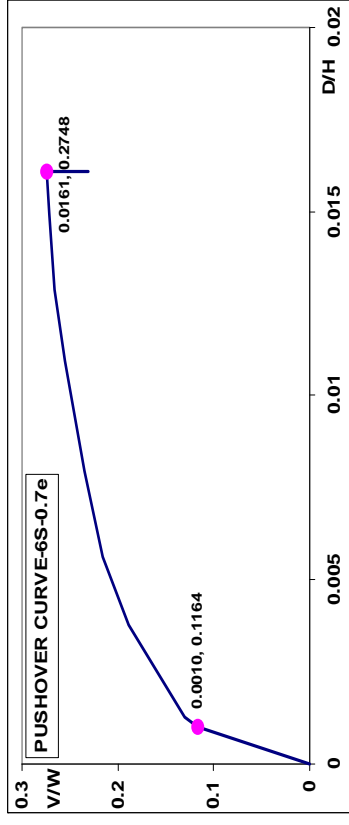
شکل (۳): نمودار پوش آور قاب $0.6s - 0.7e$.



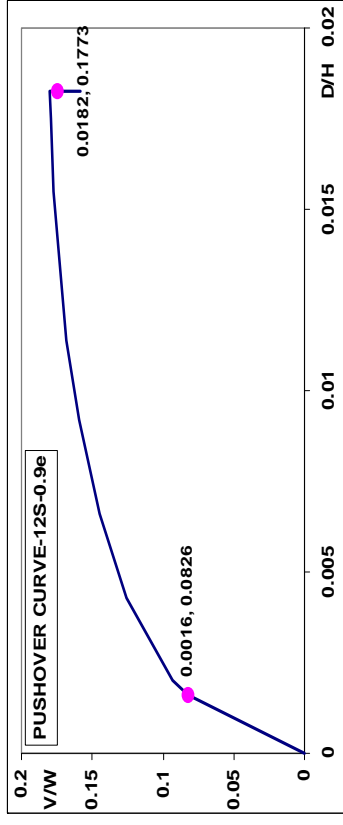
شکل (۵): نمودار تغییر مکان ماکزیمم قاب $0.3s - 0.5$.



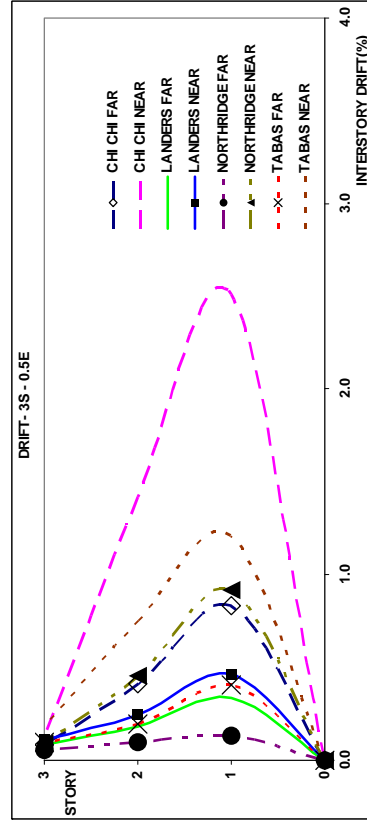
شکل (۷): نمودار تغییر مکان ماکزیمم قاب $0.12s - 0.9e$.



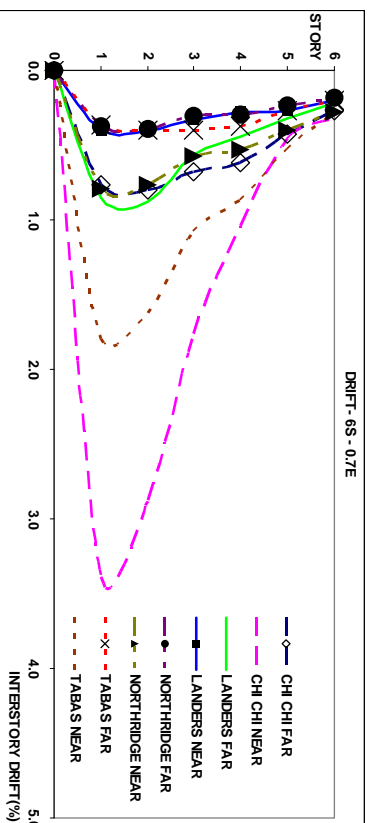
شکل (۲): نمودار پوش آور قاب $0.3s - 0.5e$.



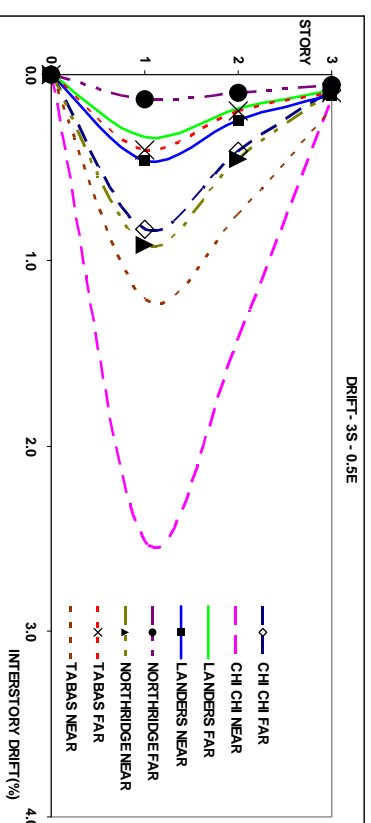
شکل (۴): نمودار پوش آور قاب $0.12s - 0.9e$.



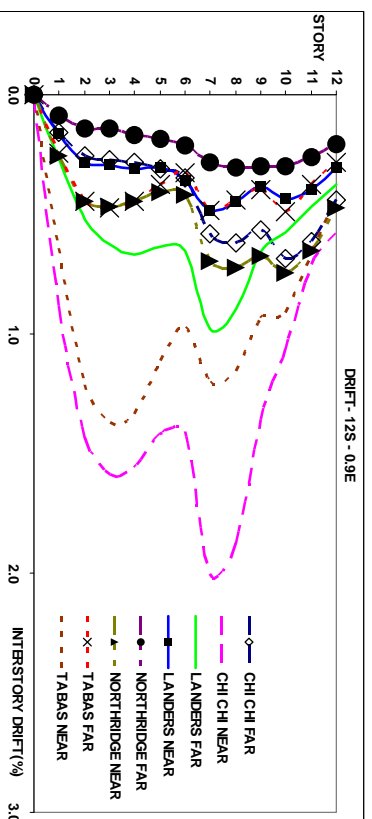
شکل (۶): نمودار تغییر مکان ماکزیمم قاب $0.6s - 0.7e$.



شکل (۹): نمودار تغییر مکان نسبی ماکزیمم قاب 0.7e - 6s.



شکل (۸): نمودار تغییر مکان نسبی ماکزیمم قاب 0.5e - 3s.



شکل (۱۰): نمودار تغییر مکان نسبی ماکزیمم قاب 0.9e - 12s.

برای ۱، ۴، ۹، ۱۶، ۲۵ و ۳۶ توصیه می‌گردد که این اعداد تطابق ضمنی خوبی با ضرایب تشدید ارائه شده توسط آیین نامه UBC97 دارد.

و در محدوده بررسی این تحقیق ضریب تشدید برش پایه، به منظور در نظر گرفتن تاثیرات رکوردهای نزدیک گسل برای قاب‌های ۱۲و ۳۶ طبقه به ترتیب

نسبت برش پایه رکورد نزدیک گسل به رکورد دور از گسل برای قابهای مورد بررسی در جداول (۱۱) الی (۱۳) آورده شده‌اند که با توجه به اعداد ارائه شده در این جدول

جدول (۷): ماکزیمم تغییر مکان نسبی قابهای ۳ طبقه

		CHI-CHI		LANDERS		NORTHRIDGE		TABAS		$0.4R \times \Delta_S$	$0.7R \times \Delta_S$
		FAR	NEAR	FAR	NEAR	FAR	NEAR	FAR	NEAR		
3S-0.5e	MAX .DRIFT(%)	0.834	2.513	0.335	0.460	0.130	0.917	0.407	1.212	0.161	0.282
	NO. STORY	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3S-0.7e	MAX .DRIFT(%)	0.981	3.010	0.417	0.465	0.120	1.070	0.488	1.378	0.202	0.354
	NO. STORY	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3S-0.9e	MAX .DRIFT(%)	1.101	3.447	0.454	0.488	0.233	1.209	0.625	1.676	0.253	0.443
	NO. STORY	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

جدول (۸): ماکزیمم تغییر مکان نسبی قابهای ۶ طبقه

		CHI-CHI		LANDERS		NORTHRIDGE		TABAS		$0.4R \times \Delta_S$	$0.7R \times \Delta_S$
		FAR	NEAR	FAR	NEAR	FAR	NEAR	FAR	NEAR		
6S-0.5e	MAX .DRIFT(%)	0.595	2.775	0.81	0.404	0.344	0.74	0.335	1.592	0.319	0.558
	NO. STORY	1	1	1	1	1	1	1	1	4	4
6S-0.7e	MAX .DRIFT(%)	0.764	3.392	0.853	0.403	0.376	0.793	0.368	1.8	0.365	0.639
	NO. STORY	1	1	1	1	1	1	1	1	3	3
6S-0.9e	MAX .DRIFT(%)	0.794	3.963	0.739	0.509	0.413	0.782	0.498	1.96	0.433	0.758
	NO. STORY	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2

جدول (۹): ماکزیمم تغییر مکان نسبی قابهای ۱۲ طبقه

		CHI-CHI		LANDERS		NORTHRIDGE		TABAS		$0.4R \times \Delta_S$	$0.7R \times \Delta_S$
		FAR	NEAR	FAR	NEAR	FAR	NEAR	FAR	NEAR		
12S-0.5e	MAX .DRIFT(%)	0.53	1.851	0.701	0.45	0.33	0.63	0.43	1.08	0.71	1.236
	NO. STORY	7	7	7	7	7	7	7	7	11	11
12S-0.7e	MAX .DRIFT(%)	0.56	1.921	0.83	0.46	0.30	0.67	0.43	1.16	0.751	1.314
	NO. STORY	7	7	7	7	7	7	7	7	11	11
12S-0.9e	MAX .DRIFT(%)	0.58	2.01	0.98	0.48	0.28	0.70	0.48	1.20	0.80	1.404
	NO. STORY	7	7	7	7	7	7	7	7	11	11

جدول (۱۰): ضریب نزدیکی به حوزه (N_v) UBC97

SEISMIC SOURCE TYPE	CLOSEST DISTANCE TO KNOW SEISMIC			
	$\leq 2km$	5km	10km	15km
A	2.0	1.6	1.2	1.0
B	1.6	1.2	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

جدول (۱۱): نتایج نسبت برش پایه رکورد نزدیک به رکورد دور زلزله‌های مورد بررسی برای قاب ۳ طبقه

	CHI-CHI	LANDERS	NORTHRIDGE	TABAS
3S-0.5e	1.55	1.31	1.8	1.6
3S-0.7e	1.47	1.21	2	1.6
3S-0.9e	1.39	1.20	1.85	1.56
Average	1.47	1.24	1.88	1.59

جدول (۱۲): نتایج نسبت برش پایه رکورد نزدیک به رکورد دور زلزله‌های مورد بررسی برای قاب ۶ طبقه

	CHI-CHI	LANDERS	NORTHRIDGE	TABAS
6S-0.5e	1.93	1.34	1.4	1.82
6S-0.7e	1.75	1.40	1.38	1.76
6S-0.9e	1.76	1.53	1.3	1.65
Average	1.81	1.42	1.36	1.74

جدول (۱۳): نتایج نسبت برش پایه رکورد نزدیک به رکورد دور زلزله‌های مورد بررسی برای قاب ۱۲ طبقه

	CHI-CHI	LANDERS	NORTHRIDGE	TABAS
12S-0.5e	2.2	1.72	1.76	1.56
12S-0.7e	2.23	1.51	1.95	1.62
12S-0.9e	2	1.40	2	1.7
Average	2.14	1.54	1.90	1.63



۳-۶- شکل پذیری

افزون (مقایسه شده است. نتایج بیانگر این است که قابهای مورد بررسی که بر اساس ضوابط آیین نامه UBC97 طراحی شده‌اند، نیاز شکل‌پذیری رکوردهای دور از گسل را به خوبی تامین می‌کنند، در صورتی که در تمام موارد نیاز به شکل‌پذیری رکوردهای نزدیک گسل بیشتر از شکل‌پذیری ظرفیت قابهای مورد بررسی می‌باشد.

Δ_y نظیر اولین نقطه تسلیم درسازه است. شکل‌پذیری محاسبه شده بدین طریق شکل‌پذیری نیاز قاب مورد نظر، تحت رکورد زلزله مربوطه می‌باشد. در جداول (۱۴) الی (۱۶) شکل‌پذیری نیاز نظیر هر دو دسته از رکوردهای دور و نزدیک گسل با مقدار شکل‌پذیری موجود (ظرفیت) قابهای مورد بررسی (شکل‌پذیری حاصل از آنالیز بار

جدول (۱۴): مقایسه شکل‌پذیری نیاز و موجود قابهای ۳ طبقه

		شکل‌پذیری ظرفیت	شکل‌پذیری تقاضا		نسبت شکل‌پذیری تقاضا به ظرفیت	
			FAR	NEAR	FAR	NEAR
CHI-CHI	3S-0.5E	12.3	5.7	18.1	0.46	3.18
	3S-0.7E	12.8	5.3	17.8	0.41	3.36
	3S-0.9E	11.34	5.1	18.3	0.45	3.59
LANDERS	3S-0.5E	12.3	2.6	4.5	0.21	1.73
	3S-0.7E	12.8	3	3.5	0.23	1.17
	3S-0.9E	11.34	2.4	3.3	0.21	1.38
NORTHRIDGE	3S-0.5E	12.3	1.5	6.5	0.12	4.33
	3S-0.7E	12.8	1	6.3	0.08	6.30
	3S-0.9E	11.34	1.5	3.4	0.13	2.27
TABAS	3S-0.5E	12.3	2.6	8	0.21	3.08
	3S-0.7E	12.8	2.7	10.6	0.21	3.93
	3S-0.9E	11.34	2.7	8	0.24	2.96

جدول (۱۵): مقایسه شکل‌پذیری نیاز و موجود قابهای ۶ طبقه

		شکل‌پذیری ظرفیت	شکل‌پذیری تقاضا		نسبت شکل‌پذیری تقاضا به ظرفیت	
			FAR	NEAR	FAR	NEAR
CHI-CHI	6S-0.5E	9.2	5.3	10.9	0.58	2.06
	6S-0.7E	10.7	6.4	11.5	0.60	1.80
	6S-0.9E	9.9	4.3	12.6	0.43	2.93
LANDERS	6S-0.5E	9.2	5	2.2	0.54	0.44
	6S-0.7E	10.7	4.8	1.9	0.45	0.40
	6S-0.9E	9.9	3.7	2.3	0.37	0.62
NORTHRIDGE	6S-0.5E	9.2	1.7	4.5	0.18	2.65
	6S-0.7E	10.7	1.5	6.2	0.14	4.13
	6S-0.9E	9.9	1.6	6.4	0.16	4.00
TABAS	6S-0.5E	9.2	2.6	12.2	0.28	4.69
	6S-0.7E	10.7	2	12.5	0.19	6.25
	6S-0.9E	9.9	2.5	12.8	0.25	5.12

جدول (۱۶): مقایسه شکل‌پذیری نیاز و موجود قابهای ۱۲ طبقه

		شکل‌پذیری ظرفیت	شکل‌پذیری تقاضا		نسبت شکل‌پذیری تقاضا به ظرفیت	
			FAR	NEAR	FAR	NEAR
CHI-CHI	12S-0.5E	9.2	5.3	10.9	0.58	2.06
	12S-0.7E	10.7	6.4	11.5	0.60	1.80
	12S-0.9E	9.9	4.3	12.6	0.43	2.93
LANDERS	12S-0.5E	9.2	5	2.2	0.54	0.44
	12S-0.7E	10.7	4.8	1.9	0.45	0.40
	12S-0.9E	9.9	3.7	2.3	0.37	0.62
NORTHRIDGE	12S-0.5E	9.2	1.7	4.5	0.18	2.65
	12S-0.7E	10.7	1.5	6.2	0.14	4.13
	12S-0.9E	9.9	1.6	6.4	0.16	4.00
TABAS	12S-0.5E	9.2	2.6	12.2	0.28	4.69
	12S-0.7E	10.7	2	12.5	0.19	6.25
	12S-0.9E	9.9	2.5	12.8	0.25	5.12

۴-۶- حلقه‌های پسماند

پاسخ تاریخیچه زمانی برش پایه نسبت به تغییر مکان بام (حلقه پسماند) برای قابهای ۱۲و۳،۶ طبقه با طول تیر پیوند $0.7e_{crit}$ برای رکوردهای دورنزدیک زلزله‌های Chi-Chi و TABAS ترسیم گردیده‌اند و برخی از آنها در اشکال (۱۱) الی (۱۳) نشان داده شده‌اند. باتوجه به این شکل‌ها مشخص است که انرژی تحمیلی ناشی از رکوردهای نزدیک گسل در مقایسه با رکوردهای دورازگسل خیلی زیاد می‌باشد و لذا به منظور مقابله با این انرژی تحمیلی نیاز به سازه‌ای با شکل‌پذیری بالا می‌باشد.

۷- نتیجه‌گیری

۱- نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که با توجه به مشخصات ویژه رکوردهای نزدیک گسل، سازه‌ها رفتار متفاوتی را تحت اثر این رکوردها از خود نشان می‌دهند. هر چند نتایج عددی بدست آمده در این تحقیق کاملاً به مشخصات قابهای طراحی شده و رکوردها و سایر عوامل از جمله شرایط ساختگاهی سایت بستگی دارد ولی با این وجود بطور کل می‌توان این نتیجه را که سازه‌ها تحت اثر این رکوردها رفتار متفاوتی دارند را قبول نمود.

۲- نیاز تغییر مکانی رکوردهای نزدیک گسل در مقایسه با نیاز تغییر مکانی رکوردهای دور از گسل بیشتر بوده، ماکزیمم تغییر مکان نسبی تحت رکوردهای نزدیک گسل در قابهای ۳و۶ طبقه در طبقه اول و در قابهای ۱۲ طبقه در طبقات میانی (طبقه ۷) رخ می‌دهد. علت این امر بدان دلیل است که با افزایش $\frac{TP}{T}$ در مدلها، میزان مشارکت و تاثیر مدهای بالاتر در پاسخ سازه بیشتر می‌شود. بنابراین محتوی فرکانسی بالای زلزله‌های نزدیک

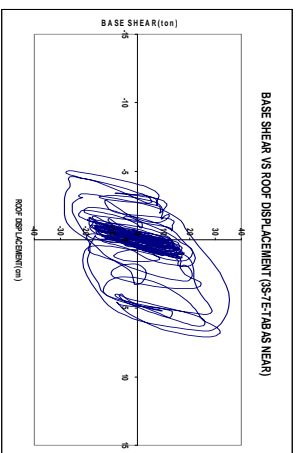
گسل، طبقات بالاتر را بیشتر تحت تاثیر قرار می‌دهد.

۳- مقادیر برش پایه حاصل از تحلیل دینامیکی خطی و غیر خطی تاریخیچه زمانی برای رکوردهای نزدیک گسل بیشتر از رکوردهای دور از گسل می‌باشد لذا به نظر می‌رسد که اگر قرار باشد همین قابها را تحلیل استاتیکی معادل نمود باید در آن صورت برای حالت نزدیک گسل برش پایه بالاتری را در نظر گرفت. ضریب تشدید حاصل از این تحقیق برای قابهای ۳و۶ و ۱۲ طبقه به ترتیب برابر ۱،۶۵ و ۱،۶۴ و ۱،۸۵ می‌باشد که تطابق خوبی با نتایج آیین‌نامه UBC97 که در جدول (۱۰) ارائه شده است، دارد.

۴- شکل‌پذیری نیاز زلزله‌های نزدیک گسل، در مقایسه با شکل‌پذیری نیاز زلزله‌های دور از گسل بیشتر بوده و لذا به منظور مقاومت در برابر زلزله‌های نزدیک گسل باید سازه شکل‌پذیرتری را طراحی نمود.

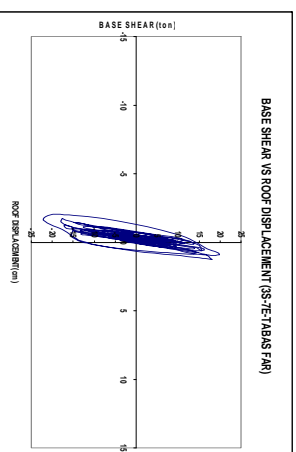
۵- ضریب تشدید برش پایه با افزایش پیوند سازه که منجر به بزرگتر شدن $\frac{TP}{T}$ می‌گردد، برای یک زلزله مشخص افزایش می‌یابد. لذا پیشنهاد می‌شود این موضوع که حتی در آیین‌نامه UBC97 نیز در نظر نگرفته نشده است با تحلیل مدل‌های بیشتر تحت رکوردهای دور و نزدیک گسل مختلفی در آیین‌نامه منظور گردد.

۶- حلقه پسماند نظیر رکورد نزدیک گسل در تمام قابها نشان از اعمال انرژی بالا در مقایسه با رکورد دور از گسل می‌باشد که این مطلب تأکیدی دوباره به تهیه و طراحی سازه‌های با قابلیت استهلاک انرژی بالا برای مقابله با اثرات زلزله‌های نزدیک گسل می‌باشد.



