

« بسم الله الرحمن الرحيم »

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)

| | | |
|--------------------------|------------------------|---|
| 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 ثنایی | (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 حجت عادل | (استاد مهندسی عمران) | دانشگاه اوهایو آمریکا |
| دکتر مهدی فرشاد | (استاد مهندسی عمران) | انستیتوی تکنولوژی فدرال سوئیس |
| پروفسور آرک مگردیچیان | (استاد مهندسی عمران) | مهندس مشاور در آمریکا - استاد بازنشسته دانشگاه لاهور کبیر |
| دکتر شمس‌الدین میردامادی | (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: اندیشه نو



نشریه علمی و پژوهشی

سازه و فولاد

نشانی:

تهران، بزرگراه مدرس، خ ظفر،
خ فرید افشار، خ دولت‌شاد شرقی،
خ جام، کوچه تایباد، پلاک ۱۲

تلفن:

۲۲۰۰۳۸۴۱-۲۲۰۰۳۹۴۳

دورنگار:

۲۲۶۱۷۱۵۹

پایگاه اینترنتی

www.iss.ir

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 سوم

تابستان ۱۳۸۷

فهرست

۲ انجمن سازه‌های فولادی ایران

۳ بررسی آزمایشگاهی شکل‌پذیری ستون‌های فولادی پر شده با بتن (CFST)
Experimental Study of Concrete Filled Steel Tube Columns Ductility (CFST)

دکتر طالب مرادی شقاقی: استادیار گروه عمران دانشگاه آزاد اسلامی تبریز
دکتر فریبرز ناطقی الهی: استاد پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

۱۳ بررسی آزمایشگاهی ضریب رفتار و جذب انرژی دیوارهای برشی فولادی شکل‌پذیر با سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده
Experimental Investigation of Force Modification Factor and Energy Absorption Ductile Steel Plate Shear Walls with Stiffeners and without Stiffener

دکتر سعید صبوری: دانشیار دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی
مهندس سید رامین اسعد سجادی: دانشجوی دکتری عمران سازه، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

۲۶ بررسی مودهای شکست لرزه‌ای و راهکارهای مقاوم‌سازی مخازن استوانه‌ای فولادی مهار نشده در یک مجتمع نفتی
Evaluation of Seismic Failure Modes and Strengthening Methods of Unanchored Cylindrical Steel Liquid Tanks in an Oil Complex

دکتر نقدعلی حسین زاده: استادیار پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
مهندس امین معصومی گودرزی: دانشجوی کارشناسی ارشد عمران سازه، دانشکده فنی دانشگاه آزاد اسلامی تهران مرکزی

۳۶ ضریب رفتار مخازن هوایی بتنی با پایه لوله‌ای
Response Modification Factor of Shaft Supported Concrete Elevated Water Tanks

دکتر فرامرز خوشنودیان: استادیار گروه سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر (پلی تکنیک تهران)
مهندس روح‌الله جلالی: کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر (پلی تکنیک تهران)

۴۹ طراحی و ساخت میراگرهای ویسکوز با قابلیت تنظیم میرایی و تعیین مشخصات مکانیکی آنان با آزمایشات تجربی
Designing & Construction of Viscous Dampers with the Capability of Adjusting Damping and Determine Mechanical Characteristics of Them with Experiments

دکتر شهریار طاوسی تفرشی: استادیار دانشکده فنی، دانشگاه آزاد اسلامی تهران مرکزی
دکتر منصور ضیایی فر: استادیار پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

۶۲ مطالعه آزمایشگاهی اثر مقاومت اتصالات در قاب‌های مهاربند ضربه‌داری
Experimental Study of Connection Strength Effects in X-Type Braced Frames

مهندس حمید رضا فرشچی: کارشناس ارشد پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
دکتر عبدالرضا سروقد مقدم: استادیار پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
دکتر محمد قاسم وتر: استادیار پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

۷۴ معرفی و بررسی رفتار لرزه‌ای قاب مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم جفت (DV-EBF)
Review and Introduction of Seismic Behavior of Eccentrically Braced Frame with Double Vertical Link (DV-EBF)

دکتر محسنعلی شایانفر: عضو هیات علمی دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران
مهندس علیرضا رضائیان: دانشجوی دکتری عمران سازه، دانشگاه علم و صنعت ایران
مهندس سینا طاهرخانی: دانشجوی کارشناسی ارشد عمران سازه، دانشگاه بین‌المللی امام‌خمینی قزوین

۸۶ شیوه نگارش

۸۷ 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 تریبی 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 بوده‌اند 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 مهندسین و پژوهشگران محترم دعوت می‌شود که با ارسال مقالات علمی پژوهشی خود مدارد تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران



بررسی آزمایشگاهی شکل‌پذیری ستون‌های فولادی پر شده با بتن (CFST)

طالب مرادی شقاقی^۱، فریبرز ناطقی الهی^۲

چکیده

دیوارهای برشی فولادی به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی دارای توانایی بالایی در میرایی انرژی زلزله ستون‌های فولادی پر شده با بتن CFST نوعی از ستون‌های مرکب می‌باشند، که به دلیل مزایای فراوانی که نسبت به ستون‌های بتن آرمه و فولادی دارند استفاده از آنها مخصوصاً در ساختمان‌های بلند در سال‌های اخیر رواج زیادی پیدا کرده است. از جمله این مزایا میتوان به سادگی نصب و اجرا، مسائل اقتصادی، حذف هزینه‌های قالب‌بندی، عملکرد خوب در مقابل نیروهای لرزه ای، مقاومت بیشتر با حجم کمتر و شکل‌پذیری بالا اشاره نمود. پارامترهای موثر در ظرفیت باربری ستون‌های CFST و همچنین شکل‌پذیری این ستونها، شامل چسبندگی بین جدار فولادی و هسته بتنی، کمانش موضعی جدار فولادی، نسبت بعد مقطع به ضخامت جدار فولادی (D/t)، نسبت طول به بعد مقطع (L/D) و شکل مقطع عرضی می‌باشند. در این تحقیق اثر تعدادی از پارامترهای مؤثر در رفتار ستون‌های CFST به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار می‌گیرند. در بررسی آزمایشگاهی این ستون‌ها ۱۲ نمونه ستون با مقیاس حدود ۱/۳ ساخته شده و در آزمایشگاه تحت بار محوری فشاری برابر با $0.2 Pu$ توام با بار جانبی متناوب افزایش یابنده تا انهدام کامل ستون قرار می‌گیرند و منحنی‌های رفتاری نمونه‌ها ترسیم شده و مورد مطالعه و بررسی قرار می‌گیرند. از لحاظ شکل مقطع عرضی، سه شکل دایره، مربع و هشت‌ضلعی در نظر گرفته شده است تا شکل بهینه از لحاظ رفتار تحت بارهای متناوب مشخص گردد. در تعدادی از نمونه‌ها ورق‌های سخت‌کننده در داخل ستون تعبیه شده است تا اثرات آنها در رفتار این نوع ستون‌ها بررسی شود.

کلمات کلیدی:

ستون‌های فولادی پر شده با بتن، جدار فولادی، ورق‌های سخت‌کننده، ضریب فشردگی مقطع، شکل‌پذیری

Experimental Study of Concrete Filled Steel Tube Columns Ductility (CFST)

Taleb Moradi Shaghghi, Fariborz Nateghi – A

ABSTRACT

Concrete filled steel tube columns (CFST) are a kind of composite columns according to advantages of CFST relative to reinforced concrete and steel columns. Use of these materials is common in recent years especially in high buildings, unnecessary of moulding, high ductility, proportionate resistance with low volume, economical, low deformation relative to steel columns are among advantages. In these columns, development of full load bearing capacity depends on, bond strength between steel and concrete, local buckling of steel encasing, ratio of side dimension of the column to steel thickness, D/t , length to dimension ratio, L/D and finally the shape of column.

In this paper, effective parameters on CFST columns behavior are investigated experimentally by testing specimens in laboratory. For this experimentally research, twelve specimens loaded axially with enhancing cyclic lateral load. The results of experimental investigation are compared with regulation relations and proposal analytical relation of some of the researchers.

Key words:

Concrete Filled Steel Tube Columns (CFST), Steel Tube, Section Coefficient of Compressibility, Steel Stiffener, Ductility

۱. استادیار گروه عمران دانشگاه آزاد اسلامی واحد تبریز ta.moradi@yahoo.com

۲. استاد پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله Nateghi@iiees.ac.ir



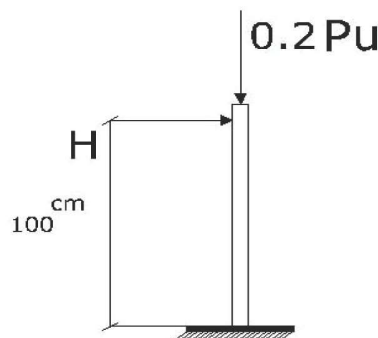
شکل (۲): تصویر تعدادی از نمونه‌های آزمایش

برای بررسی رفتار ستون‌های CFST، دوازده نمونه ستون با اشل حدود ۱/۳ ساخته شده و در آزمایشگاه سازه پژوهشگاه زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تحت نیروی فشاری توام با نیروی جانبی متناوب افزایش یابنده مورد آزمایش قرار گرفتند. هدف از آزمایشات بررسی اثر نسبت بعد مقطع به ضخامت جداره فولادی (D/t) و نسبت طول نمونه به بعد مقطع ستون (L/D) و شکل مقطع عرضی ستون در رفتار و شکل پذیری ستون‌های فولادی پر شده با بتن (CFST) می‌باشد.

در آزمایش این دوازده نمونه از Actuator با ظرفیت پانصد کیلونیوتن برای اعمال بار محوری و از Actuator دویست و پنجاه کیلو نیوتنی برای وارد کردن بار جانبی در انتهای ستون بصورت اعمال تغییر مکان جانبی استفاده گردید [۱].

۲- مدل نمونه‌های تحت آزمایش

مدل نمونه‌های تحت بار محوری توام با بار جانبی بصورت شکل (۱) می‌باشد. این نمونه‌ها به صورت یک سر گیردار مدل شده و در انتهای آزاد تحت بار محوری تا حدود $0.2 P_u$ ، توام با بار جانبی افزایش یابنده به صورت اعمال تغییر مکان جانبی (Displacement control) و بصورت رفت و برگشتی قرار گرفتند [۲]. تصویر تعدادی از نمونه‌ها در شکل (۲) نشان داده شده است.



شکل (۱): مدل نمونه‌های CFST

۳- مشخصات مصالح نمونه‌ها

۳-۱- مشخصات فولاد جداره نمونه‌ها

فولادهای مورد استفاده در ساخت نمونه‌ها در آزمایشگاه تحت کشش مورد آزمایش قرار گرفتند. مشخصات کلی فولاد نمونه‌ها بر اساس آزمایشات در جدول (۱) ارائه شده است [۱۳و۳].

۳-۲- مشخصات بتن مصرفی در نمونه‌ها

با توجه به اینکه نمونه‌های مورد آزمایش کوچکتر از مقادیر واقعی و با مقیاس حدود ۱/۳ می‌باشند. لذا مواد نمونه‌های ستون با مواد ستون‌های واقعی مقداری فرق خواهد داشت. دانه‌بندی مواد دانه‌ای در نمونه‌های با دانه‌بندی مواد دانه‌ای در اشل واقعی ستون‌ها متفاوت خواهد بود. در نمونه‌های مورد آزمایش با توجه به

$$f'_c = 25 \text{ MPa} = 3640 \text{ psi}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.003$$

$$E_c = 5000\sqrt{25\text{MPa}} = 3.64 \times 10^6 \text{ psi}$$

و با استفاده از منحنی‌های موجود در فصل 4.8 مرجع [۱۳] نسبت وزنی مواد تشکیل دهنده بتن را بصورت ۱:۴:۵/۵ ($W/C, C, Agg$) می‌توان به دست آورد.

دانه‌ها بایستی از الک نمره ۶ عبور کنند و مقدار عبور از الک نمره ۱۰۰ حداکثر ۱۰ درصد باشد. نمونه‌های بتن در قالب‌های استوانه‌ای و مکعبی در حین بتن‌ریزی نمونه‌ها برداشته شده و در روز آزمایش نمونه‌ها، مورد آزمایش قرار

گرفته‌اند، که مشخصات آنها به صورت جدول (۲) می‌باشد. سیمان مورد استفاده در ساختن بتن، سیمان نوع یک کارخانه آبیگ و آب مصرفی در ساخت نمونه‌ها، آب آشامیدنی بوده است.

۴- مشخصات نمونه‌های آزمایشی

نمونه‌های آزمایشی ستون‌های CFST شامل ۱۲ نمونه بوده که شکل مقاطع نمونه‌ها دایره (C)، مربع (S) و هشت ضلعی (O) انتخاب شده‌اند. تا شکل مقطع بهینه از نتایج آزمایشات استخراج گردد. مشخصات نمونه‌ها در جدول (۳) آمده است.

شکل (۳)، شکل مقطع عرضی نمونه‌های بدون ورق‌های سخت‌کننده و شکل ۴، شکل مقطع عرضی نمونه‌های با ورق‌های سخت‌کننده را نشان می‌دهند. در جدول (۳)، ظرفیت فشاری خالص نهایی نمونه‌ها (P_u) از رابطه آیین‌نامه ACI محاسبه شده است

$$P_u = A_g F_y + 0.85 A_c f'_c \quad (۴ و ۵)$$

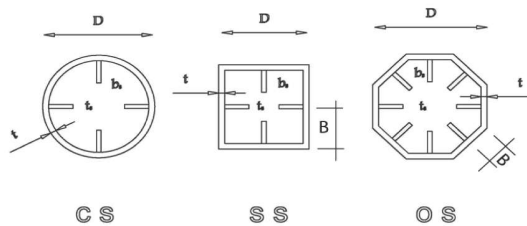
نمونه‌های C3, S3, O2, O3 بدون ورق‌های سخت‌کننده و

نمونه‌های C3S, S2S, O2S, O4S با ورق‌های سخت‌کننده در سرتاسر طول ستون و نمونه‌های C3N, O2SN, O3SN, S3SN ناحیه بحرانی ستون (۳۰ سانتیمتر پائین ستون) می‌باشند.

۵- دستگاه آزمایش و نحوه اعمال بارها

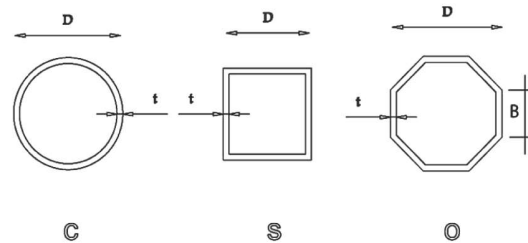
در آزمایش نمونه‌ها، بار محوری توسط Actuator با ظرفیت 500KN و بار جانبی در انتهای نمونه توسط Actuator با ظرفیت 250KN با اعمال تغییر مکان جانبی وارد گردید (Displacement control). شکل (۵) منحنی اعمال تغییر مکان در انتهای ستون را نشان می‌دهد [۱۱]. δ_{y0} تغییر مکان انتهای نمونه در شروع تسلیم جدار فولادی و δ_y تغییر مکان اعمال شده به انتهای ستون می‌باشد.

شکل (۶) دستگاه آزمایش و نحوه اعمال بارهای محوری و جانبی را به صورت شماتیک نشان می‌دهد. در این شکل محل کرنش سنج‌ها و تغییر مکان‌سنج‌ها نشان داده شده است. شکل (۷) یکی از نمونه‌ها را حین آزمایش نشان می‌دهد.

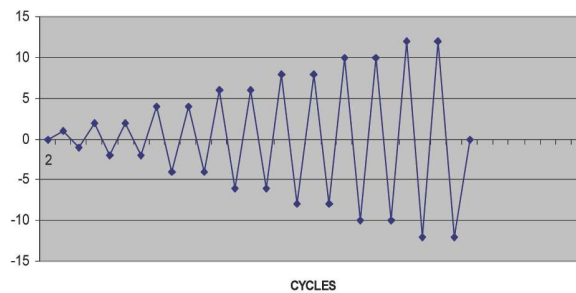


شکل (۴): مقاطع عرضی نمونه‌های با ورق‌های

$$\frac{\delta_y}{\delta_{y0}} \text{ سخت‌کننده}$$



شکل (۳): مقاطع عرضی نمونه‌های بدون ورق‌های سخت‌کننده



شکل (۵): منحنی اعمال تغییر مکان در انتهای ستون

۶- آزمایشات و منحنی‌های چرخه‌ای نمونه‌ها

نمونه‌های ستون CFST تحت نیروی فشار محوری و بار جانبی رفت و برگشتی در انتهای نمونه تا حد گسیختگی مورد آزمایش قرار گرفتند.

در جدول (۴) تغییر مکانهای جانبی نمونه‌ها در آزمایش‌ها و نتایج آنها ارائه شده است، در این جدول δy_0 تغییر مکان انتهای نمونه در شروع تسلیم و δy_1 تغییر مکان جانبی انتهای نمونه در شروع افت مقاومت و δy_{max} حداکثر تغییر مکان جانبی انتهای نمونه در شروع گسیختگی و μ ضریب

شکل‌پذیری انتقالی و drift نسبت حداکثر تغییر مکان جانبی انتهای نمونه در شروع گسیختگی به طول نمونه و ϵ_{cu} حداکثر کرنش وارد شده به بتن با فرض تغییرات خطی کرنش در مقطع و p_u ظرفیت فشاری نهائی ستون می‌باشد. در شکل (۸) منحنی‌های چرخه‌ای نمونه‌های بدون ورق‌های سخت‌کننده و در شکل (۹) منحنی‌های چرخه‌ای نمونه‌های با ورق‌های سخت‌کننده در سرتاسر طول نمونه‌ها و شکل (۱۰) منحنی‌های چرخه‌ای نمونه‌ها با ورق‌های سخت‌کننده در ناحیه بحرانی ستون نشان داده شده است.

جدول (۱): مشخصات فولاد جداره نمونه‌ها

| نمونه‌ها | F_y (MPa) | F_u (MPa) | ϵ_y (%) | ϵ_u (%) |
|--------------------------------------|-------------|-------------|------------------|------------------|
| فولاد نمونه‌های با مقطع هشت ضلعی (O) | ۳۰۷ | ۴۲۴ | ۲/۵ | ۲۴ |
| فولاد نمونه‌های با مقطع مدور (C) | ۳۳۳ | ۴۲۸ | ۴ | ۲۳ |
| فولاد نمونه‌های با مقطع مربعی (S) | ۴۰۱/۶ | ۴۴۵/۶ | ۲ | ۱۰ |

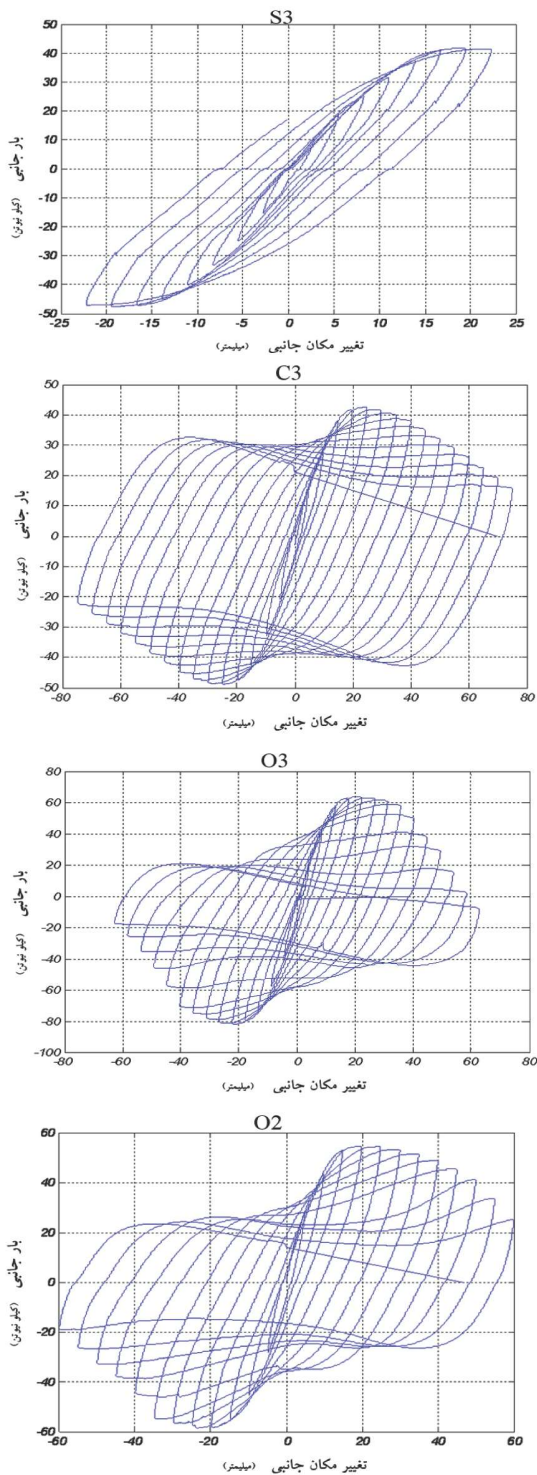
جدول (۲): مشخصات بتن نمونه‌ها

| نمونه‌ها | $(KN/m^3) W_c$ | f_c (MPa) |
|--------------|----------------|-------------|
| مکعبی ۱ | ۲۲/۵۷ | ۳۰/۸ |
| مکعبی ۲ | ۲۲/۷۴ | ۲۷/۲ |
| استوانه‌ای ۱ | ۲۲/۴۴ | ۳۰/۴ |
| استوانه‌ای ۲ | ۲۱/۸۵ | ۲۶/۹ |

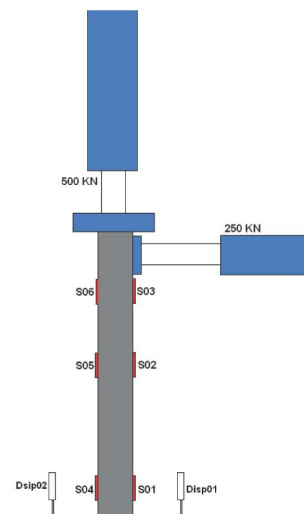
جدول (۳): مشخصات نمونه‌های CFST

| نمونه‌ها | $D-B$ (mm) | t (mm) | $\frac{D}{T}$ | $\frac{B}{T}$ | $\frac{L}{D}$ | $\frac{B_s}{ts}$ | A_s (mm^2) | A_c (mm^2) | F_y (MPa) | f_c (MPa) | P_u (kn) ACI |
|----------|---------------|-------------|---------------|---------------|---------------|------------------|---------------------|---------------------|----------------|----------------|-------------------|
| C3 | ۱۶۰-۱۶۰ | ۴ | ۴۰ | - | ۶/۷۵ | - | ۱۹۵۹/۳ | ۱۸۱۳۶ | ۳۳۰ | ۲۸ | ۸۲۵/۲ |
| S3 | ۱۳۸-۱۳۸ | ۴ | ۳۴/۵ | - | ۷/۸۲ | - | ۲۰۸۰ | ۱۶۹۰۰ | ۴۰۰ | ۲۸ | ۸۳۵/۶ |
| O2 | ۱۴۴-۸۰ | ۳ | ۶۶/۳ | ۲۶/۷ | ۵/۴۲ | - | ۱۴۲۰ | ۳۰۴۰۲ | ۳۰۰ | ۲۸ | ۱۰۴۷/۷ |
| O3 | ۲۰۱-۸۰ | ۴ | ۵۰/۵ | ۲۰ | ۵/۳۲ | - | ۲۵۶۰ | ۳۰۴۰۲ | ۳۰۰ | ۲۸ | ۱۲۱۰/۹ |
| C3S | ۱۶۰-۴۹ | ۴ | ۴۰ | ۱۰ | ۵/۳۷ | ۴۰/۳ | ۲۴۳۹/۳ | ۱۷۶۵۶ | ۳۳۰ | ۲۸ | ۹۴۰/۹۴ |
| S2S | ۱۳۶-۶۸ | ۳ | ۴۵/۳ | ۲۲/۶ | ۶/۸ | ۴۰/۳ | ۲۰۴۰ | ۱۶۴۲۰ | ۴۰۰ | ۲۸ | ۸۱۶/۸ |
| O2S | ۱۴۴-۸۰ | ۳ | ۶۶/۸ | ۲۶/۶ | ۷/۹ | ۴۰/۳ | ۲۸۸۰ | ۲۹۹۴۲ | ۳۰۰ | ۲۸ | ۱۲۷۵/۲ |
| O4S | ۱۴۴-۸۰ | ۳ | ۶۶/۸ | ۲۶/۶ | ۵/۴ | ۴۰/۳ | ۲۴۰۰ | ۳۰۴۲۲ | ۳۰۰ | ۲۸ | ۱۱۶۱/۴ |
| C3N | ۱۶۶-۴۱ | ۴ | ۴۱/۵ | ۱۰/۴ | ۶/۵ | ۴۰/۳ | ۱۴۴۰/۲ | ۱۹۵۹۶ | ۳۳۰ | ۲۵ | ۸۴۸/۷ |
| O2SN | ۱۹۹-۴۰ | ۳ | ۶۴/۴ | ۱۳/۳۳ | ۵/۵۴ | ۴۰/۳ | ۲۴۰۰ | ۳۰۴۰۳ | ۳۰۰ | ۲۵ | ۱۱۷۰/۲ |
| O3SN | ۲۱۳-۵۳ | ۴ | ۵۳/۲ | ۱۳/۳۳ | ۵/۰۷ | ۴۰/۳ | ۲۵۶۰ | ۳۰۴۰۳ | ۳۰۰ | ۲۵ | ۱۲۱۰/۹ |
| S3SN | ۱۳۰-۶۵ | ۴ | ۳۲/۵ | ۱۶/۲۵ | ۸/۳ | ۴۰/۳ | ۲۰۸۰ | ۱۶۹۰۰ | ۴۰۰ | ۲۵ | ۸۳۵/۶ |

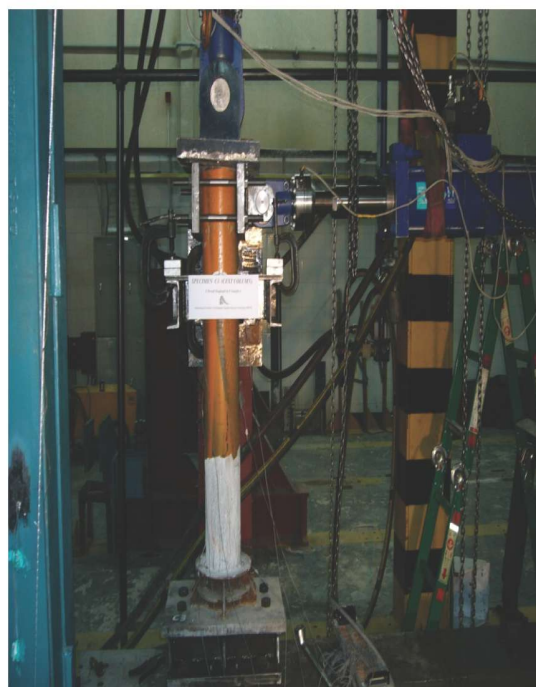
۵۰ میلیمتر در انتهای ستون استفاده گردید که توسط پین به Actuator قائم متصل می‌گردد [۱۲و۶].