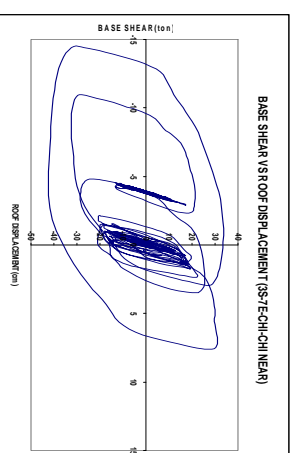
شکل (د-۱۱): حلقه پسماند قاب ۳ طبقه تحت

رکورد نزدیک گسل TABAS



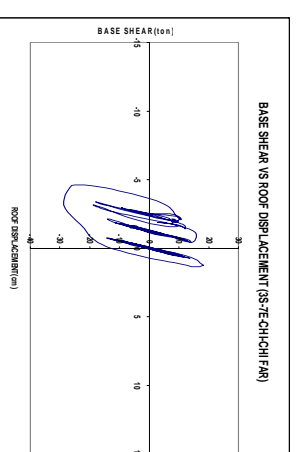
شکل (ج-۱۱): حلقه پسماند قاب ۳ طبقه تحت

رکورد دور از گسل TABAS



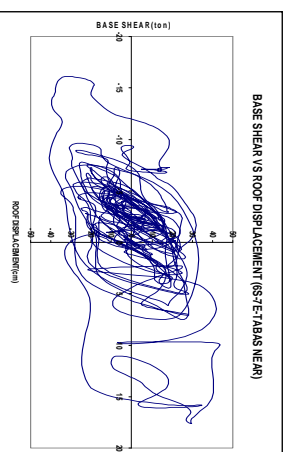
شکل (ب-۱۱): حلقه پسماند قاب ۳ طبقه تحت

رکورد نزدیک گسل Chi-Chi



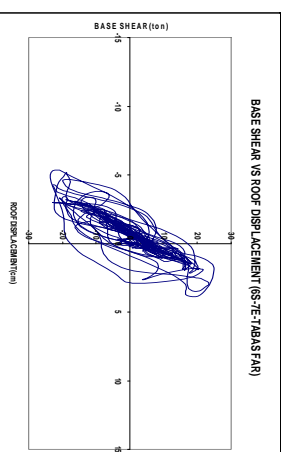
شکل (الف-۱۱): حلقه پسماند قاب ۳ طبقه تحت

رکورد دور از گسل Chi-Chi



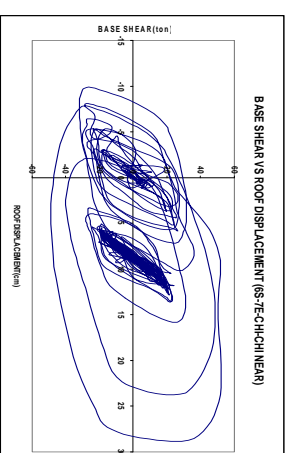
شکل (د-۱۲): حلقه پسماند قاب ۳ طبقه تحت

رکورد نزدیک گسل TABAS



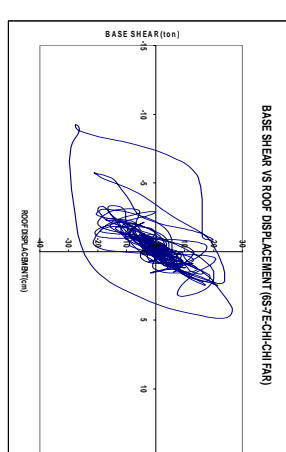
شکل (ج-۱۲): حلقه پسماند قاب ۳ طبقه تحت

رکورد دور از گسل TABAS



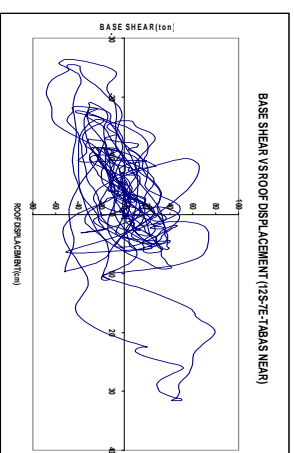
شکل (ب-۱۲): حلقه پسماند قاب ۳ طبقه تحت

رکورد نزدیک گسل Chi-Chi



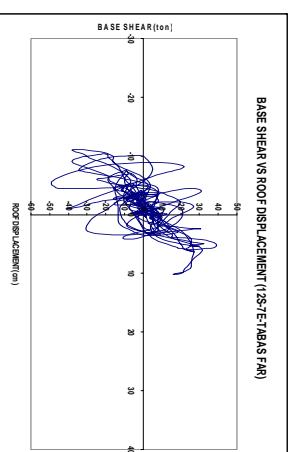
شکل (الف-۱۲): حلقه پسماند قاب ۳ طبقه تحت

رکورد دور از گسل Chi-Chi



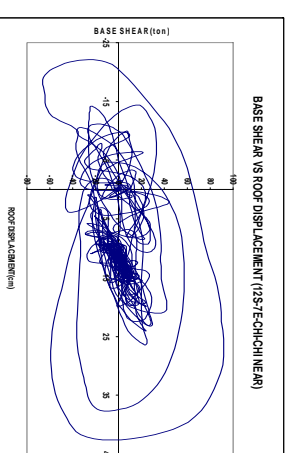
شکل (د-۱۳): حلقه پسماند قاب ۱۲ طبقه تحت

رکورد نزدیک گسل TABAS



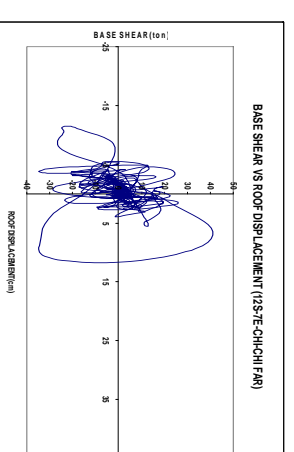
شکل (ج-۱۳): حلقه پسماند قاب ۱۲ طبقه تحت

رکورد دور از گسل TABAS



شکل (ب-۱۳): حلقه پسماند قاب ۱۲ طبقه تحت

رکورد نزدیک گسل Chi-Chi



شکل (الف-۱۳): حلقه پسماند قاب ۱۲ طبقه تحت

رکورد دور از گسل Chi-Chi

- 1-John F. Hall, "Parameter Study of the Response of Moment Resisting Steel Frame Building to near Source Ground Motion", Report NO. EERI 95-08, 1995.
- 2- Smolka, A; Rauch. E, "The Earthquake of Northridge 1994 and Kobe 1995-Lessons for Risk Assessment and loss Prevention with Special Reference to Earthquake Insurance ", Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Pergamon, Elsevier Science Ltd, [Oxford, England] ,Disc 4,Paper NO1847,1996.
- 3- Iwan,W.D,"The Drift Demand Spectrum and its Application to Structural Design and Analysis", Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Pergamon, Elsevier Science Ltd, [Oxford, England], Disc 2, Paper NO1116,1996.
- 4- Filiatrault, Ander; Tremblay, Robert, "Seismic Retrofit of Steel Moment Resisting Frames with Passive Friction Energy Dissipating Systems", Proceedings Of the NEHREP Conference and Workshop on Research on the Northridge, California Earthquake January 17, 1994, California Universities for Research in Earthquake Engineering (CUREe), Richmond, California, pp III-554---III-561,1998.
- 5- C.Allin Cornell, Nicolas Luco, "The Effect of Connection Fractures on Steel Moment Resisting Frame Seismic Demands and Safety", A Report on SAC Phase II Task 5.4.6,Final Draft,February,1999.
- 6-Somerville, Paul. "Characterizing Near-Fault Ground Motion for the Design and Evaluation of Bridges". Principal Seismologist.URS Corp. Pasadena CA 91101.2001.
- 7- Sinan Akkar and Polat Gulkan, "A Near-Fault Design Spectrum and its Drift Limits", Fourth International Conference of Earthquake Engineering and Seismology, CD-ROM, p.BS-17, 2003.
- 8- Decanini, Luis & Mollaioli, Fabrizio & Saragoni, Rodolfo. Energy and Displacement Demand Imposed by Near-Source Ground Motions. 12WCEE. New Zealand. Paper 1136,2000.
- 9- UBC-97 (Uniform Building Code), Volume 2, Structural engineering design provisions.
- ۱۰- آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله / استاندارد ۲۸۰۰ / ویرایش دوم / انتشارات مرکز تحقیقات مسکن / ۱۳۷۸.
- ۱۱- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمانهای فولادی) / دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان / ۱۳۷۸.
- ۱۲- آیین نامه حداقل بار وارده بر ساختمانها و ابنیه فنی(استاندارد ۵۱۹) / دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان / ۱۳۷۹.



رفتار لرزه‌ای، تحلیل و طراحی

قاب‌های با مهاربندی هم‌مرکز شکل‌پذیر بر اساس نتایج آزمایشگاهی

محمد قاسم وتر^۱، علیرضا رضائیان^۲

چکیده

یکی از سیستم‌های مورد استفاده برای مقاومت در برابر بارهای لرزه‌ای «قاب‌های مهاربندی شده هم‌مرکز» می‌باشند. به دلیل سادگی محاسبات، طرح و اجرای آسان و هزینه‌های پایین‌تر در مقایسه با دیگر انواع سیستم‌های لرزه‌بر، به‌طور گسترده مورد استفاده قرار می‌گیرند. این قاب‌ها با داشتن سختی جانبی بالا، تحت بارهای جانبی مانند یک خرابای قائم عمل کرده و عضوهای مهار، نیروهای جانبی را به صورت محوری تحمل می‌نمایند، هر چند این قاب‌ها سختی جانبی بالایی را در ناحیه الاستیک از خود نمایش می‌دهند اما به دلیل کماتش مهاربندها، تحت بارهای رفت و برگشتی دچار زوال سختی و مقاومت می‌شوند. برای حل این معضل متداولترین راه مونتاز میراگرهایی در مسیر مهاربند می‌باشد که به شکل‌پذیری سیستم‌های مهاربندی شده هم‌مرکز می‌افزاید. هدف این مقاله ارائه طرح‌های جدید برای شکل‌پذیر نمودن قاب‌های مهاربندی شده هم‌مرکز می‌باشد. در ارائه این طرح‌ها سعی شده است از روش‌ها و مصالح موجود در کشور استفاده شود. مهاربندهای اصلاح شده به روش تشریح شده در این مقاله، می‌توانند بدون کماتش در کشش و فشار با رفتاری مشابه به تسلیم برسند. قابلیت تسلیم این مهاربندها در فشار، از حلاء نبود مقاومت فشاری در آنها جلوگیری کرده و زمینه جذب و استهلاک انرژی فراوانی را آماده می‌سازد. در این مقاله ضمن ارائه روش‌های طراحی این نوع مهاربندها بر مبنای مطالعات آزمایشگاهی، پایداری و جذب انرژی در آنها مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

کلمات کلیدی:

قاب‌های مهاربندی شده هم‌مرکز، شکل‌پذیری، کماتش، بارهای لرزه‌ای

Seismic Behavior, Analysis and Design of Characterization of New Ductile Centrally Braced Frame (D-CBF)

M.Gh.Vetr, A.R.Rezaeian

ABSTRACT

Braces are used as effective seismic elements in seismic regions. They are widely used in low to high-rise buildings. However under an earthquake loading, Conventional braces are directed to the buckling rapidly. Repeated buckling and yielding of the braces cause a stiffness and strength degradation which may reduce the overall frame stability. To solve the above problem, a number of studies have been introduced on the use of new Ductile brace using in Centrally Braced Frames (DCBF), in which buckling has been restrained. This new brace is yielded in tension as well as in compression in which dissipate seismic energy in both direction of loading. This paper describes the main characteristics of the inelastic seismic response of the such Ductile Braces (DCB). In order to study the seismic behavior of the new developed DCBs with the new proposed cover and encasing material achieving a series of new effective and economical DCB, several large-scale braces have been tested. In this study, first the new four types of DCBs that have been developed at IIEES are introduced, designed and tested, then the hysteretic characteristics and energy dissipation of the DCBs under cyclic loading are investigated.

Key words:

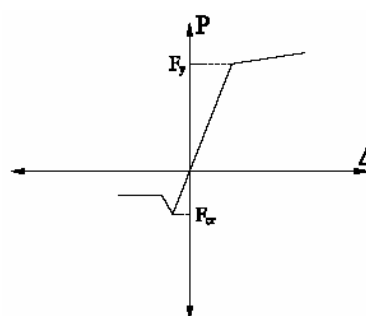
Centrally Braced Frame, Ductility, Buckling, Seismic Load

۱. دکتر محمد قاسم وتر: استادیار پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله vetr@iiees.ac.ir

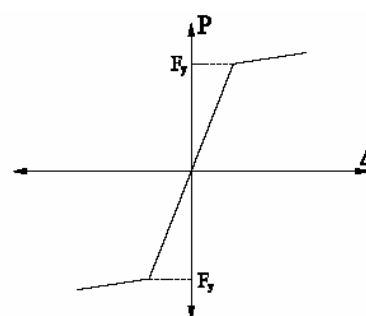
۲. مهندس علیرضا رضائیان: مربی گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی کرج farid_rezaeian@yahoo.com

۱- مقدمه

طراحی و ساخت قابهای با مهاربند شکل پذیر هم مرکز بر اساس جلوگیری از کمناش عضو مهاری، قبل از جاری شدن آن در فشار می باشد، یعنی همانطور که تشریح شد با یک رفتار مشابه در کشش و فشار به جاری شدن برسند، در شکل (۱) رفتار عضو مهاری قبل و بعد از اصلاح نمایش داده شده است.



الف) قبل از اصلاح

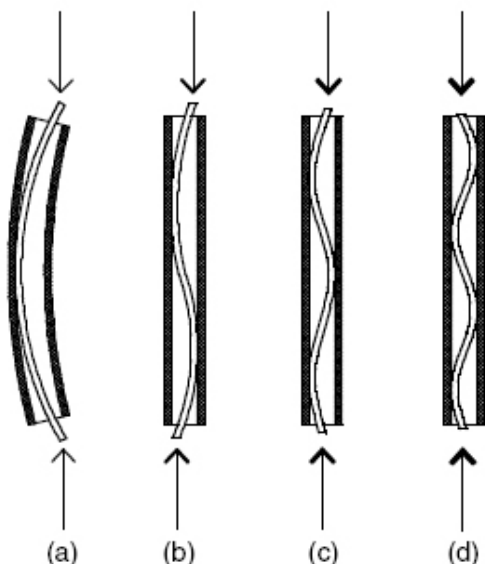


ب) بعد از اصلاح

شکل (۱): رفتار شماتیک عضو مهاری

ایده ممانعت از کمناش مهاربند، برای فراهم آوردن تسلیم فشاری آن (بادبندهای مقاوم در برابر کمناش) به حدود ۲۵ سال قبل برمی گردد، که ابتدا توسط یک مهندس هندی به نام بنه سریدههارا (Benne Sirdhara) برای جلوگیری از کمناش ستونها و افزایش باربری آنها در هندوستان مورد مطالعه قرار گرفت و با ارایه شکل (۲) ثبت شد [۳]. در حدود ۲۰ سال پیش آقای Watanabe در ژاپن ادامه مطالعات و کاربرد آن در مهاربندها را پی گرفت، [۶]. حدود ۱۵ سال پیش شرکت ژاپنی Nippon Steel

تحقیقاتی را در این زمینه آغاز نموده است و پروفیسور پوپوف در اوایل سال ۲۰۰۰ میلادی در آخرین مطالعات خود از طرف مؤسسه SIE و با همکاری شرکت فولاد ژاپن مسئول انجام آزمایشها برای تعیین درجه اعتبار و اعتماد به رفتار اینگونه از مهاربندها بوده است [۹].

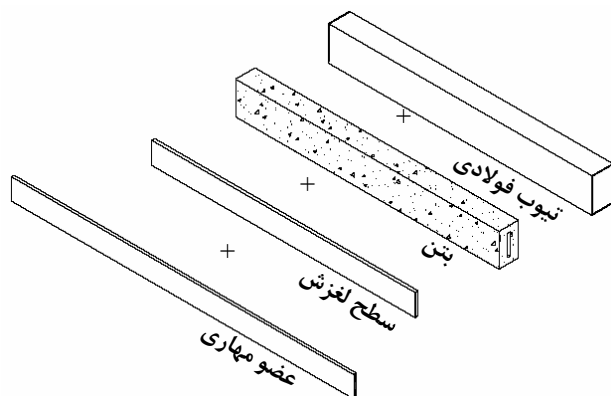


شکل (۲): ارایه روش جلوگیری از کمناش ستونها، ثبت شده توسط سریدههارا [۳].

روش استفاده شده برای طراحی و ساخت این مهاربندها، از فولاد با مقاومت تسلیم پایین به عنوان هسته عضو مهاری، تفلون مخصوص برای پوشش هسته (عضو مهاری) و ماده جداکننده، بتن به عنوان ماده پرکننده و لوله فولادی به عنوان پوشش کلی المان مهاربند بوده است شکل (۳).

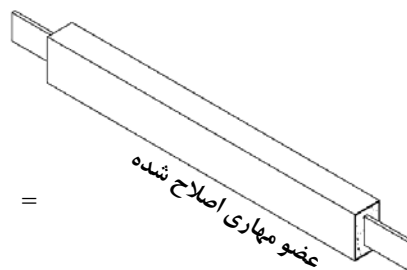
یکی از اهداف این پژوهش علاوه بر مطالعات تئوری و آزمایشگاهی و مطابقت دادن آنها، ارایه راه حل های ساده و عملی قابل اجرا در ایران و نوآوری در طراحی و ساخت این مهاربندها بوده است. در این راستا به کمک مصالح بومی نظیر فولادهای معمولی St37 برای هسته و از ترکیب گریس و مقوای کارتن به عنوان جایگزین تفلن مخصوص و مواد مختلفی نظیر بتن سبک، دانه های لیکا، ترکیب ماسه بادی فشرده با روغن سوخته، الوار چوبی

مسیر حتی از پروفیل‌های فولادی به عنوان جانشین توامان پرکننده‌ها و پوشش نهایی فولادی استفاده شده است [۱].



شکل (۳): کلیات روش ساخت مهاربندهای شکل‌پذیر

به‌عنوان پرکننده و از مقاطع مربعی نورد سرد نازک مانند پروفیل ساوه برای پوشش نهایی استفاده می‌گردد. در این



چنانچه $q(x)$ بار عرضی یکنواخت وارد بر عضو مهاري و $(EI)_{core}$ سختی هسته فولادی و $(EI)_{mantel}$ ملات و لوله پوشش نهایی حول محور ضعیف باشد رابطه‌های زیر قابل استخراج می‌باشد:

$$(EI)_{mantel} \frac{d^4 y(x)}{dx^4} = q(x) \quad (2)$$

$$(EI)_{core} \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + P \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = \quad (3)$$

$$-(EI)_{mantel} \frac{d^4 y(x)}{dx^4} \quad (4)$$

$$\frac{d^4 y(x)}{dx^4} + \frac{P}{[(EI)_{core} + (EI)_{mantel}]} \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = 0 \quad (5)$$

با حل معادله دیفرانسیل فوق بار بحرانی مهاربند شکل‌پذیر به صورت رابطه زیر است:

$$P_{cr-DB} = \frac{\pi^2}{(KL)^2} [(EI)_{core} + (EI)_{mantel}] \quad (6)$$

از آنجا که کمانش حول محور ضعیف هسته فولادی مهاربند بسیار کمتر از لوله فولادی پوششی می‌باشد، از سختی حول محور ضعیف مهاربند صرف‌نظر می‌شود، بنابراین بار بحرانی مهاربند (هسته فولادی + پوشش) وابسته به بار بحرانی پوشش نهایی (لوله) می‌شود:

$$P_{cr-DB} = \frac{\pi^2 (EI)_{tube}}{(KL)^2} \quad (7)$$

۲- تحلیل پایداری مهاربندهای شکل‌پذیر

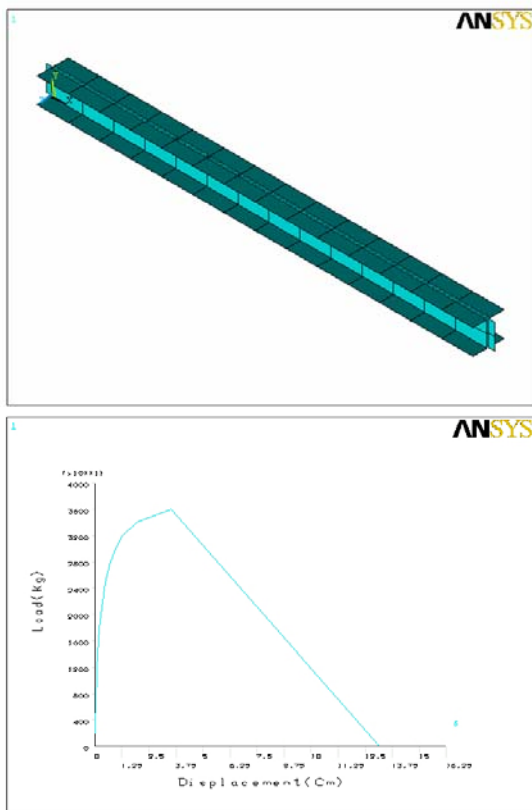
۲-۱- تحلیل بر اساس تئوری‌های پایداری

به دلیل اهمیت بررسی پایداری در تحقیقات طی دو مرحله براساس تئوری‌های پایداری و روش‌های عددی به کمک نرم‌افزار مسایل کمانش مورد بررسی قرار گرفت. برابر تحلیل کمانش اویلر، بار بحرانی برای یک عضو فشاری (هسته فولادی مهاربند) به قرار ذیل می‌باشد:

$$P_{cr-core} = \frac{n^2 \pi^2 (EI)_{core}}{(KL)^2} \quad (1) \quad (\text{حول محور ضعیف})$$

که در آن KL طول موثر هسته مهاربند، EI سختی خمشی حول محور ضعیف و n شماره مود کمانشی می‌باشد.

همانطور که از رابطه (۱) برمی‌آید اگر به طریقی بتوان به مودهای کمانشی بالاتر دست یافت تحمل باربری مهاربند سریعاً و به صورت مربعی افزایش می‌یابد. بر همین اساس اگر هسته فولادی فوق داخل یک لوله پوشش و توسط مواد پرکننده احاطه شود کمانش‌های مودهای بالاتر بعد از تسلیم عضو روی خواهد داد. افزایش باربری و در نهایت افزایش بار بحرانی ستون را می‌تواند مطابق روابط مقاومت مصالح بدست آورد مطابق با روش حل معادله کمانش یک تیر-ستون بر بستر الاستیک یا تحت بار عرضی یکنواخت، بدست خواهد آمد [۱۲و۴].



شکل (۴): مدل‌سازی و تحلیل کمانش در نرم‌افزار

همانطور که در شکل (۴) دیده می‌شود نتایج نرم‌افزار همپوشانی خوبی با نتایج تئوری دارد. برای مدل‌سازی پرکننده‌ها از المانهای 45 SOLID و هسته و پوشش نهایی فولادی از SHELL 43 استفاده گردید.

۳- طراحی مهارندهای شکل پذیر

اساس طراحی قابهای با مهاربندی هم مرکز شکل پذیر متکی بر جلوگیری از کمانش اوپلری هسته مهاربند با لغزیدن آن بر پوشش فراهم شده می‌باشد به خاطر وجود این پوشش لغزنده و محبوس شده، در اثر وجود نیروهای برشی و اثر پواسون در داخل این زاکت از کمانش موضعی جلوگیری می‌شود.

با توجه به مطالب فوق می‌توان اصول طراحی مهاربند شکل پذیر را به ترتیب زیر تقسیم‌بندی کرد:

الف - برآورد برش طبقه در اثر زلزله طراحی و متعاقب آن نیروی مهاربند از طریق سیستم خرابایی

البته انتظار می‌رود در یک طراحی مناسب برای مهاربند شکل پذیر بار تسلیم هسته فولادی خیلی کمتر از بار بحرانی کل مهاربند در رابطه ۷ باشد. در نتیجه انتظار می‌رود که هسته مهاربند در کشش و فشار به تسلیم برسد: بنابراین:

$$(P_y)_{core} = (\sigma_y A)_{core} < P_{cr-DB} \quad (۸)$$

۲-۲- تحلیل بر اساس مدل‌های عددی در ANSYS

با توجه به اهمیت بررسی کمانش در نواحی الاستیک و پلاستیک برای اطمینان از عدم وقوع هر نوع کمانشی قبل از تسلیم هسته فولادی، انجام یک تحلیل کمانش در ناحیه غیر خطی ضروری است. به همین منظور با کمک از نرم‌افزار ANSYS کار انجام می‌شود.

به همین منظور تحلیل بر روی یک مهاربند آزمایشگاهی مورد بررسی پیگیری می‌شود. طول کلی مهاربند ۱۶۰۰ میلیمتر و طول پوشش داده شده آن ۱۴۰۰ میلیمتر و سطح مقطع هسته فولادی ۸۰×۱۰ میلیمتر مربع می‌باشد. ابعاد پوشش نهایی یا قوطی مربع شکل ۲۰۰×۲۰۰ میلیمتر و ضخامت ۳ میلی متر می‌باشد. لنگر اینرسی مقاطع حول محور ضعیف به قرار ذیل می‌باشد.

هسته فولادی تنها و بدون پوشش:

$$I = 1/12bh^3 = 1/12 * 8 * 1^3 = 2/3 Cm^4$$

$$P_{cr-core} = \frac{n^2 \pi^2 (EI)_{core}}{(KL)^2} = \frac{1 * 3.14^2 * (2100000 * 2/3)}{(0.5 * 140)^2} = 2800 Kg$$

کل مهاربند با پوشش نهایی قوطی:

$$I = 1/12bh^3 = 1/12 * (20^4 - 19.4^4) = 23.6 Cm^4$$

$$P_{cr-DB} = \frac{n^2 \pi^2 (EI)_{tube}}{(KL)^2} = \frac{1 * 3.14^2 * (2100000 * 23.6)}{(0.5 * 140)^2} = 99700 Kg$$

بنابراین بار تسلیم هسته فولادی بسیار پایین‌تر از بار بحرانی کل مهاربند می‌باشد:

$$(P_y)_{core} = (\sigma_y A)_{core} = 2800 Kg < P_{cr-DB} = 99700 Kg$$

نتایج تحلیل کمانش نرم‌افزار ANSYS به قرار ذیل می‌باشد:

مقطع 80×10 میلی متر مربع و طول 1620 از فولاد ST37 استفاده گردید. تنش متوسط جاری شدن فولاد مصرفی از طریق آزمایش کشش مستقیم برابر 2375 کیلوگرم بر سانتی متر مربع بدست آمد. طول کلی نمونه‌ها 162 سانتی‌متر می‌باشد. در این آزمایشها ابتدا 6 نمونه مهاربند تنها مورد آزمایش واقع شد. برای بررسی فلسفه طراحی ارائه شده این نوع از قابها و بررسی دقیقتر تناسب ابعادی مقاطع تیر، ستون، اتصال و صفحات اتصال با مهاربند و نحوه تعامل و کفایت آنها در زلزله یک قاب نمونه همراه با یکی از مهاربندها که مناسب‌ترین عملکرد را داشته است تحت بارهای دینامیکی معادل قرار گرفت.

۴-۱- نحوه ساخت مهاربندهای نمونه

نمونه ۱: ورق 80×10 میلی متر طول 140 سانتی‌متر
 نمونه ۲: ورق 80×10 میلی متر با ژاکت فولادی از دو ناودانی 100 با طول ژاکت 140 سانتی‌متر
 در این نمونه هسته میانی با ماده لغزاننده و جداکننده (گریس و مقوا) آغشته گردید، سپس دو پروفیل ناودانی 100 همانطور که در شکل (۵) مشخص است به صورت پشت به پشت هسته فولادی را در میان گرفته و به وسیله ورق های دوخت نگهداری می شوند. در این نمونه برای جلوگیری از حرکت ناودانی‌ها و کمانش موضعی هسته میانی در محل اتمام پوشش همانند جزئیات شکل (۵) از سخت کننده های موضعی استفاده گردیده است.

ب - محاسبه سطح مقطع هسته فولادی برای تنش تسلیم از رابطه ۸

ج - انتخاب شکل مقطع، نوع پوشش فلزی نهایی، ماده پرکننده و لایه لغزنده متناسب با مورد

د - کنترل کفایت عدم وقوع کمانش پوشش فلز نهایی حول محور ضعیف از رابطه ۷

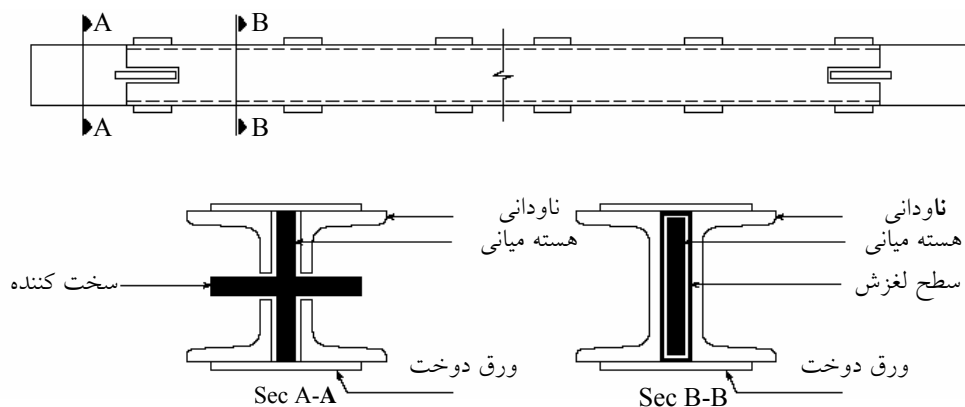
ه - تقویت هسته مهاربند خارج از ناحیه پوشش برای جلوگیری از کمانش موضعی در دو انتهای آن

برای طراحی قابهای هم مرکز شکل پذیر، باید بعد از طراحی مهاربند که به طریق پلاستیک صورت می‌گیرد، طراحی بقیه اعضای قاب نظیر تیرها، ستونها و اتصالات به ازای حداکثر ظرفیت باربری مهاربند با اعمال سخت شدگیهای مرتبط و به روش الاستیک انجام پذیرد. لازم به توضیح است که چون آیین‌نامه زلزله ایران برای انتخاب ضریب رفتار (R) پیشنهادی نمی‌دهد ضریب رفتاری ما بین قابهای خمشی ویژه ($R=10$) و مهاربندی شده هم مرکز ($R=6$) انتخاب می‌شود. هر چند نتایج مطالعات این پژوهش ضریب رفتاری مانند قابهای با مهاربندی خارج از مرکز و حدود $R=8$ را پیشنهاد می‌دهد.

۴- انجام مطالعات آزمایشگاهی

برای انجام مطالعات آزمایشگاهی پنج نمونه مهاربند شکل‌پذیر با مصالح بومی طراحی و ساخته شد و یک نمونه شاهد از مهاربند بدون پوشش و صرفاً مشابه هسته فولادی دیگر نمونه‌ها تست شد.

هسته مرکزی تمام نمونه‌ها از تسمه مستطیلی شکل با



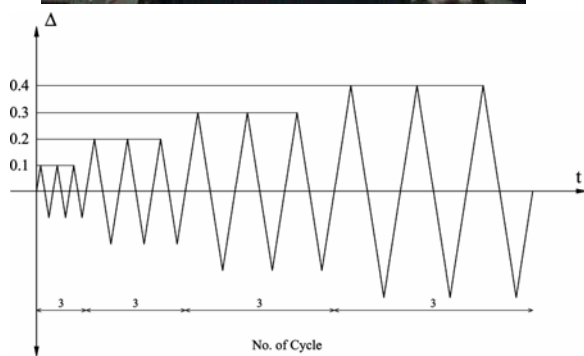
شکل (۵): جزئیات نمونه سوم

مقاومت نمونه ۷ روزه مکعبی آن برابر ۱۵۰ کیلو گرم بر سانتی متر مربع بود. وزن مخصوص این بتن حدود ۱۱۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مکعب می باشد که حدود نصف وزن مخصوص بتن معمولی است.

نمونه ۶: ورق ۸۰×۱۰ میلی متر با ژاکت ماسه و غلاف فولادی ۱۴۰×۱۰۰ میلی متر با همان طول فقط برای اطلاع از میزان به تعویق افتادن کماتش هسته این آزمایش برنامه ریزی شد. برای اینکه تراکم بالاتری به دست آید ماسه با روغن آغشته گردید.

۴-۲- نحوه اعمال بارگذاری

نمونه های ساخته شده توسط دستگاه و براساس نمودار بارگذاری شکل (۸) تحت بارگذاری قرار گرفت.



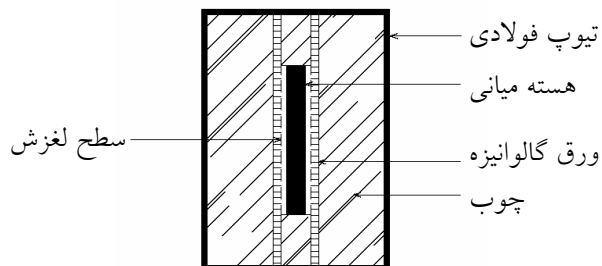
شکل (۸): نمودار و تصویر بارگذاری بادبندهای شکل پذیر

۵- نتایج آزمایش

۵-۱- منحنی هیستریزس و تفسیر نتایج

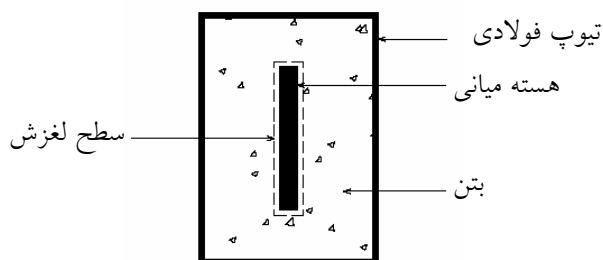
نمونه ۱: نمودار هیستریزس این نمونه در شکل (۹) آمده است:

نمونه ۳: ورق ۸۰×۱۰ میلی متر با ژاکت چوبی و غلاف فولادی ۱۴۰×۱۰۰ میلی متر با طول ژاکت ۱۴۰ سانتی متر چوب مصرفی، از نوع چوب روس بوده و برای بالا بردن مقاومت چوب به صورت موضعی از دو ورق گالوانیزه در تماس به هسته میانی استفاده گردید. جزئیات این نمونه در شکل (۶) ارائه شده است.



شکل (۶): جزئیات نمونه سوم

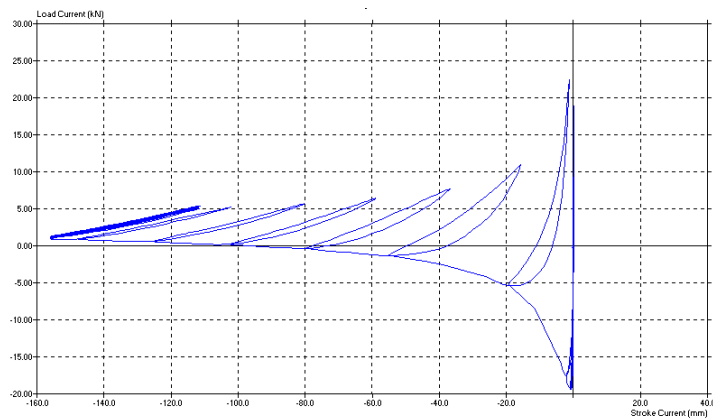
نمونه ۴: ورق ۸۰×۱۰ میلی متر با ژاکت بتنی گروت و غلاف فولادی ۱۴۰×۱۰۰ میلی متر با همان طول جزئیات این نمونه در شکل (۷-الف) ارائه شده است. به دلایل ارائه شده برای نمونه (۱) استفاده از سخت کننده های موضعی در این نمونه نیز اجتناب ناپذیر است اما در این نمونه از ۴ سپری به عنوان سخت کننده استفاده شده است، شکل (۷-ب).



شکل (۷): جزئیات نمونه چهارم

برای پرکردن فضای بین هسته میانی و غلاف فولادی به دلایل مقاومت فشاری زیاد، گیرش بالا و ازدیاد حجم در زمان گیرش از گروت استفاده شد.

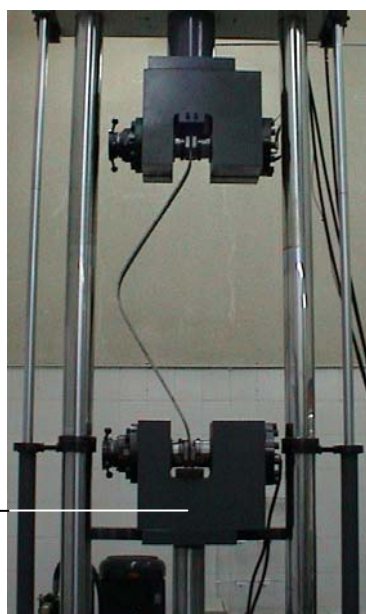
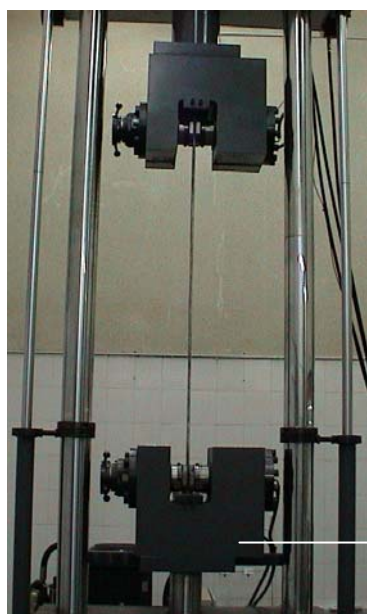
نمونه ۵: ورق ۸۰×۱۰ میلی متر با ژاکت بتنی سبک و غلاف فولادی ۱۴۰×۱۰۰ میلی متر با همان طول جهت ساخت بتن سبک از پوکه لیکا استفاده گردید.



شکل (۹): نمودار هیستریزس نمونه ۱ (هسته فولادی بدون پوشش)

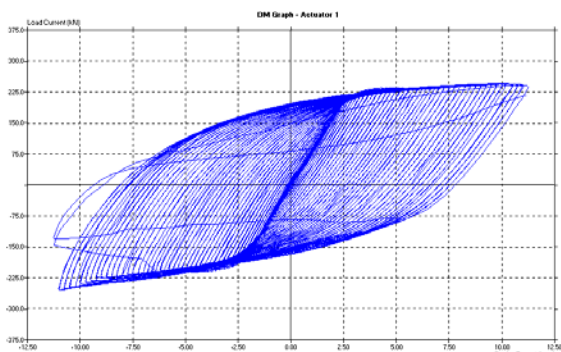
داده شده است. نکته قابل توجه دیگر افت باربری عضو بعد از کمانش عضو می باشد.

در روی محور افقی شکل (۹) نمودار هیستریزس نمونه ۱ مقدار جابجائی قائم عضو قابل توجه است که در حدود ۱۵/۱ سانتی متر می باشد، این نکته در تصویر (۱۰) نمایش



15.1 cm

شکل (۱۰): نمونه ۱ (هسته فولادی مهاربند) قبل از و بعد از بارگذاری فشاری

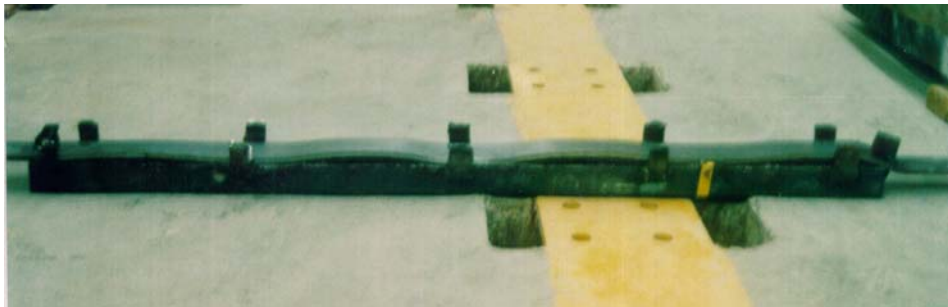


شکل (۱۱): نمودار هیستریزس نمونه ۲

نمونه ۲: نمودار هیستریزس این نمونه در شکل (۱۱) آمده است.

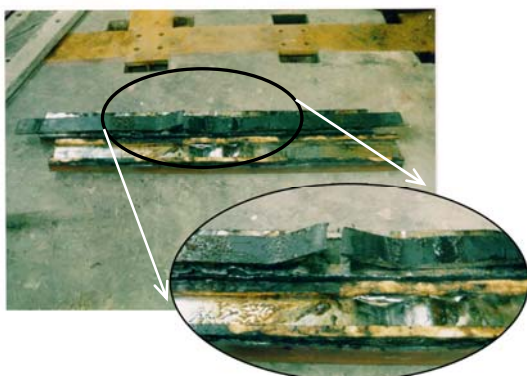
همانطور که از شکل (۱۱) پیداست نمودار هیستریزیسی متقارن و پایدار تولید شده است که نسبت به نمودار هیستریزس نمونه ۱ شکل (۹) قابل مقایسه نمی باشد. نمونه (۲) تا ۲۵/۵ تن بار را تحمل نموده است در صورتیکه بار جاری شدن هسته میانی برابر ۱۹ تن می باشد

این امکان را فراهم آورد تا مفاصل محوری فشاری تشکیل شده در طول هسته میانی توزیع شوند و مساله خستگی دیرتر بتواند گسیختگی هسته را موجب شود. در شکل (۱۲) کمانش ورق در مدهای بالاتر کاملاً مشهود است. لازم به ذکر است برای اینکه بتوان این نکته را مشاهده نمود، آزمایش در هنگام اعمال بار فشاری متوقف گردید.



شکل (۱۲): نمونه ۲ پس از اتمام آزمایش، به تسلیم فولاد و تشکیل مدهای بالای کمانش توجه شود.

افت سختی و مقاومت وجود دارد، پس از اتمام آزمایش هسته میانی از داخل پوشش خارج گردید و مشاهده شد به علت مقاومت فشاری پائین چوب، هسته میانی در یک نقطه دچار کمانش موضعی گردیده است و از همان نقطه به علت خستگی دچار گسیختگی شده است، شکل (۱۴). یکی از اهداف ارایه این الگوی مهاربند، کار برد آن در مقاوم سازی بادبندهای متداول بوده است. با وجود این مشکل نمونه ۳۲۰ سیکل بارگذاری را تحمل نمود.

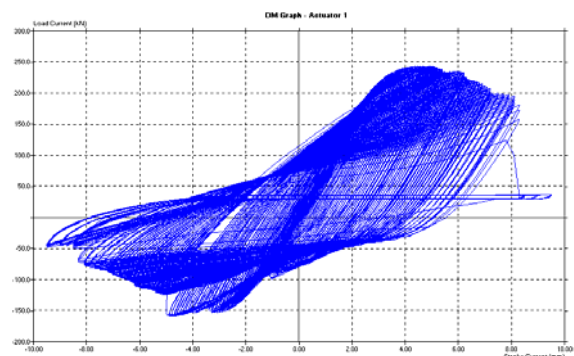


شکل (۱۴): هسته میانی نمونه ۳ پس از اتمام آزمایش (به گسیختگی نمونه در اثر بارگذاری توجه شود)

و این نشان از سخت شدگی محوری هسته میانی دارد. در ساخت این نمونه وجود سخت کننده های انتهائی و تعداد ورق های دوخت بین دو پروفیل ناودانی بسیار مهم می باشد و در رفتار عضو تاثیر بسزائی دارد.

نکته جالب و قابل توجه در آزمایش این نمونه، کمانش هسته میانی در مدهای بالاتر بود. کمانش در مدهای بالاتر

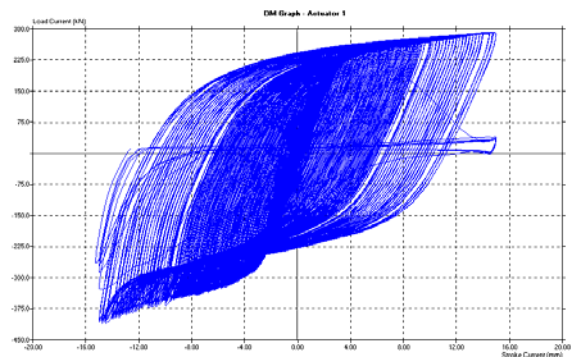
نمونه ۳: نمودار هیستریزس این نمونه در شکل (۱۳) آمده است.



شکل (۱۳): نمودار هیستریزس نمونه ۳

همانطور که از نمودار شکل (۱۳) مشخص است، هیستریزس بوجود آمده متقارن و بسیار پایدار نمی باشد، اما نکته قابل توجه در نمودار هیستریزس نمونه ۳ آن می باشد که چوب توانست بار کمانشی هسته میانی را تا ۱۴ تن ارتقا دهد و شرایطی را فراهم سازد تا نمونه بتواند درکشش جاری شود و در حقیقت تا مقدار قابل ملاحظه ای نسبت به ورق تنها جذب انرژی را بالا ببرد. همطور که از شکل (۱۳) مشخص است در ناحیه فشاری به شدت

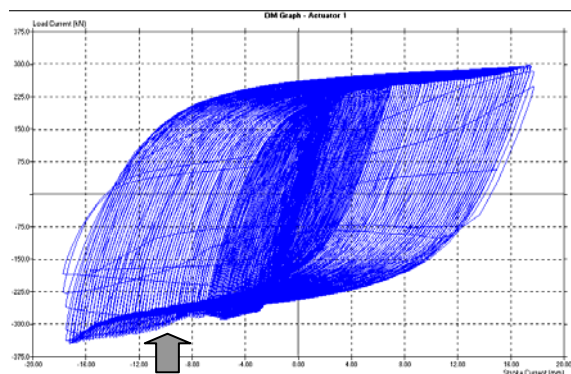
نمونه ۴: نمودار هیستریزیس این نمونه در شکل (۱۵) آمده است.



شکل (۱۵): نمودار هیستریزیس نمونه ۴

همانطور که از شکل (۱۵) مشخص است، تا بار ۲۸ تن نمودار هیستریزیس متقارن بوده است. اما بعد از آن به علت تماس پوشش نهایی مهاربند یا همان قوطی با فکهای دستگاه، درصدی از بار را قوطی تحمل میکرد. این نمونه در منطقه کششی تا بار حدود ۲۸ تن را تحمل نموده است. اما در منطقه فشاری حدود ۴۰ تن نیرو تحمل نموده است. آخرین نکته، تعداد سیکل باربری بیش از ۳۰۰ سیکل این نمونه است.

نمونه ۵: نمودار هیستریزیس این نمونه در شکل (۱۶) آمده است.

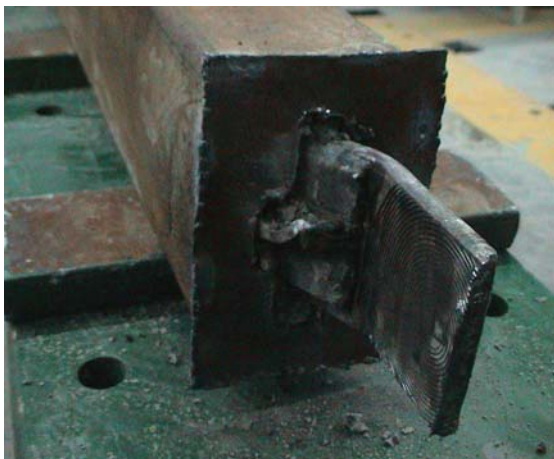


شکل (۱۶): نمودار هیستریزیس نمونه ۵

در کل این نمونه هم بیش از ۳۰۰ سیکل بارگذاری را تحمل نمود. همانطور که در شکل (۱۶) مشخص می‌باشد نمودار هیستریزیس این نمونه دارای شکل متقارنی

در کشش و فشار می‌باشد. اما در ناحیه فشاری منحنی از حالت تقارن خارج شده و دچار افت مقاومت موضعی شده است، (این ناحیه در شکل با فلش نمایش داده شده است). این مساله در مورد نمونه ۴ (ساخته شده با بتن پر مقاومت) اتفاق نیافتاد در نتیجه این مساله را می‌توان به صورت زیر توجیه نمود:

به علت فشار جانبی وارد شده زیاد به بتن پوشش سبک از دانه های لیکا و شکست آنها در بار فشاری حدود ۲۴ تن در بادبند کمانش موضعی روی می‌دهد. این بار باعث ایجاد فرورفتگی در سطح تماس هسته میانی و بتن می‌شود. تکرار این بارگذاری در سیکلهای بعد از ۲۵۰ کمانش موضعی هسته میانی در ابتدای ژاکت بود. این کمانش باعث ایجاد دوران زیادی در محل اتمام ژاکت و طبله کردن غلاف فلزی گردید، شکل (۱۷).



شکل (۱۷): طبله کردن غلاف فلزی و دوران هسته میانی به علت کمانش موضعی در انتهای آزمایش

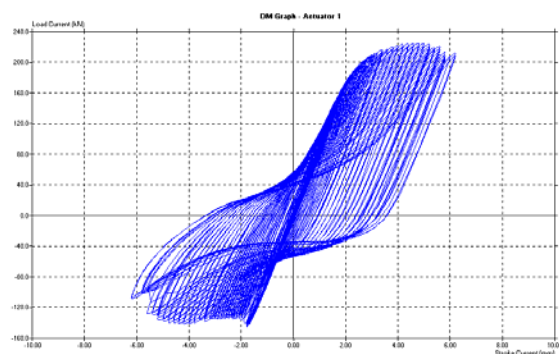
همانطور که از شکل مشخص است میزان انرژی مستهلک شده یا سطح زیر منحنی دو نمونه قابل مقایسه نمی باشد.

۶- آزمایش مهاربند شکل پذیر در قاب

همانطور که در قسمتهای قبل آمد برای تایید نتایج مطالعات و صحت فلسفه طراحی ارائه شده برای قابهای با مهاربندی هم مرکز شکل پذیر و نحوه تعامل دیگر اعضای قاب با مهاربند، باد بند نمونه ۲ مجدداً با مقیاس واقعی تر ساخته و در قاب مورد بررسی نصب شد. لازم به توضیح است که تمامی اعضای قاب به غیر از بادبند برابر روش طراحی ارائه شده در این مقاله به صورت الاستیک طراحی شدند و کلیه اتصالات تیر به ستون و ستون به پی مفصلی اجرا شد. در طراحی صفحات اتصال انتهایی بادبندها، حد نهایی بار مهاربندها با اعمال ضرایب ایمنی برای جلوگیری از کماتش آنها اعمال شد، شکل (۲۰). با توجه به ابعاد قاب سهم نیروی مهاربند از برش طبقه برابر است با: $P_{Brace} = V_{Story} * \cos \alpha = 1.2V_{Story}$ که در آن P نیروی مهاربند، V برش طبقه و α زاویه مهاربند با افق می باشد.