شکل (۸) : منحنی‌های چرخه‌ای نمونه‌های بدون ورق‌های سخت‌کننده

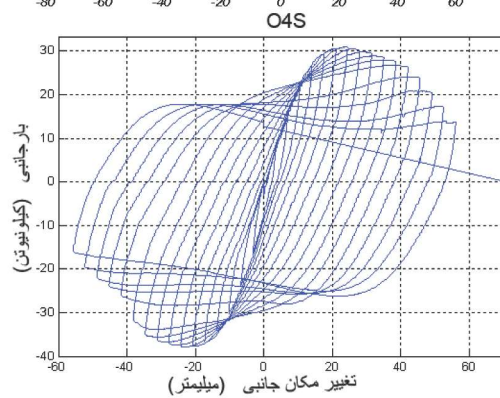
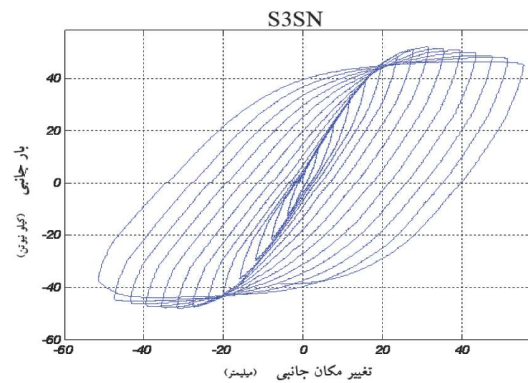
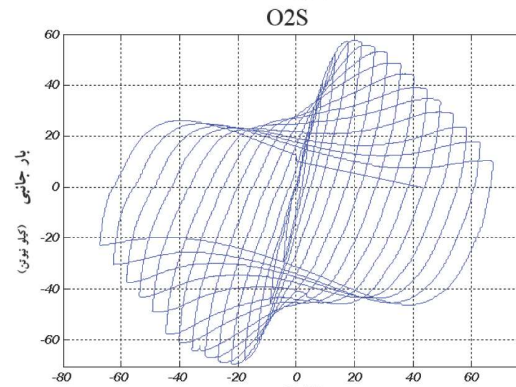
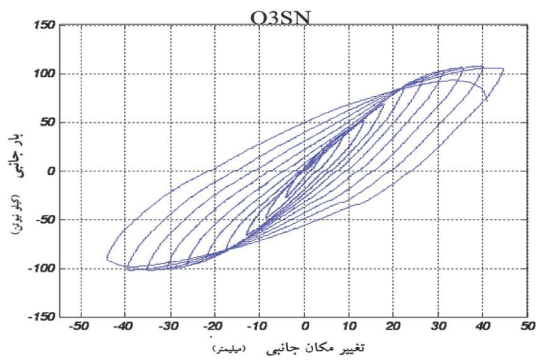
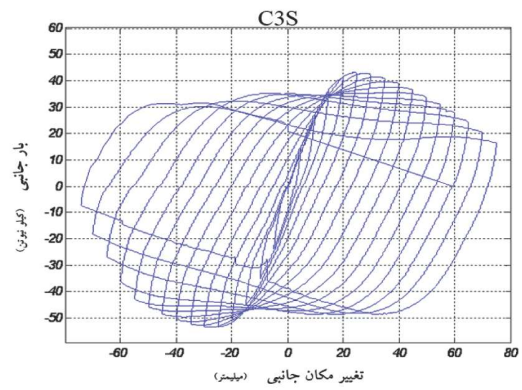
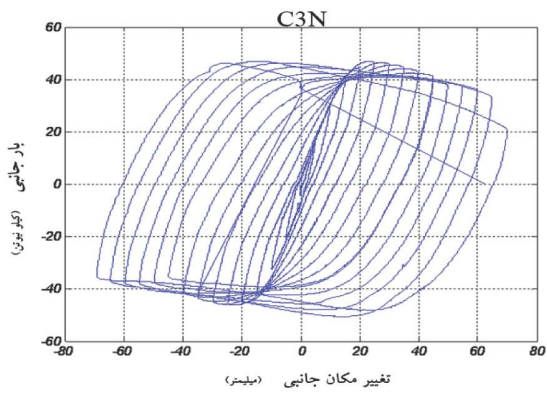
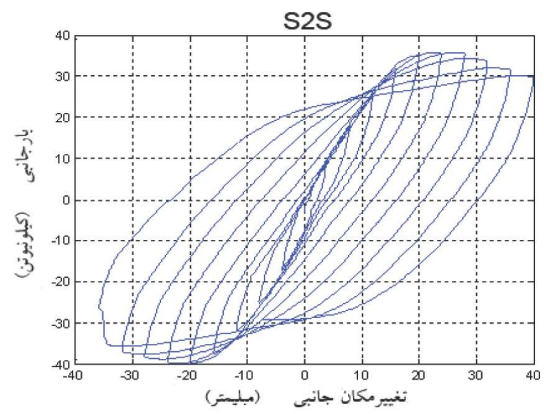
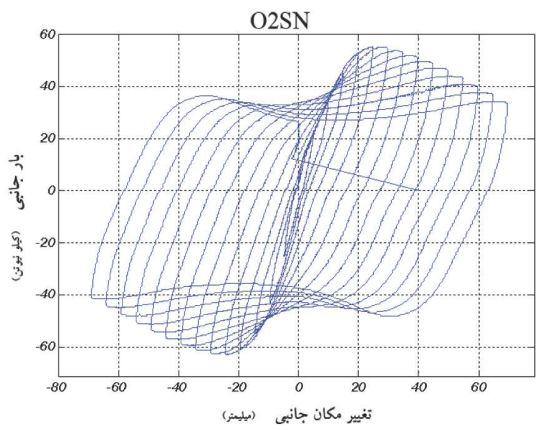


شکل (۶) : دستگاه آزمایش و نحوه اعمال بارها



شکل (۷) : دستگاه آزمایش نمونه‌های CFST

برای اعمال بار جانبی به انتهای ستون دو ورق فولادی به ضخامت ۳۰ میلیمتر در دو طرف ستون در نظر گرفته شده که توسط چهار میل مهار به همدیگر متصل می‌شوند. این ورقها توسط پین به Actuator افقی متصل شده و با اعمال تغییر مکان افقی بصورت متناوب و افزایش یابنده بار جانبی به انتهای نمونه وارد می‌شود. برای اعمال بار محوری از یک صفحه فولادی به ضخامت



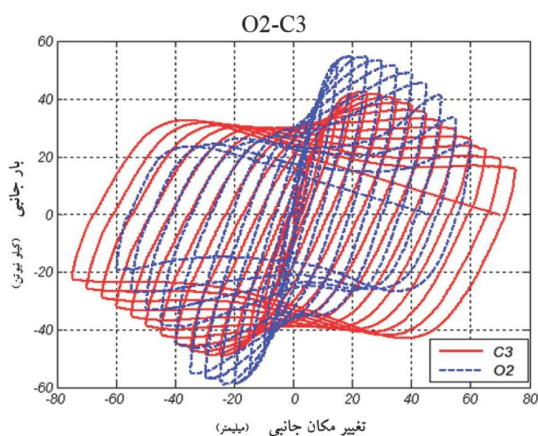
شکل (۱۰): منحنی‌های چرخه‌ای نمونه‌های با ورق‌های سخت‌کننده در ناحیه بحرانی نمونه‌ها

شکل (۹): منحنی‌های چرخه‌ای نمونه‌های با ورق‌های سخت‌کننده در سرتاسر طول نمونه

جدول (۴) : نتایج آزمایشات نمونه‌های تحت فشار توام با بار جانبی چرخه‌ای

| نمونه‌ها | 0.2Pu (KN) | δY_0 (mm) | δY_1 (mm) | δY_{max} (mm) | $\mu(\delta Y_1/\delta Y_0)$ | drift | NO. cyclic | ϵ_{cu} |
|----------|------------|-------------------|-------------------|-----------------------|------------------------------|--------|------------|-----------------|
| C3 | ۱۷۰ | ۵ | ۶۰ | ۷۵ | ۱۲ | ۰/۰۶۹ | ۱۵ | ۰/۰۲۲ |
| S3 | ۱۶۰ | ۴ | ۴۴ | ۶۴ | ۱۱ | ۰/۰۵۹ | ۱۴ | ۰/۰۲۱ |
| O2 | ۲۰۰ | ۵ | ۵۰ | ۷۵ | ۱۰ | ۰/۰۶۹ | ۱۵ | ۰/۰۱۸ |
| O3 | ۲۴۰ | ۴/۵ | ۴۰/۵ | ۶۷/۵ | ۹ | ۰/۰۶۲ | ۱۵ | ۰/۰۱۹ |
| C3S | ۲۰۰ | ۵ | ۶۵ | ۷۰ | ۱۳ | ۰/۰۶۴۸ | ۱۴ | ۰/۰۲۱ |
| S2S | ۱۶۰ | ۴ | ۴۰ | ۴۸ | ۱۰ | ۰/۰۴۴ | ۱۲ | ۰/۰۲۱۵ |
| O2S | ۲۴۰ | ۴/۵ | ۵۴ | ۶۷/۵ | ۱۲ | ۰/۰۶۲۵ | ۱۵ | ۰/۰۰۲ |
| O4S | ۱۵۰ | ۳/۵ | ۴۲ | ۵۶ | ۱۲ | ۰/۰۵۱۸ | ۱۶ | ۰/۰۲۰۵ |
| C3N | ۲۰۰ | ۵ | ۶۵ | ۷۵ | ۱۳ | ۰/۰۶۹۴ | ۱۵ | ۰/۰۲۲ |
| O2SN | ۲۰۰ | ۵ | ۵۵ | ۶۵ | ۱۱ | ۰/۰۶۰۲ | ۱۳ | ۰/۰۱۹ |
| O3SN | ۲۴۰ | ۴/۵ | ۴۹/۵ | ۵۴ | ۱۱ | ۰/۰۰۵ | ۱۲ | ۰/۰۲۱ |
| S3SN | ۱۶۰ | ۴ | ۵۲ | ۶۰ | ۱۳ | ۰/۰۵۵۵ | ۱۵ | ۰/۰۰۲ |

جدار فولادی در ستون‌های CFST به‌طور کامل بتن داخل را دورگیر نموده مقاومت بتن و کرنش نهایی بتن را به مقدار قابل توجهی افزایش می‌دهد [۱۰ و ۹].



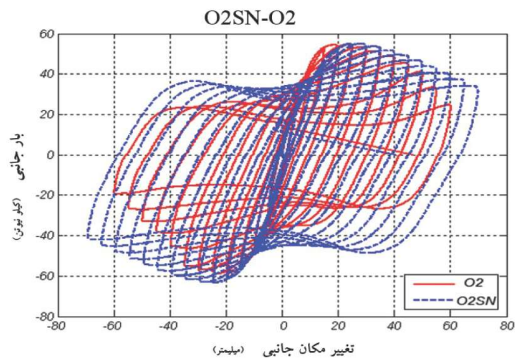
شکل (۱۱) : منحنی‌های چرخه‌ای C3, O2

۷- مقایسه منحنی‌های چرخه‌ای نمونه‌ها

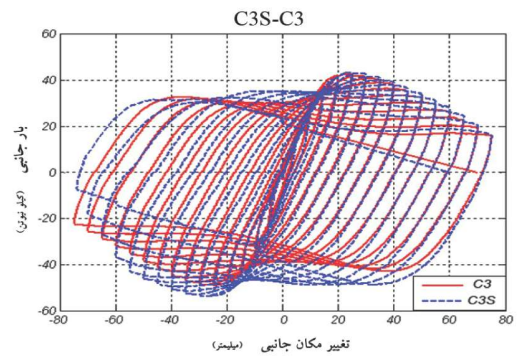
منحنی‌های چرخه‌ای نمونه‌های بدون ورق‌های سخت‌کننده و نمونه‌های با ورق‌های سخت‌کننده در سرتاسر طول ستون و نمونه‌های با ورق‌های سخت‌کننده در ناحیه بحرانی ستون در شکل‌های (۱۱) الی (۱۹) با یکدیگر مقایسه شده اند تا اثر ورق‌های سخت‌کننده و همچنین اثر شکل مقطع عرضی در رفتار و شکل‌پذیری ستون‌های CFST بررسی گردد.

با مقایسه منحنی‌ها نتیجه می‌شود که شکل‌پذیری ستون‌های با مقطع دایره بیشتر از مقطع هشت ضلعی و ستون‌های با مقطع هشت ضلعی شکل‌پذیرتر از مقاطع مربعی است. وجود ورق‌های سخت‌کننده در داخل ستون‌های CFST باعث افزایش شکل‌پذیری و باعث به تعویق افتادن کماتش موضعی جدار فولادی می‌شود [۸ و ۷].

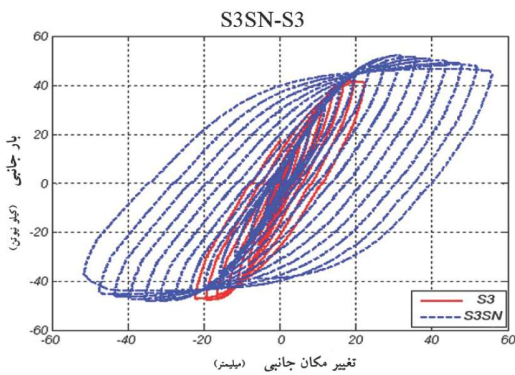
اثر وجود ورق‌های سخت‌کننده در نواحی بحرانی ستون (نواحی تحت تنش‌های حداکثر) در افزایش شکل‌پذیری بیشتر از وجود ورق‌ها در سرتاسر طول ستون می‌باشد.



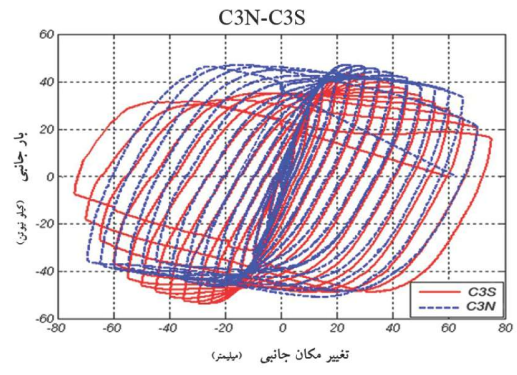
شکل (۱۶) : منحنی های چرخه‌ای O2,O2SN



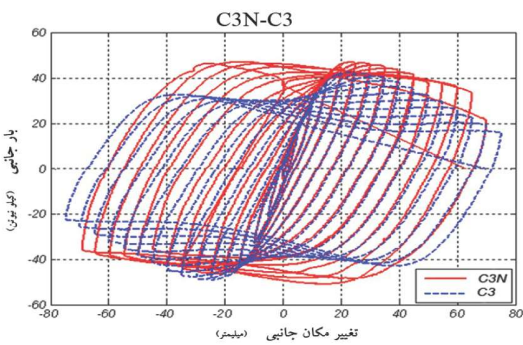
شکل (۱۲) : منحنی های چرخه‌ای C3,C3S



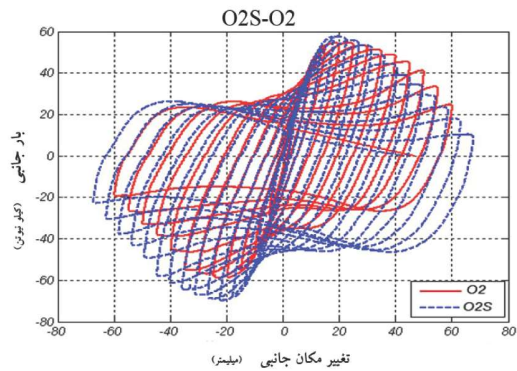
شکل (۱۷) : منحنی های چرخه‌ای S3,S3SN



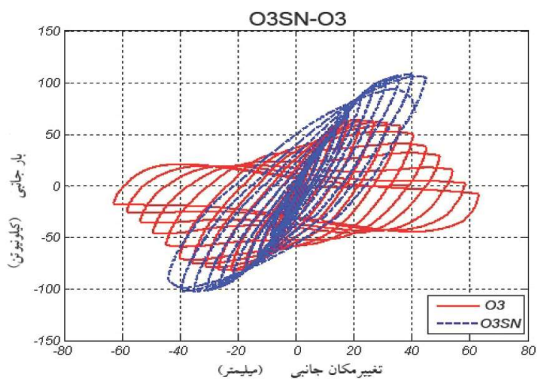
شکل (۱۳) : منحنی های چرخه‌ای C3S,C3N



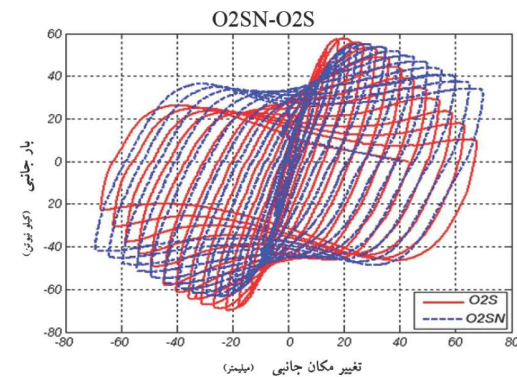
شکل (۱۸) : منحنی های چرخه‌ای C3,C3N



شکل (۱۴) : منحنی های چرخه‌ای O2,O2S



شکل (۱۹) : منحنی های چرخه‌ای O3,O3SN



شکل (۱۵) : منحنی های چرخه‌ای O2S,O2SN

۹- نتیجه گیری

۱- تعداد چرخه‌های بارگذاری جانبی متحمل شده توسط نمونه‌ها به مراتب بیشتر از ستون‌های بتنی معمولی است. این مورد در اثر محصوریت هسته بتن توسط جدار فولادی است و باعث افزایش قابل توجه در شکل‌پذیری و جذب انرژی می‌گردد، که در سازه‌های مقاوم در برابر زلزله دارای اهمیت فراوانی است.

۲- در نمونه‌های با ورق‌های سخت‌کننده به طول ۳۰ سانتی متر پائین ستون (جائی که مصالح ستون تحت تنش‌های ناشی از فشار و خمش حداکثر قرار دارند)، ورق‌های سخت‌کننده نقش مهم و قابل توجهی در افزایش چرخه‌های بارگذاری قابل تحمل توسط ستون و افزایش شکل‌پذیری ستون و افزایش جذب انرژی دارند.

۳- تمام نمونه‌های تحت فشار توام با بار جانبی چرخه‌ای در اثر کمناش موضعی جدار فولادی و پودر شدن بتن در محل کمناش موضعی به شکست رسیده‌اند، و وجود ورق‌های سخت‌کننده در نواحی بحرانی ستون مقدار D/t یا B/t (نسبت عرض به ضخامت جدار فولادی یا ضریب فشردگی مقطع) را کاهش داده و کمناش موضعی را به تعویق می‌اندازد، با توجه به B/t و D/t نمونه‌های مختلف و تعداد چرخه‌های قابل تحمل توسط نمونه‌ها در شروع کمناش موضعی پیشنهاد می‌گردد، برای مقاطع دایره‌ای بدون ورق‌های سخت‌کننده حداکثر به ۳۲ و مقدار B/t برای مقاطع هشت ضلعی و مربعی حداکثر به ۲۵ محدود گردد.

۴- در آزمایش‌ها از سه نوع مقطع عرضی دایره، هشت ضلعی، و مربع استفاده شده است، مقایسه نتایج این سه نوع مقطع نشان می‌دهد، رفتار مقطع دایره از لحاظ شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی و تعداد سیکل‌های قابل تحمل تا افت قابل توجه مقاومت بهتر از رفتار مقطع هشت ضلعی و رفتار مقطع هشت ضلعی بهتر از رفتار مقطع مربعی است.

در استفاده از مقاطع هشت ضلعی، برای کاهش B/t در محل اتصالات و نواحی بحرانی توصیه می‌گردد از ورق‌های سخت‌کننده استفاده شود.

۵- در مراحل اول بارگذاری نسبت پواسون فولاد بیشتر از

بتن است و در بارهای نزدیک به بار نهائی نسبت پواسون فولاد کمتر از بتن بوده و فولاد به صورت دورگیر بتن را در بر گرفته و موجب افزایش مقاومت فشاری بتن می‌شود. این افزایش مقاومت با افزایش نسبت طول به قطر یا بعد مقطع (L/D) و نیز افزایش ضریب فشردگی مقطع ($B/t, D/t$) کاهش می‌یابد.

۶- پرکردن مقاطع قوطی و توخالی با بتن از کمناش موضعی به طرف داخل جداره فولادی جلوگیری نموده و در نتیجه کمناش موضعی جداره فولادی را به تعویق می‌اندازد [۱۴].

۷- با توجه به نتایج نمونه‌ها در آزمایش، پیشنهاد می‌گردد در نواحی بحرانی ستون در حوالی اتصالات تیر- ستون و اتصال ستون به فونداسیون در طول L_0 از ورق‌های سخت‌کننده در داخل نمونه با جوش سرتاسری استفاده شود. طول L_0 با روابط زیر محاسبه می‌گردد.

$$L_0 = \text{Max} (L_n/6, D, 450 \text{ mm})$$

L_n = ارتفاع خالص ستون می‌باشد.

۸ - حداکثر کرنش وارد شده به بتن در شروع شکست حدود ۰/۰۲۷ و حداکثر کرنش بتن در شروع کمناش موضعی جدار فولادی ۰/۰۰۹۲ می‌باشد (متوسط نمونه‌ها).

۹- در اثر اندرکنش بین بتن و جدار فولادی مقاومت بتن برای مقاطع دایره‌ای حدود ۲۵ درصد و برای مقاطع هشت ضلعی حدود ۲۲ درصد و برای مقاطع مربعی حدود ۱۶ درصد (متوسط نمونه‌ها) افزایش می‌یابد.

۱۰- در اثر اندرکنش بین بتن و جدار فولادی و در اثر تنش‌های حلقوی وارد شده به فولاد، مقاومت تسلیم فولاد حدود ۸ درصد کاهش می‌یابد.

۱۱ - در ستون‌های CFST پدیده pinching در منحنی‌های چرخه‌ای در مقایسه با ستون‌های بتن مسلح بسیار کمتر است. در تعدادی از نمونه‌ها با ورق‌های سخت‌کننده در نواحی بحرانی پدیده pinching مشاهده نمی‌شود.

۱۲- با کاهش مقدار D/t در نمونه‌ها مشاهده می‌شود پدیده pinching در منحنی‌های چرخه‌ای به مقدار قابل توجهی کاهش می‌یابد.

1. Johansson, M. and Gylltoft, k. (2001), "structural behavior of slender circular steel – concrete composite columns under various means of load application "
 2. Chao , M. and Zhang , J.Q. (1999), " Accuracy of Numerical Expressions for the Section Analysis of CFST Beam – columns " proceeding of EASEC – 7 , August , Japan , PP967– 972
 3. M.Shams, M.A. Saadegh vaziri. " State of the Art concrete Filled steel Tubular columns. "ACI Struct. Journal / sept – oct. 1997.
 4. K.A.S. Susantha, Hanbin Ge , Tsutomu Usami , (2001), "Uniaxial stress – strain relationship of concrete confined by various shaped steel Tube " , Engineering Structures Journal
 5. G. Compione, N. Scibilia, G. Zingone. "Strength and Ductility of Hollow circular steel columns filled With Fiber Reinforced concrete" Dipartimento di Ing. struct. Universita di palermo, I – 90128, ITALY.
 6. B. Uy. "Strength of concrete Filled steel Box Columns Incorporating Local Buckling. "J. Struct. Engineering. ASCE / March 2000
 7. Y.C. Wang. "Tests on slender composite columns "J. Constr. Steel Res. 49 (1999) 25-41
 8. Martin D. O`Shea, Russel Q. Bridge. "Design of Circular thin – walled Concrete Filled Steel Tube Columns. "J. Struct. Engineering. ASCE / November 2000
 9. Popovics S. "A Numerical Approach To The Complete Stress – strain Curves For Concrete." Cement Concrete Res 1973, 3(s): 583 – 99.
 10. Mander JB. , priestly JN. , park R. "Theoretical Stress – Strain Model For Confined Concrete." J. Struct. Eng. ASCE 1988, 114 (8): 1804 - 26
 11. Ahmad, S. H. and Shah, s.p. (1987), " Structural Properties of High Strength Concrete And Its Implications For Precast Concrete", PCI J.,
 12. K.A.S. Susantha, Hanbin Ge, Tsutomu Usami "Uniaxial Stress – Strain relationship of concrete confined by various shaped steel tubes". Engineer struct 23(2001) 1331-1347.
 13. Harry G.Harris Gajanan M.Sabnis. "Structural Modeling and Experimental Techniques".
- ۱۴- صادق رضا فخری ، بررسی تحلیلی و تجربی رفتار ستون‌های فلزی پر شده با بتن و اتصالات مربوطه
دانشکده فنی دانشگاه تهران، ۱۳۷۵



بررسی آزمایشگاهی ضریب رفتار و جذب انرژی دیوارهای برشی فولادی شکل‌پذیر با سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده

سعید صبوری^۱، سید رامین اسعد سجادی^۲

چکیده

دیوارهای برشی فولادی به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی دارای توانایی بالایی در میرایی انرژی زلزله می‌باشند. به علت تعداد بسیار محدود آزمایش‌های انجام شده بر روی دیوارهای برشی فولادی با سخت‌کننده، ضریب رفتار این دیوارها و جذب انرژی آن‌ها نسبت به حالت بدون سخت‌کننده به صورت آزمایشگاهی تاکنون منتشر نشده است. برای رسیدن به این هدف دو نمونه دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر با سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده با استفاده از ورق فولادی نرم (جاذب انرژی) آزمایش شده است. همچنین برای مقایسه ضریب رفتار و میزان مشارکت قاب خمشی دربرگیرنده ورق در جذب انرژی یک نمونه قاب خمشی مذکور نیز مورد آزمایش قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد که ضریب رفتار دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده و با سخت‌کننده به ترتیب برابر ۱۱/۵ و ۱۲/۲ است، جذب انرژی دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده در تغییر مکان‌های مختلف در حدود ۲۰ تا ۳۶ درصد کمتر از دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده است. در دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده سهم جذب انرژی قاب از کل نمونه به ترتیب ۵۰ و ۶۷ درصد می‌باشد.

کلمات کلیدی:

دیوار برشی فولادی، سخت‌کننده، ضریب رفتار، شکل‌پذیری، مقاومت افزون

Experimental Investigation of Force Modification Factor and Energy Absorption Ductile Steel Plate Shear Walls with Stiffeners and without Stiffener

Saied Sabouri, Seyed Ramin Asad Sajadi

ABSTRACT

Steel plate shear walls has high capability for earthquake energy damping as a lateral load resisting system. Since the number of steel plate shear walls with stiffeners tests are limited, therefore the comparison of force modification factor and energy absorption of them relative to steel plate shear walls without stiffener has not published up to now. For this goal two steel plate shear walls specimens with stiffeners and without stiffener was tested. Also a moment frame specimen of surround plate was tested for comparing of force modification factor and energy absorption relative to steel plate shear walls. Results show that force modification factor of steel plate shear wall with stiffeners and without stiffener is 11.5 and 12.2. Steel plate shear wall energy absorption without stiffener in various displacement is about 20 to 36 percent less than one with stiffeners. In steel plate shear walls specimens with stiffeners and no stiffener the Portion of moment frame energy absorption is about 50 and 67 percent.

Key words:

Steel Plate Shear Wall, Stiffener, Force Modification Factor, Ductility, Over Strength

۱. دانشیار دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی sabouri@kntu.ac.ir

۲. دانشجوی دکتری عمران سازه، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی rasajadi@yahoo.com

دیوارهای برشی فولادی می‌باشد، همچنین نتایج نشان می‌دهد که جذب انرژی در تغییر مکان‌های کوچک آغاز می‌شود [۲]. تاکا هاشی و همکاران [۶] تعدادی آزمایش بر روی ورق دیوارهای برشی فولادی انجام داده‌اند. قاب دور ورق در این آزمایش‌ها به صورت مفصل می‌باشد. هدف این آزمایش‌ها تعیین حداقل ممان اینرسی لازم برای انتقال کمانش کلی از ورق به کمانش موضعی در زیر ورق‌ها بوده است. دکتر آستانه ضرایب رفتار را برای دیوارهای برشی فولادی پیشنهاد کرده است [۷]. به علت کمی آزمایش‌های انجام شده بر روی دیوارهای برشی فولادی با سخت‌کننده تاکنون ضریب رفتار قابل اعتمادی در این مورد پیشنهاد نشده است. همچنین تاکنون مقایسه‌ای بین ضرایب رفتار و جذب انرژی دیوارهای برشی فولادی با سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده منتشر نشده است.