لازم به توضیح است که برای بررسی این نکته که کلیه اعضا به غیر از مهاربند در ناحیه الاستیک باقی می ماند، در همه آنها در مکانهای تعیین شده کرنش سنج نصب شد. به علاوه در تراز طبقه توسط تغییر مکان سنجها، جابجایی طبقه اندازه گیری می شد. بارگذاری به کمک یک اکچوایاتور ۲۵۰ کیلو نیوتن و به صورت دینامیکی در تراز طبقه اعمال می شد. کلیه اطلاعات و داده های آزمایش توسط یک دیتالاگر (یو. پی. ام-۱۰۰) جهت پردازشهای آتی ثبت می شد. برای جلوگیری از کماتش جانب یا چپ شدگی تیر طبقه و کل قاب دو انتهای تیر به کمک مهاربندهای عمود بر صفحه جان تیر مهار شدند، شکل (۲۰). از هسته فولادی مهاربند قبل از انجام آزمایش تست کششی برای تعیین مقاومت کششی بعمل آمد، بار تسلیم کششی حدود ۱۹۰ کیلو نیوتن (۱۹ تن) برآورد شد.

نمونه ۶: نمودار هیستریزیس این نمونه در شکل (۱۸) آمده است.

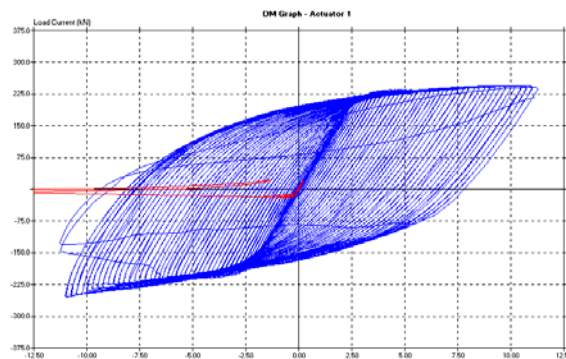


شکل (۱۸): نمودار هیستریزیس نمونه ۵

همانطور که قبلاً هم عنوان گردید ماسه، به علت مقاومت کم نمی تواند گزینه مناسبی برای تکیه گاه جانبی باشد. با این حال فقط برای بررسی میزان به تعویق افتادن کماتش این آزمایش انجام گرفت. این نمونه توانست نیروی کماتش اولری را از ۲ تن تا ۱۴ تن به تعویق بیاورد. در این آزمایش ماسه با روغن آغشته گردید و تا حد امکان درون غلاف فولادی متراکم گردید. یکی از اهداف این تست یافتن ایده های موثر و ارزان جهت مقاوم سازی مهاربند قاب های موجود بود و نتایج بسیار امیدوارکننده است.

۵-۲- مقایسه رفتار مهاربند معمولی و مهاربند شکل پذیر نمونه ۲

در شکل (۱۹) منحنی هیستریزیس نمونه ۱ و نمونه ۲ برای مقایسه در یک نمودار ترسیم شده است.



شکل (۱۹): مقایسه منحنی های هیستریزیس نمونه های ۱ و ۲

اکچوایتور یا همان برش طبقه به ۲۵ تن می‌رسد نیروی محوری مهاربند به حدود $30 = 1/2 \times 25$ تن می‌رسد. بنابراین از یک اکچوایتور ۲۵ تن استفاده شد. ولی قاب مقاومتی بالاتر از نیروی فوق از خود نشان داد. از آنجا که بعد اکچوایتور نمی‌توانست نیروی بزرگتری اعمال نماید، بعد از رسیدن به ۲۵ تن تست قطع شد. ولی همانطور که از تست بر می‌آید نتیجه فوق‌العاده عالی بود.

۷- نتیجه‌گیری

استفاده از مهاربند شکل پذیر که از کمانش آن تحت بارهای رفت و برگشت جلوگیری شده باشد امکان به تسلیم رسیدن آن را در کشش و فشار که عموماً متقارن است را فراهم می‌آورد. از این ایده می‌توان در ساخت و ساز و مقاوم‌سازی قاب‌های با مهاربندی هم‌مرکز معمولی استفاده کرد و در راستای حل نقطه ضعف این قاب‌ها که همان عدم شکل‌پذیری می‌باشد بهره برد. اما اهم نتایج این مطالعات را می‌توان به قرار ذیل خلاصه کرد:

۱- استفاده از این مهاربندها علاوه بر عدم کاهش سختی جانبی به شکل‌پذیری قاب می‌افزاید.

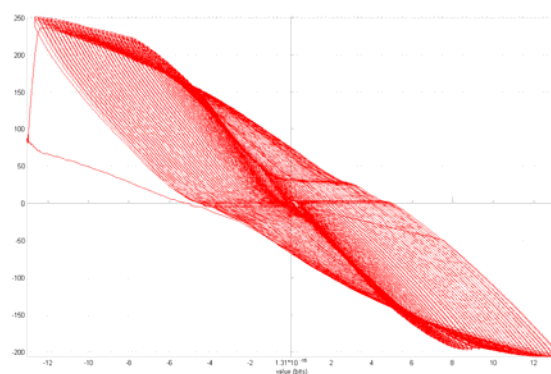
۲- تئوری‌های شکست و مطالعات مقاومت مصالح اذعان می‌دارد که در صورت محبوس کردن اعضای فشاری ظرفیت باربری به دلیل سخت‌شدگی بالا در ناحیه پلاستیک افزایش می‌یابد. نتایج آزمایش‌های این پژوهش گواه این موضوع می‌باشد.

۳- به دلیل توزیع یکنواخت تنش‌های کشش - فشار و امکان تشکیل مفاصل محوری در طول مهاربند وجود دارد. این موضوع باعث می‌شود که در مقایسه با قاب‌های خمشی که مفاصل خمشی پلاستیک در آنها، بیشتر به صورت موضعی تشکیل می‌شود، امکان خستگی کمتری برای عضو و استهلاک انرژی بیشتری وجود داشته باشد.

۴- نتایج مطالعات نشان می‌دهد که می‌توان از مصالح معمولی و موجود و با هزینه بسیار پایین، این مهاربندها را به صورت سری و در انواع سایزها تولید کرد و حتماً نیاز به فولاد، تفلون و دیگر مواد خاص نیست.



شکل (۲۰): تصویر قاب با مهاربند نمونه ۲ تحت بارگذاری



شکل (۲۱): نمودار نیرو KN-تغییر مکان mm قاب با مهاربند شکل پذیر

مراحل انجام تست علاوه بر بازدید عینی، فیلمبرداری شد. بعد از انجام آزمایش جهت اطمینان از عدم ورود کلیه اعضا به غیر از باد بند به ناحیه غیرخطی ضمن بازدید دقیق، نتایج کرنش سنجها مورد مطالعه واقع شد. نتایج بیانگر صحت فرضیات مبنای طراحی بوده اند. همه اعضا کاملاً الاستیک مانده بودند و فقط هسته فولادی مهاربند کاملاً در طول خود به تسلیم رسیده بود. شکل (۲۱) نمودار نیرو - جابجایی را برای تراز طبقه قاب مورد مطالعه نشان می‌دهد. نتایج تست بیانگر آن است که مهاربند بدون هیچ نوع کمانشی در کشش و فشار تقریباً هم‌زمان به تسلیم رسید. از آنجاکه در بر آورد اولیه تصور می‌شد که بعد از رسیدن برش طبقه به حدود ۱۶ تن مهاربند به بار تسلیم خود $19 = 1/2 \times 16$ تن می‌رسد و وقتی حداکثر نیروی

مراجع

۱-علیرضا رضائیان، ۱۳۸۱، ارتقاء رفتار قاب‌های مهاربندی شده هم‌مرکز توسط شکل‌پذیر نمودن آنها، پایان‌نامه کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه علم و صنعت ایران.

2-AISC, "Seismic Provision for structural steel Building" 2005.

3-Sridhara,B.N."Sleeved Column as a Basic Compression member."Proc.4 th International Conference on Steel Structures &Space Frames, Singapore, 1990

4-S.P.Timoshenko &Gere,"Theory of elastic stability"McGraw-Hill,1985

5. AISC, SSPEC 2002"Seismic provisions for structural steel buildings"AISC, 2002

6-Watanabe A.,Hitomoi Y."Brace encased in concrete and steel tube"9 th.World conference on Earthquake Engineering,Japon, 1988.

7-A.parry Brown,I. D.Aiken, F.J.Jafarzadeh, "Buckling restrained braces provide the key to the seismic retrofit of the w.f.building",Modern stll construction, august,2001

8-Takenaka Corporation"Development of a new method for seismically strengthening existing steel-frame structures..."Tokyo Electric Power Company,May 15, 2000

9- Egor Popov"Results from cyclic tests of large-scale yielding steel braces"Seismic Isolation Engineering (SIE) for Nippon Steel, 2000, U.S.A., 10-SEAOC,"Seminar on Buckling restrained braced frame"spring 2000

11-Clark P.,Kasai K..Aiken I."Evaluation of design methodologies for structures incorporating steel unbonded braces for energy dissipation"12 th.World conference on Earthquake Engineering, New Zealand, 2000

12-Black C.,Makris N.,Aiken I." Component testing, stability analysis and characterization of buckling restrained braces"PEER,sept 2002.

۵- به دلیل استفاده از تمامی ظرفیت بعد از تسلیم مهاربند، نیاز به طراحی مهاربند به عنوان یک عضو فشاری نیست که همیشه معضل کماتش را با خود دارد. طراحی فشاری بابدند بدلیل خطر کماتش عموماً الاستیک و به روش تنش مجاز طراحی می‌گردد. این موضوع باعث طراحی بیشتر از نیاز و بزرگی مقاطع بابدند می‌گردد که میتواند سبب افزایش سختی جانبی و متعاقب آن افزایش مقاطع تیرها، ستونها، اتصالات، ابعاد پی سازه و هزینه‌ها گردد.

تمامی این معضلات با استفاده از مهاربند شکل‌پذیر پیشنهادی می‌تواند شدیداً کاهش یابد.

۶- در صورت ضعیف بودن مهاربندهای معمولی قابها، می‌توان به کمک ایده به کار رفته در نمونه ۳ (غلاف چوبی) و نمونه ۵ (غلاف ماسه و روغن سوخته) مهاربندها را تقویت کرد و امکان شکل‌پذیری مناسبی را برایشان فراهم کرد. از این ایده می‌توان برای تقویت سریع سازه‌ها بعد از زلزله هم بهره برد.

۷- از آنجا که مهاربندهای شکل‌پذیر در کشش و فشار به تسلیم می‌رسند می‌توانند به صورت تک در هر دهانه بکار روند و بازشوهای مناسب معماری را فراهم کنند.



سطوح عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده فولادی

با اتصالات خورجینی

غلامرضا قدرتی امیری^۱، فرهاد بهنام‌فر^۲، حامد آزاد^۳

چکیده

در طراحی بر اساس عملکرد استفاده از شاخص‌های خسارت به صورت ضربی از تغییر مکان‌های نسبی قاب، روش موثری در برآورد خسارت احتمالی ناشی از زلزله می‌باشد. با توجه به موجود نبودن این شاخص برای قاب‌های خورجینی، در این مطالعه ابتدا دو تراز عملکرد ایمنی جانی و آستانه فرو ریزش تعریف می‌شوند و بر اساس این تعاریف و با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی (Pushover) قاب‌های ۴، ۶ و ۸ طبقه، معیارهای خرابی قاب خورجینی بر اساس تغییر مکان نسبی برای قاب‌های مورد بررسی ارائه خواهد شد.

در این مطالعه از روش زیرسازه‌ها برای مدل‌سازی قاب‌ها استفاده شده و بنا بر نیاز موجود ابتدا رفتار ستون‌های مشبک بررسی خواهد شد. رفتار اتصال خورجینی نیز از نتایج محققین دیگر اقتباس می‌گردد. بر اساس نتایج این تحقیق برای قاب‌های موجود، جابجایی قاب در تراز بام برای تراز عملکرد آستانه فرو ریزش، به میزان ۱/۵٪ ارتفاع سازه و تراز عملکرد ایمنی جانی ۶۰٪ جابجایی مربوط به تراز عملکرد آستانه فرو ریزش پیشنهاد می‌شود. همچنین با بهسازی سازه‌ها شکل‌پذیری آنها افزایش داده شده و عوامل موثر بررسی خواهند شد.

کلمات کلیدی:

اتصال خورجینی، سطح (تراز) عملکرد آستانه فرو ریزش، سطح عملکرد ایمنی جانی، تحلیل استاتیکی غیرخطی (Pushover)

Quantities Derivation of Thresholds of Different Seismic Performance Levels for Satchel Frames Using Pushover Analysis

Gholamreza Ghodrati Amiri, Farhad Behnamfar, Hamed Azad

ABSTRACT:

According to performance based design philosophy, utilization of damage indices defined as the inter story drifts of a frame is an effective method to estimate structural damage due to earthquake.

The damage indices are not yet available for satchel frames. This is the incentive behind this research work in which two different performance levels are defined firstly as life safety and collapse prevention. Based on this definition and using the nonlinear static analysis (pushover), some performance criteria are described for 4, 6 and 8-story steel frames, on the basis of relative displacements (drifts). The substructures method is used here to model the frame elements including latticed columns, double beams, concentric cross braces and satchel joints.

The results show that a drift of 1.5% at the roof level is a suitable measure for the collapse prevention level of satchel frames. Also, systematic procedures are presented to retrofit these structures to enhance their seismic behavior varying the related parameters.

Key words:

Satchel Connection, Performance Level of Collapse Prevention, Performance Level of Life Safety, Static Nonlinear Analysis (Pushover)

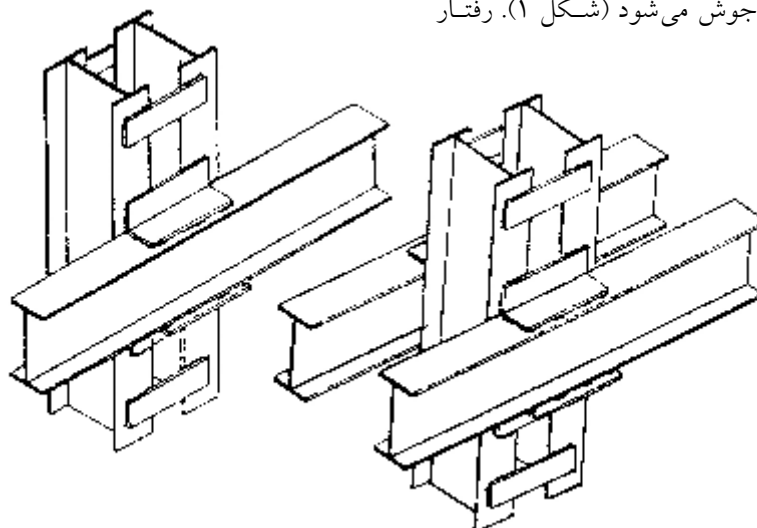
۱. استاد قطب مطالعات بنیادی در مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران ghodrati@iust.ac.ir

۲. استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان farhad@cc.iut.ac.ir

۳. کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران hamed_azad@yahoo.com

این اتصال نیمه گیردار می باشد. بعد از زلزله رودبار و منجیل و مشاهده خرابی های بسیار در ساختمان های دارای اتصال خورجینی تحقیقات آزمایشگاهی و تئوریک چندی برای بررسی رفتار اتصال خورجینی انجام شد [۱-۷]. علی رغم اینها تاکنون ضوابط خاصی برای طراحی اتصال خورجینی ارائه نشده و نتایج تحقیقات مذکور نیز به طور مدون برای استفاده عملی ارائه نگشته است.

یکی از سیستم های سازه ای که در ساخت و ساز ساختمان های فولادی ایران رایج است، سیستم قاب مهاربندی شده با اتصال خورجینی است. اتصال خورجینی عبارت است از دو تیر سراسری که از کنار ستون عبور کرده اند و روی دو نبشی نشیمن که به ستون جوش شده اند قرار می گیرند. همچنین دو نبشی نیز روی بال بالایی تیر و وجه ستون جوش می شود (شکل ۱). رفتار



شکل (۱): اتصال خورجینی دو تیر سراسری و یک تیر سراسری به یک ستون سراسری

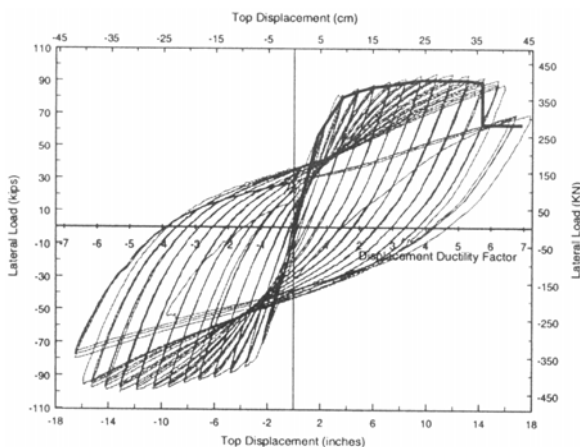
در بهسازی، بادبندها و ستون های دهانه بادبندی می باشند. علاوه بر این، اثر افزایش شکل پذیری اتصال خورجینی را هم بررسی می کنیم. در مورد تیرها، چون مقاومت تیرها بیشتر از مقاومت اتصالات است غالباً اتصالات پیش از تیرها به مرحله خرابی رسیده و دیگر نمی توانند بین ستون ها و تیرها، لنگر خمشی منتقل کنند. در نتیجه تغییر مقطع تیر تأثیری در بهسازی سازه ندارد.

۲- مدل سازی المان ها

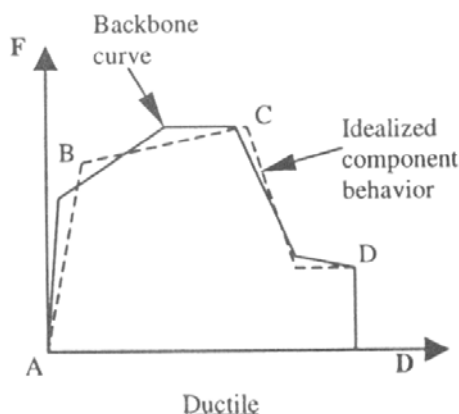
تحلیل قاب ها به روش استاتیکی غیرخطی (Pushover) و با کمک نرم افزار SAP2000 [۸] انجام می شود. در این برنامه با اختصاص مفاصل پلاستیک در طول المان های الاستیک، رفتار غیر خطی سازه مدل می شود. یعنی در مقطعی از طول المان که احتمال می رود به مقاومت پلاستیک خود برسند (نقاط ممان های بحرانی)، یک

در سال های اخیر روش جدیدی برای طراحی ساختمان های مقاوم در برابر زلزله پیشنهاد شده که به طراحی بر اساس عملکرد معروف است. در این روش سطوح عملکردی مختلفی از قبیل بدون خسارت، ایمنی جانی و آستانه فرو ریزش معرفی شده و در طراحی، تغییر شکل های ساختمان بر اساس سطح عملکرد انتخابی به مقدار مشخصی محدود می گردد. بر اساس مطالعات منتشر شده روش فوق در کنترل خسارت رسیده به سازه ها و داشتن طرحی ایمن تر موفق تر بوده است [۹]. با توجه به موجود نبودن این معیارها برای قاب های با اتصال خورجینی، در این تحقیق سعی داریم سطوح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فرو ریزش را برای قاب های خورجینی طراحی شده بر اساس ضوابط آئین نامه های ایران بدست آوریم. بعد از آن با بهسازی سازه ها، سعی می کنیم شکل پذیری آنها را افزایش دهیم. المان های موثر

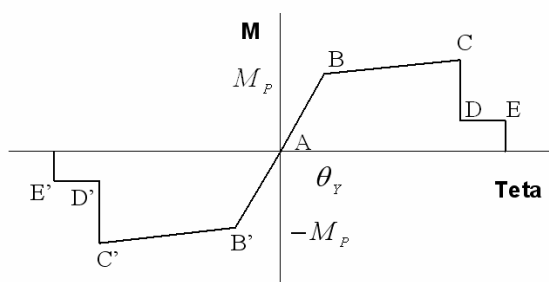
پلاستیک محوری در فولاد در حالت کلی در شکل های (۴) و (۵) نشان داده شده است.



شکل (۲): پوش منحنی هیستریک روی رفتار هیستریک واقعی [۱۰]



شکل (۳): منحنی رفتار ایده آل شده اعضا بر اساس پوش منحنی هیستریک [۱۰]

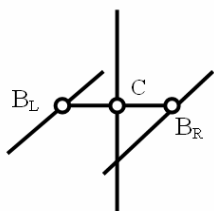


شکل (۴): رابطه لنگر - دوران یک مفصل پلاستیک خمشی

مفصل پلاستیک اختصاص داده می شود. یک مفصل پلاستیک، رابطه غیرخطی نیرو- تغییر شکل را برای یک مقطع مشخص، تعریف می کند. در این نرم افزار مشخصات مفصل های پلاستیک با استفاده از پنج نقطه در ناحیه مثبت و منفی بطور مجزا قابل تعریف بوده و اضمحلال و شکست نهایی نیز در آن مدل می شود. در حالیکه در اغلب نرم افزارهای تحلیل غیرخطی مانند Drain مشخصات مفصل های غیرخطی بصورت دو خطی مدل می شود. بر این اساس نتیجه نهایی تحلیل پوش آور (Pushover) با برنامه SAP2000 نسبت به تحلیل پوش آور (Pushover) با این نرم افزارها به واقعیت نزدیکتر است. مشخصات رفتاری که به صورت پیش فرض در SAP2000 وجود دارد براساس آئین نامه FEMA273 می باشد [۹]. طبق شکل های (۲) و (۳) این منحنی ها پوش منحنی هیستریک (Backbone Curve) مربوط به رفتار خمشی، محوری یا برشی مقاطع می باشند [۱۰].

نیروهای داخلی در مهاربندها و ستون های دو طرف دهانه های مهاربندی شده، عمدتاً از نوع کششی یا فشاری است و تغییر شکل های پلاستیک نیز بصورت تسلیم کششی یا کماتش فشاری خواهد بود. همچنین نیروهای داخلی در تیرها و ستون ها به ترتیب خمشی و خمشی- محوری است. از طرفی تغییر شکل های پلاستیک در این اعضا تحت بارهای جانبی زلزله، معمولاً به صورت مفصل های پلاستیک در ابتدا و انتهای تیرها و ستون ها ظاهر می شود. همچنین در ستون ها احتمال تسلیم کششی یا کماتش فشاری نیز وجود دارد. با توجه به این مطالب، به المان های یک قاب به این ترتیب مفصل پلاستیک اختصاص داده می شود. به دو انتهای تیرها و محل بارهای متمرکز مفصل پلاستیک خمشی اختصاص و به دو انتهای بالا و پایین ستون ها، مفصل خمشی- محوری اختصاص داده می شود. به وسط ستون ها (تقریباً محل لنگر صفر) و نیز به وسط مهاربندهای فولادی لازم است مفصل محوری اختصاص داده شود. رابطه لنگر- دوران یک مفصل پلاستیک خمشی و رابطه نیرو- تغییر شکل یک مفصل

استفاده از بلوک CONSTRAINT موجود در نرم افزار SAP2000 به هم بسته می شوند. این به معنای آنست که میله مزبور مثل یک فنر پیچشی عمل می کند و کار انتقال لنگر بین تیر و ستون را به عهده دارد. مقطع میله، دایره شکل بوده و قطر آن از رابطه (۱d) بدست می آید.



شکل (۶): مدل سازی اتصال خورجینی با میله پیچشی

$$\varphi = \frac{TL}{GJ} \quad (1a)$$

$$J = \frac{\pi d^4}{32} \quad (1b)$$

$$k_t = \frac{T}{\varphi} \quad (1c)$$

$$d = \sqrt[4]{\frac{32k_t L}{\pi G}} \quad (1d)$$

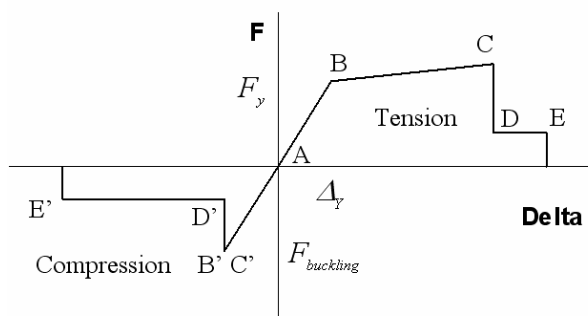
برای مشخصات اتصال خورجینی از منحنی لنگر - چرخش بدست آمده از نتایج آزمایش های انجام شده روی اتصال خورجینی ساده استفاده می شود [۱۱]. این منحنی با یک نمودار چهار خطی مطابق شکل (۷) به صورت ایده آل درآمده و در بلوک مفصل های مربوط به آنالیز پوش آور (Pushover) برنامه SAP2000 به صورت مشخصات پیچشی یک مفصل تعریف می شود. برای بررسی صحت منحنی مذکور، نتایج تحقیقات مختلف بررسی شد و این مشخصات بطور نسبتاً مشترک در این تحقیقات دیده شد. با این فرض که با تمهیدات خاصی بتوان شکل پذیری اتصال را افزایش داد، اثر وجود اتصال با شکل پذیری بیشتر نیز، مطابق مشخصات ارائه شده در نمودار شکل (۸) بررسی می شود.

$$M_y = 5.5 \quad (ton.m)$$

$$\theta_y = 0.0025 \quad (rad)$$

$$M_c = 1.2M_y$$

$$\theta_c = 6\theta_y$$



شکل (۵): رابطه نیرو - تغییر شکل یک مفصل پلاستیک

محوری

برای کاهش درجات آزادی مدل کامپیوتری یک سازه از روش زیرسازه ها در مدل سازی استفاده می شود. با استفاده از این روش، مدل سازی کامپیوتری و کنترل خروجیها راحت تر شده و امکان بررسی نمونه های بیشتر را می دهد. در این روش ابتدا رفتار اجزای مختلف سازه ای، بر اساس مدل سازی اختصاصی با کامپیوتر یا در آزمایشگاه تعیین می گردد. سپس در مدل کامپیوتری سازه، هر عضو سازه ای با یک المان معادل مدل شده و خصوصیات رفتاری آن بر اساس نتایج مرحله قبل به المان معادلش نسبت داده می شود. در این مطالعه، هر قاب خورجینی از ۴ المان اصلی تشکیل شده است که عبارتند از: ۱- المان ستون که شامل ستون های مشبک و غیرمشبک است؛ ۲- تیرهای جفت؛ ۳- اتصال خورجینی و ۴- مهاربند ضربدری. در تعریف خصوصیات ستون های غیرمشبک، تیرها و مهاربندها، برای برنامه SAP2000، مثل مدل سازی های معمولی عمل می شود. در مورد مدل سازی رفتار اتصال خورجینی و ستون مشبک در ادامه توضیح داده می شود.

۲-۱- مدل سازی اتصال خورجینی

مطابق شکل (۶) اتصال خورجینی بصورت دو میله پیچشی واصل بین تیر و ستون و عمود بر آنها مدل می شود. مشابه حالت واقعی دو تیر نیز عمود بر این میله ها به صورت سراسری از کنار ستون ها عبور می کنند. جابجایی سه گره BL، BR و C در جهات سه گانه با

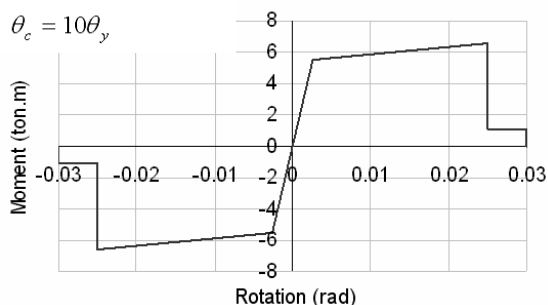
شکل‌های ستون مشبک را شبیه‌سازی کند. زیرا که تغییر شکل‌های المان معادل تابعی از دو مشخصه مساحت برشی و ممان اینرسی است. اما در ستون‌های مشبک علاوه بر این دو عامل، هندسه کلی ستون که مانند یک قاب سازه‌ای چند طبقه (با دو ستون در طرفین و با فرض بست‌ها بجای تیرها) عمل می‌کند نیز مؤثر است.

برای بررسی رفتار ستون مشبک، یک سازه ۴ طبقه سدهانه، دارای اتصال خورجینی تحت بار جانبی بررسی شد. در این مدل ستون‌ها به صورت دابل با بست مدل شدند. نخست ستون‌های این سازه دارای دوران‌های آزاد در دو انتها بودند. در این حالت تغییر شکل‌های سازه تحت بارهای جانبی و ثقلی به دست آمد. بار دیگر دوران‌های دو انتهای ستون‌ها در هر طبقه، به هم بسته شد و روند قبلی تکرار گردید. مقایسه تغییر شکل‌ها در دو حالت نشان داد اختلاف آنها حدود ۱٪ است.

$$M_y = 5.5 \text{ (ton.m)}$$

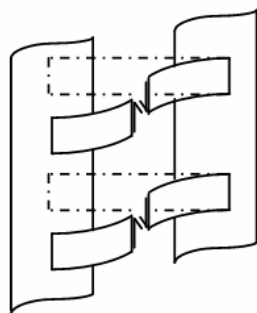
$$\theta_y = 0.0025 \text{ (rad)}$$

$$M_c = 1.2M_y$$

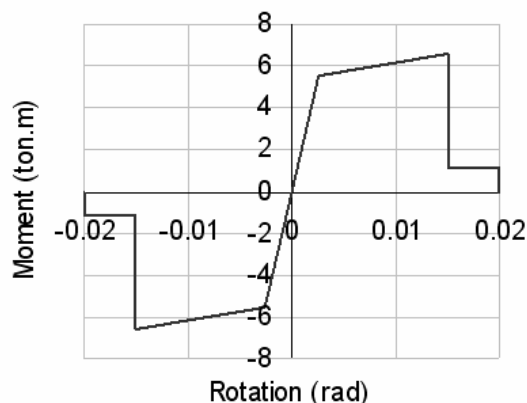


شکل (۸): منحنی لنگر - چرخش ایده آل شده اتصال

خورجینی با شکل پذیری افزایش یافته [۱۱]



شکل (۹): تغییر شکل برشی بست‌ها در ستون مشبک



شکل (۷): منحنی لنگر - چرخش ایده آل شده اتصال

خورجینی [۱۱]

۲-۲- ستون‌های مشبک

ستون مشبک عبارت است از دو پروفیل IPE که موازی هم قرار گرفته و با استفاده از تسمه‌هایی که در فواصل مساوی روی آنها جوش می‌شوند به هم متصل شده و تشکیل یک ستون را می‌دهند. در طراحی سازه‌ها فرض می‌شود که دو پروفیل در ستون مشبک صددرصد با هم کار می‌کنند و در نتیجه ممان اینرسی کل مقطع که متشکل از مقطع دو پروفیل است در محاسبات استفاده می‌شود. اما باید دانست که درصد هماهنگی دو پروفیل تابعی از تغییر شکل‌های عمدتاً برشی بست‌ها می‌باشد. در ستون‌هایی که در سراسر طول آنها ورق جوش می‌شود به دلیل مساحت برشی زیاد ورقها، تغییر شکل‌های برشی در طول ستون بسیار ناچیز بوده و فرض یک مقطع صلب متشکل از دو پروفیل و ورقهای دو طرف، درست است. اما در ستون‌های مشبک تغییر شکل‌های برشی بست‌ها قابل توجه بوده و هماهنگ عمل کردن دو پروفیل را تحت تاثیر قرار می‌دهد (شکل ۹).

اثر این رفتار کاهش سختی ستون و افزایش تغییر شکل‌های جانبی آن می‌باشد. برای استفاده از روش زیرسازه‌ها، بجای ستون‌های مشبک باید المان معادلی تعریف شود که همان رفتار را در سازه داشته باشد. مدل‌سازی و بررسی‌های دقیق ستون‌های مشبک نشان داد که یک مقطع منشوری معادل نمی‌تواند کلیه تغییر

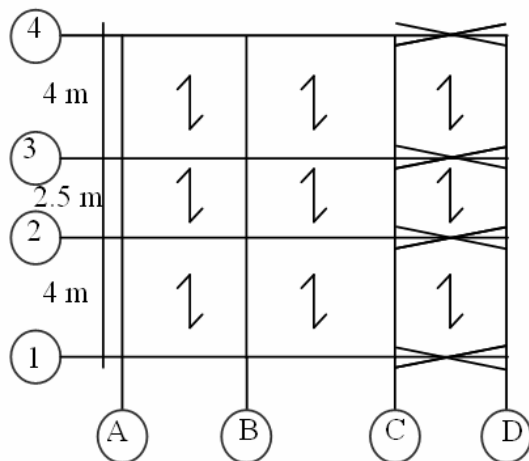
از این بررسی نتیجه گرفته می‌شود که می‌توان با تقریب قابل قبول ستون دابل را با المان منشوری معادلی که رفتار برشی دارد مدل کرد. به این صورت که المان معادل و ستون دابل با بست افقی (به صورت یک قاب یک دهانه و بست‌ها بجای تیرها) هر دو دارای پای گیردار و انتهای دیگر دارای جابجائی جانبی آزاد و بدون دوران، تحت بار جانبی یکسان قرار می‌گیرند. با برابر قرار دادن تغییرشکل جانبی المان و ستون مشبک از فرمول $\Delta = \frac{Vh^3}{12EI}$ ، ممان اینرسی مؤثر ستون مشبک یا به عبارتی ممان اینرسی المان معادل بدست می‌آید.

در طراحی اولیه ستون‌های مشبک همانند روال معمول

طراحی، از ممان اینرسی مقطع کامل، و در مطالعه رفتار واقعی سازه با تحلیل استاتیکی غیرخطی، از ممان اینرسی مؤثر استفاده شده است. اما اساس مقطع الاستیک و پلاستیک و شعاع ژیراسیون، بر اساس مقطع کامل می‌باشند. زیرا که اثر کاهش ممان اینرسی روی کاهش سختی و افزایش تغییرشکل‌ها است. اما اساس مقطع و شعاع ژیراسیون در محاسبه تنش‌ها بکار می‌روند. در نتیجه باید از مشخصات مقطع کامل اقتباس شوند. ممان اینرسی مؤثر ستون‌های مشبک مورد استفاده در این تحقیق در جدول (۱) ارائه شده است. همانطور که دیده می‌شود ممان اینرسی مؤثر حدود ۳۰٪ تا ۴۰٪ کمتر از ممان اینرسی مقطع کامل است.

جدول (۱): ممان اینرسی مؤثر ستون‌های مشبک و درصد کاهش نسبت به حالت مقطع کامل

درصد کاهش٪	ممان اینرسی مؤثر (cm^4)	ممان اینرسی مقطع کامل (cm^4)	مقطع ستون مشبک (cm)
32%	725.5	1082	2IPE14@11.2 PL10*0.5@50
32%	1173	1738	2IPE16@12.8 PL10*1@50
36%	1685	2640	2IPE18@14.5 PL10*1@50
40%	2305	3880	2IPE20@16.2 PL10*1@50



شکل (۱۰): پلان قاب‌های مورد بررسی

فرضیات مورد نیاز برای محاسبه نیروی زلزله با فرض اینکه محل ساخت در شهر تهران باشد، به این شرح است:

۳- مدل‌های مورد بررسی

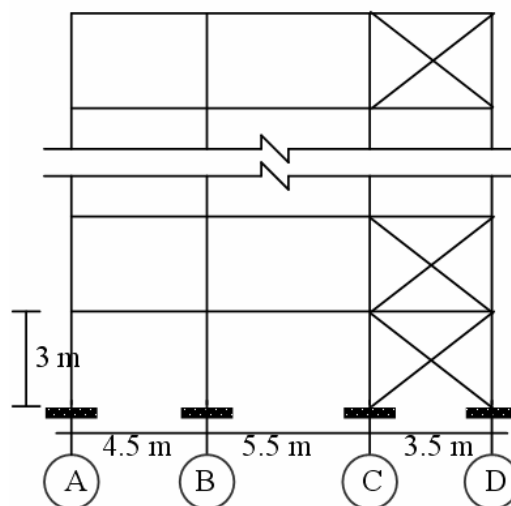
۳-۱- هندسه و بارگذاری مدل‌ها

ساختمان‌های مورد بررسی دارای دهانه‌های نابرابر با تعداد طبقات ۴، ۶ و ۸ بوده و پلان و نمای جانبی آنها در شکل‌های (۱۰) و (۱۱) نشان داده شده است. قاب‌های میانی در دهانه کنار راه‌پله دارای بادبند می‌باشند. این قاب‌ها بار ثقیلی و نیروی زلزله بزرگتری را تحمل می‌کنند و بحرانی‌تر هستند. در نتیجه یکی از این قاب‌ها بررسی می‌شود.

بار گسترده مرده و زنده روی تیرهای بام به ترتیب $1500(\text{kg/m})$ و $500(\text{kg/m})$ و روی تیرهای طبقات به ترتیب $1900(\text{kg/m})$ و $700(\text{kg/m})$ می‌باشد. بار متمرکز مرده روی ستون‌های واقع در محور A و D در تراز بام $700(\text{kg})$ و در طبقات $1100(\text{kg})$ است.

کیفیت اجرا می‌باشد.

نکته مهم در مورد بادبندها این است که در مرحله طراحی، عامل تعیین‌کننده مقطع بادبند، نیروی فشاری مجاز است که خود تابعی از مساحت و لاغری مقطع است. در نتیجه اگر شکل هندسی مقاطع طوری باشد که لاغری حول هر دو یا یکی از محورها کمینه گردد، در مرحله طراحی مقاطعی با مساحت زیاد به دست می‌آید. از آنجا که همین بادبندها در کشش هم کار می‌کنند مساحت زیاد باعث ایجاد سختی جانبی زیاد برای سازه می‌شود. در تحلیل غیرخطی حاضر (همانطور که دیده خواهد شد)، در یک پانل با بادبند ضربدری که هر دو بادبند مقاطع یکسانی دارند، با افزایش نیروی جانبی، بادبند فشاری زودتر کماتش می‌کند و کارایی خود را از دست می‌دهد. در نتیجه شکل‌پذیری سازه تابعی از مشخصات بادبندهای کششی و دیگر اجزای سازه‌ای خواهد بود. از طرف دیگر سختی زیاد بادبندهای کششی باعث کماتش و خرابی زود هنگام ستون‌ها شده و شکل‌پذیری سازه را کاهش می‌دهد. در قاب‌های خمشی اعمال شرط تیر ضعیف- ستون قوی با ایجاد مکانیسم تشکیل مفصل در تیرها و جلوگیری از تشکیل مفصل در ستون‌ها باعث افزایش شکل‌پذیری سازه می‌شود. در قاب‌های بادبندی نیز شرایط تقریباً مشابهی وجود دارد. در این قاب‌ها در مرحله طراحی یا تقویت با ایجاد شرایط بادبند ضعیف- ستون قوی می‌توان شکل‌پذیری سازه را افزایش داد و از خرابی آن در اثر کماتش ستون‌ها جلوگیری کرد. در این راستا باید هندسه مقطع بادبند را مناسب انتخاب کرد. طوری که تا حد ممکن لاغری ماکزیمم، کاهش یابد و لاغری حول هر دو محور مقادیری نزدیک به هم داشته باشند. مثلاً به جای استفاده از دو ناودانی به صورت [] از این دو به شکل [] استفاده شود. با رعایت این موارد بادبندها در مرحله طراحی حداقل مساحت لازم را به دست می‌آورند و در نتیجه سازه‌ای با سختی کمتر و شکل‌پذیری بیشتر به دست می‌آید.



شکل (۱۱): نمای کلی قاب‌های مورد بررسی

ساختمان با اهمیت متوسط $I = 1$. مهاربندی هم‌محور فولادی $R = 6$. پهنه با خطر نسبی زیاد $A = 0.3$. زمین نوع III $T_o = 0.7$. وزن موثر هر قاب میانی برای محاسبه نیروی زلزله در تراز بام 30 (ton) و در طبقات 36 (ton) بوده و توزیع نیروی زلزله در طبقات (الگوی بارگذاری) بر اساس آئین‌نامه 2800 ویرایش دوم می‌باشد.

۳-۲- شکل‌پذیر کردن سازه

المان‌های سازه‌ای عبارتند از تیر، ستون، بادبند و اتصال خورجینی و هر یک دارای سه خصوصیت مقاومت، سختی و شکل‌پذیری هستند. رفتار سازه تابعی از خصوصیات المان‌های آن است. در بهسازی سازه برای افزایش شکل‌پذیری ابتدا سعی می‌کنیم با تغییر مقطع بادبند و ستون‌های دهانه بادبندی به هدف مورد نظر در شکل‌پذیری برسیم. این کار به معنای تغییر سختی المان‌های سازه است. در صورت کافی نبودن، شکل‌پذیری اتصال خورجینی را به مقدار لازم افزایش می‌دهیم تا به هدف مورد نظر در شکل‌پذیری سازه برسیم. البته، با این فرض که با تمهیدات ساده اجرایی، بتوان شکل‌پذیری اتصال خورجینی را مقداری افزایش داد. قابل ذکر است که اتصال خورجینی در واقع یک المان با خصوصیات کاملاً ثابت نیست و رفتار آن تابع شکل هندسی، نحوه و

۳-۳- روند بررسی مدل‌ها

هر قاب ابتدا بر اساس آئین‌نامه ۵۱۹ [۱۲] بارگذاری ثقلی و براساس آئین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله [۱۳]، بارگذاری جانبی استاتیکی معادل شده و بر اساس آئین‌نامه فولاد ایران [۱۴] طراحی می‌گردد. در مرحله طراحی، تیرها به صورت سراسری با تکیه‌گاه‌های مفصلی در نظر گرفته می‌شوند. سپس قابهای طراحی شده طبق مراحل زیر با آنالیز پوش‌آور مورد بررسی قرار می‌گیرند. الگوی بارگذاری جانبی در آنالیز پوش‌آور بر اساس الگوی بارگذاری آئین‌نامه ۲۸۰۰ می‌باشد. روند بررسی سازه‌ها به صورت ذیل است:

۱- ابتدا در سازه طراحی شده اتصال خورجینی معمولی قرار داده شده و آنالیز پوش‌آور (Pushover) می‌گردد. از این مدل با عنوان سازه آئین‌نامه‌ای نام می‌بریم.
۲- برای بررسی اثر سختی اتصال در رفتار سازه آئین‌نامه‌ای، اتصال خورجینی تبدیل به اتصال مفصلی شده سپس سازه آنالیز پوش‌آور (Pushover) می‌گردد. عنوان این مدل سازه آئین‌نامه‌ای با اتصال قیچی است.

۳- در این مرحله، بند ۵-۱ از پیوست شماره ۲ آئین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش دوم) برای نیروی فشاری و کششی ستون‌ها کنترل شده، در صورت عدم ارضاء، پس از اعمال آن سازه جدید آنالیز پوش‌آور (Pushover) می‌گردد. عنوان این مدل، سازه تقویت شده طبق ضابطه پیوست ۲۸۰۰ است. بند ۵-۱ از پیوست شماره ۲ آئین‌نامه ۲۸۰۰ به صورت زیر است:

۵-۱- مقاومت ستون

در طراحی ستون‌های سازه‌های مقاوم در برابر زلزله باید مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان [۱۴] رعایت گردد. به علاوه ستون‌های قاب‌ها باید دارای مقاومت کافی برای تحمل نیروهای محوری ناشی از ترکیبات باربری (الف) و (ب) زیر باشند:

$$\text{الف: فشار محوری} \quad P_{DL} + 0.8P_{LL} + (0.4R)P_E \leq P_{SC}$$

$$\text{ب: کشش محوری} \quad 0.85P_{DL} + (0.4R)P_E \leq P_{ST}$$

در روابط فوق مقدار نیروهای P_E, P_{DL}, P_{LL} باید با رعایت علامت جبری آنها استفاده شود.

۴- در این مرحله هدف بهسازی سازه است به طوری که که نقطه N در منحنی پوش‌آور (Pushover) (شکل ۱۳) تا ۲٪ ارتفاع سازه و ادامه منحنی پس از افت یعنی نقطه Q حداقل تا ۳٪ ارتفاع سازه پیش برود. عنوان این مدل، سازه بهساخته با هدف جابجایی N تا ۲٪ ارتفاع است.

۵- در مرحله پنجم هم هدف بهسازی سازه است بطوریکه نقطه N در منحنی پوش‌آور (Pushover) تا ۲٪/۵ ارتفاع و ادامه منحنی پس از افت یعنی نقطه Q تا ۳٪ ارتفاع سازه پیش برود. عنوان این مدل، سازه بهساخته با هدف جابجایی N تا ۲٪/۵ ارتفاع است.

۶- در صورتیکه در سازه‌های بهسازی شده از اتصال با شکل‌پذیری افزایش یافته استفاده شده باشد در مرحله آخر با قرار دادن اتصال معمولی، آنالیز پوش‌آور (Pushover) دوباره انجام می‌شود.

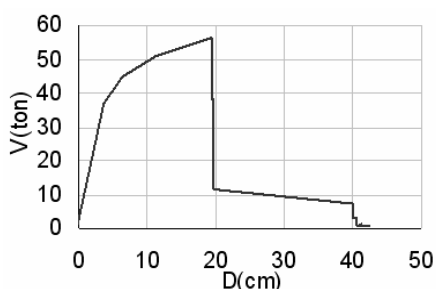
۳-۴- تعریف سطوح (ترازهای) عملکرد

برای بیان کمی و کیفی میزان آسیب و خرابی سازه در هنگام زلزله، دو سطح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فروریزش را مبنای کار قرار می‌دهیم. سطح عملکرد ایمنی جانی طبق تعریف FEMA273 سطحی از خرابی است که خسارتهای جانی وجود نداشته اما اعضای سازه‌ای آسیب ببینند. همچنین سطح عملکرد آستانه فروریزش سطحی از خرابی است که در آن خرابی گسترده ساختمان، بدون فروریختن کلی و احتمال خسارتهای جانی وجود دارد. برای تعریف کمی سطح عملکرد ایمنی جانی، نمودار نیرو- تغییرشکل یک المان را مطابق شکل (۱۲) در نظر بگیرید. نقطه‌ای که اولین المان سازه‌ای تغییر شکلش از نقطه C بگذرد را سطح عملکرد ایمنی جانی سازه تعریف می‌شود. همچنین اگر نمودار پوش‌آور (Pushover) سازه را مطابق شکل (۱۳) در نظر بگیرید نقطه N که در آن سازه به مرحله خرابی رسیده است سطح عملکرد آستانه فروریزش سازه تعریف می‌گردد.

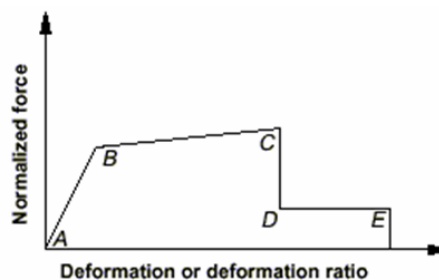


۴- آنالیز و استخراج نتایج

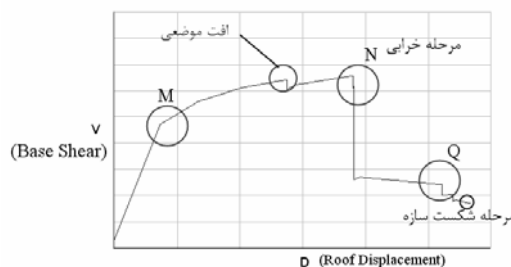
در این قسمت برای اختصار به جای عبارت اتصال خورجینی از کلمه اتصال استفاده شده است. مدل ۴-۱) قاب ۴ طبقه - سازه آئین‌نامه‌ای: این قاب ضابطه پیوست آئین‌نامه ۲۸۰۰ را برآورده می‌کند. الگوی خرابی: خرابی بادبند کششی طبقه سوم و تشکیل زود هنگام طبقه نرم. تراز عملکرد ایمنی جانی تا قبل از آستانه فروریزش مشاهده نشد و تراز آستانه فروریزش ۱/۵۸٪ ارتفاع سازه است (جدول ۲ و شکل ۱۴).



شکل (۱۴): نمودار پوش آور (Pushover) مدل ۴-۱



شکل (۱۲): نمودار شماتیک نیرو - تغییر شکل یک المان



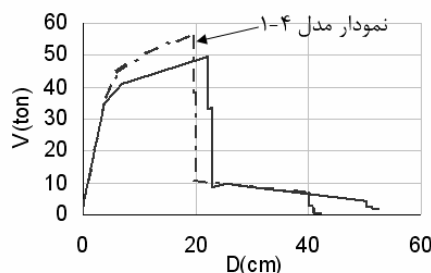
شکل (۱۳): نمودار شماتیک پوش آور (Pushover) یک سازه و موقعیت‌های مهم آن

جدول (۲): مقاطع المان‌های قاب (اتصال با شکل‌پذیری معمولی)

Story	ستون خط A	ستون خط B	ستون خط C, D	Brace
4	2 IPE14	2 IPE14	2 IPE14	2 L60/8
3	2 IPE14	2 IPE14	2 IPE14	2 L60/8
2	2 IPE14	2 IPE18	2 IPE18	2 UNP8
1	2 IPE14	2 IPE18	2 IPE18+PL16*8	2 UNP8

مدل ۴-۳) قاب ۴ طبقه - سازه به‌ساخته با هدف جابجایی N تا ۲٪: الگوی خرابی: به ترتیب ابتدا خرابی اتصال طبقه اول خط C. خرابی اتصال طبقه دوم خط C. در آخر خرابی بادبند کششی طبقه دوم. تراز عملکرد ایمنی جانی ۱/۳۳٪ ارتفاع سازه و آستانه فروریزش ۲٪ ارتفاع سازه است. تراز ایمنی جانی ۶۶٪ تراز آستانه فروریزش می‌باشد (جدول ۳ و اشکال ۱۶ و ۱۷).