روش‌های مختلفی برای تعیین ضریب رفتار وجود دارند که متداولترین آن‌ها روش‌های به کار گرفته شده در آیین‌نامه‌های آمریکایی، آیین‌نامه‌های اروپایی، آیین‌نامه کانادا و روش‌های انرژی می‌باشد [۵]. روش آیین‌نامه‌های آمریکایی ساده و کاربردی تر هستند. در این تحقیق برای تعیین ضریب رفتار نمونه‌های آزمایشگاهی دیوارهای برشی فولادی و قاب خمشی از روش دو خطی یوانگ [۸] استفاده شده است. هدف از این تحقیق تعیین و مقایسه آزمایشگاهی ضریب رفتار و مقایسه جذب انرژی دو نمونه آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر بدون سخت‌کننده و با سخت‌کننده و مقایسه آن‌ها با نمونه قاب خمشی پیرامون ورق است. برای این کار از دو نمونه آزمایشگاهی استفاده شده است که دقیقاً دارای مشخصات یکسانی هستند فقط یکی بدون سخت‌کننده و دیگری با سخت‌کننده است. تفاوت قابل توجه در نمونه بدون سخت‌کننده در این تحقیق با سایر نمونه‌های آزمایشگاهی دیوارهای برشی فولادی در این است که برای جلوگیری از پاره شدن اتصال ورق در گوشه‌ها که به صورت زیب شدگی ظاهر می‌شود، چهار سخت‌کننده کوچک در

دیوارهای برشی فولادی سازه‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی به خصوص زلزله هستند. این سازه‌ها دارای توانایی جذب بالای انرژی زلزله هستند و به همین علت استفاده از آن‌ها در ساختمان‌ها افزایش یافته است. این دیوارها به دو صورت ورق با سخت‌کننده و ورق بدون سخت‌کننده به کار می‌روند. تحقیقات آزمایشگاهی زیادی بر روی دیوارهای برشی بدون سخت‌کننده با ورق نسبتاً نازک انجام شده است [۱] ولی در ارتباط با دیوارهای برشی فولادی با سخت‌کننده و استفاده از فولاد نرم (فولاد جاذب انرژی) در ورق دیوارهای برشی فولادی آزمایش‌های بسیار محدودی انجام شده است. فولاد نرم، فولادی است که مدول الاستیسیته آن برابر فولاد معمولی است ولی حد جاری شدن آن کمتر از فولاد معمولی است [۲]. ونچورا و خرازی [۳] با مشاوره صبوری دیوارهای برشی یک دهانه و یک طبقه را آزمایش کرده‌اند. این نمونه‌ها بدون سخت‌کننده بوده و ورق دارای مقاومت جاری شدن پایین (فولاد نرم) و قاب از فولاد ساختمانی با مقاومت بالا بوده است. هدف از این آزمایش‌ها بررسی خمش و ارزیابی عملکرد کاربرد ورق با مقاومت جاری شدن پایین (فولاد نرم) بوده است. ویان و برونوی [۴] نمونه‌ای از دیوار برشی فولادی یک دهانه و یک طبقه را آزمایش کردند که ورق به کار رفته از جنس فولاد نرم بود و هدف از این آزمایش بررسی عملکرد استفاده از فولاد نرم بود. صبوری و قلهکی [۵] دو نمونه دیوار برشی فولادی یک‌دهانه سه‌طبقه بدون سخت‌کننده را آزمایش کردند. یکی از نمونه‌ها با اتصال ساده و دیگری با اتصال گیردار بود. ورق استفاده شده در این دو آزمایش از ورق مقاومت پایین (فولاد نرم) و قاب از فولاد ساختمانی مقاومت بالا استفاده شده بود. هدف از انجام این آزمایش‌ها بررسی اثر اتصال ساده و گیردار و بررسی عملکرد استفاده از فولاد نرم در ورق دیوار برشی فولادی بوده است. آزمایش‌های انجام شده ورق با فولاد نرم نشان دهنده شکل‌پذیری و توانایی جذب انرژی بالا در

گوشه‌های ورق نصب شده است. همچنین از یک نمونه آزمایشگاهی قاب خمشی استفاده شده است که مشخصات قاب خمشی برابر قاب خمشی پیرامون ورق است. نمونه‌های آزمایشگاهی توسط مولفین در آزمایشگاه سازه مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن انجام شده است.

۲- مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی

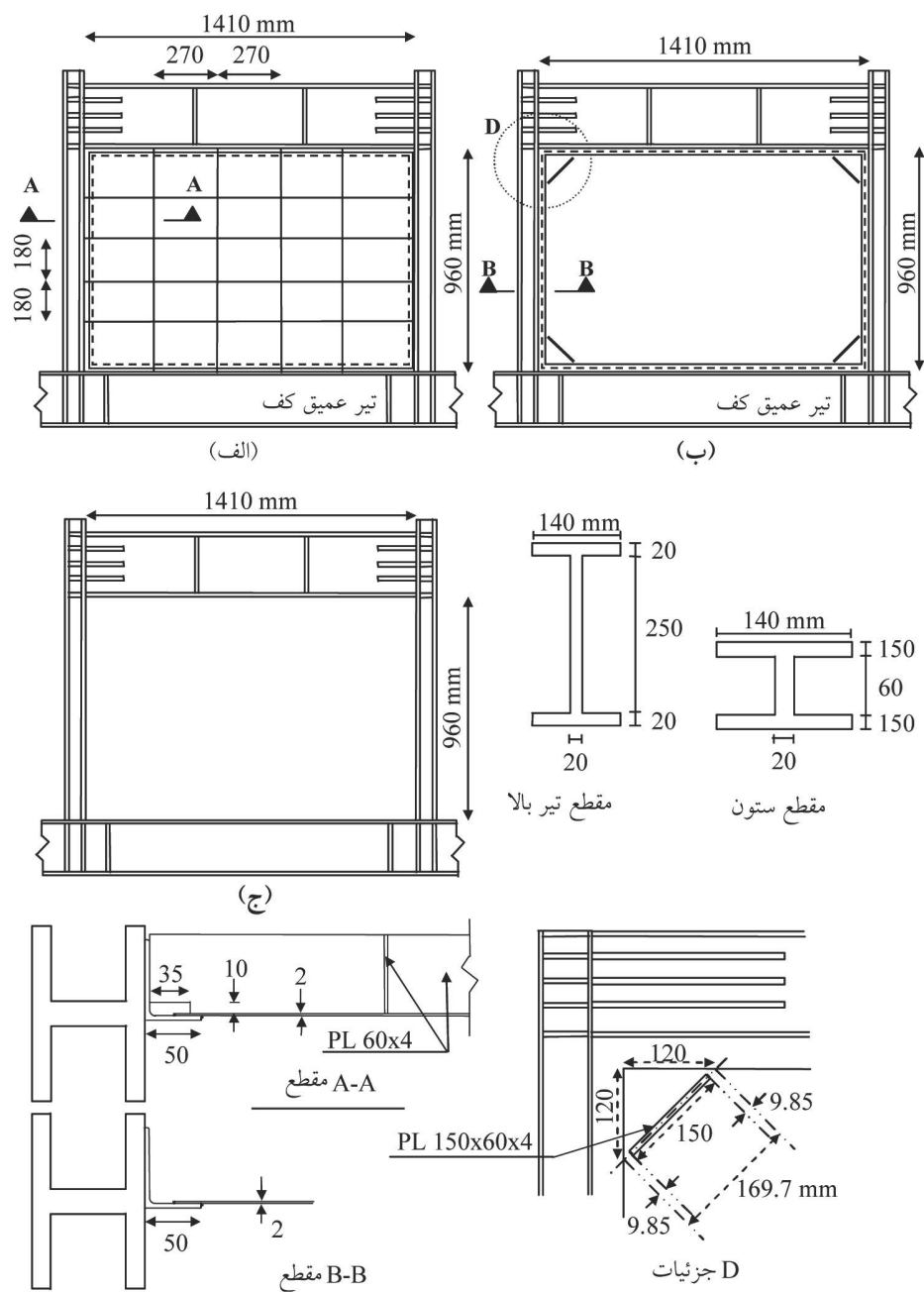
مشخصات دو نمونه دیوار برشی فولادی و یک نمونه آزمایشگاهی قاب خمشی مورد آزمایش در شکل (۱) نشان داده شده است. نمونه‌ها دارای مقیاس یک سوم بوده و ارتفاع و عرض آن‌ها به ترتیب ۱۲۵۰ و ۱۵۹۰ میلی‌متر می‌باشد. نمایی از نمونه‌های آزمایشگاهی در شکل (۲) آورده شده است. در نمونه‌های آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی ضخامت ورق ۲ میلی‌متر می‌باشد. در نمونه دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده، سخت‌کننده‌ها به گونه‌ای طراحی شده‌اند که از کماتش کلی نمونه جلوگیری شود. ابعاد زیر صفحه‌ها به گونه‌ای انتخاب شده است که ورق زیر صفحه‌ها قبل از کماتش، ابتدا بر اثر تنش برشی جاری شده سپس با توجه به ابعادشان پس کماتش پلاستیک در آن‌ها پدیدار شود. ضخامت سخت‌کننده‌ها ۴ میلی‌متر و عرض آن‌ها ۶۰ میلی‌متر می‌باشد. سخت‌کننده‌ها در یک طرف بر روی ورق نصب شده‌اند. در نمونه دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده، چهار سخت‌کننده در چهار گوشه ورق برای جلوگیری از زپ شدن ورق از گوشه‌ها در یک طرف ورق نصب شده است که مشخصات آن‌ها در شکل (۱) نشان داده شده است. در نمونه‌های دیوار برشی فولادی برای اتصال ورق به قاب، از نبشی $60 \times 60 \times 6$ میلی‌متر استفاده شده است. برای انجام دقیق جوشکاری اتصال ورق به لبه نبشی یکی از اضلاع نبشی تراشکاری شده تا لبه آن کاملاً صاف گردد با این کار یک ضلع نبشی به طول ۵۰ میلی‌متر کاهش داده شده است که در شکل (۱) دیده می‌شود. در ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی ابتدا ورق، نبشی و سخت‌کننده‌ها به یکدیگر متصل شده سپس تیر و ستون در دور آن‌ها نصب شده

است. معمولاً در اثر جوشکاری، حرارت ایجاد شده در ورق باعث تابیدگی نبشی توسط ورق می‌شود، از همین رو از نبشی $60 \times 60 \times 6$ استفاده شده تا توانایی لازم در برابر تابیدگی را داشته باشد. به علت زیاد بودن عملیات جوشکاری در نمونه دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده، ورق به قاب نبشی و سخت‌کننده با استفاده از جوش آرگن ER70S3 به بعد جوش ۲ میلی‌متر متصل شده تا حرارت ایجاد شده در ورق به حداقل برسد. در نمونه دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده، ورق به قاب نبشی با استفاده از جوش E6013 به بعد جوش ۲ میلی‌متر متصل شده است. ستون با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل به تیر عمیق کف با استفاده از الکتروود E7018 متصل شده است. در پای ستون ورق کوچکی برای اتصال ستون به تیر عمیق مورد استفاده قرار گرفته است. بال‌های تیر به بال ستون با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل و جان تیر به بال ستون با استفاده از جوش گوشه با استفاده از الکتروود E7018 متصل شده است.

بار به وسیله دو جک هیدرولیکی که در دو طرف نمونه قرار دارد وارد می‌شود. در پشت هر جک یک نیرو سنج برای اندازه‌گیری نیرو قرار داده شده است. تغییر مکان نمونه توسط چهار تغییر مکان سنج نصب شده در کنار جک‌ها اندازه‌گیری می‌شود. برای اندازه‌گیری تغییر شکل ستون‌ها بر روی هر ستون چهار تغییر مکان سنج نصب شده است که یک عدد در بالای ستون و سه عدد دیگر در فواصل مساوی از یکدیگر از پایین تا بالای هر ستون قرار داده شده است. برای ثبت لغزش‌های احتمالی تیر عمیق کف، دو تغییر مکان سنج به صورت افقی و دو عدد دیگر به صورت قائم بر روی تیر عمیق کف نصب شده‌اند. برای تعیین آستانه جاری شدن ورق از تعدادی کرنش سنج پلاستیک سه محوره بر روی ورق استفاده شده است. کرنش‌سنج‌های سه محوره در میانه ورق و در نزدیکی لبه افقی و قائم ورق نصب شده‌اند. برای تعیین آستانه تشکیل مفصل پلاستیک در بالا و پایین یک ستون در نمونه‌های دیوار برشی فولادی و هر دو ستون در نمونه قاب خمشی

فلسفه فولاد نرم (فولاد جاذب انرژی) [۲] استفاده شده است که بدین ترتیب دیوارهای مذکور در رده دیوارهای برشی فولادی شکل پذیر قرار می‌گیرند. مشخصات مصالح که از آزمایش کشش به دست آمده، در جدول (۱) آورده شده است.

از کرنش سنج‌های پلاستیک یک محوره استفاده شده است. در هر یک از بالا و پایین ستون، دو کرنش سنج بر روی سطح بیرونی و دو کرنش سنج بر روی سطح درونی بال ستون نصب شده است. نمونه‌ها بر اساس روش اندرکنش قاب و ورق [۹] طراحی شده‌اند. ورق بکار گرفته شده از جنس فولاد نرم (فولاد با مقاومت جاری شدن پایین) می‌باشد. همچنین در طراحی از تئوری و



شکل (۱): مشخصات هندسی نمونه های آزمایشگاهی الف- دیوار برشی فولادی با سخت کننده ب- دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده ج- قاب خمشی

۳- مبانی نظری مورد استفاده در محاسبه شکل پذیری و ضریب رفتار [۸]

در این تحقیق از روش دو خطی یوانگ برای تخمین ضرایب رفتار استفاده شده است. منحنی پاسخ واقعی و دو خطی یوانگ در شکل (۳) نشان داده شده است. در این شکل محور قائم برش پایه و محور افقی تغییر مکان افقی بالای نمونه می‌باشد. در این شکل V_e حداکثر برش پایه است در صورتی که سازه در محدوده الاستیک باقی بماند و تغییر مکان متناظر آن Δ_e است. V_y بار جاری شدگی نمونه است. تغییر مکان متناظر این بار Δ_y نامیده می‌شود. V_s متناظر برش پایه‌ای است که اولین عنصر به مرحله پلاستیک می‌رسد و از این مرحله به بعد سازه به طور قابل توجهی از مرحله الاستیک خارج شده و تحلیل خطی برقرار نمی‌باشد. این تراز نیرو معمولاً در آیین‌نامه‌هایی کاربرد دارد که در طراحی از روش‌های بار نهایی استفاده می‌کنند. برخی آیین‌نامه‌هایی که در طراحی از روش تنش مجاز استفاده می‌کنند بار V_w را به کار می‌برند. تغییر مکان متناظر بارهای V_s و V_w به ترتیب Δ_s و Δ_w نامیده می‌شوند. حداکثر تغییر مکان سازه Δ_{max} نامیده شده و در شکل (۳) نشان داده شده است. ضریب شکل پذیری سازه (μ_s) به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\mu_s = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (1)$$

ضریب مقاومت افزون (Ω) برابر است با:

$$\Omega = \frac{V_y}{V_s} = \frac{\Delta_y}{\Delta_s} \quad (2)$$

ضریب تنش مجاز (Y) به صورت زیر تعریف شده و مقدار آن در این تحقیق ۱/۴ فرض شده است [۸]:

$$Y = \frac{V_s}{V_w} = \frac{\Delta_s}{\Delta_w} \quad (3)$$

ضریب تغییر مکان جانبی (C_d) به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$C_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_s} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \frac{\Delta_y}{\Delta_s} = \mu\Omega \quad (4)$$

ضریب تغییر مکان جانبی متناظر با حد مجاز تنش‌ها (C_w) از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$C_w = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_w} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \frac{\Delta_y}{\Delta_s} \frac{\Delta_s}{\Delta_w} = \mu\Omega Y \quad (5)$$

ضریب رفتار ناشی از بار جاری شدگی (R_μ) به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (6)$$

ضریب رفتار (R) برابر است با:

$$R = \frac{V_e}{V_s} = \frac{V_e}{V_y} \frac{V_y}{V_s} = R_\mu \Omega \quad (7)$$

ضریب رفتار ناشی از تنش‌های مجاز (R_w) به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$R_w = \frac{V_e}{V_w} = \frac{V_e}{V_y} \frac{V_y}{V_s} \frac{V_s}{V_w} = R_\mu \Omega Y = RY \quad (8)$$

نیومارک و هال [۱۰] ضریب رفتار ناشی از بار جاری شدگی (R_μ) را با توجه به مقدار شکل‌پذیری سازه (μ_s) بر اساس منحنی طیفی به صورت زیر پیشنهاد کردند:

$$R_\mu = \mu_s \quad (9) \quad \text{در نواحی سرعت و تغییر مکان ثابت}$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu_s - 1} \quad (10) \quad \text{در نواحی شتاب ثابت}$$

در رابطه (۹) و (۱۰) باید شرط $R_\mu / \mu_s \leq 1$ برقرار باشد. نیومارک و هال برای نواحی سرعت و تغییر مکان ثابت با فرکانس حدود کمتر از ۲ هرتز برای سازه‌های نسبتاً نرم رابطه (۹) را پیشنهاد نمودند و برای نواحی شتاب ثابت منحنی طیفی با فرکانس حدود بیش از ۲ هرتز برای سازه‌های نسبتاً سخت رابطه (۱۰) را پیشنهاد نمودند [۱۰].

۴- شرح مختصر و نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی

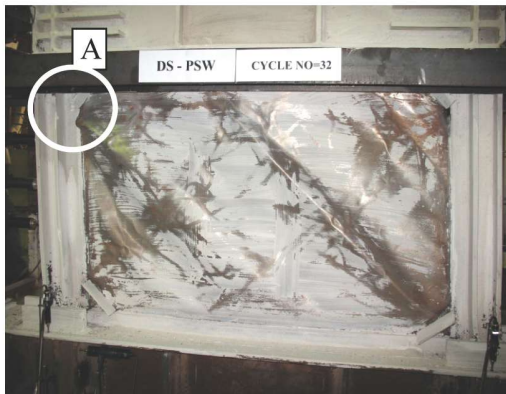
نمونه‌ها مطابق استاندارد ATC-24 [۱۱] زیر بار دوره‌ای قرار گرفته‌اند. بار به وسیله دو جک در دو طرف نمونه وارد شده و بار و تغییر مکان ثبت شده است.



شکل (۴): تغییر شکل نمونه آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی با سخت کننده در تغییر مکان ۶۱/۸ میلیمتر



(الف)



جزئیات A

شکل (۵): تغییر شکل و پارگی ورق از گوشه سخت کننده در نمونه آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده در تغییر مکان ۵۱/۳ میلیمتر

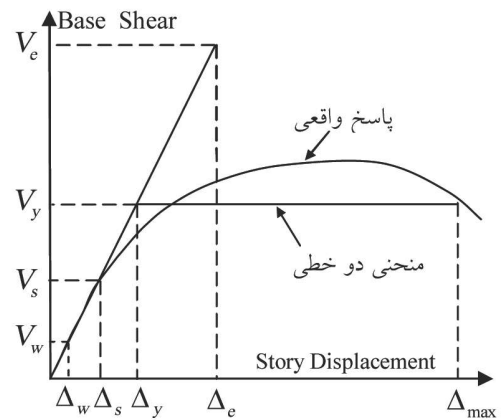
جدول (۱): خصوصیات مکانیکی اعضای نمونه های آزمایشگاهی

| اعضا | تنش جاری شدن (N/mm ²) | تنش نهایی (N/mm ²) |
|------|--------------------------------------|-----------------------------------|
| ورق | 192.4 | 288.7 |
| ستون | 414.8 | 551.7 |



(ب)

شکل (۲): شمای نمونه های دیوار برشی فولادی الف- با سخت کننده ب- بدون سخت کننده



شکل (۳): منحنی واقعی نمونه و مشخصات منحنی دو خطی یوانگ

۱-۴ - نمونه دیوار برشی فولادی با سخت کننده

شده در گوشه‌های ورق تاثیر قابل توجهی بر مقاومت نمونه نگذاشت. در نمونه پارگی وسط ورق به تدریج و آرامی صورت می‌گرفت. مقاومت ورق زمانی از بین رفت که گسترش پارگی در وسط زیر صفحه‌ها به اندازه‌ای گسترش یافت که تقریباً وسط ورق زیر صفحه پیوستگی خود را از دست داد. تا زمان از بین رفتن مقاومت ورق هیچگونه کماتش کلی یا موضعی در بال و جان ستون دیده نشد. تغییر شکل نمونه در شکل (۴) دیده می‌شود.

۲-۴ - نمونه دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده

در شش دوره اول بارگذاری بار به تدریج افزایش داده شد و تقریباً جاری شدگی قابل توجهی در نمونه ایجاد نشد. بار آستانه جاری شدن ورق تقریباً $1/7$ میلیمتر است. به علت کوچک بودن تغییر مکان آستانه جاری شدن و جلوگیری از خستگی نمونه در زمان آزمایش گام تغییر مکانی تا دوره بارگذاری بیست و یکم برابر سه میلیمتر و مابقی شش میلیمتر در نظر گرفته شد. بیشترین بار قابل تحمل نمونه $789/6$ کیلونیوتن در تغییر مکان 39 میلیمتر ایجاد شد. نسبت حداکثر تغییر مکان جانبی نمونه به ارتفاع ستون $5/34$ درصد می‌باشد. تعداد بارگذاری دوره‌ای 32 حلقه بوده است.

در دوره بارگذاری سیزدهم در تغییر مکان 9 میلیمتر شکستگی در گوشه‌های اتصال دو نبشی ایجاد شد شکستگی ایجاد شده در گوشه‌های نبشی با افزایش تغییر مکان بیشتر شد و امتداد این شکست با زاویه 45 درجه باعث ایجاد پارگی در ورق محصور بین نبشی و سخت کننده می‌شد. به علت وجود سخت کننده رشد ترک از گوشه نبشی به آرامی در ورق گسترش می‌یافت و باعث ایجاد شکستگی جلدی در ورق نمی‌شد. آزمایش‌های انجام شده در دیوارهای برشی فولادی بدون سخت کننده نشان می‌دهند که خرابی نمونه‌ها به علت پارگی ورق به صورت زیپ شدن لبه ورق می‌باشد که این پارگی از گوشه ورق شروع و با افزایش اندک بار به سرعت در لبه ورق گسترش می‌یابد [۵]. برای جلوگیری

در شش دوره اول بارگذاری بار به تدریج افزایش داده شد و تقریباً جاری شدگی قابل توجهی در نمونه ایجاد نشد. در دوره ششم بارگذاری نمونه کرنش سنج‌های نصب شده بر روی ورق نشان داد که تغییر مکان آستانه جاری شدن ورق تقریباً $1/58$ میلیمتر است. در میانه دوره هفتم بارگذاری کرنش سنج‌های نصب شده بر روی ورق نشان داد که تقریباً تمام ورق جاری شده است. به علت کوچک بودن تغییر مکان آستانه جاری شدن و جلوگیری از خستگی نمونه در زمان آزمایش گام تغییر مکانی برابر $4/4$ میلیمتر در نظر گرفته شد. بیشترین بار قابل تحمل نمونه 808 کیلونیوتن در تغییر مکان $34/05$ میلیمتر ایجاد شد. نسبت حداکثر تغییر مکان جانبی نمونه به ارتفاع ستون $6/44$ درصد می‌باشد. تعداد بارگذاری دوره‌ای 34 حلقه بوده است. در روند بارگذاری زیر صفحه‌ها تا قبل از جاری شدن کماتش نکردند. کماتش زیر صفحه‌ها پس از جاری شدن ورق از تغییر مکان $1/7$ برابر تغییر مکان آستانه جاری شدن ورق شروع شد.

در دوره دهم بارگذاری در تغییر مکان $8/6$ میلیمتر گوشه اتصال نبش‌ها شکست. این شکستگی داخل ورق ادامه یافت ولی به علت وجود سخت کننده تقریباً تاثیری در باربری ایجاد نمی‌کرد. همچنین باعث زیپ شدگی نمی‌شد. در طول دوره بارگذاری کماتش قابل توجهی در سخت کننده‌ها ایجاد نشد همچنین هیچگونه پارگی بین ورق و سخت کننده ایجاد نشد. در زمان آزمایش ورق از وسط زیر صفحه‌ها شروع به پارگی‌های موضعی نمود. اولین پارگی در دوره بارگذاری بیستم در تغییر مکان $21/6$ میلیمتر بصورت سوراخ کوچکی در یکی از زیر صفحه‌ها ایجاد شد. با افزایش بار، پارگی‌ها رشد کرد. در این نمونه هیچگونه پارگی به صورت زیپ شدگی بین ورق و لبه نبشی بوجود نیامد. خرابی نمونه به علت پارگی گسترده در وسط زیر صفحه‌ها بود و ستون‌ها تا زمان از بین رفتن ورق دچار کماتش و خرابی نشد. پارگی‌های کوچک موضعی ایجاد شده در وسط زیر صفحه‌ها و پارگی ایجاد

از زیپ شدن در این نمونه در چهار گوشه ورق سخت‌کننده‌های کوچکی نصب شده‌اند. در دوره بارگذاری سیزدهم در تغییر مکان ۹ میلیمتر پارگی کوچکی در ورق از گوشه سخت‌کننده‌ها شروع شد و ابتدا با افزایش بار پارگی از یک گوشه نبشی به داخل ورق مثلثی محصور به سخت‌کننده و نبشی‌ها گسترش یافته سپس به طرف قسمت بیرون ورق مثلثی در لبه ورق و نبشی گسترش یافت. پارگی ورق آرام صورت می‌گرفت. ورق از لبه نبشی فقط از یک طرف سخت‌کننده جدا می‌شد و نتایج آزمایش نشان داد که حتی زمانی که پارگی ورق زیاد شده است ولی سخت‌کننده‌ها توانایی تشکیل میدان پس‌کمانش را دارند. تا زمان رشد زیاد پارگی و از بین رفتن مقاومت ورق هیچ‌گونه کمانش کلی یا موضعی در بال و جان ستون دیده نشد. تغییر شکل نمونه در شکل (۵) دیده می‌شود.

۴-۳- نمونه آزمایشگاهی قاب خمشی

در شش دوره اول بارگذاری بار به تدریج افزایش داده شد و تقریباً جاری شدگی قابل توجهی در نمونه ایجاد نشد. در دوره هفتم بارگذاری نمونه کرنش سنج‌های نصب شده بر روی بال ستون نشان داد که تغییر مکان آستانه جاری شدن بال ستون‌ها تقریباً ۸/۵ میلیمتر است. در آزمایش گام تغییر مکانی برابر ۸/۵ میلیمتر در نظر گرفته شد. بیشترین بار قابل تحمل نمونه ۴۰۵ کیلو نیوتن در تغییر مکان ۵۹/۶ میلیمتر ایجاد شد. نسبت حداکثر تغییر مکان جانبی نمونه به ارتفاع ستون ۶/۶۸ درصد می‌باشد. تعداد بارگذاری دوره‌ای ۲۶ حلقه بوده است. پایان آزمایش به علت شکست پای ستون بود و تا پایان آزمایش هیچ‌گونه کمانش موضعی در بال و جان ستون دیده نشد.

۵- محاسبه ضریب رفتار و اثری میراشده در نمونه‌های آزمایشگاهی

منحنی دو خطی یوانگ در شکل‌های (۶) تا (۸) برای نمونه‌های آزمایشگاهی نشان داده شده است. در دو نمونه آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی ابتدا منحنی سه خطی

کشیده شده سپس با استفاده از آن، منحنی دو خطی رسم شده است. با استفاده از منحنی‌های دو خطی ضرایب رفتار، شکل‌پذیری، ضرایب تغییر مکانی و مقاومت افزون در جدول (۲) بر اساس رابطه (۱۰) و در جدول (۳) بر اساس رابطه (۹) آورده شده است. همانطور که در جدول‌های (۲) و (۳) دیده می‌شود ضرایب رفتار به دست آمده در جدول (۲) کمتر از ضرایب رفتار جدول (۳) است که نشان می‌دهد نمونه‌های آزمایشگاهی دیوارهای برشی فولادی در رده سازه‌های نسبتاً سخت با فرکانس حدوداً بیش از ۲ هرتز قرار داشته و ضریب رفتار آن‌ها باید از رابطه (۱۰) بدست آید. تعیین فرکانس سازه نیازمند جرم، ارتفاع، چیدمان دیوار برشی فولادی و غیره در ساختمان می‌باشد که بحث آن از حوصله این تحقیق خارج است. در این تحقیق هدف تعیین ضرایب رفتار دیوارهای برشی فولادی نمونه‌های آزمایشگاهی یاد شده می‌باشد. بنابراین از آنجایی که در آزمایش‌هایی که مطابق استاندارد ATC-24 [۱۱] با روش بار چرخه‌ای استاتیکی انجام می‌شود جرمی بر روی نمونه آزمایشگاهی قرار داده نمی‌شود تعیین فرکانس نمونه آزمایشگاهی قابل محاسبه نیست. بنابراین در این تحقیق ضرایب رفتار از هر یک از رابطه‌های (۹) و (۱۰) محاسبه می‌شود تا طراحان بتوانند قضاوت روشنی از ضرایب رفتار متناسب با فرکانس سازه مورد طراحی داشته باشند. ولی نمونه‌های آزمایشگاهی دیوارهای برشی فولادی این تحقیق دارای دو ویژگی متمایز با سایر آزمایش‌های دیوارهای برشی فولادی هستند اول آن که دیوارهای برشی مورد آزمایش در دنیا معمولاً دارای ورق دیوار نسبتاً نازک بوده‌اند در حالی که در دیوارهای برشی فولادی با سخت‌کننده آزمایش شده در این تحقیق با این هدف که زیر صفحه‌ها قبل از جاری شدن کمانش نکنند برای افزایش فاصله سخت‌کننده‌ها از یکدیگر لازم است تا از ورق دیوار با ضخامت متوسط استفاده شود و برای مقایسه دقیق دو نمونه آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده ضخامت ورق به کار رفته در نمونه با سخت‌کننده در

نمونه بدون سخت‌کننده نیز به کار رفته است. دوم استفاده از فولاد نرم در ورق دیوار برشی فولادی باعث افزایش ضخامت دیوار می‌شود. این دو ویژگی باعث افزایش سختی اولیه به طور قابل توجهی می‌شود. سختی بالای نمونه‌های آزمایشگاهی دیوارهای برشی فولادی باعث افزایش فرکانس سازه شده و ضرایب رفتار آن باید از رابطه (۱۰) محاسبه شود. بنابراین ضرایب رفتار به دست آمده از جدول (۲) برای نمونه‌های آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی منطقی تر است.