مدل ۴-۲) قاب ۴ طبقه - سازه آئین‌نامه‌ای با اتصال قیچی: الگوی خرابی: خرابی بادبند کششی طبقه سوم. شکل‌پذیری بدون اتصال خورجینی ۱۵٪ افزایش و برش پایه ۱۲٪ کاهش می‌یابد. (شکل ۱۵)



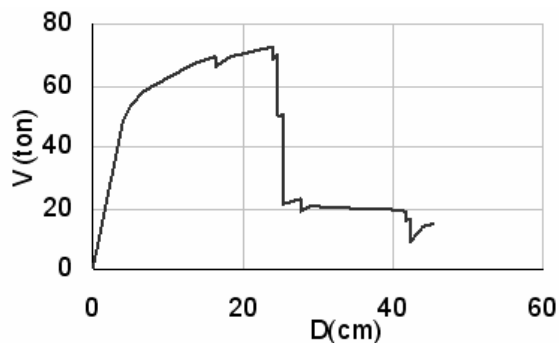
شکل (۱۵): نمودار پوش آور (Pushover) مدل ۴-۲

جدول (۳): مقاطع المان‌های قاب (اتصال خورجینی با شکل پذیری معمولی)

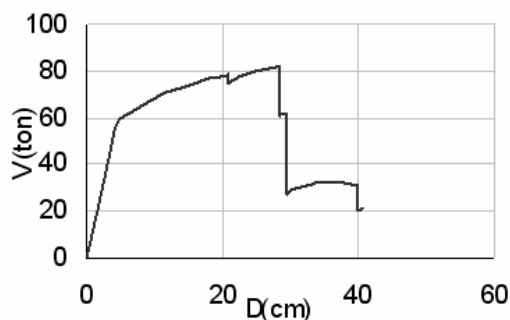
Story	ستون خط A	ستون خط B	ستون خط C, D	Brace
4	2 IPE14	2 IPE14	2 IPE14	2 L60/8
3	2 IPE14	2 IPE14	2 IPE14+PL12*6	2 UNP8
2	2 IPE14	2 IPE18	2 IPE20+PL18*8	2 UNP8
1	2 IPE14	2 IPE18	2 IPE20+PL18*8	2 UNP10

مدل ۴-۴) قاب ۴ طبقه - سازه به‌ساخته با هدف جابجایی N تا ۲/۵٪:

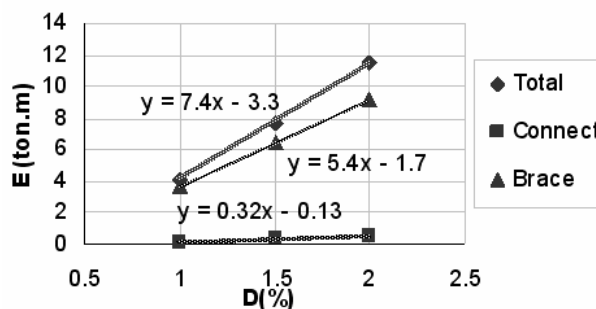
الگوی خرابی: به ترتیب ابتدا خرابی اتصال طبقه اول خط C. خرابی نهایی در اثر خرابی بادبند کششی طبقه اول. تراز عملکرد ایمنی جانی ۱/۶۶٪ ارتفاع و آستانه فرو ریزش ۲/۴۱٪ ارتفاع سازه است. تراز ایمنی جانی ۶۸٪ تراز آستانه فروریزش می‌باشد (جدول ۴ و شکل ۱۸).



شکل (۱۶): نمودار پوش آور (Pushover) مدل ۳-۴



شکل (۱۸): نمودار پوش آور (Pushover) مدل ۴-۴



شکل (۱۷): نمودار انرژی هیسترتیک المانهای مدل ۳-۴

جدول (۴): مقاطع المان‌های قاب (اتصال خورجینی با شکل پذیری معمولی)

Story	ستون خط A	ستون خط B	ستون خط C, D	Brace
4	2 IPE14	2 IPE14	2 IPE14	2 L60/8
3	2 IPE14	2 IPE14	2 IPE14+PL12*6	2 UNP8
2	2 IPE14	2 IPE18	2 IPE20+PL22*1	2 UNP10
1	2 IPE14	2 IPE18+PL16*8	2 IPE20+PL22*1	2 UNP10

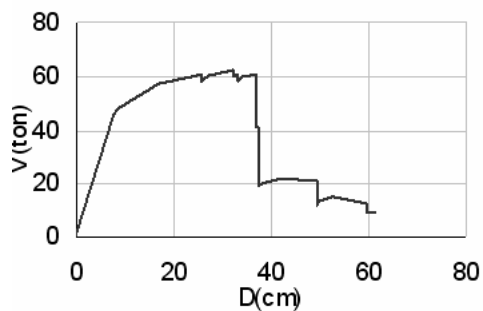
اول خط B. خرابی نهایی در اثر خرابی بادبند کششی طبقات اول و دوم. تراز عملکرد ایمنی جانی ۱/۳۸٪ ارتفاع و آستانه فروریزش ۲٪ ارتفاع سازه است. تراز ایمنی جانی ۶۹٪ تراز آستانه فروریزش می‌باشد (جدول ۵ و اشکال ۱۹ و ۲۰).

مدل ۴-۵) قاب ۶ طبقه - سازه آئین‌نامه‌ای: این قاب ضابطه پیوست ۲۸۰۰ و جابجایی هدف ۲٪ را برآورده می‌کند.

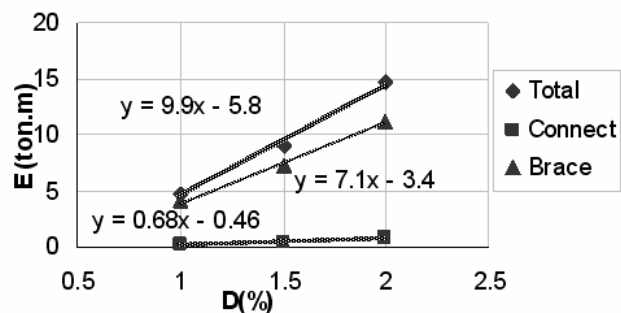
الگوی خرابی: به ترتیب ابتدا خرابی اتصال طبقه اول خط C. خرابی اتصال طبقه دوم خط C. خرابی اتصال طبقه

جدول (۵): مقاطع المان‌های قاب (اتصال خورجینی با شکل‌پذیری معمولی)

Story	ستون خط A	ستون خط B	ستون خط C, D	Brace
6	2 IPE14	2 IPE14	2 IPE14	2 L60/8
5	2 IPE14	2 IPE14	2 IPE14	2 L60/8
4	2 IPE14	2 IPE18	2 IPE18	2 UNP8
3	2 IPE14	2 IPE18	2 IPE18+PL16*.8	2 UNP8
2	2 IPE14	2 IPE18+PL16*.8	BOX 20*1.5	2 UNP8
1	2 IPE14	2 IPE18+PL16*.8	BOX 20*1.5	2 UNP8

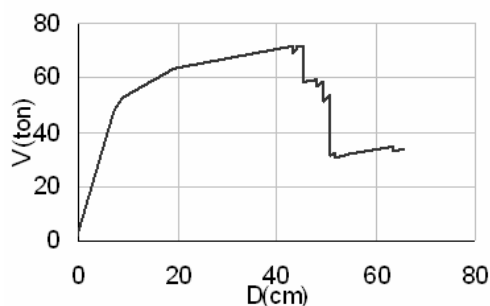


شکل (۲۰): نمودار پوش آور (Pushover) مدل ۵-۴



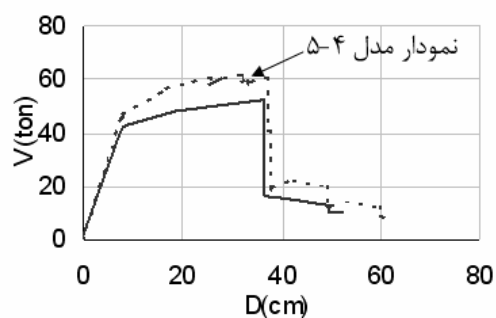
شکل (۱۹): نمودار انرژی هیسترتیک المان‌های مدل ۵-۴

مدل ۷-۴ قاب ۶ طبقه - سازه به‌ساخته با هدف جابجایی N تا ۲/۵٪: الگوی خرابی: خرابی اتصال طبقه اول خط C. خرابی بادبند کششی طبقه اول. تراز عملکرد ایمنی جانی ۲/۳۳٪ ارتفاع و آستانه فروریزش ۲/۵٪ ارتفاع سازه است. تراز ایمنی جانی ۹۳٪ آستانه فروریزش می‌باشد (جدول ۶ و شکل ۲۲).



شکل (۲۲): نمودار پوش آور (Pushover) مدل ۷-۴

مدل ۶-۴ قاب ۶ طبقه - سازه آئین‌نامه‌ای با اتصال قیچی: الگوی خرابی: خرابی بادبند کششی طبقه دوم. از نظر عملکرد شکل‌پذیری دو سازه در حدود هم است اما بدون اتصال خورجینی برش پایه حداکثر سازه حدود ۱۷٪ کاهش می‌یابد (شکل ۲۱).



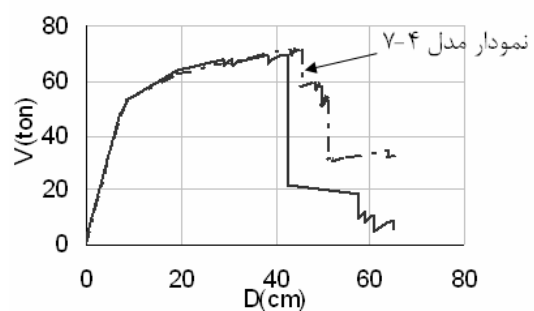
شکل (۲۱): نمودار پوش آور (Pushover) مدل ۶-۴

جدول (۶): مقاطع المان‌های قاب (اتصال خورجینی با شکل‌پذیری معمولی)

Story	ستون خط A	ستون خط B	ستون خط C, D	Brace
6	2 IPE14	2 IPE14	2 IPE14	2 L60/8
5	2 IPE14	2 IPE14	2 IPE14	2 L60/8
4	2 IPE14	2 IPE18	2 IPE20	2 UNP8
3	2 IPE14	2 IPE18	2 IPE20+PL18*.8	2 UNP8
2	2 IPE14	2 IPE18+PL16*.8	BOX 25*20	2 UNP10
1	2 IPE14	2 IPE18+PL16*.8	BOX 25*20	2 UNP8

مدل ۴-۸) قاب ۶ طبقه - مدل (۴-۷) با اتصال خورجینی معمولی:

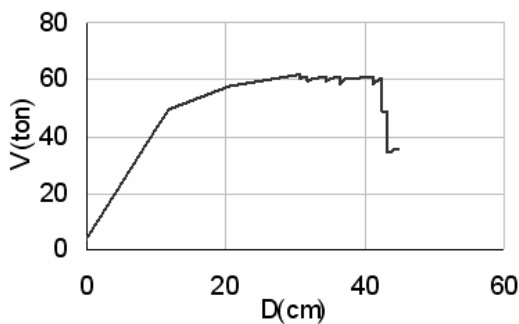
الگوی خرابی: به ترتیب ابتدا خرابی اتصال طبقه اول خط C. خرابی اتصال طبقه دوم خط C. خرابی اتصال طبقه سوم خط C. خرابی نهایی در اثر خرابی بادبند کششی طبقه سوم. تراز عملکرد ایمنی جانی ۱/۵۵٪ ارتفاع و آستانه فروریزش ۲/۳۳٪ ارتفاع سازه است. تراز ایمنی جانی ۶۶٪ تراز آستانه فروریزش می باشد. همچنان که دیده می شود با افزایش شکل پذیری اتصال خورجینی جابجایی موقعیت N در حدود ۷٪ افزایش می یابد (شکل ۲۳).



شکل (۲۳): نمودار پوش آور (Pushover) مدل ۸-۴

مدل ۴-۹) قاب ۸ طبقه - سازه آئین نامه ای: این قاب ضابطه پیوست ۲۸۰۰ را برآورده نمی کند.

الگوی خرابی: به ترتیب ابتدا خرابی اتصال طبقه دوم خط C. خرابی اتصال طبقه اول خط C. خرابی اتصال طبقه سوم خط C. خرابی اتصال طبقه دوم خط B. خرابی اتصال طبقه اول خط B. خرابی نهایی در اثر خرابی بادبند کششی طبقه دوم. تراز عملکرد ایمنی جانی ۱/۲۵٪ ارتفاع و آستانه فرو ریزش ۱/۷۵٪ ارتفاع سازه است. تراز ایمنی جانی ۷۱٪ تراز آستانه فروریزش می باشد (جدول ۷ و شکل ۲۴).

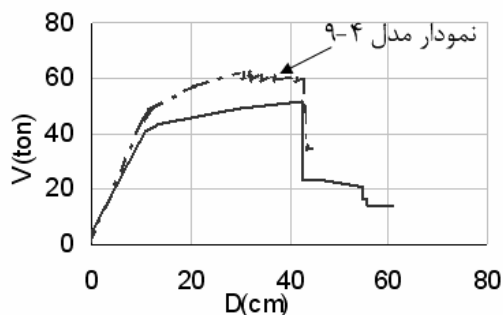


شکل (۲۴): نمودار پوش آور (Pushover) مدل ۹-۴

جدول (۷): مقاطع المانهای قاب

Story	ستون خط A	ستون خط B	ستون خط C, D	Brace
8	2 IPE14	2 IPE14	2 IPE14	2 L60/8
7	2 IPE14	2 IPE14	2 IPE14	2 L60/8
6	2 IPE14	2 IPE20	2 IPE18+PL16*8	2 UNP8
5	2 IPE14	2 IPE20	2 IPE18+PL16*8	2 UNP8
4	2 IPE14	2 IPE20	2 IPE18+PL16*8	2 UNP8
3	2 IPE14+PL12*6	2 IPE20+PL22*1	BOX 25*1.5	2 UNP8
2	2 IPE14+PL12*6	2 IPE20+PL22*1	BOX 25*1.5	2 UNP8
1	2 IPE14+PL12*6	2 IPE20+PL22*1	BOX 25*1.5	2 UNP8

ستونهای طبقات ۱، ۲ و ۳ به BOX30*2 و ستونهای طبقات ۴، ۵ و ۶ به BOX20*1.5 تبدیل می شوند.



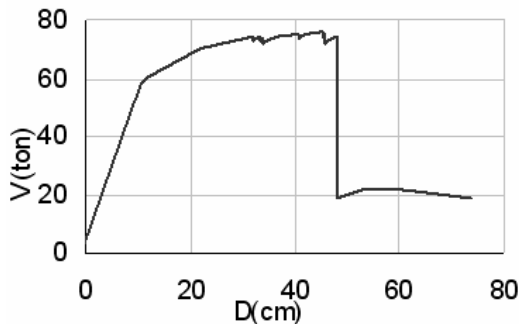
شکل (۲۵): نمودار پوش آور (Pushover) مدل ۱۰-۴

مدل ۴-۱۰) قاب ۸ طبقه - سازه آئین نامه ای با اتصال قیچی:

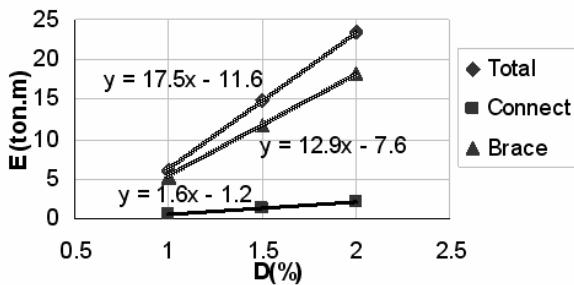
الگوی خرابی: خرابی بادبند کششی طبقه سوم. از نظر عملکرد شکل پذیری دو سازه در حدود هم است اما بدون اتصال خورجینی برش پایه حداکثر سازه در حدود ۱۷٪ کاهش می یابد (شکل ۲۵).

مدل ۴-۱۱) قاب ۸ طبقه - سازه آئین نامه ای با رعایت ضابطه پیوست آئین نامه ۲۸۰۰: مقاطع این قاب مانند سازه آئین نامه ای بوده و فقط در خط ستونهای C و D

و آستانه فرو ریزش 1.96% ارتفاع سازه است. تراز ایمنی جانی ۶۶٪ تراز آستانه فرو ریزش می‌باشد (جدول ۸ و اشکال ۲۷ و ۲۸).

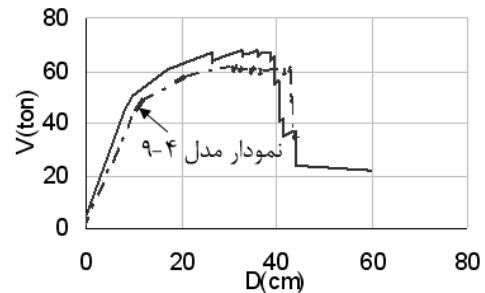


شکل (۲۷): نمودار پوش آور (Pushover) مدل ۴-۱۲



شکل (۲۸): نمودار انرژی هیستریتیک المانهای مدل ۴-۱۲

الگوی خرابی: به ترتیب ابتدا خرابی اتصال طبقات دوم و سوم خط C. خرابی اتصال طبقه اول خط C. خرابی اتصال طبقه دوم خط B و D. خرابی نهایی در اثر خرابی بادبند کششی طبقه سوم. تراز عملکرد ایمنی جانی ۱/۲۹٪ ارتفاع و آستانه فروریزش ۱/۹۶٪ ارتفاع سازه است. تراز ایمنی جانی ۶۶٪ تراز آستانه فروریزش می‌باشد (شکل ۲۶).



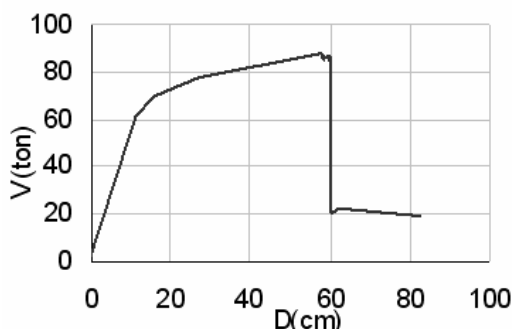
شکل (۲۶): نمودار پوش آور (Pushover) مدل ۴-۱۱

مدل ۴-۱۲ قاب ۸ طبقه - سازه به‌ساخته با هدف جابجایی N تا ۲٪:

الگوی خرابی: به ترتیب ابتدا خرابی اتصال طبقه دوم خط C. خرابی اتصال طبقه اول خط C. خرابی اتصال طبقه دوم خط B. خرابی نهایی در اثر خرابی بادبند کششی طبقه دوم. تراز عملکرد ایمنی جانی 1.29% ارتفاع

جدول (۸): مقاطع المانهای قاب (اتصال خورجینی با شکل‌پذیری معمولی)

Story	ستون خط A	ستون خط B	ستون خط C,D	مهاربند
8	2 IPE14	2 IPE14	2 IPE14	2 L60/8
7	2 IPE14	2 IPE14	2 IPE14	2 L60/8
6	2 IPE14	2 IPE20	BOX 20*1.5	2 UNP8
5	2 IPE14	2 IPE20	BOX 20*1.5	2 UNP8
4	2 IPE14	2 IPE20	BOX 20*1.5	2 UNP10
3	2 IPE14+PL12*6	2 IPE20+PL22*1	BOX 30*2	2 UNP10
2	2 IPE14+PL12*6	2 IPE20+PL22*1	BOX 30*2	2 UNP10
1	2 IPE14+PL12*6	2 IPE20+PL22*1	BOX 30*2	2 UNP8



شکل (۲۹): نمودار پوش آور (Pushover) مدل ۴-۱۳

مدل ۴-۱۳ قاب ۸ طبقه - سازه به‌ساخته با هدف جابجایی N تا ۲/۵٪:

الگوی خرابی: به ترتیب ابتدا خرابی اتصال طبقه دوم خط C. خرابی اتصال طبقه سوم خط C. خرابی اتصال طبقه اول خط C. خرابی نهایی در اثر خرابی بادبند کششی طبقه سوم. تراز عملکرد ایمنی جانی ۲/۳۷٪ ارتفاع و آستانه فروریزش ۲/۴۶٪ ارتفاع سازه است. تراز ایمنی جانی ۹۶٪ تراز آستانه فرو ریزش می‌باشد (جدول ۹ و شکل ۲۹).

جدول (۹): مقاطع المان‌های قاب (اتصال خورجینی با شکل پذیری افزایش یافته)

Story	ستون خط A	ستون خط B	ستون خط C,D	Brace
8	2 IPE14	2 IPE14	2 IPE14	2 L60/8
7	2 IPE14	2 IPE14	2 IPE14	2 L60/8
6	2 IPE14	2 IPE20	BOX 20*1.5	2 UNP8
5	2 IPE14	2 IPE20	BOX 20*1.5	2 UNP8
4	2 IPE14	2 IPE20	BOX 20*1.5	2 UNP12
3	2 IPE14+PL12*6	2 IPE20+PL22*1	BOX 30*2	2 UNP10
2	2 IPE14+PL12*6	2 IPE20+PL22*1	BOX 30*2	2 UNP12
1	2 IPE14+PL12*6	2 IPE20+PL22*1	BOX 30*2	2 UNP10

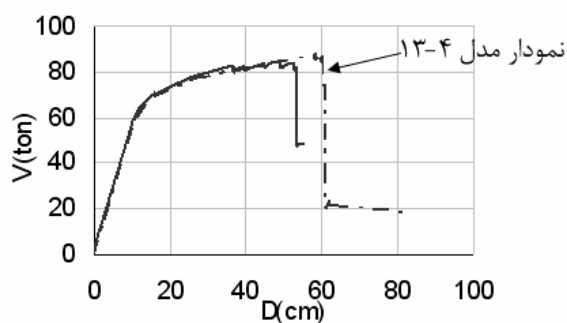
با توجه به تحلیلهای انجام شده و تعاریف آستانه‌های عملکرد، اگر بخواهیم یک مقدار دست پائین اختیار کنیم تراز عملکرد آستانه فرو ریزش را می‌توان جابجایی بام به مقدار ۱/۵٪ ارتفاع سازه و تراز عملکرد ایمنی جانی را ۶۰٪ جابجایی مربوط به تراز عملکرد آستانه فرو ریزش در نظر گرفت.

مقایسه مدل سازه آئین‌نامه‌ای و سازه آئین‌نامه‌ای با اتصال قیچی نشان می‌دهد که وجود اتصالات خورجینی با مشخصات فرض شده در شکل‌پذیری سازه تاثیر قابل توجهی ندارد و فقط برش پایه حداکثر حدود ۱۷٪ کاهش می‌یابد. پس در صورتیکه کاهش برش پایه حداکثر، اشکالی ایجاد نماید می‌توان با اجرای اتصالات به‌صورتی که رفتار مفصلی داشته باشند (مثلاً با حذف نبشی بالایی که باعث می‌شود مانعی برای چرخش تیرها و ستونها نسبت به هم وجود نداشته باشد) خرابی اتصالات را منتفی دانست.

بررسی الگوهای خرابی نشان می‌دهد که در درجه اول باید از تشکیل زود هنگام طبقه نرم مشابه قاب ۴ طبقه جلوگیری کرد. در اینصورت شروع خرابی غالباً از اتصالات طبقات اول و دوم (و در سازه‌های بلندتر، طبقه سوم) مربوط به خط ستون C (خط ستون میانی، کنار دهانه بادبندی) بوده و پس از آن اتصالات خط ستون B (خط ستون میانی دیگر) را در همین طبقات در بر می‌گیرد. بررسیهای فوق نشان می‌دهد کلاً اتصالات در طبقات یک - سوم پائینی ارتفاع سازه حساس ترند. خرابی نهایی در اثر اضمحلال بادبند کششی طبقات اول یا دوم و یا سوم (در سازه‌های بلندتر) است.

مدل ۴-۱۴) قاب ۸ طبقه - مدل (۴-۱۳) با اتصال خورجینی معمولی:

الگوی خرابی: به ترتیب ابتدا خرابی اتصال طبقه دوم خط C. خرابی اتصال طبقه سوم خط C. خرابی اتصال طبقه اول خط C. خرابی اتصال طبقه دوم خط B. خرابی نهایی در اثر خرابی بادبند کششی طبقه سوم. تراز عملکرد ایمنی جانی ۱/۵٪ ارتفاع و آستانه فرو ریزش ۲/۲٪ ارتفاع سازه است. تراز ایمنی جانی ۶۸٪ تراز آستانه فرو ریزش می‌باشد. همچنان که دیده می‌شود با افزایش شکل‌پذیری اتصال خورجینی جابجایی موقعیت N در حدود ۱۱٪ و برش پایه حداکثر ۶٪ افزایش می‌یابد (شکل ۳۰).



شکل (۳۰): نمودار پوش آور (Pushover) مدل ۴-۱۴

۵- بحث و بررسی نتایج

در این تحقیق دیده می‌شود که افت‌های موضعی در نمودار پوش آور (Pushover) که تعیین‌کننده تراز ایمنی جانی هستند همیشه در اثر خرابی اتصالات پیش می‌آیند و افت کلی نمودار پوش آور (Pushover) که تعیین‌کننده تراز آستانه فرو ریزش است در اثر خرابی بادبند کششی رخ می‌دهد.

استفاده از اتصال با شکل پذیری بیشتر باعث می شود که تراز ایمنی جانی به آستانه فرو ریزش بسیار نزدیک شود. اما لازم است که تراز ایمنی جانی در فاصله کافی از تراز آستانه فرو ریزش قرار داشته باشد که در این حالت باید تراز ایمنی جانی را به صورت دیگری تعریف کرد. مثلاً پیشنهاد می شود در نمودار پوش آور (Pushover)، حرکت از قسمت خطی و ورود به قسمت غیرخطی مبنای تعریف تراز یا سطح عملکرد ایمنی جانی قرار گیرد.

۶- نتیجه گیری

نتایج بررسی های انجام شده در این پژوهش، به صورت خلاصه عبارتند از:

۱- برای قاب های مهاربندی شده با اتصال خورجینی که طبق ضوابط آئین نامه های ایران طراحی می شوند تراز عملکرد آستانه فرو ریزش، جابجایی بام به مقدار ۱/۵٪ ارتفاع سازه و تراز عملکرد ایمنی جانی ۶۰٪ جابجایی مربوط به تراز عملکرد آستانه فرو ریزش پیشنهاد می شود.

۲- با تحمل کاهش حدود ۱۷٪ در برش پایه ماکزیمم، با اجرای اتصالات بطوریکه رفتار کاملاً مفصلی داشته باشند (مثلاً با حذف نبشی بالایی) می توان از ایجاد خرابی در اتصالات جلوگیری کرد.

۳- شروع خرابی غالباً از اتصالات خط ستون میانی کنار دهانه بادبندی در طبقات اول و دوم و همچنین طبقه سوم در سازه های بلندتر (زیر ۱۰ طبقه) بوده و پس از آن اتصالات خط ستون میانی دیگر در همین طبقات را در بر می گیرد. بنابراین اتصالات در طبقات یک-سوم پائینی ارتفاع سازه حساس تر بنظر می رسند.

۴- نمودار انرژی تلف شده و تعداد مفصل های تشکیل شده در سازه نشان می دهد که با افزایش تعداد طبقات، نقش اتصالات خورجینی در رفتار سازه بیشتر می شود.

۵- با بهسازی سازه می توان شکل پذیری و سطوح عملکرد آنرا افزایش داد. حتی بدون افزایش شکل پذیری اتصال خورجینی و فقط با تقویت بادبندها و ستون های دهانه بادبندی می توان آستانه فرو ریزش را تا ۲۳٪ ارتفاع سازه افزایش داد.

۶- همانطور که دیده می شود خرابی نهایی در اثر اضمحلال بادبند های کششی یکی از طبقات اول تا سوم است. بنابراین لازم است در هر جهت بیش از یک دهانه بادبندی داشته باشیم تا از خرابی کلی سازه در اثر اضمحلال یک بادبند در یکی از طبقات، اجتناب شود.

۷- برای جلوگیری از خرابی اتصالات باید مقاومت آنها را افزایش داد تا در طول زلزله ارتجاعی عمل کنند و یا اینکه با افزایش شکل پذیری، از خرابی آنها پیش از خرابی سازه جلوگیری کرد.

۷- فهرست علائم

d.....	قطر میله
D.....	تغیر مکان بام
Δ	تغیر شکل
Δy	تغیر شکل محوری متناظر با نقطه تسلیم
E.....	مدول الاستیسیته فولاد
F.....	نیروی محوری
F _{buckling}	نیروی محوری متناظر با کماتش
F _y	نیروی محوری متناظر با نقطه تسلیم
ϕ	زاویه پیچش میله
G.....	مدول برشی میله
h.....	ارتفاع ستون مشبک
I.....	ممان اینرسی مؤثر ستون مشبک
J.....	ممان اینرسی پیچشی مقطع دایره
k_t	سختی پیچشی اتصال در مرحله ارتجاعی
L.....	طول میله
M.....	لنگر خمشی
M_s	لنگر متناظر با نقطه C در شکل ۴
M_p	لنگر خمشی پلاستیک
M_y	لنگر متناظر با نقطه تسلیم
PDL.....	نیروی محوری ناشی از بار مرده
PE.....	نیروی محوری ناشی از زلزله
PLL.....	نیروی محوری ناشی از بار زنده
PSC.....	مقاومت محوری فشاری عضو
PST.....	مقاومت محوری کششی عضو
R.....	ضریب رفتار سازه
T.....	لنگر پیچشی
Theta = θ	دوران خمشی
θ_c	دوران متناظر با نقطه C در شکل ۴
θ_y	دوران متناظر با نقطه تسلیم
V.....	برش پایه

۸- مراجع

مطالعه صلبیت اتصالات خورجینی، بنیاد مسکن انقلاب

اسلامی.

8-Computers & Structures Inc., "SAP2000 Structural Program", Berkeley, California.

9- Federal Emergency Management Agency (1997), "NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA-273, Washington, D.C.

10- Naeim, F. (2001), "Earthquake Engineering", John A. Martin and Associates, Inc., Los Angeles, CA.

۱۱- مقدم حسن (۱۳۸۱)، مهندسی زلزله - مبانی و

کاربرد، انتشارات فراهنگ.

۱۲- آئین نامه حداقل بار وارده بر ساختمانها و ابنیه فنی

(تجدید نظر در استاندارد ۵۱۹) (۱۳۷۹)، دفتر تدوین و

ترویج مقررات ملی ساختمان، وزارت مسکن و

شهرسازی.

۱۳- مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن (۱۳۷۸)، آئین نامه

طرح ساختمانها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش

دوم.

۱۴ - مقررات ملی ساختمانی ایران، مبحث ۱۰: طرح و

اجرای ساختمانهای فولادی، دفتر تدوین و ترویج مقررات

ملی ساختمان، وزارت مسکن و شهرسازی.

۱- صادقیان پدram، (۱۳۷۸)، اتصالات خورجینی، پایان

نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شریف.

۲- مزروعی علی و مصطفایی حسین، (۱۳۷۷)،

«روش های بهسازی اتصالات خورجینی»، دومین کارگاه

تخصصی اتصالات خورجینی، مرکز تحقیقات ساختمان و

مسکن.

۳- علوی عرفان، (۱۳۷۵)، رفتار دینامیکی سازه های با

اتصالات نیمه صلب (خورجینی) تحت اثر پیچش، پایان

نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.

۴- مقدم حسن و کوهیان رویا، (۱۳۷۴)، مقاومت

ساختمانهای فولادی با اتصالات نیمه صلب (اتصالات

خورجینی) تحت نیروهای زلزله، پژوهشگاه بین المللی

زلزله شناسی و مهندسی زلزله.

۵- طریقت امیر، (۱۳۷۲)، مطالعه رفتار الاستیک اتصالات

خورجینی، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تهران.

۶- فلاح احمد علی، (۱۳۷۳)، آنالیز دینامیکی غیرخطی

اتصالات خورجینی تحت نیروهای زلزله، پایان نامه

کارشناسی ارشد، دانشگاه علم و صنعت ایران.

۷- طاحونی شاپور و فرهودی جمشید، (۱۳۷۷)، گزارش



مطالعه تحلیلی رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده زانویی

سید مهدی زهرائی^۱، میثم جلالی^۲

چکیده

در قاب‌های مهاربندی شده زانویی (Knee Braced Frames) KBF یک انتهای مهاربند قطری بجای اتصال به گره اتصال تیر - ستون به عضو مورب زانویی متصل می‌شود. در واقع عضو مورب زانویی به عنوان یک میراگر هیستریزیس طوری طراحی و جزئیات‌بندی می‌شود که همانند یک فیوز سازه‌ای عمل کرده و با پذیرش تغییرشکل‌های غیرالاستیک کنترل شده، ضمن استهلاک انرژی لرزه‌ای مانع از ورود سایر اعضا و اتصالات به محدوده غیرارتجاعی شود. در این مقاله اثر پارامترهای مختلف سازه‌ای بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده زانویی و همچنین اثر استفاده از مهاربندی زانویی دوطرفه DKBF (Double Knee Braced Frames) بر روی رفتار لرزه‌ای قاب با استفاده از روش تحلیل غیر خطی اجزا محدود بررسی می‌شود. نتایج تحقیق بیانگر ضعف سیستم DKBF نسبت به قاب‌های KBF و همچنین کارایی قاب‌های KBF در قاب‌های مفصلی می‌باشد.

کلمات کلیدی :

مهاربندی زانویی، استهلاک انرژی، بهسازی لرزه‌ای، تحلیل غیرارتجاعی، مهاربندی زانویی دوطرفه

Analytical Study of Seismic Behavior of Knee-Braced Frames

Seyed Mehdi Zahrai, Meysam Jalali

ABSTRACT

In Knee-Braced Frames, KBF, one end of diagonal brace is connected to knee element rather than the beam-column joint. In fact, knee element as a hysteretic damper is designed and detailed to behave like a structural fuse such that by sustaining controlled inelastic deformations and dissipating seismic energy, other members and connections would remain elastic. In this paper, the impact of different structural parameters on the behavior of KBF and also the situation of using DKBF (Double Knee Braced Frames) are studied using nonlinear finite element analysis. The results of this research show efficiency of using KBF in simple framing structures and some drawback of using DKBF compared to KBF.

Key words:

Knee-Braced Frames, Energy Dissipation, Seismic Retrofit, Inelastic Analysis, Double Knee Braced Frames

۱. استادیار قطب علمی مهندسی و مدیریت زیرساخت‌ها، دانشکده عمران دانشگاه تهران mzahrai@ut.ac.ir
۲. دانشجوی دکتری عمران گرایش سازه و مدرس دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شاهرود mei_jalali@yahoo.com

یکی از سیستم‌های باربرجانبی متداول در سازه‌های فولادی، سیستم قاب مهاربندی شده می‌باشد که در کشور ما نیز به طور گسترده‌ای از آن استفاده می‌شود. در سازه‌های مهاربندی شده هم محور از نوع ویژه (Special Concentrically Braced Frames-SCBF) عضو شکل‌پذیر یا کنترل شونده توسط تغییر مکان (Displacement Controlled)، مهاربند می‌باشد و سایر اعضا سازه کنترل شونده توسط نیرو (Force Controlled) بوده و انتظار رفتار غیرارتجاعی در آنها نمی‌رود.

اگر محدوده کنترل شونده توسط تغییر مکان به یک فاصله کوچک محدود شود ضمن استفاده از شرایط کلی آن (مثل سختی و شکل‌پذیری مناسب) می‌توان رفتار لرزه‌ای کنترل‌شده‌تری را فراهم کرد، چراکه ناحیه غیرارتجاعی محدود به یک المان کوتاه می‌شود. سیستم بادبندی برون‌محور (Eccentrically Braced Frames-EBF) که توسط Popov و همکارانش در دانشگاه برکلی کالیفرنیا معرفی شد [۱]، علاوه بر دارا بودن سختی بالا در ناحیه خطی، از شکل‌پذیری مناسبی نیز برخوردار می‌باشد. در قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور به دلیل اینکه تیرهای پیوند بعنوان المانهای شکل‌پذیر (کنترل‌شونده توسط تغییر مکان)، بخشی از اعضای اصلی سازه (تیرها) می‌باشند، لذا امکان تعویض سریع و کم‌هزینه این اعضا بعد از وقوع یک زلزله شدید وجود ندارد.

سیستم دیگری که علاوه بر دارا بودن محاسن سیستم بادبندی خارج از محور، فاقد مشکلات آن می‌باشد، سیستم بادبندی زانویی (KBF) است. این سیستم که توسط Balendra و همکارانش معرفی شد [۲]، در واقع اصلاح شده سیستم دیگری با عنوان سیستم بادبندی زانویی تعویض پذیر است که قبلاً توسط Aristizabal-choa ارائه گردیده بود [۳]. در این نوع مهاربندی حداقل یک انتهای مهاربند بجای اتصال به گره محل برخورد تیر و ستون به المان زانویی متصل می‌شود. از مزایای قابل توجه این سیستم می‌توان به تعویض پذیری سریع عضو زانویی (عضو شکل‌پذیر یا کنترل شونده

توسط تغییر مکان) بعد از زلزله اشاره نمود، همچنین این سیستم هم برای طراحی در سازه‌های جدید و هم برای بهسازی لرزه‌ای سازه‌های مهاربندی موجود قابل استفاده می‌باشد [۲ و ۴]. قاب KBF که المان زانویی در هر دو طرف مهاربند قطری قرار دارد، DKBF نام دارد. Balendra [۴] مطالعاتی را در مورد اثر پارامترهای مختلف بروی سختی این سیستم‌ها انجام داده است، که شامل بررسی اثر طول عضو زانویی، سطح مقطع مهاربندی قطری و ممان اینرسی المان زانویی روی سختی الاستیک DKBF می‌باشد. نتایج بررسی‌های ایشان نشان دهنده عملکرد نامطلوب این قابها نسبت به قاب‌های KBF در ناحیه عملکرد الاستیک می‌باشند. در این مقاله برخی از پارامترهای موثر در رفتار لرزه‌ای این سیستم‌ها بررسی می‌شوند که شامل این مواردند:

الف) بررسی اثر سخت‌کننده‌های جان و حضور قاب خمشی روی سختی و مقاومت KBF،
ب) محاسبه استهلاک انرژی عضو زانویی در مقایسه با کل انرژی وارده به قاب و مقایسه آن در حالت‌های مختلف.
ج) مقایسه رفتار چرخه‌ای KBF و DKBF (حالتی که المان زانویی در دو طرف مهاربندی قطری قرار دارد).

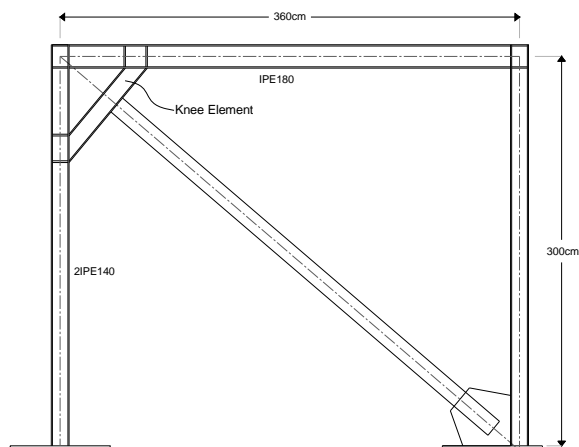
۲- مطالعه عددی KBF ها

به منظور بررسی تأثیر مهاربندی زانویی در بهبود عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی مطالعه‌ی عددی روی چند نمونه قاب یک طبقه یک دهانه با مشخصات کلی نشان داده شده در شکل (۱)، با استفاده از نرم‌افزار ANSYS انجام شده است [۵]. از آن جا که طراحی یک قاب یک طبقه یک دهانه بر اساس بارهای واقعی معمولاً مقاطع کوچکی را برای اعضای سازه‌ای نتیجه می‌دهد، تصمیم گرفته شد که با پیش فرض کردن مشخصات مهاربندی زانویی (تیر پیوند)، سایر اعضا متناسب با ظرفیت برشی تیر پیوند طراحی شوند.

همچنین روند طراحی KBFها مشابه با روند مقررات لرزه‌ای AISC Seismic provisions 1997 [۶] برای طراحی EBFها انتخاب شده است.

۳- روش طراحی

یک قاب یک طبقه مطابق شکل (۱) طوری بارگذاری جانبی شد که نیروی برشی قسمت جاری شونده عضو زانویی به مقدار متناظر تسلیم برسد. سپس به منظور طراحی مهاربند، تیر و ستونها که از آنها انتظار می‌رود بطورالاستیک عمل کنند، نیروهای آنها در ضرایب سخت شدگی کرنش متناظرشان ضرب شد. و این اعضا برای این نیروها طراحی شدند.



شکل (۱): هندسه عمومی قابها

مشخصات تکمیلی نمونه‌ها در جدول (۱) آورده شده است. نمونه‌ها به گونه‌ای انتخاب شده‌اند که بتوان تأثیر عواملی همچون نوع اتصالات و سخت کننده‌های جان عضو زانویی را مورد بررسی قرار داد، وضعیتهای A و B برای سخت کننده‌ها در ادامه توضیح داده می‌شود.

جدول (۱): مشخصات نمونه‌ها برای مطالعه عددی

نمونه	نوع اتصال	مهاربندها	سخت کننده‌ها
KBF1	صلب	2 UNP120	B
KBF2	صلب	2 UNP120	A
KBF3	مفصلی	2 UNP120	A

در وضعیت A علاوه بر سخت کننده‌های محل اتصال تیر-ستون، زانویی-ستون و زانویی-تیر، در طول قطعه زانویی سخت کننده‌هایی متناسب با ضوابط AISC-Seismic provisions قرار داده شد [۷]. در وضعیت B در قطعه

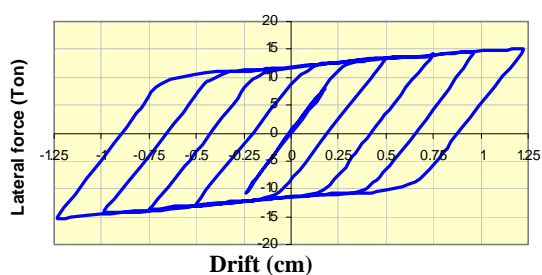
بالایی و پایینی زانویی سخت کننده‌ای قرار ندارند. از آنجایی که وجود نیروی محوری کششی در عضو زانویی باعث کاهش ظرفیت برشی آن می‌شود، لذا زاویه بین المان زانویی و مهاربندی قطری به صورت قائمه در نظر گرفته می‌شود. به این ترتیب مهاربندی قطری باعث تولید نیروی محوری در عضو زانویی نخواهد شد.

۴- مدل تحلیلی

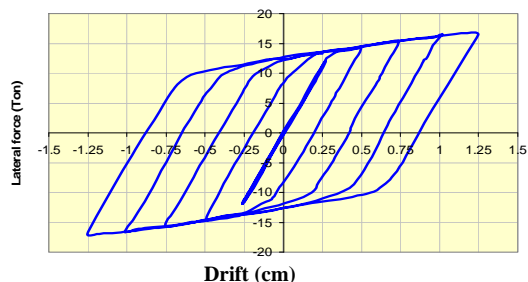
از المان SHELL43 برای مدل‌سازی المان زانویی و نواحی اطراف آن استفاده شده است. این المان برای مدل کردن سازه‌های پوسته‌ای نه چندان ضخیم مناسب می‌باشد و در هر گره شش درجه آزادی دارد: سه درجه آزادی انتقالی و سه درجه آزادی دورانی. به علاوه این المان قابلیت در نظر گرفتن پلاستیسیته، خزش، سخت‌شدگی تنش، تغییر شکل‌های بزرگ و کرنش‌های بزرگ را دارد. بخش‌های باقی‌مانده از سازه شامل ستون‌ها، بخشی از تیر و بادبند با استفاده از المان BEAM24 مدل شده‌اند. المان BEAM24 المانی تک محوره است که می‌تواند دارای هر شکل مقطعی (اعم از باز یا بسته) باشد. این المان توانایی تحمل فشار، کشش، خمش و پیچش را دارد. در هر گره شش درجه آزادی دارد: سه درجه آزادی انتقالی و سه درجه آزادی دورانی. همچنین توانایی مدل کردن پلاستیسیته، خزش و تورم (افزایش ابعاد) را در جهت محوری برای هر شکل مقطع دلخواه دارا می‌باشد. به علاوه اثرات سخت‌شدگی تنش، تغییر شکل‌های بزرگ و تغییر شکل‌های برشی برای این المان لحاظ می‌شوند. مقطع عرضی این المان توسط یک‌سری از قطعات مستطیلی شکل تعریف می‌شود و جهت تیر حول محور طولیش توسط گره سومی تعریف می‌شود [۵]. در محل اتصال المانهای خطی به المان‌های صفحه‌ای صفحات انتهایی صلبی قرار داده شد و هر دو نوع المان به این صفحات صلب متصل شدند. با این کار درجات آزادی کلی سازه بطور چشمگیری نسبت به حالتی که کل قاب با المانهای صفحه‌ای مدل شود، کاهش می‌یابد و در نتیجه با کاهش قابل ملاحظه زمان تحلیل

۵- پاسخ هیستریزس قابها

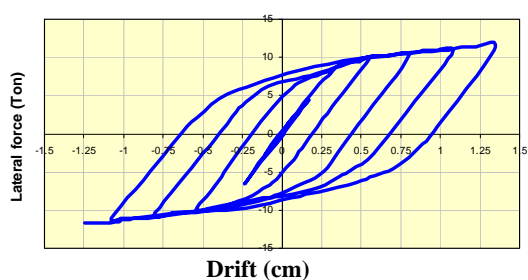
نمونه‌ها تا پنج برابر تغییر مکان تسلیمشان بارگذاری شدند. برای بررسی تأثیر سخت کننده جان در عضو زانویی، نمونه KBF1 مشابه با نمونه KBF2 انتخاب شده است با این تفاوت که جان مهاربندی زانویی در نمونه KBF1 فاقد سخت کننده می‌باشد. با مقایسه رفتار چرخه‌ای این دو قاب در شکل‌های (۴) و (۵) مشخص می‌شود دو قاب دارای عملکرد بسیار مشابهی بوده‌اند و در واقع ناپایداری چندانی در جان مهاربندی زانویی نمونه KBF1 اتفاق نیفتاده است.