انرژی میرا شده متناظر تغییر مکان مطابق شکل (۹) مساحت زیر منحنی چرخه‌ای در هر حلقه می‌باشد. مقدار انرژی میرا شده متناظر تغییر مکان برای نمونه‌های آزمایشگاهی در شکل (۱۰) نشان داده شده است.

۶- مقایسه ضریب رفتار، شکل‌پذیری و انرژی میرا شده در نمونه‌های آزمایشگاهی

ضرایب رفتار، شکل‌پذیری و انرژی میرا شده ابتدا در دو نمونه آزمایشگاهی دیوارهای برشی فولادی با سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده با یکدیگر مقایسه شده سپس بین نمونه آزمایشگاهی قاب خمشی و نمونه‌های دیوارهای برشی فولادی مقایسه انجام گرفته است. برای بدست آمدن درک بهتری از مقایسه قاب خمشی و دیوارهای برشی فولادی درصد افزایش یا کاهش موارد یاد شده بین نمونه قاب خمشی و هریک از نمونه‌های آزمایشگاهی دیوارهای برشی فولادی به دست آمده و میانگین آن‌ها در این تحقیق آورده شده است.

۶-۱- مقایسه دو نمونه آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده و با سخت‌کننده

مقدار نسبت حداکثر تغییر مکان جانبی نمونه به ارتفاع ستون نمونه دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده در حدود ۱۷ درصد کمتر از نمونه با سخت‌کننده است. مطابق جدول (۲)، مقدار ضریب رفتار ناشی از بار جاری

شدگی (R_{II}) در نمونه بدون سخت‌کننده در حدود ۱۴ درصد کمتر از نمونه با سخت‌کننده است. ضریب رفتار ناشی از تنش‌های مجاز (R_w) در نمونه بدون سخت‌کننده در حدود ۶ درصد کمتر از نمونه با سخت‌کننده است. ضریب شکل‌پذیری سازه (μ_s) در نمونه بدون سخت‌کننده در حدود ۲۵ درصد کمتر از نمونه با سخت‌کننده است. ضرایب تغییر مکان C_H و C_w در نمونه بدون سخت‌کننده در حدود ۱۷ درصد کمتر از نمونه با سخت‌کننده است. ضریب مقاومت افزون (Ω) در نمونه بدون سخت‌کننده در حدود ۱۰ درصد بیشتر از نمونه با سخت‌کننده است. منحنی چرخه‌ای دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده شکل (۶) بیشتر به سمت دوکی شکل متمایل است در حالی که منحنی چرخه‌ای دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده شکل (۷) به صورت S شکل است. تفاوت عمده این دو منحنی به این علت است که در نمونه بدون سخت‌کننده، کل ورق کمناش می‌کند در حالیکه در نمونه با سخت‌کننده فقط زیر صفحه‌ها دچار کمناش می‌شوند. تفاوت در نوع کمناش باعث می‌شود تا مطابق شکل (۱۰) مقدار انرژی میرا شده در دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده در تغییر مکان‌های کوچک تا بزرگ به ترتیب در حدود ۲۰ تا ۳۶ درصد کمتر از دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده باشد. استفاده از سخت‌کننده‌ها باعث شده است تا پارگی ورق در هر دو نمونه به تعویق افتاده و شکل‌پذیری بالا رود به طوریکه ضریب شکل‌پذیری سازه (μ_s) به دست آمده در این دو نمونه آزمایشگاهی در حدود ۲ برابر ضریب شکل‌پذیری گزارش شده [۵] در مورد آزمایش‌های دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک است.

۶-۲- مقایسه نمونه آزمایشگاهی قاب خمشی با دیوارهای برشی فولادی

مطابق جدول (۲)، مقدار ضریب رفتار ناشی از بار جاری شدگی (R_{II}) در قاب خمشی در حدود ۴۴ درصد کمتر از متوسط مقدار در نمونه‌های دیوارهای برشی فولادی

ضریب رفتار قاب خمشی ویژه در آیین‌نامه ASCE7-05 [۱۲] همخوانی مناسبی دارد. ضریب رفتار $R=8$ در آیین‌نامه یاد شده بالاترین ضریب رفتار ممکن برای سازه‌های مختلف در برابر زلزله است که قاب خمشی ویژه نیز جزء آن‌ها می‌باشد. بنابراین ضریب رفتار (R) نمونه‌های آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی در حدود ۳۴ درصد بیشتر از نمونه آزمایشگاهی قاب خمشی است که به علت استفاده از فولاد نرم در ورق دیوارهای برشی فولادی می‌باشد که ضریب رفتار آن‌ها را بیشتر از کلیه سازه‌های مقاوم در برابر زلزله موجود در آیین‌نامه ASCE7-05 قرار داده است. مطابق شکل (۱۰) در تغییر مکان‌های کوچک در حالی که جذب انرژی قاب بسیار کم می‌باشد ورق جذب انرژی مناسبی دارد و این نشان می‌دهد که در هنگام زلزله در تغییر مکان‌های کوچک ورق شروع به جذب انرژی می‌کند. این پدیده به علت استفاده از روش طراحی اندرکنش ورق و قاب [۹] و استفاده ورق با فولاد نرم تر بر اساس تئوری و فلسفه فولاد نرم (جذب انرژی) [۲] می‌باشد که در تغییر مکان‌های کوچک ورق وارد ناحیه غیر خطی شده و انرژی را به خود جذب می‌کند. بدین ترتیب می‌توان بیان نمود که انرژی زلزله به صورت هدایت شده توسط ورق که به عنوان عضوی برای جذب انرژی تعیین گردیده است جذب می‌شود. این نوع دیوارها به عنوان دیوارهای برشی فولادی شکل‌پذیر نامیده می‌شوند.

۷- نتیجه‌گیری

در این تحقیق برای تعیین و مقایسه ضریب رفتار، شکل‌پذیری، ضرایب تغییر مکان و انرژی میرا شده در دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده و با سخت‌کننده سه آزمایش انجام شده است. نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد:

۱- ضریب رفتار ناشی از بار جاری شدگی (R_{II}) در دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر با سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده با فرض فرکانس بالای ۲ هرترز به ترتیب ۵/۸

است. ضریب رفتار (R) و ضریب رفتار ناشی از تنش‌های مجاز (R_w) در قاب خمشی در حدود ۶۰ درصد کمتر از متوسط مقدار در دیوارهای برشی فولادی است. ضریب شکل‌پذیری سازه (μ_s) در قاب خمشی در حدود ۶۷ درصد کمتر از متوسط ضریب شکل‌پذیری در دیوارهای برشی فولادی است. ضرایب تغییر مکان C_H و C_w در قاب خمشی در حدود ۷۶ درصد کمتر از متوسط مقدار در دیوارهای برشی فولادی است. ضریب مقاومت افزون (Ω) در قاب خمشی در حدود ۲۷ درصد کمتر از متوسط مقدار در دیوارهای برشی فولادی است. قاب‌های خمشی عموماً دارای سختی پایین بوده و ضریب رفتار به دست آمده از رابطه (۹) برای آن‌ها منطقی تر است. از همین رو ضریب رفتار به دست آمده برای نمونه قاب خمشی در جدول (۳) قابل قبول تر از مقدار منناظر جدول (۲) می‌باشد. با مقایسه ضریب رفتار قاب خمشی به دست آمده از جدول (۳) و ضرایب رفتار دیوارهای برشی فولادی در جدول (۲) دیده می‌شود که مقدار ضریب رفتار ناشی از بار جاری شدگی (R_{II}) در قاب خمشی در حدود ۹ درصد کمتر از متوسط مقدار در دیوارهای برشی فولادی است. ضریب رفتار (R) و ضریب رفتار ناشی از تنش‌های مجاز (R_w) در قاب خمشی در حدود ۳۴ درصد کمتر از متوسط مقدار در دیوارهای برشی فولادی است. مطابق شکل (۱۰) در دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده سهم جذب انرژی قاب خمشی از کل نمونه در تغییر مکان‌های مختلف بین ۷ تا ۵۰ درصد می‌باشد. در دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده سهم جذب انرژی قاب خمشی از کل نمونه در تغییر مکان‌های مختلف بین ۹ تا ۶۷ درصد است. در تغییر مکان‌های پایین ورق جاری شده در حالی که ستون در ناحیه الاستیک قرار دارد.

۶-۳- اثر استفاده از فولاد نرم در ورق دیوارهای برشی فولادی

ضریب رفتار (R) به دست آمده از جدول (۳) برای نمونه آزمایشگاهی قاب خمشی برابر ۷/۸ می‌باشد که با

و ۵ می‌باشد. و مقدار این ضریب در دیوار برشی بدون سخت‌کننده ۱۴ درصد کمتر از دیوار برشی با سخت‌کننده است. در صورت فرض فرکانس کمتر از ۲ هرتز ضرایب یاد شده به طور محسوسی افزایش می‌یابند.

۲- ضریب رفتار (R) در دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر با سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده با فرض فرکانس بالای ۲ هرتز به ترتیب ۱۲/۲ و ۱۱/۵ می‌باشد. و مقدار این ضریب در دیوار برشی بدون سخت‌کننده ۶ درصد کمتر از دیوار برشی با سخت‌کننده است. در صورت فرض فرکانس کمتر از ۲ هرتز ضرایب یاد شده به طور محسوسی افزایش می‌یابند.

۳- مقدار ضریب رفتار ناشی از بار جاری شدگی (R_w) در دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر با سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده با فرض فرکانس بالای ۲ هرتز به ترتیب ۱۷/۱ و ۱۶/۱ می‌باشد. و مقدار این ضریب در دیوار برشی بدون سخت‌کننده ۶ درصد کمتر از دیوار برشی با سخت‌کننده است. در صورت فرض فرکانس کمتر از ۲ هرتز ضرایب یاد شده به طور محسوسی افزایش می‌یابند.

۴- ضریب شکل‌پذیری سازه (μ_s) در دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر با سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده به ترتیب ۱۷/۱ و ۱۲/۹ می‌باشد. و مقدار این ضریب در

دیوار برشی بدون سخت‌کننده ۲۵ درصد کمتر از دیوار برشی با سخت‌کننده است.

۵- ضریب مقاومت افزون (Ω) در دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر با سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده به ترتیب ۲/۱ و ۲/۳ می‌باشد. و مقدار این ضریب در دیوار برشی بدون سخت‌کننده ۱۰ درصد بیشتر از دیوار برشی با سخت‌کننده است.

۶- مقدار انرژی میرا شده در دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده در تغییر مکان‌های کوچک تا بزرگ به ترتیب در حدود ۲۰ تا ۳۶ درصد کمتر از دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده است.

۸- در دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده سهم جذب انرژی قاب از کل نمونه در تغییر مکان‌های کوچک ۷ درصد و در نهایت در تغییر مکان‌های بزرگ به ۵۰ درصد می‌رسد. در دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده سهم جذب انرژی قاب از کل نمونه در تغییر مکان‌های کوچک ۹ درصد و در نهایت در تغییر مکان‌های بزرگ به ۶۷ درصد می‌رسد.

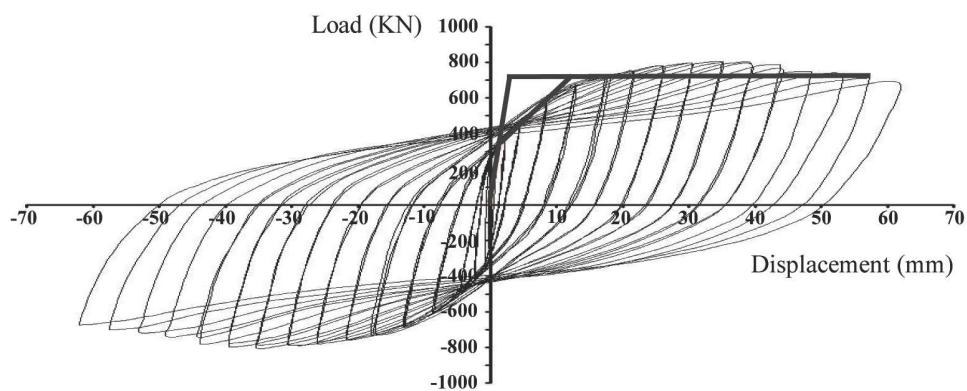
۹- در دیوارهای برشی فولادی شکل‌پذیر ورق قبل از قاب در تغییر مکان کوچکتر وارد ناحیه پلاستیک شده و عمده انرژی زلزله را جذب می‌کند.

جدول (۲): نتایج آزمایشگاهی محاسبه شکل‌پذیری، ضرایب تغییر مکانی، مقاومت افزون و ضریب رفتار با استفاده از رابطه ۱۰

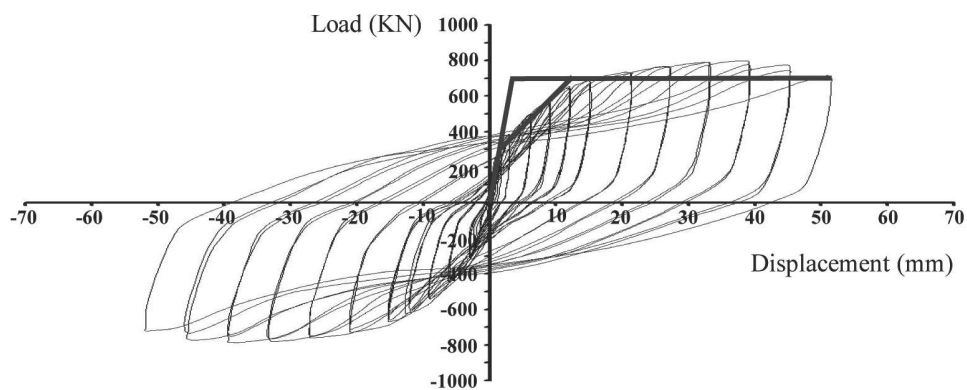
| نمونه | R_μ | R | R_w | μ_s | C_d | C_w | Ω |
|----------------------------------|---------|------|-------|---------|-------|-------|----------|
| دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده | 5.8 | 12.2 | 17.1 | 17.1 | 35.9 | 50.3 | 2.1 |
| دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده | 5.0 | 11.5 | 16.1 | 12.9 | 29.7 | 41.6 | 2.3 |
| قاب خمشی | 3.0 | 4.8 | 6.7 | 4.9 | 7.8 | 10.9 | 1.6 |

جدول (۳): نتایج آزمایشگاهی محاسبه شکل‌پذیری، ضرایب تغییر مکانی، مقاومت افزون و ضریب رفتار با استفاده از رابطه ۹

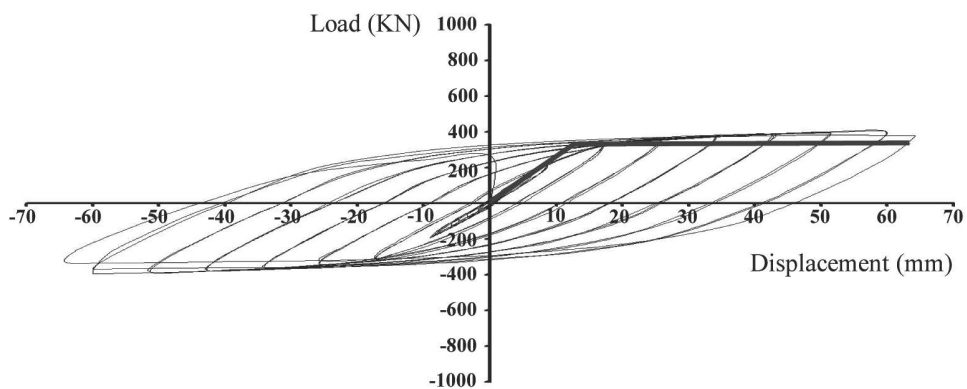
| نمونه | R_μ | R | R_w | μ_s | C_d | C_w | Ω |
|----------------------------------|---------|------|-------|---------|-------|-------|----------|
| دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده | 17.1 | 35.9 | 50.3 | 17.1 | 35.9 | 50.3 | 2.1 |
| دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده | 12.9 | 29.7 | 41.6 | 12.9 | 29.7 | 41.6 | 2.3 |
| قاب خمشی | 4.9 | 7.8 | 10.9 | 4.9 | 7.8 | 10.9 | 1.6 |



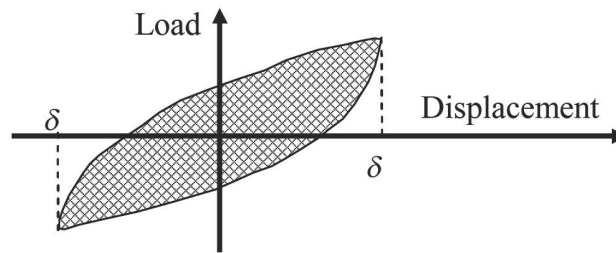
شکل (۶): منحنی چرخه‌ای آزمایشگاهی، منحنی دوخطی یوانگ در نمونه دیوار برشی فولادی با سخت کننده



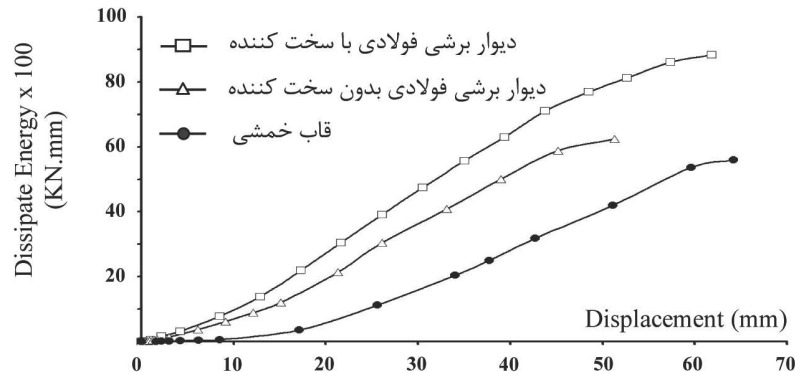
شکل (۷): منحنی چرخه‌ای آزمایشگاهی، منحنی دوخطی یوانگ در نمونه دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده



شکل (۸): منحنی چرخه‌ای آزمایشگاهی، منحنی دوخطی یوانگ در نمونه قاب خمشی



شکل (۹): انرژی میرا شده متناظر تغییر مکان در منحنی های چرخه‌ای



شکل (۱۰): انرژی میرا شده در نمونه های آزمایشگاهی

مراجع

and Particular Steel Bracings under Alternative Horizontal Load", Researchers of Structural Engineering Laboratory Technical Research Institute Ohbayashi-Gumi Ltd. Tokyo, Japan.

7- Abolhassan Astaneh-Asl, "Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls", AISC Web Page (www.aisc.org), August 2001.

8-Chia-Ming Uang, "Establishing R (or R_w) and Cd Factors for Building Seismic Provisions", Journal of Structural Engineering. Vol.117, NO.1, January, 1991.

۹- سعید صبوری قمی، «سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی مقدمه‌ای بر دیوارهای برشی فولادی» نشر انگیزه، ۱۳۸۰.

10- N.M.Newmark, W.J.Hall, "Eathquake Spectra and Design", Earthquake Engineering Research Institute, El Cerrito, Calif, 1982.

11-ATC, "Guildines for Seismic Testing of Components of Steel Structures", Applied Technology Council, Report 24, 1992.

12- ASCE/SEI 7-05," Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", Published by the American Society of Civil Engineers, 2006.

1-Rafael Sabelli, Michel Bruneau, "Steel Plate Shear Walls ", AISC, Steel Design Guide 20, May 2007.

۲- سعید صبوری قمی، «سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی طرح اندیشه استفاده از فولاد نرم» نشر انگیزه، ۱۳۸۳.

3- M.H.K Kharrazi, "Rational Method for Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls" Ph.D. Dissertation, University of British Columbia, Vancouver, BC, Canada, 2005.

4-Darren Vian ,Michel Bruneau, "Testing of Special LYS Steel Plate Shear Walls", 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C.Canada, August 1-6-2004, Paper No.978.

۵- سعید صبوری، مجید قلهکی، «بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی شکل‌پذیر با ورق نازک و اثر نوع اتصال تیر به ستون در آن‌ها»، رساله دکترا، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، شهریور ۱۳۸۶.

6- Y.Takahashi, T.Takeda, Y.Takemoto, M.Takagi, "Experimental Study on Thin Steel Shear Walls



بررسی موده‌های شکست لرزه‌ای و راهکارهای مقاوم‌سازی مخازن استوانه‌ای فولادی مهار نشده در یک مجتمع نفتی

نقدعلی حسین‌زاده^۱، امین معصومی گودرزی^۲

چکیده

مخازن استوانه‌ای فولادی روزمینی به طور گسترده در مجتمع‌های نفتی و از جمله انبارهای نفت ایران به کار برده می‌شوند. تجربه زلزله‌های گذشته در کشورهای مختلف نظیر ژاپن، ایالات متحده، ترکیه و غیره نشان می‌دهد که این گونه مخازن در مقابل حرکات نیرومند زمین در زلزله بسیار آسیب‌پذیر بوده و مطالعات آسیب‌پذیری و مقاوم‌سازی آنها از اهمیت زیادی برخوردار است. در این مقاله رفتار لرزه‌ای ۵ مخزن فولادی روزمینی مهار نشده در یک مجتمع نفتی با نسبت‌های ارتفاع به قطر (H/D) مختلف مورد مطالعه قرار گرفته‌اند و انواع موده‌های آسیب شامل کمانش پافیلی، کمانش الماسی، آسیب دیدگی سقف در اثر نوسان سیال، لغزش، واژگونی، بلندشدگی کف و نشست نامتقارن با تحلیل غیرخطی بررسی شده است. در این مطالعات، علاوه بر ارزیابی ضوابط آیین‌نامه‌های معتبر از جمله API650 و ASCE، تحلیل‌های استاتیکی، مودال، طیفی (خطی) و تاریخچه زمانی (غیرخطی) نیز استفاده شده است. نتایج مطالعات موردی نشان می‌دهد که با در نظر گرفتن ارتفاع آزاد سیال داخل مخازن (Free Board) برابر ۱۳ درصد ارتفاع آنها، خطر آسیب‌دیدگی سقف از بین می‌رود. همچنین مخازن با نسبت ارتفاع به قطر بزرگتر و یا مساوی با یک ($H/D \geq 1$) ناپایدار می‌باشند، سایر موده‌های آسیب مذکور در مورد مخازن مورد مطالعه حاکم نمی‌باشند.

کلمات کلیدی:

مخازن فولادی، آسیب‌پذیری، مقاوم‌سازی، کمانش پافیلی، کمانش الماسی

Evaluation of Seismic Failure Modes and Strengthening Methods of Unanchored Cylindrical Steel Liquid Tanks in an Oil Complex

Naghdali Hosseinzadeh , Amin Massoumi Goudarzi

ABSTRACT

Cylindrical steel above ground tanks extensively used in oil refinery complexes and oil depots in Iran. Past earthquake experiences in Japan, U.S.A, and Turkey show that these tanks are very vulnerable to strong ground motions and the study of the vulnerability and strengthening of these tanks are very important. In this paper, 5 steel above ground tanks with different ratio of height to diameter (H/D) have been studied and different failure mechanisms including elephant foot buckling, diamond elastic buckling, failure of roof due to fluctuation of fluid, sliding, overturning, up lift and unsymmetrical settlement were assessed using nonlinear analyses. International documented references such as ASCE and API650 standards and static, modal, spectral (linear) and time history (nonlinear) analyses is used in this study. Results of the analytical study show that the minimum freeboard of tanks should be 13 percent of the tank Height to avoid of roof damage during an earthquake. In addition, tanks with a height to diameter ratio greater than 1.0 are unstable with the problem of overturning. Other failure mechanisms mentioned above are not dominant in the case studied tanks.

Key words:

Steel Tanks, Vulnerability, Retrofitting, Elephant Foot Buckling, Diamond Buckling

۱. استادیار پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله hosseinz@iiees.ac.ir

۲. دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی تهران مرکزی Amin_massoumi@yahoo.com

یکی از انواع سازه‌های مهم که کاربرد فراوانی در پالایشگاه‌های نفتی دارد، مخازن فولادی روزمینی نفتی هستند که به شکل استوانه‌ای طراحی و اجرا می‌گردند. در واقع مخزن را وقتی روزمینی گویند که کف آن متکی بر بستر خاک یا پی باشد. یک مخزن فولادی از سه جزء اصلی تشکیل یافته است: بدنه، کف و سقف. کف مخزن ورق تختی می‌باشد که متکی بر بستر متراکم و یا شالوده گسترده بوده و سقف آن نیز بسته به نوع ماده ذخیره شده به صورت ثابت و یا متحرک ساخته می‌شود. مخازن روزمینی بسته به شرایط تکیه‌گاهی، به دو دسته تقسیم می‌شوند: مهار شده و مهار نشده. در یک مخزن مهار شده از حرکت قائم نسبی جداره در سطح پی جلوگیری شده است، در حالیکه یک مخزن مهار نشده در اثر تکان‌های شدید می‌تواند از روی زمین یا پی بلند شود و بنابراین برای تحلیل دقیق دینامیکی آن آنالیز غیرخطی لازم است.

رفتار دینامیکی مخازن اولین بار توسط هاوونر مدل‌سازی شد و مبنای طراحی آیین‌نامه‌ها قرار گرفت. وی چنین عنوان کرد که در یک مخزن دارای سطح آزاد که در معرض شتاب دینامیکی افقی قرار دارد، سیال از دو طریق بر روی جداره اثر می‌گذارد: (۱) فشار نوسانی (۲) فشار ضربانی. فشار نوسانی در اثر حرکت سیال موج در بالای مخزن پدید می‌آید و فشار ضربانی در اثر حرکت قسمتی از سیال در پایین مخزن و هماهنگ با پوسته ایجاد می‌گردد. فرکانس حرکت نوسانی به میزان قابل توجهی پایین‌تر از فرکانس حرکت ضربانی است بدین معنی که این مود در پروده‌های بالای زلزله تحریک می‌گردد [۱].

در سال ۲۰۰۳ میلادی علی الزینی استاد و محقق دانشگاه کالیفرنیا مقاله‌ای تحت عنوان «بررسی پارامترهای مؤثر در پاسخ لرزه‌ای غیر خطی مخازن مهار نشده» ارائه کرد. وی در این تحقیق اثرات فشار هیدرو دینامیکی سیال را بر روی جداره مخازن مهار نشده در طول ارتعاشات ناشی از زلزله مورد بررسی قرار داد. وی همچنین نتیجه گرفت که احداث مخازن بر روی فونداسیون‌های انعطاف‌پذیر مناسب‌تر از

اجرای آنها بر روی فونداسیون‌های صلب می‌باشد، زیرا نرمی فونداسیون سبب طولانی شدن پریود ارتعاشی مخازن در برابر نیروهای هیدرو دینامیکی می‌گردد [۲].

در سال ۲۰۰۴ میلادی نیز مارتین کولر به همراه پراوین مالهوترا مقاله‌ای تحت عنوان «ارزیابی لرزه‌ای مخازن مهار نشده»، ارائه نمودند که در آن هفت مخزن با نسبت‌های ارتفاع به شعاع مختلف (H/R) تحت بررسی قرار گرفت. آنها چنین عنوان کردند که یک ارتباط تنگاتنگ بین نسبت (H/R) و بلند شدگی کف مخازن وجود دارد [۳].

مطالعات آسیب‌پذیری لرزه‌ای مخازن فولادی موجود در یک مجتمع پالایشگاهی در سال ۲۰۰۶ نشان داد که حدود ۴۰ درصد مخازن موجود بسیار آسیب پذیر بوده و نیازمند مقاوم سازی اساسی هستند [۴].

در این تحقیق، ۵ مخزن موجود در یک مجتمع پالایشگاهی با نسبت‌های ارتفاع به قطر مختلف مورد ارزیابی قرار گرفته است. علاوه بر کنترل ضوابط آیین‌نامه‌ای تحلیل‌های استاتیکی، مودال، طیفی و تاریخیچه زمانی غیرخطی برای هریک از مخازن صورت پذیرفته است.

۲- مودهای آسیب مخازن

آسیب‌های وارده به مخازن را می‌توان در قالب هفت معیار آسیب‌پذیری بیان نمود که به صورت مختصر عبارتند از:

۲-۱- واژگونی

وقتی نسبت ارتفاع به قطر زیاد می‌شود، پایداری مخزن در برابر این آسیب‌دیدگی کاهش می‌یابد. علت این پدیده بالا رفتن ارتفاع مرکز ثقل مخزن می‌باشد. این معیار با استفاده از ضوابط آیین‌نامه API650 و بر اساس نسبت $M/[D^2(w_L+w_t)]$ کنترل می‌گردد. در این رابطه M لنگر واژگونی مخزن برحسب $W_L(N.m)$ وزن محتویات مخزن در واحد طول محیط (N/m) و W_t وزن ورق جداره در واحد طول محیط مخزن برحسب (N/m) می‌باشند. در صورتی که این نسبت بیشتر از $1/57$ باشد مخزن ناپایدار بوده و واژگون خواهد شد [۵].

۲-۲- کمانش الماسی جداره

تنش‌های فشاری ایجاد شده در جداره مخازن سبب بروز کمانش در قسمتهای میانی آن می‌گردد که کمانش الماسی (کمانش الاستیک) نام دارد. مخازن با ارتفاع زیاد معمولا دچار چنین آسیبی می‌شوند. این آسیب با محدود کردن تنش فشاری ایجاد شده در جداره مخزن و مقایسه آن با تنش مجاز جداره مطابق با ضوابط آیین‌نامه API 650 کنترل می‌گردد [۵]

۲-۳- کمانش پافیلی جداره

کمانش پافیلی (کمانش الاستوپلاستیک) معمولا در مخازن بزرگ و در ارتفاع ۱/۵ تا ۲/۵ متری از کف مخزن رخ می‌دهد. علت ایجاد چنین کمانشی آن است که در هنگام بلندشدن قسمتی از کف مخزن تحت اثر نیروهای جانبی زلزله، در طرف مقابل آن تنش فشاری قائم به شدت جلوگیری از افزایش می‌یابد. در این حالت ترکیب دو تنش کششی حلقوی و فشاری قائم باعث ایجاد این کمانش در جداره می‌گردد. بدین ترتیب جلوگیری از افزایش بیش از حد تنش کششی حلقوی در جداره مخزن معیاری برای کنترل کمانش پافیلی محسوب می‌شود [۵].

۲-۴- لغزش مخزن

نیروهای برشی ناشی از زلزله در تراز کف مخزن ممکن است بر نیروی اصطکاک غلبه کرده و باعث لغزش مخزن گردد. برای کنترل مخزن در برابر لغزش، برش پایه به عنوان نیروی محرک و نیروی اصطکاک کف مخزن با بستر به عنوان نیروی مقاوم در نظر گرفته می‌شود. بر اساس پیشنهاد دستورالعمل ASCE برای تأسیسات موجود، حداقل ضریب اطمینان لازم در مقابل لغزش برابر ۱/۵ می‌باشد. برای محاسبه نیروی مقاوم در برابر لغزش، ضریب اصطکاک بین کف مخزن و پی برابر ۰/۴ پیشنهاد شده است [۱].

۲-۵- آسیب دیدگی سقف

نیروی ارتعاشی ناشی از زلزله باعث ارتعاش مخزن و سیال درون آن می‌گردد. ارتعاش سیال با فرکانس خیلی پایین تر

از فرکانس جداره رخ می‌دهد. دامنه ارتعاش سیال متأثر از ارتعاش جداره نیست بلکه عموما به محتوای فرکانسی زلزله بستگی دارد. بنابراین، اگر پیش‌بینی‌های لازم صورت نگیرد ممکن است پوشش سقف مخزن صدمه دیده و یا محتویات درونی آن به بیرون پاشیده شود عامل کنترل کننده در این حالت ارتفاع موج سیال می‌باشد. [۱].

۲-۶- بلندشدگی کف

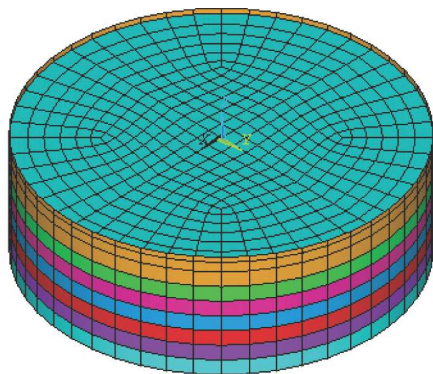
بلند شدگی کف مخازن مهار نشده یکی از مدهای آسیب در زلزله‌های گذشته محسوب می‌شود. در صورتی که مقدار این بلند شدگی از مقدار مجاز آن (۳۰ سانتیمتر) بیشتر شود، ممکن است منجر به پارگی جداره مخزن و یا شکستگی لوله‌های متصل به آن گردد [۱].

۲-۷- نشست نامتقارن بستر

تنشهای ناشی از لنگر واژگونی و ضربه‌های ناشی از بلند شدگی کف مخزن در هنگام زلزله موجب نشست نامتقارن در تراز پایه می‌گردد. در نتیجه امکان آسیب دیدگی و خسارت مخزن وجود دارد. حداکثر نشست نامتقارن بستر طبق دستورالعمل‌های موجود به ۵ سانتیمتر محدود شده است [۱].

۳- مدل‌سازی و تحلیل مخازن

مشخصات هندسی مخازن مورد بررسی به اختصار در جدول (۱) بیان شده است. همچنین مدل سه‌بعدی یکی از مخازن به همراه چگونگی مش‌بندی آن در شکل (۱) نشان داده شده است.



شکل (۱): مدل سه‌بعدی مخزن در ANSYS

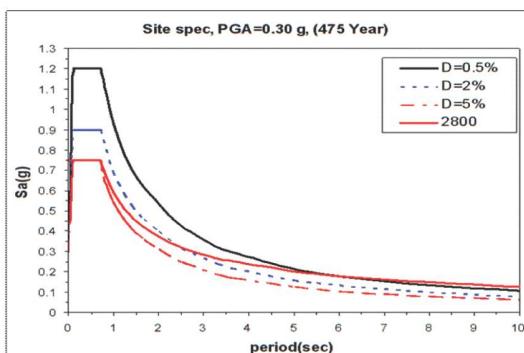
جدول (۱): مشخصات مخازن بررسی شده

| شماره مخزن | ارتفاع H (m) | قطر D (m) | چگالی سیال (t/m ³) | تنش تسلیم فولاد (kg/cm ²) | نسبت H/D |
|------------|--------------|-----------|--------------------------------|---------------------------------------|----------|
| ۱ | ۱۴/۶۴ | ۳۷/۱۹ | ۰/۷۵ | ۲۴۰۰ | ۰/۳۹ |
| ۲ | ۱۴/۶۴ | ۳۱/۱۰ | ۰/۷۵ | ۲۴۰۰ | ۰/۴۷ |
| ۳ | ۱۲/۸۱ | ۲۴/۳۸ | ۰/۷۵ | ۲۴۰۰ | ۰/۵۳ |
| ۴ | ۱۱/۹۲ | ۱۸/۹۸ | ۰/۷۵ | ۲۴۰۰ | ۰/۶۳ |
| ۵ | ۱۴/۶۴ | ۱۴/۶۴ | ۰/۷۵ | ۲۴۰۰ | ۱/۰۰ |

رفتار دینامیکی مخزن مفید باشد. مودهای نوسانی و ضربانی ازجمله مهمترین مودهای ارتعاشی محسوب می‌شوند که حداکثر جرم موثر را به خود اختصاص می‌دهند و در تحلیل‌های دینامیکی حائز اهمیت هستند.

۳-۳- تحلیل طیفی

پس از انجام تحلیل مودال و تعیین مودهای اصلی مخزن تحلیل طیفی انجام گرفته است. در این تحلیل برای ترکیب مودها از روش جذر مجموع مربعات (CQC) استفاده شده است. طیف طرح ویژه ساختگاه به صورت سه مولفه‌ای با نسبت‌های ۳۰، ۱۰۰ و ۳۰ استفاده شده است. نوع خاک محل تیب III مطابق استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران می‌باشد [۶]. مطابق دستورالعمل ASCE برای ارزیابی لرزه‌ای تأسیسات نفتی از طیف طرح ویژه ساختگاه با احتمال گذر ۱۰ درصد در ۵۰ سال (دوره بازگشت ۴۷۵ سال) استفاده گردیده که در شکل (۲) ملاحظه می‌شود.



شکل (۲): طیف طرح ساختگاه برای دوره بازگشت ۴۷۵ سال با میرایی ۰/۵، ۲ و ۵ درصد و مقایسه با طیف استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران

برای مدل‌سازی رفتار دقیق مخازن به هنگام تحریک زلزله، هم جداره فولادی و هم سیال درون مخزن به کمک نرم افزار Ansys مدل‌سازی شده‌اند. برای مدل کردن جداره از المان Shell63 استفاده شده است. این المان یک المان خمشی - غشائی است که قابلیت تحلیل نیروهای درون صفحه و عمود بر صفحه را دارا می‌باشد. به علاوه، این المان قابلیت سخت‌شدگی کرنش و تغییر مکان‌های بزرگ را دارا می‌باشد. برای مدل‌سازی سیال از المان Fluid80 استفاده شده است. این المان برای مدل کردن سیال بدون جریان مناسب است و برای محاسبه فشار هیدرواستاتیک و اندرکنش سیال و سازه کاربرد دارد. همچنین برای مدل کردن بلند شدگی کف مخزن از المان Gap (Link10) استفاده شده است. این المان یک فنر فشاری است که سختی آن در هنگام کشش صفر می‌گردد.

۳-۱- تحلیل استاتیکی

به عنوان اولین گام در تحلیل کمی، مخازن تحت اثر وزن جداره و فشار هیدرواستاتیک سیال تحلیل شده‌اند. نتایج این تحلیل بیانگر تنش‌های کششی حلقوی ایجاد شده در جداره مخزن تحت اثر فشار هیدرواستاتیک می‌باشد. همچنین، نتایج این تحلیل در ترکیبات بارگذاری مربوط به بارهای ثقلی و زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۳-۲- تحلیل مودال

مشخصات ارتعاشی یک مخزن شامل فرکانس‌های طبیعی و شکل‌های مودی از جمله پارامترهای مهم در تحلیل دینامیکی آن محسوب می‌شود که با تحلیل مودال حاصل می‌شود. تعیین و بررسی این پارامترها می‌تواند در تفسیر

همچنین بر اساس ضمیمه E آیین نامه API650 میرایی ۲ درصد برای مود ضربانی و میرایی ۵/۰ درصد برای مود نوسانی مخزن در نظر گرفته شده است [۵].

۳-۴- تحلیل تاریخچه زمانی

با آنالیز تاریخچه زمانی می توان کلیه عوامل غیر خطی را در آنالیز وارد کرد. هدف از تحلیل دینامیکی حل معادلات حرکت حاکمه طبق رابطه (۱) تحت اثر نیروهای زلزله می باشد.

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \ddot{u}_g(t)[M] \quad (1)$$

که در آن $[M]$ ، $[C]$ و $[K]$ به ترتیب ماتریسهای جرم، میرایی و سختی و $\{U\}$ ، $\{\dot{U}\}$ و $\{\ddot{U}\}$ به ترتیب شتاب، سرعت و جابجایی سیستم می باشند. $\ddot{u}_g(t)$ نیز بیانگر شتاب زمین است. این روابط به صورت غیر خطی تحلیل می شوند و برای برآورد میزان بلندشدگی کف مخزن و مقادیر دقیق پاسخ های سازه از این نوع تحلیل استفاده شده است. میرایی سیستم دینامیکی به صورت میرایی رایلی در نظر گرفته شده است که طبق رابطه (۲) تابع خطی از جرم و سختی است.

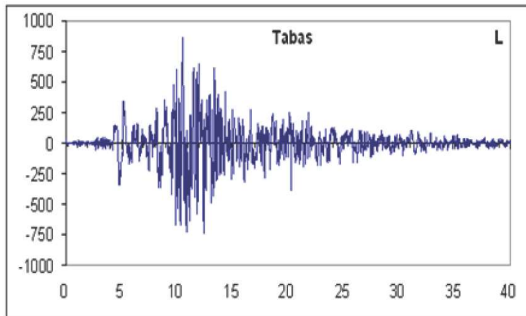
$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] + \sum_{i=1}^m [CF_i] \quad (2)$$

که در آن $[CF_i]$ ماتریس میرایی المان i ام سیال و اسکوز و m تعداد المان های سیال می باشد. ضرایب α و β از رابطه (۳) حاصل می شوند.

$$\begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \end{bmatrix} = \frac{2\omega_i \omega_j}{\omega_j^2 + \omega_i^2} \begin{bmatrix} \omega_j & -\omega_i \\ -1/\omega_j & 1/\omega_i \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \xi_j \\ \xi_i \end{bmatrix} \quad (3)$$

در رابطه فوق ω_i و ω_j فرکانس های دو مود اصلی مخزن و ξ_j و ξ_i میرایی های مربوط به آنها می باشند. ضرایب α و β

برای تحلیل تاریخچه زمانی بکار می رود. در این مطالعات از رکوردهای زلزله های گلبافت، طبس و السنترو که بیشترین تطابق را با شرایط ساختگاه داشته اند استفاده شده است. این رکوردها به صورت سه مؤلفه ای در جهات متعامد بانسبتهای ۱۰۰، ۳۰ و ۳۰ درصد به مخازن اعمال گردیده اند [۶]. نمودار تاریخچه زمانی شتاب زلزله طبس به عنوان نمونه در شکل (۳) نشان داده شده است.



شکل (۳): رکورد شتاب طولی زلزله طبس

۴- کنترل معیارهای آسیب پذیری مورد بررسی

با بهره گیری از نتایج تحلیل های دینامیکی غیرخطی هر یک از مخازن مورد نظر، معیارهای آسیب پذیری مربوطه کنترل گردیده است که در ادامه بررسی می شوند.

۴-۱- کنترل واژگونی

با بهره گیری از ضوابط آیین نامه ASCE، نسبت $M/[D^2(w_L + w_i)]$ برای کلیه مخازن مورد نظر محاسبه گردیده و نتایج آن در جدول (۲) نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می شود فقط مخزن شماره ۵ از نظر واژگونی مشکل دارد.

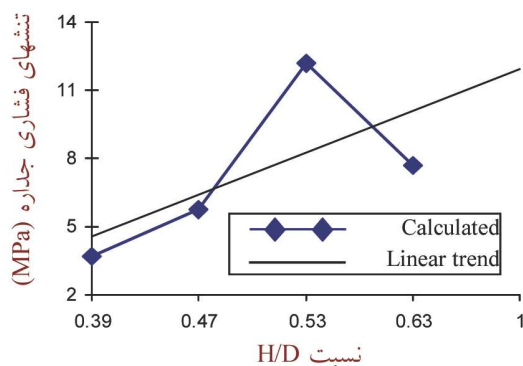
تغییرات میزان واژگونی مخازن بر حسب نسبت ارتفاع به قطر (H/D) در شکل (۴) نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می شود تغییرات مربوطه غیر خطی است که با یک رابطه خطی تقریب زده شده است. روند تغییرات به گونه ای است که با افزایش نسبت (H/D) میزان واژگونی افزایش می یابد.

جدول (۲): نتایج کنترل واژگونی در مخازن مورد نظر

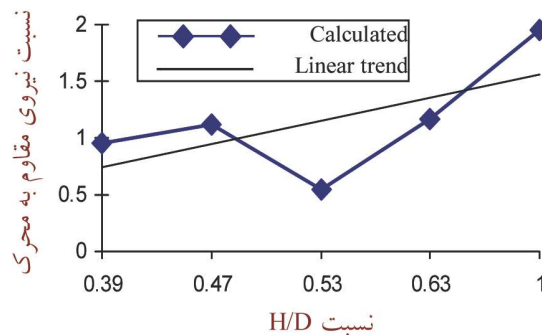
| شماره مخزن | پارامتر مورد بررسی | مقدار بدست آمده | مقدار مجاز | وضعیت آسیب پذیری |
|------------|--------------------|-----------------|------------|------------------|
| ۱ | $M/[D^2(w_L+w_t)]$ | ۰/۹۶۱ | ۱/۵۷ | مناسب |
| ۲ | $M/[D^2(w_L+w_t)]$ | ۱/۱۲۰ | ۱/۵۷ | مناسب |
| ۳ | $M/[D^2(w_L+w_t)]$ | ۰/۵۵۰ | ۱/۵۷ | مناسب |
| ۴ | $M/[D^2(w_L+w_t)]$ | ۱/۱۷۰ | ۱/۵۷ | مناسب |
| ۵ | $M/[D^2(w_L+w_t)]$ | ۱/۹۶۰ | ۱/۵۷ | نامناسب |

جدول (۳): تنش های فشاری جداره و کنترل کمانش الماسی

| شماره مخزن | پارامتر مورد بررسی | مقدار بدست آمده (MPa) | مقدار مجاز (MPa) | وضعیت آسیب پذیری |
|------------|--------------------|-----------------------|------------------|------------------|
| ۱ | تنش فشاری | ۳/۶۹ | ۲۴/۸۶ | مناسب |
| ۲ | تنش فشاری | ۵/۷۳ | ۳۷/۳۶ | مناسب |
| ۳ | تنش فشاری | ۱۲/۱۶ | ۳۲/۳۴ | مناسب |
| ۴ | تنش فشاری | ۷/۶۹ | ۳۹/۳۹ | مناسب |
| ۵ | تنش فشاری | - | - | - |



شکل (۵): تنشهای فشاری جداره بر حسب نسبت H/D



شکل (۴): تغییرات واژگونی مخازن بر حسب نسبت H/D

۴-۳- کنترل کمانش الاستوپلاستیک پافیلی

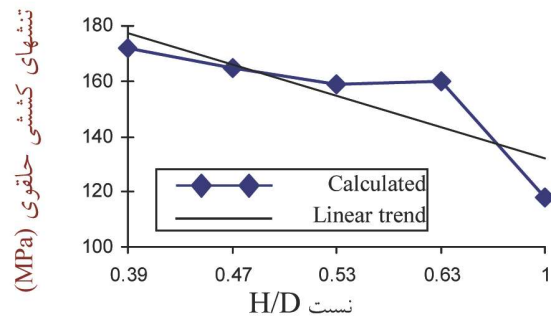
برای کنترل این پدیده، تنش های کششی حلقوی در جداره مخازن تحت اثر آنالیزهای مختلف کنترل شده و نتایج بدست آمده در جدول (۴) نشان داده شده است. نتایج بدست آمده حاکی از آنست که مقدار این تنش در تحلیل طیفی بیشتر از مقادیر بدست آمده از سایر تحلیل ها می باشد. تغییرات این تنش ها بر حسب نسبت H/D در شکل (۶) نشان داده شده است. طبق دستورالعمل ASCE ظرفیت مجاز تنشهای کششی در جداره مخازن برابر با $F_a = 1.6(0.6F_y)$ می باشد که F_y تنش حد جاری شدن فولاد مصرفی است و در مخازن مورد بررسی برابر با ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می باشد. همانطور که ملاحظه می شود مساله کمانش پافیلی در مورد هیچ یک از مخازن مورد نظر مطرح نیست.

۴-۲- کنترل کمانش الاستیک الماسی در جداره

پس از محاسبه نسبت $M/[D^2(w_L+w_t)]$ می توان حداکثر مقدار نیروی فشاری در واحد طول محیط جداره مخزن (b) را بدست آورد. این نیرو با توجه به ضوابط آیین نامه API650 محاسبه شده و سپس تنش فشاری جداره مخزن $(b/1000t)$ با تنش مجاز مربوطه مقایسه شده است (t ضخامت ورق جداره به میلیمتر است). نتایج بدست آمده از این محاسبات در جدول (۳) ارائه شده است. همچنین تغییرات تنش فشاری جداره بر حسب نسبت H/D در شکل (۵) نشان داده شده است. طبق ضوابط آیین نامه API650 کنترل کمانش الاستیک الماسی تنها در مورد مخازنی صورت می گیرد که پایدار بوده و مشکل واژگونی نداشته باشد. در واقع روابط موجود در این آیین نامه برای کنترل کمانش الماسی تنها در مورد مخازن پایدار معتبر می باشد. بنابراین کنترل این پارامتر در مورد مخزن شماره پنج امکان پذیر نیست [۵].

جدول (۴): تنش‌های کششی حلقوی و کنترل کمانش پافیلی

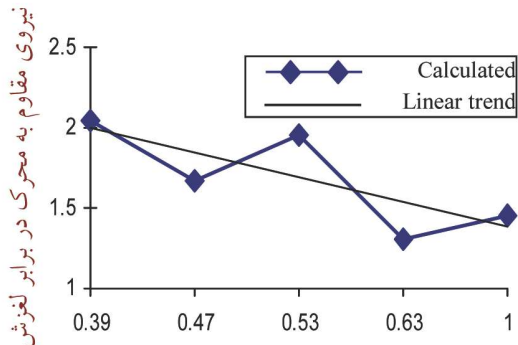
| شماره مخزن | پارامتر مورد بررسی | مقدار بدست آمده (Mpa) | مقدار مجاز (Mpa) | وضعیت آسیب‌پذیری |
|------------|--------------------|-----------------------|------------------|------------------|
| ۱ | تنش کششی | ۱۷۲ | ۲۲۶ | مناسب |
| ۲ | تنش کششی | ۱۶۵ | ۲۲۶ | مناسب |
| ۳ | تنش کششی | ۱۵۹ | ۲۲۶ | مناسب |
| ۴ | تنش کششی | ۱۶۰ | ۲۲۶ | مناسب |
| ۵ | تنش کششی | ۱۱۸ | ۲۲۶ | مناسب |



شکل (۶): تنشهای کششی جداره بر حسب نسبت H/D

جدول (۵): نتایج کنترل لغزش در مخازن

| شماره مخزن | نیروی محرک (MN) | نیروی مقاوم (MN) | نیروی مقاوم به محرک | وضعیت آسیب‌پذیری |
|------------|-----------------|------------------|---------------------|------------------|
| ۱ | ۲۳/۱۴ | ۴۵/۷۸ | ۲/۰۵ | مناسب |
| ۲ | ۱۵/۶۳ | ۳۱/۹۷ | ۱/۶۷ | مناسب |
| ۳ | ۸/۴۵ | ۱۸/۵۳ | ۱/۹۶ | مناسب |
| ۴ | ۷/۴۱ | ۹/۶۹ | ۱/۳۱ | مناسب |
| ۵ | ۴/۸۹ | ۷/۱۵ | ۱/۴۶ | مناسب |



شکل (۷): تغییرات میزان لغزش بر حسب نسبت H/D

۴-۴- کنترل لغزش

به منظور کنترل لغزش مخازن، حداکثر برش پایه به دست آمده برای هر مخزن به عنوان نیروی محرک (V) با استفاده از نتایج تحلیل طیفی و تاریخچه زمانی استخراج شده است. نیروی مقاوم در برابر لغزش توسط وزن سازه و اصطکاک بین کف و بستر مخزن به دست می‌آید. مطابق آیین‌نامه ASCE ضریب اطمینان در برابر لغزش مخازن بایستی ۱/۵ در نظر گرفته شود. همچنین ضریب اصطکاک کف مخزن و بستر نیز برابر ۰/۴ در نظر گرفته شده است. بدین ترتیب برای کنترل لغزش مخازن رابطه (۴) بررسی شده است [۱].

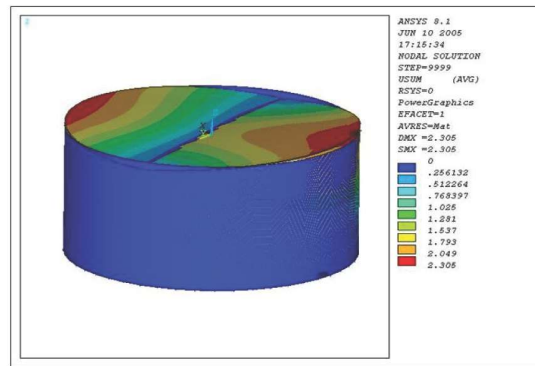
$$0.4W \geq 1.5V \quad (4)$$

که در این رابطه W وزن مخزن و سیال درون آن می‌باشد. نتایج حاصل از کنترل لغزش مخازن مورد بررسی در جدول (۵) و منحنی تغییرات میزان آن بر حسب نسبت H/D در شکل (۷) ارائه شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود مساله لغزش در مخازن مورد نظر وجود ندارد.

۴-۵- کنترل نوسانات سیال (Sloshing) و آسیب سقف

ارتعاش مخزن و سیال درون آن در اثر لرزشهای ناشی از زلزله سبب پدیدار شدن امواجی در سطح سیال درون آن می‌شود. اگر پیش‌بینی‌های لازم در این مورد به عمل نیاید، این امواج سبب وارد آمدن آسیب‌هایی به سقف مخازن می‌گردد. حداکثر ارتفاع امواج ایجاد شده در سطح سیال مخزن شماره دو به عنوان نمونه در شکل (۸) نشان داده شده است. نتایج حاصل از دامنه نوسان سیال در مخازن مورد نظر حاصل از تحلیل‌های دینامیکی در جدول (۶) و منحنی تغییرات آن در شکل (۹) ارائه گردیده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، ارتفاع آزاد موجود (Free Board) در مخازن کافی نبوده و لذا آسیب‌پذیر هستند. یک راه حل برای جلوگیری از آسیب دیدگی سقف مخازن افزایش ارتفاع آزاد و راه حل دوم تقویت سقف مخازن می‌باشد. بر اساس API650 ارتفاع آزاد مورد نیاز معادل ۷۰ درصد ارتفاع موج می‌باشد.

کف مخزن تحت رکوردهای فوق بررسی و حداکثر مقادیر آنها استخراج شده است. نتایج تحلیل در جدول (۷) آمده است. همچنین نتایج نشست نامتقارن بستر در شکل (۱۰) و نتایج بلندشدگی کف مخزن در شکل (۱۱) نشان داده شده است. همان طور که ملاحظه می شود میزان بلند شدگی کف و همچنین میزان نشست بستر در تمام مخازن در محدوده مجاز قرار دارد ولی با افزایش نسبت ارتفاع به قطر (H/D) این مقادیر افزایش می یابند.