شکل (۴): منحنی هیستریزس قاب KBF 1



شکل (۵): منحنی هیستریزس قاب KBF 2

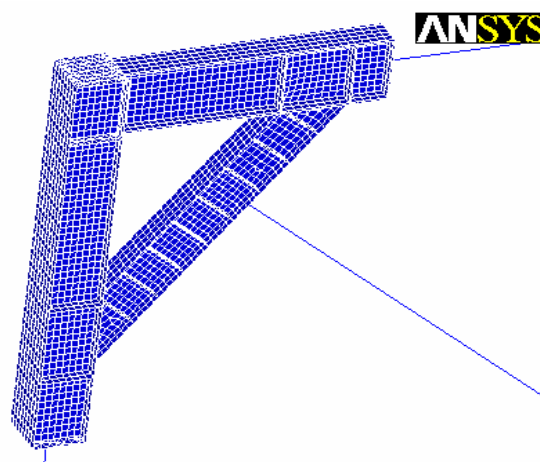


شکل (۶): منحنی هیستریزس قاب KBF 3

به‌خوبی روشن می‌شود که سخت‌کننده‌های جان علاوه بر کمک در پایداری جان عضو زانویی، روی افزایش ظرفیت باربری مهاربندی زانویی و همچنین مقدار تغییر شکل‌های نهایی تأثیرگذار بوده‌اند. لازم به توضیح است که مدل

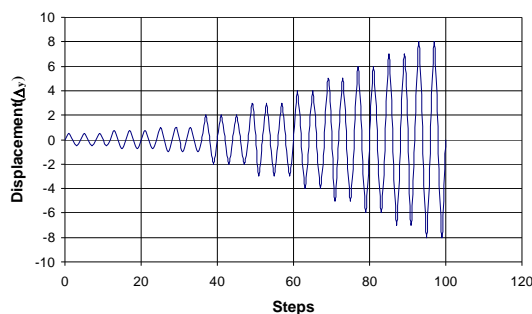
غیرخطی، مشکلات همگرایی در زمان تحلیل نیز کمتر رخ می‌دهد [۷] (شکل ۲). برای کل مدل، رفتار مصالح به صورت غیرارتجاعی در نظر گرفته شده‌اند، هر چند که وقوع تسلیم در نواحی دور از المان زانویی محتمل نیست. مدل پلاستیسیته بر اساس معیار تسلیم فون میسز و قانون سیلان مربوطه می‌باشد. فرضیات اصلی در ایده‌آل سازی مشخصات مصالح عبارتند از:

$$E=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2, F_y=2500 \text{ kg/cm}^2, F_u=3700 \text{ kg/cm}^2,$$



شکل (۲): المان‌بندی عضو زانویی و نواحی اطراف آن برای مطالعه عددی

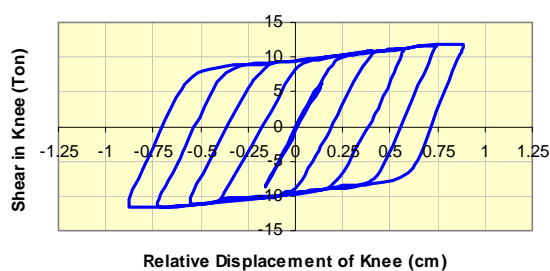
نمونه‌ها تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای در تراز طبقه به صورت جابجایی جانبی قرار گرفته‌اند. بارگذاری چرخه‌ای شبه استاتیکی مطابق با پیشنهاد AISC Seismic provisions 1997 در نظر گرفته شده است شکل (۳).



شکل (۳): بارگذاری چرخه‌ای AISC-LRFD 1997

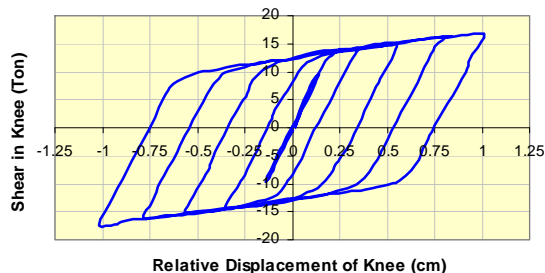
ناپایداری می‌شود و این امر تحلیل عددی را بسیار زمان‌بر می‌سازد.

به منظور بررسی بیشتر رفتار عضو زانویی و محاسبه استهلاک انرژی المان زانویی در مقایسه با کل قاب، منحنیهای هیستریزس مربوط به المان زانویی بصورت نیروی برشی در المان زانویی در مقابل تغییر مکان نسبی دو سر آن تهیه و ترسیم شد. در اشکال (۹) و (۱۰) منحنیهای هیستریزس نیروی برشی - تغییر مکان نسبی قابهای KBF1 و KBF2 نشان داده شده است.



شکل (۹): رفتار هیستریزس برش - تغییر شکل قطعه بالایی

المان زانویی قاب KBF1

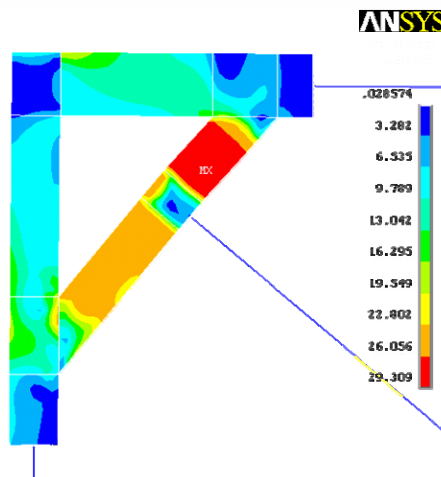


شکل (۱۰): رفتار هیستریزس برش - تغییر شکل قطعه بالایی

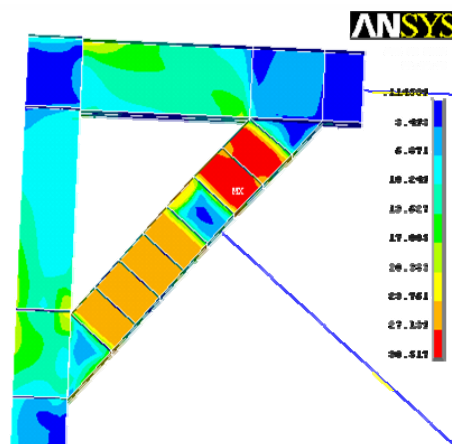
المان زانویی قاب KBF2

به استثنای KBF4 که در آن به علت لاغر بودن و کماتش مهاربندها تحلیل عددی متوقف شده است، مهاربندی زانویی در کلیه حالات به خوبی توانسته است منحنیهای هیستریزس پایداری ایجاد نماید (منحنی مربوط به KBF3 نمایش داده نشده است).

تحلیلی توانایی بررسی ناپایداری جان عضو زانویی را ندارد. شکل‌های (۷) و (۸) کانتور نمونه تنش معادل فون میسز در سیکل آخر بارگذاری برای نمونه‌های KBF1 و KBF2 را نشان می‌دهند (واحدها kg/mm^2).



شکل (۷): منحنیهای هم تنش فون میسز KBF1

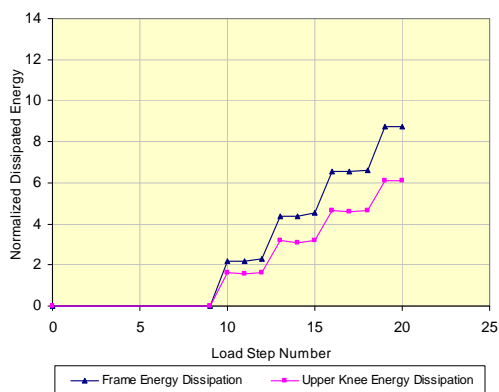


شکل (۸): منحنیهای هم تنش فون میسز KBF2

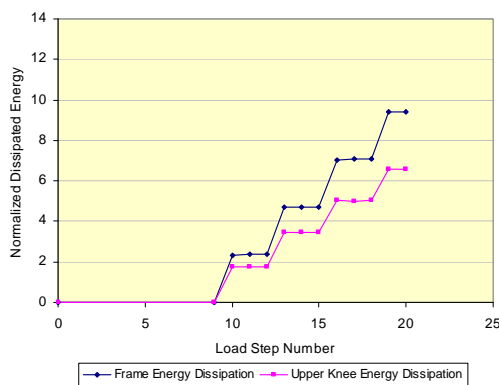
تأثیر نوع اتصال تیر به ستون از مقایسه اشکال (۵) و (۶) قابل استنتاج است. قاب KBF2 به ظرفیت باربری بیشتری نسبت به قاب KBF3 رسیده است، ضمن این که حلقه‌های چرخه‌ای مربوط به قاب KBF2 با شیب بیشتری رشد پیدا می‌کنند. این اختلاف به خاطر وجود اندرکنش قاب و زانویی در نمونه KBF2 می‌باشد. اما در صورتی که طول زانویی کوتاه‌تر انتخاب شود، می‌توان از اثرات منفی وجود اتصال مفصلی بین تیر و ستون کاست. باید توجه داشت که وجود مهاربند لاغر باعث وقوع

۶- میزان انرژی مستهلک شده

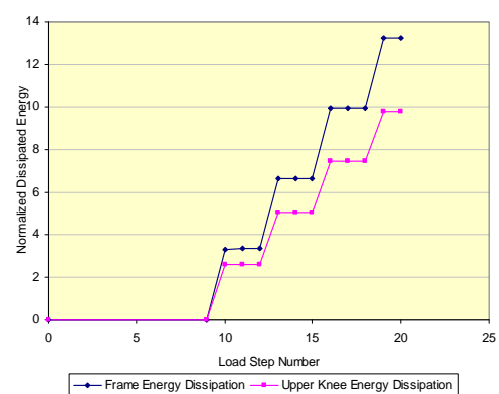
مهاربندی بارگذاریهای جانبی بسیار کوچکی عمود بر صفحه قاب وارد شد چرا که مد کمانش احتمالی مهاربند نیز تقریباً بر همین تغییر شکل منطبق می‌باشد. اما مسئله کمانش موضعی المان زانویی در مدل‌سازی دیده نشده است.



شکل (۱۱): نمودار استهلاک انرژی در قاب KBF 1



شکل (۱۲): نمودار استهلاک انرژی در قاب KBF 2



شکل (۱۳): نمودار استهلاک انرژی در قاب KBF 3

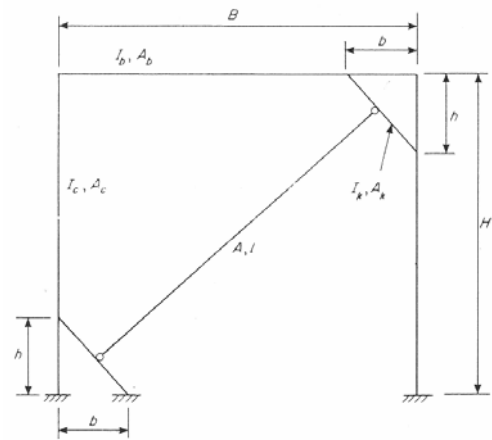
در شکلهای (۱۱) تا (۱۳)، نمودار استهلاک انرژی در قاب‌های زانویی KBF1, KBF2 و KBF3، نشان داده شده است. محور افقی نمودار، سیکل‌های بارگذاری و محور قائم آن میزان استهلاک انرژی نرمالیزه شده می‌باشد. برای نرمالیزه نمودن استهلاک انرژی میزان انرژی مستهلک شده بر حاصلضرب نیروی تسلیم برشی قاب در جابجایی تسلیم قاب تقسیم شد [۸]. همانطور که مشاهده می‌شود، تقریباً بین ۷۰ تا ۷۸ درصد انرژی بوسیله قطعه بالایی از عضو زانویی مستهلک شده است. بررسی منحنی‌های هم تنش فون میسر نشان می‌دهد سایر المان‌ها، بجز المان زانویی، الاستیک باقی مانده‌اند، و صرفاً المان زانویی وارد ناحیه غیرخطی شده است [۷].

بنابراین با توجه به اختلاف قابل توجه مابین کل انرژی مستهلک شده توسط قاب و انرژی مستهلک شده توسط قطعه بالایی می‌توان انتظار داشت که بخش عمده این اختلاف مربوط به تسلیم قطعه پایینی عضو زانویی باشد. منحنی‌های هم تنش نیز وقوع تسلیم در قطعه پایینی را تأیید می‌کنند [۷]. لازم به توضیح است در KBF1 که سخت‌کننده‌های جان وجود ندارند وقوع مواردی همچون کمانش موضعی جان عضو زانویی بسیار محتمل است.

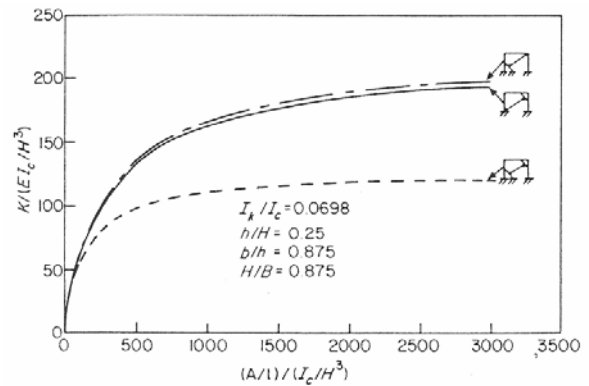
به منظور بررسی پدیده کمانش در نرم افزار ANSYS می‌بایست قبل از اعمال بارگذاری، تغییر مکان بسیار کوچکی منطبق با مد کمانش واقعی سازه مورد بررسی، به سازه وارد نمود [۵]. بنابر این باید وضعیت تغییر شکلی مد کمانشی محتمل در دسترس باشد تا با اعمال آن بر سازه در واقع سازه با نقص اولیه مدل شود. با این کار وقوع کمانش در المانها قابل مشاهده خواهد بود. اما چنانچه مد کمانشی محتمل (که در واقع وضعیت واقعی سازه کمانش یافته را نشان می‌دهد) به درستی به سازه اعمال نشود، سازه در یک مد مجازی کمانش خواهد کرد. بهترین کار برای یافتن مد کمانشی واقعی استفاده از نتایج آزمایشگاهی می‌باشد. در بررسی رفتار قاب‌های KBF در ANSYS صرفاً برای ملحوظ کردن کمانش احتمالی عضو

۷- بررسی تحلیلی المان زانویی دو طرفه

قاب KBF که المان زانویی در هر دو طرف مهاربند قطری قرار دارد، قاب DKBF نام دارد (شکل ۱۴). همانطور که در قسمت مقدمه اشاره شد، Balendra مطالعاتی را در محدوده الاستیک روی قاب‌های DKBF انجام داده است [۴]. یک نمونه از نتایج تحقیقات ایشان که شامل بررسی اثر سختی مهاربندی قطری روی سختی الاستیک قاب‌های DKBF و KBF می‌باشد در شکل (۱۵) نمایش داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، زانویی دوطرفه باعث کاهش سختی جانبی شده است.



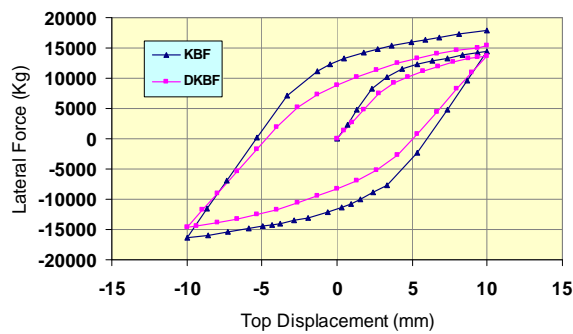
شکل (۱۴): نمای کلی از قاب بادبند زانویی دوطرفه



شکل (۱۵): اثر سطح مقطع بادبند بر روی سختی قاب [۴]

تاکنون مطالعاتی روی پاسخ غیرالاستیک قاب‌های DKBF انجام نشده است، در این قسمت رفتار هیستریزس قاب DKBF برای حالت تسلیم برشی عضو زانویی بررسی شده است و نتایج آن با قاب KBF معمولی (المان زانویی در یک طرف مهاربندی قطری قرار دارد) مورد مقایسه

قرار گرفته است. در قاب DKBF مورد مطالعه، المانهای زانویی از مقطع IPE120 انتخاب شد و بر مبنای ظرفیت مورد انتظار آنها مقاطع اعضای ستون، تیر و عضو مهاربندی به ترتیب 2IPE140، IPE180 و UNP10 بدست آمدند. مدول الاستیسیته مصالح $E=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ ، تنش حد تسلیم فولاد $F_y=2400 \text{ kg/cm}^2$ و شیب ناحیه سخت شدگی کرنش (مدول مماسی) برابر $E/100$ فرض شد. زانویی پایینی موازی با زانویی بالایی و با همان مشخصات در نظر گرفته شد. قاب KBF از حذف زانویی پایینی بدست آمد. هر دو قاب KBF و DKBF تحت بار گذاری چرخه‌ای با کنترل تغییر مکان به اندازه 10mm قرار گرفتند. به دلیل اینکه هدف مقایسه نتایج بود لذا بارگذاری صرفاً به اندازه یک بار رفت و برگشت کامل روی قابها انجام شد. شکل (۱۶) منحنی چرخه‌ای دو قاب را نشان می‌دهد.



شکل (۱۶): مقایسه منحنی چرخه‌ای قاب‌های KBF و DKBF

از مقایسه دو منحنی مشخص می‌شود که قاب DKBF ضمن اینکه به مقاومت‌های کمتری دست یافته است، سختی کمتری را نیز ارائه کرده است. نکته مهم و قابل ذکر در مورد قاب DKBF این است که این قاب منحنی لاغرتری را نسبت به قاب KBF به نمایش گذاشته است که این امر باعث کاهش میزان استهلاک انرژی لرزه‌ای خواهد شد. منحنی‌های هم تنش قاب DKBF در شکل (۱۷) نمایش داده شده‌اند.

پلاستیک در جان زانویی حاکم بر رفتار قابها بوده است.

مراجع

1-Kasai K, Popov EP.(1986). "A study of seismically resistant eccentrically braced steel frame systems." Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC- 86/01. Berkeley (CA): University of California.

2-Balendra T, Sam MT, Liaw CY.(1990). " Diagonal brace with ductile anchor for a seismic steel frame." Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 19 , pp. 847-58.

3-Aristizabal-ochoa JD. (1986). "Disposable knee bracing: Improvement in seismic design of steel frames." ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol 112, No.7, pp. 1544-52.

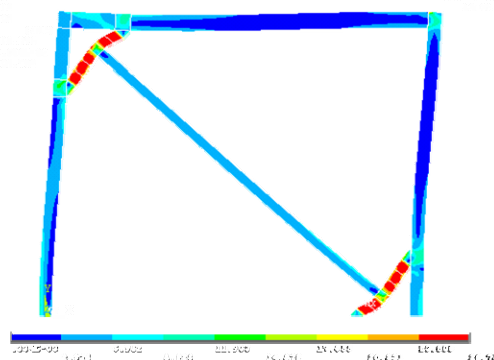
4-Balendra T, Sam MT, Liaw CY, Lee SL.(1991). "Preliminary studies into the behavior of knee braced frames subject to seismic loading." , Engineering Structure;13:67-74.

5-Swanson Analysis Systems Inc., ANSYS (Revision 5.4) (1992). User's Manual, Theory, Vol. IV.

6-American Institute of Steel Construction (AISC) (1997). Seismic provisions for structural steel buildings, Chicago

۷- جلالی، میثم (۱۳۸۵) « بررسی بهبود رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده به کمک عضو شکل پذیر زانویی »، پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشکده عمران دانشگاه تهران.

۸- زهرائی، سید مهدی (۱۳۸۴). «مطالعه تحلیلی و تجربی کاربرد پانلهای برشی برای کنترل غیر فعال ساختمانهای فولادی متعارف» گزارش پروژه مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.



شکل (۱۷): منحنی‌های هم تنش فون میسر

(واحدها mm , Kg) DKBF

۸- نتیجه گیری

مهمترین نتایج حاصل از این تحقیق عبارتند از:

- ۱- روند استفاده شده در مدل‌سازی هندسی قاب‌های مورد مطالعه که شامل استفاده از المان‌های تیر بجای المان‌های صفحه‌ای می‌باشد، با حفظ صحت نتایج، مدت زمان انجام تحلیلها را کاهش می‌دهد.
- ۲- در صورتی که طول زانویی کوتاه‌تر انتخاب شود، می‌توان از اثرات منفی وجود اتصال مفصلی بین تیر و ستون کاست. این مسئله نشان می‌دهد که با انتخاب سنجیده طول تیر رابط، می‌توان تا حدی نیاز به اتصالات خمشی تیر به ستون را حداقل برای ساختمان‌های متعارف و کوتاه مرتبه کاهش داد. این نکته می‌تواند به عنوان یک مزیت برای قاب‌های مهاربندی شده با مهاربندی زانویی محسوب شود، به خصوص در کشور ما که اتصالات خمشی غالباً به نحوی نامطلوب اجرا می‌شوند.
- ۳- وجود یک عضو کنترل شونده توسط نیرو در میان دو عضو شکل‌پذیر (قاب‌های DKBF) ضمن افزایش حساسیت طرح به واسطه افزایش اعضا شکل‌پذیر، باعث کاهش سختی و مقاومت سازه نسبت به حالت‌های متعارف (قاب‌های KBF) نیز می‌شود. لذا قاب DKBF رفتار لرزه‌ای نسبتاً نامطلوبی را ارائه می‌دهد و استفاده از آن توصیه نمی‌شود.

- ۴- کانتور تنش معادل فون میسر نمونه‌ها، به‌خوبی بیانگر آن است که عمده تغییرشکل‌های غیرالاستیک در جان المان زانویی به وقوع پیوسته است. تغییرشکل برشی

شیوه نگارش و چگونگی تنظیم مقالات برای نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد

♦ مقالات باید با نرم‌افزار Ms-Word 2003 تایپ و صفحه‌بندی شود و فایل مقاله به هر دو فرمت DOC و PDF. به دفتر نشریه ارسال گردد.

♦ نام و نام خانوادگی مؤلف اول^۱ نام و نام خانوادگی مؤلف دوم^۲

♦ اندازه صفحات باید برابر با A4 و حدود بالا، پایین، چپ و راست صفحات به ترتیب برابر با ۲-۳/۵ - ۲/۵ - ۲/۵ سانتی‌متر تعیین شود.

♦ مقالات به صورت دو ستونی، هر یک با عرض ۷/۵ سانتی‌متر تهیه می‌شود.

♦ اندازه و نوع فونت‌های فارسی مورد استفاده برای هر یک از موارد در (جدول ۱) آمده است.

♦ برای فونت لاتین همواره از Times New Roman استفاده شود که اندازه آن در هر موقعیت (به غیر از عنوان و چکیده) دو واحد کمتر از اندازه فونت فارسی خواهد بود.

♦ فاصله سطرها در عنوان، چکیده و در متن مقاله، معمولی (Single) است.

♦ عنوان مقاله در عین اختصار تمام ویژگی‌های کار انجام شده را مشخص می‌کند، با فونت «تیترا» به اندازه ۱۶ Bold نوشته شود.

♦ نشانی کامل نویسندگان در زیرنویس قرار می‌گیرد.

♦ عنوان معادل به زبان انگلیسی نیز باید با شیوه تعریف شده در این الگو مشخص و درج شود.

♦ تهیه و درج چکیده به زبان انگلیسی نیز ضروری است.

♦ فونت عنوان چکیده انگلیسی Bold-11 Times New Roman

♦ فونت متن چکیده انگلیسی Regular-10 Times New Roman

موقعیت استفاده	فونت	اندازه قلم
متن جداول و شکل‌ها و مراجع	لوتوس	۱۱
عناوین جداول و اشکال	Bold لوتوس	۱۱
متن	لوتوس	۱۲
چکیده و کلمات کلیدی	Bold لوتوس	۱۴
نام مؤلفان	Bold نازنین	۱۱
عناوین بخش‌ها	Bold لوتوس	۱۲
عنوان مقاله	Bold تیترا	۱۶

جدول (۱): اندازه و نوع فونت‌ها

۱. سمت یا مرتبه علمی مؤلفان همچنین دانشگاه یا محل اشتغال



۵. کتب و مقالات

عنوان	موضوع	محل انتشارات	تاریخ
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد .

۶. عضویت در سایر انجمن های علمی

نام انجمن	موضوع	نوع عضویت	تاریخ عضویت
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد .

مدارک لازم جهت عضویت

۳ قطعه عکس ۳×۴ - تصویر شناسنامه - تصویر آخرین مدرک تحصیلی - رسید پرداخت حق ورودیه

حق عضویت :

- اعضای حقیقی یکصد و هشتاد هزار ریال
- اعضای دانشجویی پنجاه هزار ریال
- اعضای حقوقی
- مجلات و موسسات علمی پژوهشی

دو میلیون ریال
یک میلیون ریال

به حساب جاری شماره ۴۵۰۷۰۴۳۳ بانک تجارت شعبه مرکزی کد ۴۵۰ به نام انجمن سازه های فولادی ایران

درخواست عضویت در جلسه مورخ کمیته پذیرش انجمن سازه های فولادی ایران مطرح و با عضویت ایشان موافقت - مخالفت بعمل آمد .	کمیته پذیرش
در جلسه هیأت مدیره مورخ مورد تایید قرار گرفت.	هیأت مدیره

در این بخش چیزی ننویسید

لطفاً پس از تکمیل این برگه را به نشانی زیر، دبیرخانه انجمن سازه های فولادی ایران ، ارسال فرمایید :
مرکز موقت : تهران - بزرگراه مدرس - خ ظفر - خ فرید افشار - خ دولتشاد شرقی - خ جام - خ تایباد - پ ۱۲

تلفن: ۲۲۰۰۳۸۴۱ - ۲۲۰۰۳۹۴۳