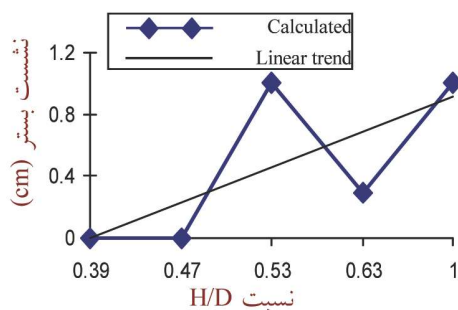
شکل (۸): حداکثر ارتفاع سیال در مخزن شماره ۲ (m)

جدول (۷): مقادیر نشست نامتقارن و بلند شدگی کف مخازن

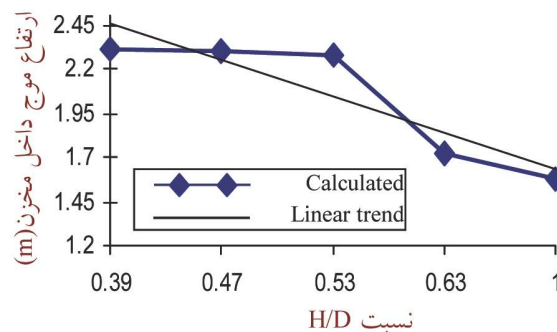
| شماره مخزن | میزان نشست (cm) | حد مجاز (cm) | میزان بلندشدگی (cm) | حد مجاز (cm) | وضعیت آسیب پذیری |
|------------|-----------------|--------------|---------------------|--------------|------------------|
| ۱ | ۰ | ۵ | ۱/۴ | ۳۰ | مناسب |
| ۲ | ۰ | ۵ | ۲/۴ | ۳۰ | مناسب |
| ۳ | ۱/۰ | ۵ | ۱۹/۰ | ۳۰ | مناسب |
| ۴ | ۰/۳ | ۵ | ۶/۵ | ۳۰ | مناسب |
| ۵ | ۱/۰ | ۵ | ۲۴/۰ | ۳۰ | مناسب |

جدول (۶): حداکثر دامنه نوسان سیال مخازن در اثر زلزله

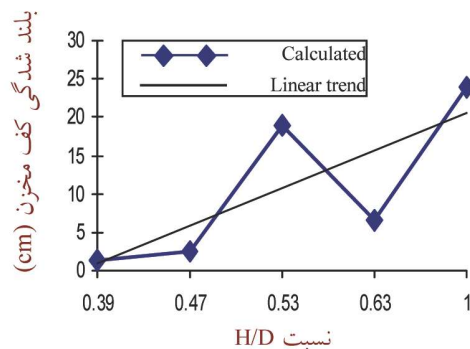
| شماره مخزن | ارتفاع موج (m) | ارتفاع آزاد موجود (m) | ارتفاع آزاد مورد نیاز (m) | وضعیت آسیب پذیری |
|------------|----------------|-----------------------|---------------------------|------------------|
| ۱ | ۲/۳۱۵ | ۰/۶۴ | ۱/۶۲ | نامناسب |
| ۲ | ۲/۳۰۵ | ۰/۶۴ | ۱/۶۱ | نامناسب |
| ۳ | ۲/۲۷۹ | ۰/۵۵ | ۱/۶۰ | نامناسب |
| ۴ | ۱/۷۲۰ | ۰/۵۵ | ۱/۲۰ | نامناسب |
| ۵ | ۱/۵۸۰ | ۰/۶۴ | ۱/۱۱ | نامناسب |



شکل (۱۰): میزان نشست مخازن بر حسب نسبت H/D



شکل (۹): دامنه نوسانات سیال مخازن بر حسب نسبت H/D



شکل (۱۱): میزان بلندشدگی مخازن بر حسب نسبت H/D

۴-۶- کنترل بلندشدگی و نشست نامتقارن بستر

پدیده بلند شدگی و نشست نامتقارن مخازن یک پدیده غیرخطی هندسی می باشد. لذا برای بررسی میزان بلندشدگی کف و نشست ناشی از ضربه این بلندشدگی ها، آنالیز تاریخیچه زمانی غیرخطی بر روی مخازن صورت گرفته است. رکورد زلزله های طیس، گلبافت و السترو که با شرایط ساختمانی سازگاری بیشتری دارند، انتخاب شده اند. پس از آنالیز تاریخیچه زمانی، تغییر مکان قائم گره های

۵- راهکارهای مقاوم سازی

با توجه به محدودیت های موجود در شناخت میزان دقیق خطر لرزه ای یک ساختگاه برای طراحی یا مقاوم سازی، و کاستی های موجود در مدل سازی های تحلیلی نتایج قطعی قابل ارائه نمی باشد، بنابراین همواره پذیرش سطوحی از خطر اجتناب ناپذیر است. در نتیجه، افزودن حاشیه اطمینان و تامین ضوابط طراحی و مقاوم سازی و همچنین بررسی جزئیات با دقت بیشتر می تواند به عملکرد مطمئن و رفتار مناسب مخازن تحت زلزله های محتمل در آینده منجر شود. لذا هدف اصلی در یک پروژه طراحی و یا مقاوم سازی، کاهش خطر و حداقل نمودن آن با در نظر گرفتن امکانات و منابع موجود می باشد.

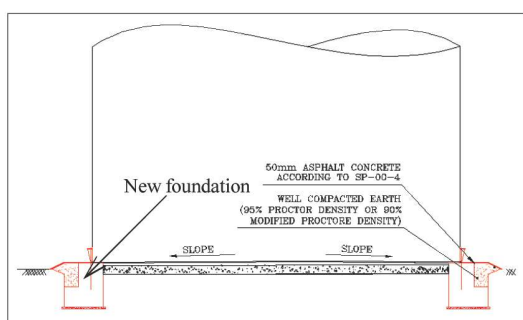
در تمام مخازن بررسی شده، سطح سیال درونی در وضعیت بحرانی قرار گرفته است. بدین ترتیب در ادامه راهکارهایی برای مقاوم سازی این مخازن ارائه گردیده است.

به منظور جلوگیری از آسیب های وارده به سقف در اثر پدیده نوسان سیال (Sloshing) که در تمام مخازن مورد بررسی به وجود می آید، کاهش ارتفاع سیال درون مخازن تا سطوح بیان شده در جدول (۶) کم هزینه ترین راه حل محسوب می شود. در این صورت لازم است میزان ارتفاع آزاد (Free Board) حداقل معادل ۱۳ در صد ارتفاع کل هر مخزن در نظر گرفته شود. در صورتی که به دلایل خاصی کاهش ارتفاع سیال امکان پذیر نباشد، لازم است با افزودن رینگ فولادی در بالای مخزن، تقویت کنج در مقابل ضربات ناشی از نیروی سیال، مقاوم سازی لازم به عمل آید.

نتایج حاکی از آن است که مخزن شماره ۵ با نسبت ارتفاع به قطر مساوی یک دچار واژگونی شده و ناپایدار می باشد، در مورد این مخزن پس از بررسی راه حل های پیشنهادی آیین نامه API650، راه حل افزودن یک رینگ بتنی مسلح در پیرامون مخزن (زیر ورق پوسته) و مهار نمودن جداره مخزن به این رینگ بتنی انتخاب شده است. نمایی از طرح پیشنهادی در شکل (۱۲) نشان داده شده است. میل

مهارهای لازم در فواصل مساوی طوری طراحی می شوند که تحمل تنشها و نیروهای کششی ناشی از لنگر واژگونی را داشته باشند. باید توجه نمود که بر طبق ضوابط آیین نامه API650، فاصله میل مهارها نباید بیشتر از ۳ متر در نظر گرفته شود. همچنین قطر مهارها نباید کمتر از ۲۵ میلیمتر باشد [۵].

تحلیل مجدد مخزن پس از مقاوم سازی نشان می دهد که تنشهای کششی جداره برابر با ۱۲/۳۴ مگاپاسکال می باشد که کمتر از مقدار مجاز (۴۳/۵۸ مگاپاسکال) بوده و لذا قابل قبول می باشد.



شکل (۱۲): نمایی از رینگ بتنی برای مقاوم سازی مخزن شماره ۵

۶- نتیجه گیری

در این تحقیق ۵ مخزن فولادی استوانه ای روزمینی موجود در یک مجتمع نفتی مورد ارزیابی لرزه ای قرار گرفته است. مخازن مورد بررسی در یک ناحیه لرزه خیز قرار دارند که حداکثر شتاب زلزله طرح ساختگاه معادل 0.3g بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران می باشد. مهمترین یافته های حاصل از مطالعات تحلیلی و ارزیابی ضوابط آیین نامه ای به شرح زیر می باشند:

- ۱- به منظور جلوگیری از پدیده واژگونی مخازن مهار نشده، بایستی نسبت ارتفاع به قطر (H/D) آنها از ۰/۷ کمتر باشد. این نسبت در آیین نامه های موجود به ۰/۶ محدود شده است.
- ۲- با افزایش نسبت ارتفاع به قطر (H/D)، خطر کماتش الاستیک الماسی در جداره نیز افزایش می یابد.

مراجع

- 1- ASCE.; "Guidelines for Seismic Evaluation and Design of Petrochemical Facilities", American Society of Civil Engineers, 1997.
- 2- El-zeiny, A.A. "Factors Affecting the Nonlinear Seismic Response of unanchored Tank", 16th ASCE Engineering Mechanics Conference, University of Washington, Seattle, July 16-18, 2003.
- 3- KOLLER, M.; MALHOTRA, P.; "Seismic Evaluation of Unanchored Cylindrical Tanks", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, P.P. 2534, August 1-6, 2004.
- 4- N.A. Hosseinzadeh, Ali Valaee, "Seismic vulnerability analyses of cylindrical Steel above ground Tanks in an oil refinery complex" First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (1st ECEES), Geneva, Switzerland, 2006;
- 5- API STANDARD 650; "Welded steel Tanks for oil storage" American Petroleum Institute, Tenth Edition, November 1998, Adendum 1, March 2000.
- 6- مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، «آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله- استاندارد ۸۴-۲۸۰۰ ایران»، نشریه شماره ض-۲۵۳، ویرایش سوم، ۱۳۸۴.

- ۳- با افزایش نسبت ارتفاع به قطر (H/D)، میزان کمانش الاستوپلاستیک کاهش می‌یابد. همچنین، در مخازن با قطر بزرگتر، خطر کمانش الاستوپلاستیک پافیلی بیشتر است.
- ۴- در مخازن مورد مطالعه پدیده لغزش بستر اتفاق نمی‌افتد. تجربه زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد که تاکنون در مخازن با قطر بزرگتر از ۹ متر لغزش قابل ملاحظه‌ای دیده نشده است.
- ۵- با افزایش قطر مخازن دامنه نوسان سیال داخل آنها (Sloshing) نیز افزایش می‌یابد، لیکن با افزایش نسبت ارتفاع به قطر (H/D)، این دامنه کاهش می‌یابد. ارتفاع آزاد سیال حداقل بایستی ۱۳ درصد ارتفاع کل مخزن باشد تا از آسیب دیدگی سقف جلوگیری شود.
- ۶- با افزایش نسبت ارتفاع به قطر (H/D)، میزان بلندشدگی کف و همین‌طور میزان نشست کف نیز افزایش می‌یابد. در مخازن بررسی شده که نسبت‌های ارتفاع به قطر کوچکتر از یک بوده است ($H/D \leq 1$) میزان بلندشدگی و نشست بستر کمتر از مقادیر مجاز آیین‌نامه‌ای می‌باشد.

ضریب رفتار مخازن هوایی بتنی با پایه لوله‌ای

فرامرز خوشنودیان^۱، روح‌الله جلالی^۲

چکیده

هدف از این مقاله تعیین ضریب رفتار مخازن هوایی بتنی با پایه لوله‌ای به کمک روش‌های تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی می‌باشد. ابتدا با استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی با PGA فزاینده منحنی‌های ظرفیت دینامیکی سازه استخراج شده و ضریب رفتار سازه با کمک روابط معتبر محاسبه می‌گردد و سپس با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و با در نظر گرفتن الگوهای بارگذاری مختلف نیز ضریب رفتار برآورد می‌گردد. لازم به ذکر است که اثرات برش در سازه نیز اعمال شده است. در پایان نیز فرمول‌بندی تحلیلی برای تعیین ضریب رفتار به ازای الگوهای مختلف بارگذاری پیشنهاد شده است. در این روش تحلیلی، اثرات $P-\Delta$ ، نوع بارگذاری، اثرات تشکیل چند مفصل در پایه و تغییرات سختی در ارتفاع پایه نیز لحاظ شده است. نتایج به دست آمده نشان می‌دهند روش تحلیلی پیشنهادی دارای دقت مناسبی نسبت به روش پوش آور می‌باشد. بهترین الگوی بارگذاری برای محاسبه ضریب رفتار مخازن هوایی با پایه لوله‌ای به روش تحلیل استاتیکی غیرخطی الگوی بارمتمرکز بوده و استفاده از آن برای تحلیل پوش آور مخازن توصیه می‌شود. برای محاسبه مقاومت برشی مقاطع لوله‌ای روش UCSD نسبت به سایر روش‌ها دقیق‌تر و روش Whittaker بسیار محافظه‌کارانه می‌باشد. همچنین برای رسیدن به ضریب رفتار ۳ که در استاندارد ۲۸۰۰ و آیین‌نامه مخازن (نشریه ۱۲۳) آورده شده است بایستی جزییات مناسب برای شکل‌پذیری استفاده شود.

کلمات کلیدی:

مخازن هوایی آب، مفصل پلاستیک، تحلیل دینامیکی غیرخطی، ضریب رفتار

Response Modification Factor of Shaft Supported Concrete Elevated Water Tanks

F. Khoshnoudian, R. Jalali

ABSTRACT

The purpose of this paper is determination of response modification factor of shaft supported concrete elevated water tanks using nonlinear static (pushover) and nonlinear dynamic analysis. At First, using incremental nonlinear time history analysis, the seismic capacity curve is obtained and structural response modification factor has been computed. Then response modification factor is computed using pushover analysis with several load patterns. Shear effect on structural behavior is evaluated using the new procedure. Finally, using the proposed analytical procedure, the response modification factor is calculated. In the analytical method the effects of $P-\Delta$, type of loading, plastic hinge in shaft and effect of stiffness variability in height of shaft is considered. The result represents the validity of the proposed analytical procedure.

Key word:

Elevated Water Tanks, Plastic Hinge, Nonlinear Time History Analysis, Seismic Modification Factor

۱. استادیار گروه سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر (پلی تکنیک تهران) khoshnud@aut.ac.ir

۲. کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر (پلی تکنیک تهران) roohallah_jalali@yahoo.com

۱- مقدمه

مخازن هوایی جزء آن دسته از سازه‌ها با اهمیت بالا می‌باشند که عملکرد آن بعد از زلزله به دلیل تامین آب مورد نیاز برای آشامیدن و مهار آتش‌سوزی‌های ناشی از زلزله بایستی ادامه داشته باشد. به طور کلی در مورد محاسبه ضریب رفتار مخازن هوایی با پایه لوله‌ای کارهای اندکی انجام شده است. مسعودی و همکاران (Masudi et al. 2006) توانستند اثرات چندمؤلفه‌ای زلزله را بر روی ضریب رفتار مخازن هوایی با پایه لوله‌ای با کمک تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی بررسی کنند [2].

فرمول‌بندی به کار برده شده توسط آن‌ها بر اساس آیین‌نامه FEMA 274 می‌باشد. در این مقاله محاسبه ضریب رفتار این نوع سازه با روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و روش تحلیلی مورد بررسی قرار گرفته است. [1] در این تحقیق از فرمول‌بندی دینامیکی دیگری که در ادامه تشریح می‌شود، استفاده شده است. ابتدا نحوه مدل‌سازی مفصل‌های پلاستیک ارایه شده و سپس بر اساس روش تحلیل پوش آور و تحلیل تاریخچه زمانی با PGA فزاینده ضریب رفتار محاسبه می‌گردد. در پایان نیز یک روش تحلیلی پیشنهادی ارایه شده و صحت آن با مقایسه با روش‌های مختلف مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۲- مدل مورد بررسی و فرضیات

سازه مورد مطالعه یک مخزن بتنی هوایی با پایه لوله‌ای به ظرفیت ۱۵۰ متر مکعب واقع در استان سیستان و بلوچستان می‌باشد (شکل ۱). ارتفاع پایه تا زیر قسمت مخروطی یا ماهیچه‌ای مخزن ۱۸/۶۸ متر، قطر خارجی پایه ۲/۷ متر و ضخامت آن ۳۵ سانتیمتر، قطر مخزن فوقانی ۸/۴۴ متر، ارتفاع آن ۳/۶ متر و ضخامت آن ۰/۲۲ متر، قطر لوله داخلی مخزن ۱/۴۴ متر و ضخامت آن ۰/۲۲ متر، ضخامت دال کف و پوسته مخروطی مخزن ۰/۲۵ متر، ضخامت سقف ۰/۱۸ متر، ارتفاع دست انداز بام ۰/۵ متر و ضخامت آن ۰/۱ متر می‌باشد [1].

بیشتر خرابی این نوع مخازن در زلزله‌های گذشته ناشی از

خرابی پایه مخزن بوده و به پوسته‌ی مخزن آسیب جدی وارد نشده است، در نتیجه می‌توان فرض نمود پوسته‌ی مخزن در حین حتی یک زلزله قوی دارای رفتار خطی می‌باشد، به همین دلیل و از طرفی به دلیل زمان‌بر بودن تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، به جای مدل‌سازی پوسته مخزن با المان‌های shell، از المان‌های Frame صلب با جرم‌های متمرکز معادل استفاده شده است که نحوه تعیین مقادیر و موقعیت جرم‌های متمرکز معادل در مرجع [1] به طور کامل آمده است. موقعیت جرم‌های متمرکز معادل طوری انتخاب می‌شود که ممان اینرسی دورانی کل سیستم معادل با ممان اینرسی دورانی مدل اصلی برابر گردد. پایه مخزن نیز به ۱۰ قسمت مساوی تقسیم شده و به هر گره، جرمی برابر یک دهم جرم کل پایه و یک مفصل پلاستیک اختصاص می‌دهیم [2]. کلیه مراحل مدل‌سازی و تحلیل سازه توسط برنامه SAP2000 ویرایش 8.3.1 انجام شده است [3].

۳- مدل‌سازی اندرکنش آب و سازه

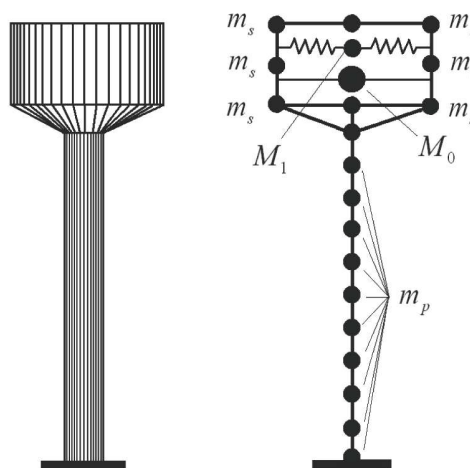
برای مدل‌سازی اندرکنش آب و سازه از روش هازنر استفاده شده است. در این روش جرم آب به دو بخش سخت و موج دسته‌بندی می‌گردد که جرم سخت به واسطه لینک صلب و جرم موج به وسیله فنر انتقالی به دیواره مخزن وصل می‌شوند (شکل ۱). لازم به ذکر است برای مدل‌سازی پارامترهای اندرکنش آب و سازه از روابط اصلاح شده نیومارک استفاده شده است [4].

۴- مدل‌سازی مفصل پلاستیک

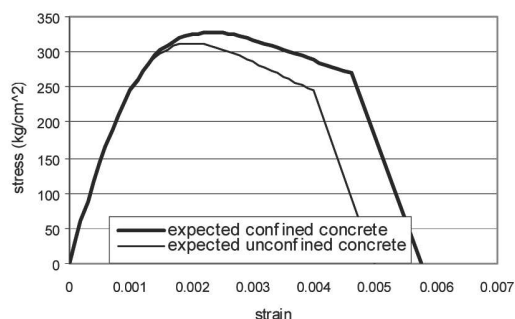
منحنی رفتاری واقعی یک مفصل پلاستیک همانند شکل (۲-الف) می‌باشد که برای سادگی مطابق شکل (۲-ب) به صورت دوخطی تبدیل شده و در برنامه‌های تحلیل غیرخطی از آن استفاده می‌شود. کلیه مشخصات رفتاری مفصل پلاستیک مانند شکل‌پذیری و مقاومت افزون، از دوخطی کردن منحنی لنگر انحنای حاصل از تحلیل لنگر انحنای محاسبه شده است [5].

۴-۱- مدل رفتاری بتن

برخلاف هسته مقاطع توپر، که به واسطه نیروی محوری فشاری تحت تنش سه‌محوره قرار می‌گیرند، هسته مقطع لوله‌ای پایه مخازن هوایی تحت تنش دو محوره قرار می‌گیرد [6]. بنابراین برای مدل سازی منحنی رفتاری بتن محصور شده (بتن هسته) و بتن محصور نشده (بتن پوسته) مقطع لوله‌ای از مدل رفتاری مندر (Mander) به خاطر عمومیت آن برای محصور شدگی دو محوره استفاده شده است [7]. براساس روابط توصیه شده توسط مندر منحنی رفتاری برای بتن محصور شده هسته و بتن محصور نشده



شکل (۱): معادل سازی جرم سازه و آب با جرم‌های معادل



شکل (۳): مدل رفتاری بتن

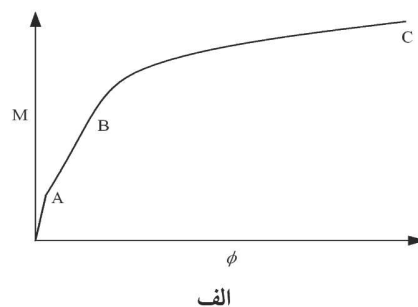
۴-۲- مدل رفتاری فولاد

برای فولاد، از مدل رفتاری سخت‌شوندگی پارک (Park) استفاده شده است [8]. با جایگذاری مشخصات رفتاری در رابطه Park، رابطه سهموی (۱) برای شاخه منحنی شکل نمودار رفتاری به دست آمده است (شکل ۴).

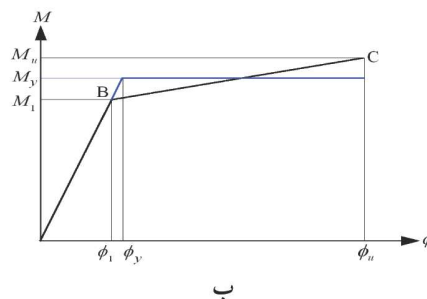
$$f_s = f_{ye} \left[1.67 - 0.67 \left(\frac{0.14 - \varepsilon_s}{0.12} \right)^2 \right] \quad (1)$$

در رابطه (۱)، کرنش فولاد و f_{ye} تنش مورد انتظار فولاد است. منحنی‌های لنگر-انحنای $(M-\phi)$ دو خطی شده‌ی شکل (۲-ب) به منحنی لنگر-دوران $(M-\theta)$ تبدیل شده و در برنامه SAP2000 از آن‌ها استفاده می‌شود.

این تبدیل بر اساس رابطه $\theta_i = I_p \phi_i$ انجام شده و طول مفصل پلاستیک یعنی I_p ، برای مقاطع بتنی مربع و مستطیل به طور تقریبی برابر نصف ارتفاع مقطع ($I_p = 0.5D$) در نظر گرفته می‌شود [9]. برای مقاطع لوله‌ای این طول



الف



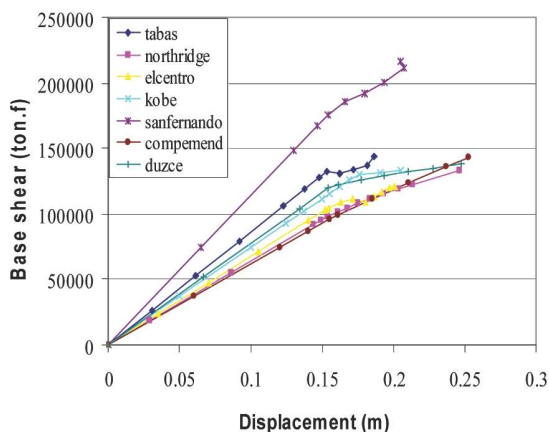
ب

شکل (۲): الف) منحنی لنگر - انحنای،

ب) منحنی دوخطی و الاستوپلاستیک ایده‌آل متناظر

برای انجام تحلیل لنگر انحنای بایستی از مشخصات مکانیکی مورد انتظار اجزای مقطع (فولاد و بتن) استفاده نمود. در این مقاله مقاومت مورد انتظار بتن و فولاد به ترتیب برابر $f_{ce} = 1.3 f'_c$ و $f_{ye} = 1.1 f_y$ در نظر گرفته شده است.

شد. نتایج به دست آمده نشان‌دهنده‌ی بحرانی‌تر بودن حالت پر بادرنظر گرفتن اندرکنش آب و سازه، نسبت به سایر حالات می‌باشد. بنابر این ضریب رفتار در حالت پر و با درنظر گرفتن اندرکنش آب و سازه محاسبه شده است. نمودارهای ظرفیت دینامیکی در شکل (۶) نشان داده شده است.



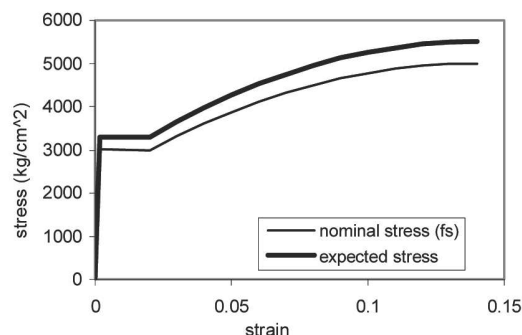
شکل (۶): نمودار ظرفیت دینامیکی

در مرجع [13] برای محاسبه ضریب رفتار از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی با PGA فزاینده، رابطه زیر ارائه شده است:

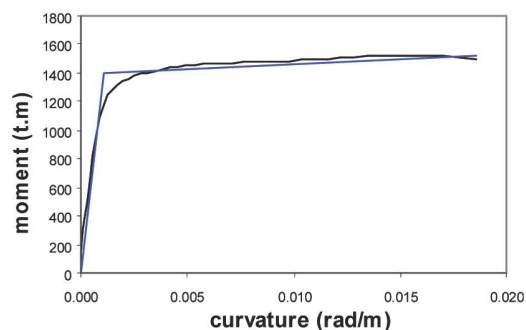
$$R = R_{\mu} \cdot \Omega = \frac{\lambda_u V_1}{\lambda_y V_d} \quad (2)$$

در رابطه بالا، λ_u و λ_1 به ترتیب PGA متناظر با گسیختگی و تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه و V_1 و V_u برش پایه در حالت گسیختگی و تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه می‌باشد و V_d نیز برش پایه طراحی سازه می‌باشد. از طرفی R_{μ} ضریب شکل‌پذیری و Ω مقاومت افزون کلی سازه می‌باشد. خلاصه نتایج در جدول (۱) گردآوری شده است.

برابر $I_p = 0.2D$ فرض شده است [10]. نمونه‌ای از منحنی لنگر انحناى مقطع لوله‌ای پایه مخزن در شکل (۵) آورده شده است.



شکل (۴): الف منحنی رفتاری فولاد



شکل (۵): نمونه‌ای از منحنی لنگر-انحنا

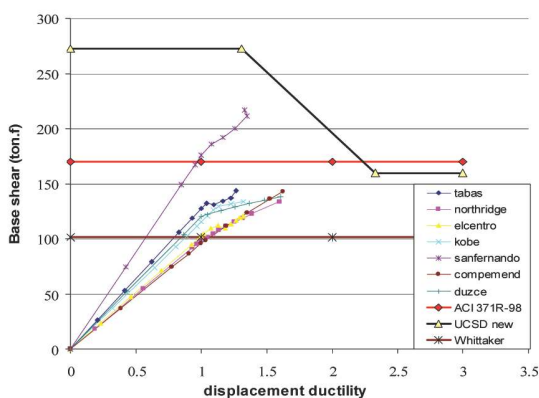
۵- محاسبه ضریب رفتار بدون در نظر گرفتن اثر برش

برای محاسبه ضریب رفتار، از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی با PGA فزاینده استفاده شده است. در این تحلیل، سازه تحت یک شتاب‌نگاشت مشخص، اما با PGAهای فزاینده تحلیل می‌گردد. در هر تحلیل، مقدار برش پایه و PGA متناظر با حد اولین تسلیم و گسیختگی کلی سازه ثبت می‌شود. با وصل کردن نقاط متناظر با برش و تغییر مکان حداکثر در هر تحلیل، منحنی ظرفیت دینامیکی سازه به دست می‌آید [11]. برای تحلیل تاریخچه زمانی از هفت شتاب‌نگاشت که منطبق با خاک منطقه که نوع II می‌باشد، استفاده شده است و در جدول (۱) نتایج آن آورده شده است. ابتدا تحلیل در حالت‌های مختلف قرارگیری آب (پر، دو سوم پر، یک سوم پر) با اثر اندرکنش آب و سازه انجام

جدول (۱) : خلاصه نتایج به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی با PGA فزاینده

| نام رکورد | PGA تسلیم | PGA نهایی | نسبت PGA | تغییر مکان تسلیم | تغییر مکان نهایی | برش تسلیم | برش نهایی | ضریب رفتار |
|-------------|-------------|-------------|-----------------------|------------------|------------------|--------------|--------------|------------|
| | λ_1 | λ_u | λ_u/λ_1 | $\delta_1 (m)$ | $\delta_u (m)$ | $V_1 (kg.f)$ | $V_u (kg.f)$ | R |
| Tabas | 0.8396 | 1.0593 | 1.262 | 0.148 | 0.187 | 127816 | 143815 | 2.06 |
| Northridge | 0.65373 | 0.9009 | 1.378 | 0.154 | 0.247 | 98646.3 | 133508 | 1.73 |
| Elcentro | 0.69146 | 0.9122 | 1.319 | 0.152 | 0.201 | 102891 | 120539 | 1.73 |
| kobeh | 0.75958 | 0.964 | 1.269 | 0.155 | 0.205 | 115322 | 133321 | 1.87 |
| Sanfernando | 1.56191 | 2.0803 | 1.332 | 0.154 | 0.205 | 175863 | 216597 | 3 |
| Compemend | 0.52334 | 0.782 | 1.494 | 0.155 | 0.253 | 95793.7 | 143133 | 1.83 |
| Duzce | 0.85367 | 1.2697 | 1.487 | 0.154 | 0.248 | 119824 | 138188 | 2.27 |
| (Average) | 0.84047 | 1.1383 | 1.363 | 0.153 | 0.221 | 119451 | 147014 | 2.07 |

ظرفیت متناظر با هر شتاب‌نگاشت انجام شده و در نهایت با میانگین‌گیری از آن‌ها ضریب رفتار متوسط به دست می‌آید. خلاصه کارهای انجام شده در این وضعیت در جدول (۲) گردآوری شده است.



شکل (۷) : تقاطع نمودار ظرفیت برشی و خمشی برای تعیین نقطه عملکرد

جدول (۲) : مقادیر ضریب رفتار با در نظر گرفتن مقاومت

برشی بر اساس روابط مختلف

| روش محاسبه مقاومت برشی | | | نام رکورد |
|------------------------|-----------|---------|-------------|
| UCSD new | Whittaker | ACI 371 | |
| 2.06 | 1 | 2.06 | Tabas |
| 1.73 | 1.34 | 1.73 | Northridge |
| 1.73 | 1 | 1.73 | Elcentro |
| 1.87 | 1 | 1.87 | kobe |
| 3 | 1 | 1 | Sanfernando |
| 1.83 | 1.37 | 1.83 | Compemend |
| 2.27 | 1 | 2.27 | Duzce |
| 2.07 | 1.1 | 1.78 | R(Average) |

در سازه مورد بررسی مقدار برش پایه طرح که بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده است برابر $V_d=78.4$ تن می‌باشد. با توجه به جدول (۱) ملاحظه می‌شود که مقدار ضریب رفتار به نوع شتاب‌نگاشت وابسته و در نتیجه ضریب رفتار متناسب با هر شتاب‌نگاشت محاسبه شده و سپس با میانگین‌گیری از ضریب رفتارهای محاسبه شده برای رکوردهای مختلف، ضریب رفتار میانگین به دست آمده است.

بر اساس ستون آخر جدول (۱) مقدار میانگین ضریب رفتار به دست آمده از هفت شتاب‌نگاشت برابر ۲/۰۷ می‌باشد و این در حالی است که در استاندارد ۲۸۰۰، ضریب رفتار مخازن هوایی با پایه لوله‌ای برابر ۳ توصیه شده است. علت این اختلاف پایین بودن شکل‌پذیری مقطع پایه به علت عدم وجود جزئیات ویژه برای شکل‌پذیری می‌باشد.

۶- محاسبه ضریب رفتار با در نظر گرفتن برش

برای محاسبه مقاومت برشی مقاطع لوله‌ای روابط مختلفی رایج شده است که شامل روش ویتکر (Whittaker) [10]، روش UCSD [13] و روش ACI 371 [14] می‌باشد. با رسم منحنی ظرفیت خمشی و برشی در یک صفحه، نقطه تقاطع آن‌ها مشخص شده و سپس ضریب رفتار متناظر با این نقطه به دست می‌آید (شکل ۷). این کار برای منحنی

با توجه به جدول (۲) اگر میانگین حاصل از این سه روش محاسبه مقاومت برشی مقطع را به عنوان معیار انتخاب کنیم، مقدار ضریب رفتار با در نظر گرفتن برش برابر ۱/۶۵ می‌گردد. در نتیجه در نظر گرفتن برش سبب کاهش ۲۰ درصدی مقدار ضریب رفتار سازه شده است.

۷-۱- ارایه یک روش تحلیلی برای محاسبه ضریب رفتار

در این بخش نحوه فرمول‌بندی تحلیلی برای محاسبه ضریب رفتار مخازن هوایی با پایه لوله‌ای و به دنبال آن یک روش گام به گام تحلیلی برای این کار ارایه شده است. قبل از ارایه این فرمول‌بندی تحلیلی، روابط پایه تشریح می‌شوند. با استفاده از شکل (۲-ب) تعاریف زیر ارایه می‌گردد. در این فرمول‌بندی تحلیلی اثرات $P-\Delta$ ، اثر نوع بارگذاری، اثرات تغییرات سختی در ارتفاع پایه مخزن و همچنین اثرات چند مفصلی شدن پایه نیز در نظر گرفته شده است.

۷-۱-۱- شکل پذیری انحنای مقطع

مطابق شکل (۲-ب) دو نوع شکل‌پذیری انحنای تعریف می‌کنیم: یکی متناظر با حالت دوخطی که از رابطه $\mu'_\phi = \phi_u / \phi_1$ و برابر نسبت انحنای نهایی به انحنای اولین تسلیم و دیگری متناظر با حالت الاستوپلاستیک، که برابر انحنای نهایی به انحنای تسلیم ایده‌آل می‌باشد و از رابطه $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$ به دست می‌آید...

۷-۲- مقاومت افزون مقطع

مطابق شکل (۲-ب) برای مقاومت افزون نیز دو تعریف ارایه می‌کنیم. مقاومت افزون در حالت دوخطی از رابطه $\Omega' = M_u / M_1$ و مقاومت افزون در حالت الاستوپلاستیک برابر $\Omega = 1$ می‌باشد.

۷-۳- محاسبه شکل‌پذیری تغییر مکان سازه

نسبت تغییر مکان نهایی به تغییر مکان تسلیم سازه را

شکل‌پذیری تغییر مکان سازه می‌نامند. در مراجع [9] برای شکل‌پذیری تغییر مکان رابطه $\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y$ ارایه شده است که در آن Δ_u تغییر مکان نهایی و Δ_y تغییر مکان حد اولین تسلیم معرفی شده است. اما در این مقاله تعریف شکل‌پذیری تغییر مکان تعریف می‌شود: یکی متناظر با حد اولین تسلیم سازه یعنی μ'_Δ و دیگری متناظر با حد تسلیم کلی سازه یعنی μ_Δ . شکل‌پذیری حد اولین تسلیم سازه از رابطه $\mu'_\Delta = \Delta_u / \Delta_1$ و شکل‌پذیری تغییر مکان کلی سازه از رابطه $\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y$ به دست می‌آید. در این رابطه Δ_1 تغییر مکان اولین تسلیم و Δ_y تغییر مکان تسلیم ایده‌آل سازه می‌باشد. تغییر مکان نهایی سازه از رابطه (۳) به دست می‌آید که شامل سه بخش می‌باشد.

$$\Delta_u = \Delta_p + \Delta_1 + d\Delta_1 \quad (3)$$

در رابطه بالا Δ_u تغییر مکان نهایی سازه، Δ_p تغییر مکان پلاستیک سازه، $d\Delta_1$ تغییر مکان الاستیک اضافی ناشی از اضافه مقاومت خمشی مفصل پلاستیک تا حد گسیختگی است. برای مفصل الاستوپلاستیک مقدار $d\Delta_1$ صفر می‌باشد.

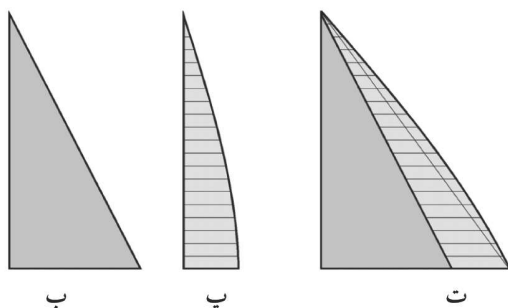
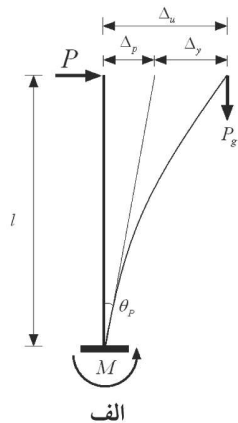
مطابق شکل (۸) سازه‌ی طره‌ای را در نظر بگیرید و فرض کنید به واسطه بار متمرکز P یک مفصل پلاستیک در پای سازه تشکیل شود. اجزای تغییر مکان نهایی سازه در شکل (۸) نشان داده شده است. در شکل (۸) نیروی اولین تسلیم سازه، dP_1 اضافه نیروی ناشی از مقاومت افزون مفصل برای گسیختگی سازه، $d\Delta_1$ اضافه تغییر مکان الاستیک سازه، dM_1 اضافه لنگر ناشی از مقاومت افزون مفصل، M_1 لنگر تسلیم سازه، Ω' مقاومت افزون مفصل می‌باشد. بر اساس مرجع [5] شکل‌پذیری تغییر مکان متناظر با اولین تسلیم سازه از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\mu'_\Delta = \Omega' + 3\left(\mu_\phi - 1\right) \frac{I_p}{I} \left(1 - 0.5 \frac{I_p}{I}\right) \quad (4)$$

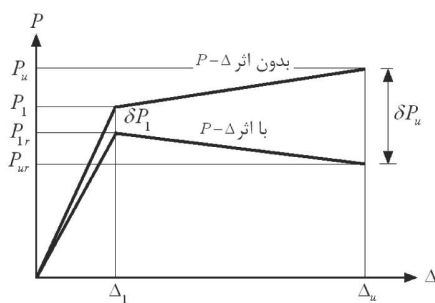
گرفته شده است. با انجام محاسبات رابطه (۷) برای شکل پذیری تغییرمکان کاهش یافته بادر نظر گرفتن اثر $P-\Delta$ به دست آمده است:

همچنین نسبت شیب قسمت غیرالاستیک به الاستیک با اثر $P-\Delta$ برابر است با:

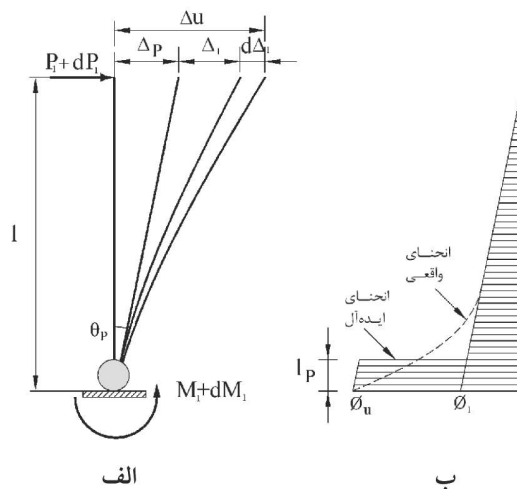
$$\eta = \frac{\Omega'_{P-\Delta} - 1}{\mu'_{\Delta} - 1} \quad (۶)$$



شکل (۹): الف) سازه و بارگذاری ب) دیاگرام لنگر ناشی از نیروی جانبی P پ) دیاگرام لنگر ناشی از اثر $P-\Delta$ ت) دیاگرام لنگر ترکیبی



شکل (۱۰): منحنی بار-تغییرمکان با و بدون اثر $P-\Delta$



شکل (۸): الف- پارامترهای رفتاری سازه، ب- توزیع انحنای واقعی و ایده آل در پایه مخزن

۷-۴-۷ اثر $P-\Delta$

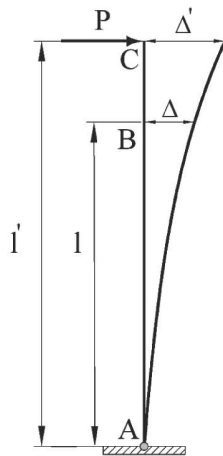
مطابق شکل (۹) به یک سیستم یک درجه آزادی با بار محوری موثر P_g وارد بر مرکز جرم مخزن، نیروی P وارد می شود. در نتیجه مطابق شکل ۹ تغییرمکان های جانبی در سازه ایجاد می گردد.

اثر $P-\Delta$ نمودار بار جانبی در مقابل تغییرمکان را مطابق شکل (۱۰) تغییر می دهد و سبب کاهش نیروی جانبی متناظر با حد تسلیم و حد نهایی سازه خواهد شد که اثر کاهش نیروی جانبی متناظر حد نهایی سازه بیشتر بوده و سبب کاهش شیب منحنی بار تغییرمکان می گردد. برای مفاصل الاستوپلاستیک شیب خط دوم منفی می گردد. در اینجا فرض می شود اثر $P-\Delta$ بر روی تغییرمکان تسلیم و نهایی سازه تاثیری ندارد [15].

با توجه به شکل (۱۰) و با انجام محاسبات هندسی، رابطه زیر برای مقاومت افزون سازه با اثر $P-\Delta$ ، استخراج شده است:

$$\Omega'_{P-\Delta} = \frac{\Omega' - \mu_{\Delta} \gamma}{1 - \gamma} \quad (۵)$$

شکل پذیری تغییرمکان سازه وابسته به تغییرمکان نهایی سازه می باشد که از سه قسمت $d\Delta_1$ و Δ_1 و Δ_p تشکیل شده است. در این میان اثر $P-\Delta$ بر روی $d\Delta_1$ در نظر



الف) بار متمرکز

$$\mu'_{P\Delta} = \mu_{\Delta} - \gamma(\mu_{\Delta} - 1) \quad (7)$$

در حالی که بیش از یک مفصل پلاستیک در پای سازه تشکیل شود باید از رابطه کلی زیر استفاده نماییم:

$$\mu'_{P\Delta} = \Omega' - \gamma(\mu_{\Delta} - 1) + \frac{\Delta_P}{\Delta_1} \quad (8)$$

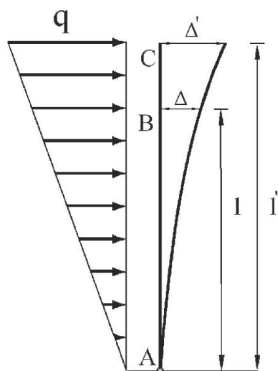
۵-۷- اصلاح تغییر مکان اولین تسلیم سازه برای اثر نوع

بارگذاری و موقعیت نقطه کنترل

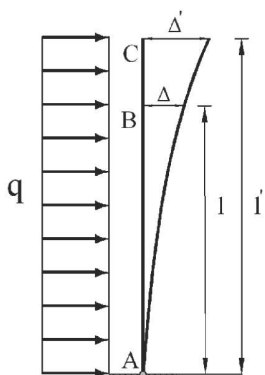
نوع بارگذاری تغییر مکان تسلیم سازه را تغییر می‌دهد. لذا اگر یک بار متمرکز در بالای طره وارد شود، تغییر مکان تسلیم سازه در نقطه اثر بار از رابطه $\Delta_1 = \phi_1 l^2 / 3$ به دست می‌آید. اما اگر بار وارده در نقطه قبلی اعمال نشود و یا اینکه از نوع بارگسترده باشد، مقدار تغییر مکان تسلیم برای نقطه کنترل مورد نظر تغییر می‌کند در ادامه برای سه الگوی بارگذاری متداول نشان داده شده در شکل (۱۱) تغییر مکان اولین تسلیم برای نقطه کنترل‌های مختلف محاسبه می‌شود. با توجه به شکل (۱۱) نقطه B به عنوان نقطه کنترل در نظر گرفته شده و نقطه C به عنوان حداکثر تراز ارتفاعی اعمال بار برای بارهای گسترده و به عنوان نقطه اعمال بار برای حالت بار متمرکز می‌باشد. لازم به ذکر است در محاسبه ضریب رفتار، موقعیت نقطه کنترل پارامتری تاثیر گذار می‌باشد. برای راحتی کار کلیه تغییر مکان‌های تسلیم به دست آمده در هر مدل بارگذاری و برای هر تراز نقطه کنترل، صورت ضریبی از تغییر مکان تسلیم ایده آل، Δ_{10} ، مطابق رابطه (۹) فرمول بندی شده است.

$$\Delta_{1i} = \xi_i \Delta_{10} \quad (9)$$

Δ_{10} تغییر مکان تسلیم ایده آل برای حالت بار متمرکز بوده و برابر $\Delta_{10} = \phi_1 l^2 / 3$ می‌باشد. ضریب ξ_i از جدول (۳) به دست می‌آید.



ب) بار گسترده



پ) بار مثلی

شکل (۱۱): حالت‌های مختلف بارگذاری

جدول (۳): محاسبه ضریب ξ_i برای بارگذاری‌های مختلف

| ξ_i | مدل بارگذاری |
|---|--------------|
| $\xi_c = \frac{1}{2} \left(3 - \left(\frac{l}{l'} \right) \right)$ | متمرکز |
| $\xi_u = \frac{1}{4} \left(\left(\frac{l}{l'} \right)^2 - 4 \left(\frac{l}{l'} \right) + 6 \right)$ | یکنواخت |
| $\xi_t = \frac{3}{40} \left(\left(\frac{l}{l'} \right)^3 - 10 \left(\frac{l}{l'} \right) + 20 \right)$ | مثلی |

۷-۶- اصلاح تغییر مکان تسلیم به خاطر متفاوت بودن

ضریب کاهش سختی در امتداد پایه

با افزایش تراز ارتفاعی پایه، مشخصات هندسی مقطع همچون سطح مقطع آرمانورها و مقدار نیروی محوری وارد بر مقطع کاهش یافته و در نتیجه مقدار ضریب کاهش سختی خمشی مقطع نیز کاهش می‌یابد. برای محاسبه تغییر مکان سازه در این وضعیت از روش کاستیگلیانو استفاده شده است. یک ستون طره‌ای را در نظر گرفته که بار متمرکزی به انتهای آن اثر نموده و طول ستون به n قسمت تقسیم شده که هر قسمت دارای یک ضریب کاهش سختی مشخصی می‌باشد. برای این وضعیت با استفاده از فرمول تغییر شکل کاستیگلیانو رابطه زیر را می‌توان استخراج نمود:

$$\Delta = \frac{PJ^3}{3EI} \beta \quad (10)$$

$$\beta = \sum_{i=1}^n \frac{\left(1 - \sum_{j=1}^{i-1} \frac{I_j}{I}\right)^3 - \left(1 - \sum_{j=1}^i \frac{I_j}{I}\right)^3}{\alpha_i}$$

در رابطه بالا α_i سختی خمشی قطعه i ام، I طول پایه تا مرکز جرم مخزن و I_j فاصله قطعه j ام تا تراز پایه می‌باشد. نسبت $\alpha_{average} = 1/\beta$ را ضریب کاهش سختی معادل می‌نامیم. در محاسبات دستی ابتدا تغییر مکان تسلیم بر اساس ضریب α_1 محاسبه شده و سپس برای اثر کاهش سختی اصلاح گردیده است. تغییر مکان تسلیم اصلاح شده نهایی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\Delta_{1i} = \lambda_i \xi_i \Delta_{1o} \quad (11)$$

که در آن $\lambda_i = \alpha_1 / \alpha_{average}$ می‌باشد. در این مقاله طول پایه به ۱۰ قسمت که شامل ۳ تپ مختلف سختی ($n=3$) می‌باشد تقسیم شده و هر تپ به ترتیب از پایین به بالا دارای ضریب کاهش سختی ۰/۴۷۶ و ۰/۴۱۳ و ۰/۳۲۸ می‌باشد. تغییر مکان واقعی ۴ درصد بزرگتر از تغییر مکان تسلیم بر اساس ضریب ۰/۴۷۶، به دست آمده است یعنی $\lambda_i = 1.041$.

۷-۷- محاسبه تغییر مکان تسلیم متناظر با سیستم الاستو -

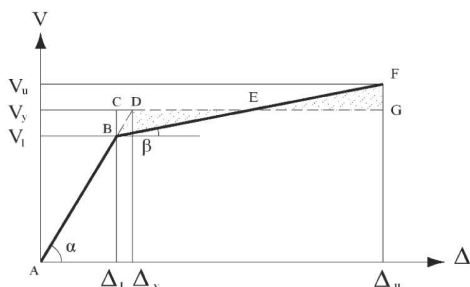
پلاستیک معادل یعنی Δ_y

برای محاسبه ضریب رفتار با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی بایستی منحنی ظرفیت استاتیکی سازه به صورت الاستوپلاستیک تبدیل شود تا بتوانیم تغییر مکان تسلیم کلی سازه‌ی الاستو-پلاستیک را به دست آورد. با توجه به اینکه شاخه اول منحنی بار تغییر مکان خطی می‌باشد فقط کفایت شاخه دوم منحنی، افقی در نظر گرفته شود. در شکل (۱۲) خط پر رنگ نشان‌دهنده منحنی بار تغییر مکان و خط چین سیستم الاستو پلاستیک معادل را نشان می‌دهد. با توجه به شکل (۱۲) و بامساوی قراردادن مساحت‌های مثلث‌های BDE و EFG مقدار تغییر مکان و برش تسلیم در سیستم الاستوپلاستیک معادل به صورت زیر استخراج می‌گردد:

$$\Delta_y = \Delta_1 + (\Delta_u - \Delta_1)(1 - \sqrt{1 - \eta})$$

$$\mu_{\Delta} = \frac{\mu_{\Delta}'}{1 + (\mu_{\Delta}' - 1)(1 - \sqrt{1 - \eta})} \quad (12)$$

$$\frac{V_y}{V_1} = \left(1 + (\mu_{\Delta}' - 1)(1 - \sqrt{1 - \eta})\right)$$



شکل (۱۲): منحنی بار- تغییر مکان سازه و سیستم الاستوپلاستیک

معادل برای تعیین Δ_y و V_y

۷-۸- روابط پایه برای محاسبه ضریب رفتار به روش

استاتیکی غیرخطی

در مرجع [14] محاسبه ضریب رفتار به طور جامع مورد بررسی قرار گرفته است. اجزای ضریب رفتار در شکل (۱۳) نشان داده شده و پارامترهای مورد نیاز آن در جدول (۵) گردآوری شده است.

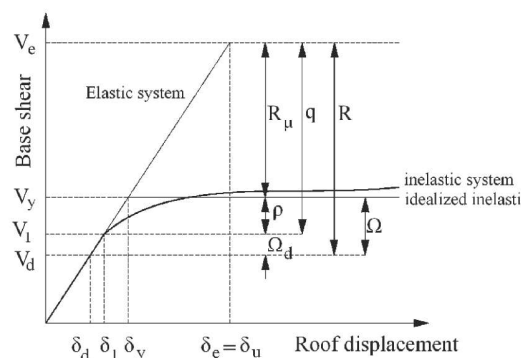
مقدار V_1 در اثر $P-\Delta$ کاهش می‌یابد و بایستی از V_1 کاهش یافته با ضریب کاهش $(1-\gamma)$ در رابطه (۱۳) استفاده نمود. با جایگذاری رابطه (۱۲) و (۱۵) در رابطه (۱۳)، رابطه (۱۶) برای محاسبه ضریب رفتار به دست می‌آید:

$$R = \mu'_{P\Delta} \frac{V_1}{V_d} (1-\gamma) \quad (16)$$

۹-۷- روش گام‌به‌گام پیشنهادی برای محاسبه ضریب

رفتار بر اساس فرض چند مفصل در پای سازه

با افزایش ضریب شکل‌پذیری و مقاومت افزون مقطع، طول ناحیه پلاستیک شده پایه مخزن هوایی افزایش می‌یابد. با افزایش طول ناحیه پلاستیک شده، مقدار تغییرمکان پلاستیک نیز افزایش یافته و سبب افزایش شکل‌پذیری تغییرمکان سازه می‌گردد و چون شکل‌پذیری تغییرمکان با ضریب رفتار رابطه مستقیم دارد، ضریب رفتار سازه نیز افزایش می‌یابد. اگر ضریب شکل‌پذیری و مقاومت افزون مفصل پلاستیک عدد کوچکی باشد آن‌گاه منطقی است فرض کنیم در حالت گسیختگی سازه یک مفصل در پای سازه تشکیل می‌شود. اما در صورتی که مقطع دارای جزئیات مناسب برای شکل‌پذیری باشد (مانند جزئیات ارائه شده در مرجع [10])، فرض یک مفصل در پای سازه منطقی نخواهد بود و در حالت گسیختگی سازه شاهد تشکیل مفاصل پلاستیک بیشتری خواهیم بود. در این بخش یک روش گام به گام به تحلیل برای محاسبه ضریب رفتار با توجه به ایجاد شدن چندین مفصل پلاستیک در پایه ارائه می‌شود. مطابق شکل (۱۴) به مرکز جرم مخزن هوایی، نیروی P وارد می‌شود. پایه مخزن در ارتفاع به n قسمت مساوی تقسیم شده و در انتهای هر قسمت نیز یک مفصل پلاستیک قرار می‌دهیم. فرض می‌شود در اثر نیروی P ، تعداد n مفصل در پای سازه فعال شوند. به واسطه دوران پلاستیک هر مفصل، یک تغییرمکان پلاستیک به دست می‌آید که با جمع زدن آن‌ها تغییرمکان پلاستیک کل سازه به دست می‌آید.



شکل (۱۳): اجزای ضریب رفتار [14]

جدول (۵): فرمول‌بندی اجزای ضریب رفتار [14]

| | |
|--------------------------------|--------------------------------------|
| $\mu = \delta_u / \delta_y$ | شکل‌پذیری |
| $R_\mu = V_e / V_y$ | ضریب کاهش نیرو ناشی از شکل‌پذیری |
| $\rho = V_y / V_1$ | نامعینی |
| $\Omega_d = V_1 / V_d$ | مقاومت افزون طراحی |
| $\Omega = \rho \cdot \Omega_d$ | مقاومت افزون کل |
| $R = R_\mu \cdot \Omega$ | ضریب رفتار متناظر با آیین‌نامه ۲۸۰۰ |
| $q = R_\mu \cdot \rho$ | ضریب رفتار متناظر با آیین‌نامه اروپا |

بر اساس جدول (۵) مقدار ضریب رفتار متناظر با تراز تنش‌های مجاز بر اساس مرجع [12] به صورت زیر به دست می‌آید:

$$R = R_\mu \cdot \Omega = R_\mu \rho \cdot \Omega_d = R_\mu \frac{V_y}{V_1} \frac{V_1}{V_d} \quad (13)$$

پژوهشگران مختلفی برای محاسبه R_μ روابطی گوناگونی ارائه نمودند. یکی از ساده‌ترین روابط توسط نیومارک (Newmark) در سال ۱۹۸۲ ارائه شده است که مطابق رابطه (۱۴) می‌باشد [9]:

$$\begin{aligned} R_\mu &= 1 & T &= 0 \\ R_\mu &= \sqrt{2\mu - 1} & 0 \leq T \leq 0.7s & \\ R_\mu &= \mu & T \geq 0.7s & \end{aligned} \quad (14)$$

در رابطه بالا T زمان تناوب سازه می‌باشد. به خاطر وجود آب در مخزن، به طور کلی زمان تناوب سیستم آب-سازه بیشتر از ۱ ثانیه خواهد شد پس:

$$R_\mu = \mu_\Delta \quad (15)$$

مفصل و سپس جمع زدن آن‌ها، رابطه‌ی زیر را برای محاسبه تغییرمکان پلاستیک کل استخراج می‌شود:

$$\Delta_P = \sum_{k=1}^j \theta_{Pk} \left(l - \frac{(k-1)l}{n} \right) = \frac{l}{n} \sum_{k=1}^j \theta_{Pk} (n-k+1) \quad (18)$$

ث- محاسبه شکل‌پذیری تغییرمکان سازه

شکل‌پذیری تغییرمکان سازه از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\mu'_{P\Delta} = \Omega' - \gamma (\mu_{\Delta} - 1) + \frac{\Delta_P}{\Delta_1} \quad (19)$$

ج- محاسبه ضریب رفتار

برای محاسبه ضریب رفتار از رابطه (۱۶) استفاده می‌نماییم:

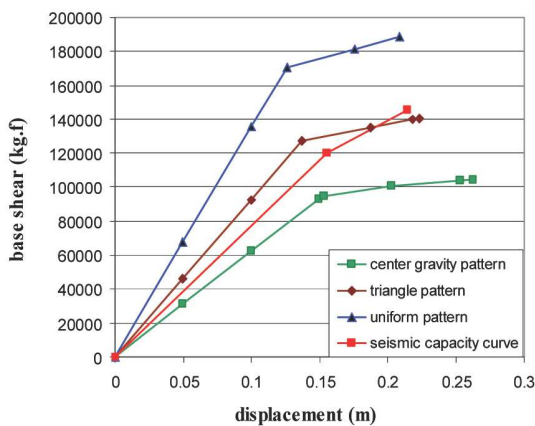
$$R = \mu'_{P\Delta} \frac{V_l}{V_d} (1-\gamma) \quad (20)$$

۸- محاسبه ضریب رفتار به روش تحلیل پوش آور

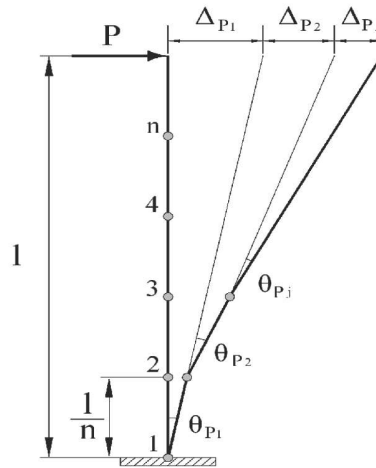
(Pushover)

برای سه الگوی بارگذاری شامل بار متمرکز وارد بر مرکز جرم مخزن، بار گسترده مثلثی و بار گسترده یکنواخت تحلیل پوش آور انجام شده و منحنی‌های ظرفیت استاتیکی به دست آمده است. شکل (۱۵) با استفاده از رابطه (۱۹) و حذف ضریب $(1-\gamma)$ که توسط برنامه در نظر گرفته می‌شود رابطه (۲۱) برای محاسبه ضریب رفتار در تحلیل پوش آور با برنامه‌های تحلیل غیرخطی به دست آمده است.

$$R = \frac{\Delta_u}{\Delta_1} \frac{V_l}{V_d} \quad (21)$$



شکل (۱۵): مقایسه منحنی‌های ظرفیت استاتیکی و دینامیکی



شکل (۱۴): تشکیل چند مفصل در حالت گسیختگی سازه

برای محاسبه ضریب رفتار در حالت چندمفصلی باید گام‌های زیر طی شود:

الف- تعیین تعداد تقسیمات پایه

هر چه تعداد تقسیمات n بیشتر باشد، دقت کار بالاتر می‌رود. به طور معمول $n=10$ انتخاب می‌شود و در انتهای هر المان یک مفصل قرار می‌دهیم که شماره آن متناسب با شماره المان می‌باشد (مطابق شکل ۱۴).

ب- تعیین تعداد مفاصل قابل تشکیل شدن

ابتدا بارگذاری متناظر با رسیدن مفصل پای سازه (مفصل شماره ۱) به لنگر نهایی به دست می‌آید. سپس لنگرهای موجود در مفاصل دیگر بایستی با لنگر تسلیم آن مفصل مقایسه شود. در صورتی که لنگر موجود در مفصل j (M_j) از لنگر اولین تسلیم آن مفصل (M_1) کمتر باشد، j مفصل تشکیل شده است.

پ- تعیین دوران پلاستیک هر مفصل

برای محاسبه دوران هر مفصل رابطه زیر کمک گرفته می‌شود:

$$\theta_{Pj} = \left(\frac{M_j}{M_1} - 1 \right) \left(\frac{\mu'_{\phi} - 1}{\Omega' - 1} \right) \theta_1 \quad (17)$$

دوران اولین تسلیم از رابطه $\theta_1 = \phi_1 I_P$ به دست می‌آید.

ت- محاسبه تغییرمکان پلاستیک سازه

با محاسبه تغییرمکان پلاستیک متناظر با دوران پلاستیک هر

جدول (۶): مقادیر ضریب رفتار از تحلیل استاتیکی غیرخطی

| (Pushover) | |
|------------|------------|
| الگوی بار | ضریب رفتار |
| متمركز | ۲/۲۸ |
| مثلثی | ۳ |
| یکنواخت | ۳/۹۹ |

شکل (۱۵) مقایسه بین نمودارهای ظرفیت استاتیکی و دینامیکی متوسط را نشان می‌دهد. با توجه به جدول (۶) بیشترین ضریب رفتار مربوط به الگوی بار یکنواخت و کمترین مقدار متناظر الگوی بار متمركز می‌باشد. الگوی بار مثلثی نیز دارای نتیجه‌ی بینابینی می‌باشد. کلیه ضریب رفتارهای به دست آمده از تحلیل پوش آور از روش دینامیکی بزرگتر می‌باشند، بنابراین برای محاسبه ضریب رفتار از روش پوش آور توصیه می‌شود از الگوی بار متمركز واقع در مرکز جرم مخزن بالایی استفاده شود.

۹- مقایسه نتایج به دست آمده

مقادیر تغییر مکان‌ها و برش پایه‌های متناظر با اولین تسلیم و گسیختگی سازه با استفاده از روش‌های دینامیکی، پوش آور (Pushover) و تحلیلی برای حالت پر با اثر اندرکنش آب و سازه در جدول (۷) گردآوری شده است. در جدول (۷) d_1 تغییر مکان متناظر با اولین تسلیم، d_u تغییر مکان متناظر با گسیختگی سازه، V_1 برش پایه متناظر با اولین تسلیم، V_u برش پایه متناظر با گسیختگی سازه می‌باشد. با توجه به جدول (۷) مشاهده می‌شود الگوی بار متمركز تغییر مکان d_1 را بهتر از سایر الگوها تخمین می‌زند اما در محاسبه تغییر مکان نهایی الگوی بار یکنواخت بهتر می‌باشد. الگوی بار مثلثی برش پایه‌های V_1 و V_u را نسبت به سایر روش‌ها بهتر تخمین می‌زند. با مقایسه بین روش تحلیلی و پوش آور مشاهده می‌شود که تغییر مکان d_1 و برش پایه‌های V_1 و V_u به دست آمده از هر دو روش بسیار به یکدیگر نزدیک می‌باشد اما مقدار تغییر مکان نهایی حاصل از روش پوش آور بیشتر از روش تحلیلی می‌باشد.

جدول (۷): مقایسه پارامترهای رفتاری با روش‌های مختلف

| روش مورد بررسی | الگوی بار | d_1 | d_u | V_1 | V_u |
|----------------|-----------|-------|-------|-------|-------|
| تحلیلی | متمركز | ۰/۲۰۳ | ۰/۳۷ | ۹۲/۴ | ۱۰۲/۵ |
| | مثلثی | ۰/۱۷۶ | ۰/۳۱ | ۱۲۹/۴ | ۱۴۴/۳ |
| | یکنواخت | ۰/۱۶ | ۰/۲۹ | ۱۷۳/۱ | ۱۹۳/۲ |
| پوش آور | متمركز | ۰/۲۰۵ | ۰/۳۸ | ۹۵/۱۹ | ۱۰۵/۵ |
| | مثلثی | ۰/۱۸۱ | ۰/۳۳ | ۱۲۷/۱ | ۱۴۱/۵ |
| | یکنواخت | ۰/۱۶۴ | ۰/۳ | ۱۷۰/۹ | ۱۹۰/۷ |
| تحلیل دینامیکی | | ۰/۲۰۵ | ۰/۲۹ | ۱۲۰/۴ | ۱۴۵/۴ |

با توجه به جدول (۸) مشاهده می‌شود نتایج حاصل از روش تحلیلی پیشنهادی تطبیق خوبی با روش پوش آور داشته و حداکثر خطا مربوط به الگوی بار متمركز بوده و برابر ۶/۵ درصد و در جهت اطمینان می‌باشد. با یکنواخت تر شدن بارگذاری مقدار خطا نیز کاهش می‌یابد. هر دوی این روش‌ها نسبت به روش دینامیکی دست بالا می‌باشند زیرا در روش تحلیلی و پوش آور اثرات اندرکنش آب و سازه، اثر مودهای بالاتر و اثر محتوای فرکانسی زلزله دیده نمی‌شود.

جدول (۸): مقایسه ضریب رفتارهای به دست آمده از روش‌های استاتیکی غیرخطی (Pushover) و تحلیلی

| الگوی بار | ضریب رفتار | | خطا |
|-----------|------------|-------------|------|
| | روش تحلیلی | روش پوش آور | |
| متمركز | ۲/۱۴ | ۲/۲۸ | ۶/۵٪ |
| مثلثی | ۲/۹۴ | ۳ | ۲٪ |
| یکنواخت | ۴/۰۱ | ۳/۹۹ | ۰/۵٪ |

۱۰- نتیجه گیری

در این مقاله ضریب رفتار مخزن هوایی با پایه لوله‌ای به روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی محاسبه شده است. مهمترین نتایج به دست آمده به شرح زیر می‌باشد:

۱- بهترین الگوی بارگذاری برای محاسبه ضریب رفتار مخازن هوایی با پایه لوله‌ای به روش تحلیل استاتیکی

غیرخطی یا پوش آور، الگوی بار متمرکز می‌باشد و پیشنهاد می‌شود در روش استاتیکی غیرخطی از این الگو برای محاسبه ضریب رفتار استفاده شود.

۲- برای نخستین بار یک فرمول‌بندی تحلیلی برای محاسبه ضریب رفتار مخازن هوایی ارائه شده است به طوری که نتایج حاصل از آن دارای تطبیق مناسبی با نتایج حاصل از روش پوش آور دارد.

۳- با استفاده از روش تحلیلی پیشنهادی می‌توان مقادیر پارامترهای رفتاری و ضریب رفتار مخازن هوایی را بدون انجام تحلیل پوش آور در برنامه‌های تحلیل غیرخطی به‌دست آورد.

۴- توصیه می‌شود برای محاسبه مقاومت برشی مقاطع لوله‌ای از یکی از روش‌های UCSD New، ACI 371 و Whittaker استفاده نماییم. روش جدید UCSD Whittaker نسبت به سایر روش‌ها دقیق‌تر و روش Whittaker بسیار محافظه‌کارانه، ولی روش ACI 371 حد بینابینی این دو

روش می‌باشد. اگر میانگین سه روش ارائه شده را به عنوان معیار انتخاب کنیم اثر برش سبب کاهش ضریب رفتار سازه به مقدار ۲۰ درصد شده است.

۵- در استاندارد ۲۸۰۰ و یا آیین‌نامه مخازن (نشریه ۱۲۳) ضریب رفتار مخازن هوایی برابر ۳ در نظر گرفته شده است و این در حالی است که در این مقاله برای مخزن مورد مطالعه بدون اثر برش عدد ۲/۰۷ و با در نظر گرفتن برش عدد ۱/۶۵ بدست آمده است. علت آن در این است که در استاندارد ۲۸۰۰ و آیین‌نامه مخازن هیچ‌گونه جزئیات مناسبی برای شکل‌پذیری سازه در نواحی مفصل پلاستیک ارائه نشده است و به خاطر عدم وجود این جزئیات مناسب، ضریب رفتار کمتری به دست خواهد آمد. برای رسیدن به ضریب رفتار ۳ حتماً بایستی از جزئیات مناسب برای شکل‌پذیری (مطابق مرجع [10]) استفاده شود، در غیر این صورت مقدار ضریب رفتار مخازن هوایی با پایه لوله‌ای برابر ۲ توصیه می‌شود.

9- Paulay, T., Priestley, M. J. N., Seismic design of reinforced concrete and masonry building, John Wiley & Sons, 1992.

10- Moller, O., Rubinstein, M., Reliability-Based Design Of R/C Water Tank Structures under Seismic Action, J. Earthquake Engineering And Structural Dynamics, 1992, vol.21, 665-678

11- Sun jinjiang, Tetsuro ono, Zhao Yangang, Wang Wei, Lateral Load Pattern In Pushover Analysis, J. Earthquake Engineering And Engineering Vibration, 2003, vol.2, NO.1

12- De Matteis, G., Landolfo, R., Dubina, D. Stratan, A, Influence of the structural typology on the seismic performance of steel frame buildings, In Moment Resistant Connections of Steel Frames in Seismic Area, Mazzolani F. M.(ed), E&FN spon: New York, 2000, 513-538

13- Ranzo, G., Priestley, M.J. N., Seismic performance of circular hollow columns subjected to high shear, Report No.SSRP-2001/01, Department of Structural Engineering University of California, San Diego La Jolla, 2001.

14- ACI 371, "Guide for the analysis, design and construction of concrete pedestal water towers", An American Concrete Institute Standard, 1998.

15- ATC 32-1, "Applied Technology Council", Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Resource Document, Funded by California Department of Transportation, 1996.

مراجع

۱- روح‌الله جلالی، بررسی عملکرد لرزه‌ای مخازن هوایی آب، پایان‌نامه‌ی دوره کارشناسی ارشد سازه، دانشکده عمران و محیط زیست دانشگاه صنعتی امیرکبیر، زمستان

۱۳۸۶

2- Masoudi, M., Eshghi, S. and Ghafory-Ashtiany, M., "Recommendation For Response Modification Factor (R) Of Elevated water tank "First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September, 2006. Paper NO. 1899.

3- Wilson, E. L., Habibullah, A. Structural Analysis Program SAP2000, Users manual, Computers and Structures, Inc, Berkeley, California, 2003.

4- Newmark, N. M., Rosenblueth, E, Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice-Hall, 1971.

5- Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M, Seismic design and retrofit of bridges, John-Wiley, New York, 1996.

6- Zahn, F. A., Park, R., and Priestley, M. J. N. Flexural strength and ductility of circular hollow reinforced concrete columns without confinement on inside face. ACI Structural. J., 1990, 156-166.

7- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R, Theoretical stress-strain model for confined concrete. J. Struct. Eng, 1988a, 114-8, PP 1804-1826.

8- Watson, S., Zahn, F.A., Park, R., "Confining reinforcement for concrete columns", Journal of Structural Engineering. ASCE, Vol. 120, No. 6, 1994. 1798- 1824.





طراحی و ساخت میراگرهای ویسکوز با قابلیت تنظیم میرایی و تعیین مشخصات مکانیکی آنان با آزمایشات تجربی

شهریار طاوسی تفرشی^۱، منصور ضیایی فر^۲

چکیده

تحقیقات نشان داده‌اند که استفاده از میراگرهای ویسکوز می‌تواند نقش مؤثری در کنترل پاسخ سازه‌ها در برابر باد، انفجار و زلزله داشته باشد [۱و۲]. اکثر سازه‌ها هنگام زلزله‌های شدید با کمک شکل‌پذیری اعضا با آن مقابله می‌نمایند که سبب آسیب‌های اساسی و بعضاً غیر قابل جبرانی به اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای می‌گردد. استفاده از میراگرها می‌تواند تغییر مکان‌ها و شتاب‌های زیاد سازه و به تبع آن نیاز به شکل‌پذیری را کاهش دهد. در این تحقیق مراحل مختلف طراحی، ساخت و آزمایشات تجربی برای تعیین مشخصه‌های مکانیکی میراگرهای ویسکوز با قابلیت تنظیم میرایی که تاکنون در کشور انجام نگرفته مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج حاصله عملکرد قابل قبولی را برای اولین تجربه ساخت این میراگرها نشان می‌دهد.

کلمات کلیدی:

رفتار غیرارتجاعی، شکل‌پذیری، میراگر ویسکوز، ضرایب غیرخطی، آزمایشات تجربی

Designing & Construction of Viscous Dampers with the Capability of Adjusting Damping and Determine Mechanical Characteristics of Them with Experiments

Shahriar Tavousi Tafreshi , Mansour Ziyaeifar

ABSTRACT

Researches have shown that using viscous dampers can have influential role in controlling response of structures against wind, explosion and earthquake. Most of structures, with the help of ductility, resist severe earthquakes which cause damages to nonstructural and structural components. Using viscous dampers can reduce large displacements and accelerations of structures and consequently reduce the ductility demand. This research studies different process of designing, construction and experiments of viscous dampers with the capability of adjusting damping for determine their mechanical characteristics. These experiments have done for the first time in country. The results show an acceptable function of these dampers.

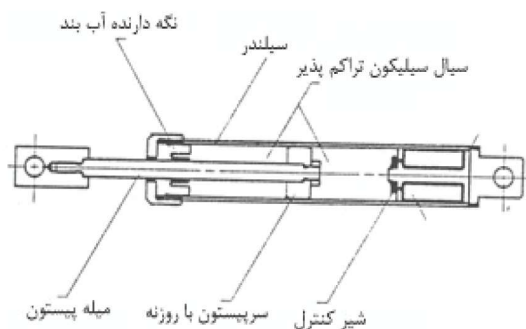
Key words:

Nonlinear Behavior, Ductility, Viscous Dampers, Nonlinear Coefficients, Experiments

۱. استادیار دانشکده فنی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی tavousi@iiees.ac.ir

۲. استادیار پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله mansour@iiees.ac.ir

حرکت رفت و برگشتی سبب ایجاد اختلاف فشار زیاد و ایجاد نیرویی عظیم شده که در برابر حرکت میراگر مقاومت می‌کند.



شکل (۱): مقطع میراگر ویسکوز

۱-۲- تعیین مشخصات مکانیکی میراگر

میراگرهای ویسکوز نیرویی ایجاد می‌نمایند که همواره در برابر حرکت سازه مقاومت می‌کند. این نیرو با سرعت نسبی بین دو انتهای میراگر به صورت زیر نسبت مستقیم دارد [۵].

$$f_D = C \operatorname{sgn}(\dot{u}) |\dot{u}|^\alpha \quad (1)$$

که در آن f_D نیروی میرایی، C ضریب میرایی، $\operatorname{sgn}(\cdot)$ نشانگر علامت و جهت حرکت، α توان میرایی است که در محدوده ۰/۳ تا ۲ متغیر می‌باشد و \dot{u} نیز سرعت میراگر است.

رابطه فوق به صورت ساده‌تر به شکل زیر نوشته می‌شود:

$$f_D = C \dot{u}^\alpha \quad (2)$$

مشخصات مکانیکی میراگرهای ویسکوز را می‌توان از طریق انجام آزمایشی با شرایط کنترل شده تغییر مکان (Displacement Control) به دست آورد. نیروی دینامیکی جک که به صورت سینوسی است طبق رابطه زیر می‌باشد:

$$u = u_0 \sin(\omega t) \quad (3)$$

نیروی لازم برای ثابت نگهداشتن چنین حرکتی نیز برابر خواهد بود با:

$$P = P_0 \sin(\omega t + \theta) \quad (4)$$

پس از زلزله‌های لوما پریتا (۱۹۸۹) و نورتریج (۱۹۹۴) که آسیب فراوانی به قاب‌های مقاوم در برابر بارهای لرزه‌ای - ثقلی وارد نمود، توسعه و ساخت سیستم‌های غیرفعال جذب انرژی رواج یافت [۳ و ۴]. هدف از اضافه نمودن سیستم‌های جذب انرژی به ساختمانها، هدایت انرژی زلزله به عناصری که به همین منظور طراحی شده‌اند بود تا بدین ترتیب انرژی ورودی به قاب‌های مقاوم در برابر بارهای ثقلی کاهش یابد. با قرار دادن میراگرهای ویسکوز در محل‌های مناسب می‌توان قسمت عمده‌ای از انرژی زلزله را مستهلک و اثرات زلزله را به حداقل رساند. از آنجائیکه عناصر جاذب انرژی در سیستم باربری ثقلی ساختمان مشارکتی ندارند، می‌توانند بعد از وقوع زلزله به راحتی تعمیر و یا تعویض گردند. نظر به اینکه چنین میراگرهایی در کشور موجود نبود، تصمیم به ساخت میراگرهای ویسکوز با استفاده از امکانات موجود در کشور شد. با توجه به شباهت عملکرد میراگرهای ویسکوز با کمک فنرهای اتومبیل، ابتدا از کمک فنرهای موجود برای ساخت میراگر استفاده گردید، ولی در انتها با کمک یکی از کارخانجات داخلی اقدام به ساخت نمونه‌هایی از میراگرهای ویسکوز با قابلیت تنظیم ضریب میرایی گردید.

۲- میراگرهای ویسکوز

در شکل (۱) مقطع یک میراگر ویسکوز نشان داده شده است. یک پیستون مرکزی در محفظه‌ای پر از سیال حرکت می‌کند. پیستون با حرکت خود سیال را به منافذ پیرامون و درونی خود وارد می‌کند. سرعت سیال در این ناحیه بسیار بالاست. لذا تقریباً تمام انرژی فشاری بالا دست جریان تبدیل به انرژی جنبشی می‌شود. هنگامی که سیال بعداً در سمت دیگر سر پیستون به حجم کامل خود برمی‌گردد، سرعت آن کاهش می‌یابد و انرژی جنبشی آن از دست رفته و به حالت متلاطم درمی‌آید. این

یا K_1 را شیب خط نشان داده شده در شکل (۷) در نظر گرفت، به همین ترتیب می‌توان نشان داد:

$$P_i = K_2 u_0 \quad (14)$$

مقادیر θ ، u_0 ، P_0 ، P_i ، W_d می‌توانند مستقیماً از طریق آزمایش اندازه‌گیری شوند و یا از اطلاعات تجربی به دست آیند که با استفاده از روابط (۷) تا (۱۴) مشخصات مکانیکی میراگر به دست می‌آید.

۳- ساخت نمونه اول میراگر ویسکوز

در نمونه اول از قطعات کمک فنر اتومبیل پیکان استفاده گردید. در این رابطه به وسیله دو کمک فنر مستعمل، میراگر ساخته شد. ابتدا با بریدن غلاف کمک فنرها، میله و پیستون آنها جدا گردیدند. سپس این دو پیستون به هم متصل شده و میله پیستونها نیز از دو طرف به پیستون‌ها وصل گردیدند. سپس غلاف یکی از کمک فنرها روی مجموعه میله و پیستون‌ها قرار گرفت و دو انتهای کمک فنرهای اولیه به غلاف جوش شدند. در مرحله بعد روغن به داخل میراگر ریخته و قطعات آب‌بندی دو انتهای کمک فنرها نیز به بدنه مجموعه متصل شدند. با آزمایش اولیه نمونه ساخته شده مشخص گردید که اولاً نمی‌توان نیروی یکنواختی در کشش و فشار از آن انتظار داشت. ثانیاً به دلیل اصطکاک زیاد پیستون و میله پیستونها با غلاف و قطعات آب‌بندی انتظار رفتار عمدتاً ویسکوز از آن در سطوح نیروئی حدود ۶۰ تا ۷۰ کیلوگرم که مدنظر بودند عملی نخواهد بود. دلایل اصلی این عملکرد هم محور نبودن میله‌ها با یکدیگر و نیروی اصطکاک زیاد مابین میله‌ها و قطعات آب‌بندی (کاسه نمدها) بوده است. در واقع به دلیل رواداریهای کم و حساسیت زیاد در ساخت کمک فنرهای اتومبیل، باز و بسته کردن مجدد آنها برای ساخت میراگر سبب ایجاد مسائل مطروحه گردیده است. از اینرو تصمیم گرفته شد با کمک شرکت ایندامین، نمونه اولیه میراگرهای ویسکوز ساخته شود. میراگرهای ویسکوز موجود معمولاً دارای یک میله بوده و به دلیل ثابت بودن فضای داخلی میراگر، روغن مطابق شکل (۱) در اثر

$$P = P_0 \sin \omega t \cos \theta + P_0 \cos \omega t \sin \theta \quad (5)$$

که دامنه نیرو و θ زاویه فاز می‌باشد. انرژی تلف شده در یک سیکل با محاسبه سطح حلقه نیرو - تغییر مکان طبق رابطه (۶) به دست می‌آید.

$$W_d = \pi P_0 u_0 \sin \theta \quad (6)$$

با معرفی مقادیر زیر:

$$K_1 = \frac{P_0}{u_0} \cos \theta \quad K_2 = \frac{P_0}{u_0} \sin \theta \quad (7)$$

و جایگذاری در رابطه (۵) می‌توان نوشت.

$$P = K_1 u_0 \sin \omega t + K_2 u_0 \cos \omega t \quad (8)$$

یا

$$P = K_1 u + \frac{K_2}{\omega} \dot{u} \quad (9)$$

اولین عبارت معرف نیروی ذخیره شده (شبه فنر) میراگر است که با تغییر مکان هم فاز بوده و آن را سختی ذخیره شده می‌نامند. دومین عبارت معرف نیروی میرایی است که با سرعت هم فاز و با تغییر مکان ۹۰ درجه اختلاف فاز دارد. مقدار K_2 را سختی کاهش یافته می‌نامند. بنابر این مقدار ثابت میرایی، C ، از رابطه زیر به دست خواهد آمد.

$$C = \frac{K_2}{\omega} \quad (10)$$

با کمک روابط (۶) و (۷) می‌توان نوشت:

$$K_2 = \frac{W_d}{\pi u_0^2} \quad (11)$$

و

$$\theta = \sin^{-1} \left(\frac{K_2 u_0}{P_0} \right) \quad (12)$$

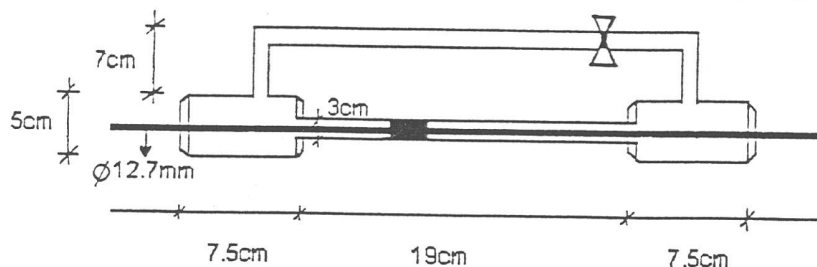
با کمک رابطه (۵) می‌توان اختلاف فاز را به این صورت نوشت:

$$\theta = \sin^{-1} \left(\frac{P_i}{P_0} \right) \quad (13)$$

که P_i مختصات نیرو در تغییر مکان صفر می‌باشد. همچنان که از رابطه (۸) پیداست، نیرو در حداکثر تغییر مکان برابر $K_1 u_0$ می‌باشد که با توجه به آن می‌توان

حرکت پیستون در یک مخزن ذخیره و مجدداً به سیستم بازگردانده می‌شود. از آنجائیکه قرار شد برای ساخت میراگر جدید از این نوع مخازن استفاده به عمل نیاید،

سیستم چرخش روغن میراگر مطابق شکل (۲) و با کمک دو میله طراحی گردید.

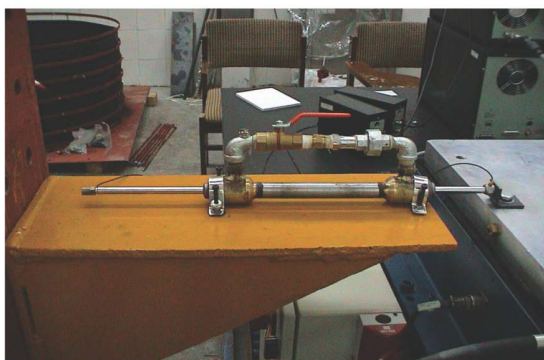


شکل (۲): مقطع طولی میراگرهای ویسکوز ساخته شده

۴- ساخت نمونه دوم میراگر ویسکوز

اولین نمونه میراگر ساخته شده بدین ترتیب در شکل (۳) نشان داده شده است. در این نمونه از یک پیستون آلومینیومی که منافذی برای عبور روغن در آن تعبیه شده بود استفاده گردید. میله میراگر با قطر ۱۲/۷ میلیمتر (با احتساب آبکاری میله) و طول ۷۰ سانتیمتر از جنس فولاد سخت در نظر گرفته شد. نحوه نصب پیستون بر روی میله بدین ترتیب بود که با ایجاد شیاری بر روی میله پیستون در مرکز میله، پیستون بر روی آن مستقر شده و با کمک مغزی به میله محکم گردید. سیلندر میراگر نیز از جنس فولاد نازک است که اغلب در کمک فنرهای اتومبیل به کار گرفته می‌شود. در دو قسمت انتهایی دستگاه نیز دو استوانه نیمه پر از جنس برنج طراحی و ساخته شد که به سیلندر جوش شد. با تعبیه سوراخ بر وجه بالای این استوانه‌ها امکان نصب دو چپقی فراهم گردید. برای محصور نمودن دو انتهای مجموعه نیز از قطعات آب بندی شرکت ایندامین استفاده شد که شامل کاسه نمد و واشر می‌باشد. مقدار نیروی اصطکاکی میله پیستون با کاسه نمدها حدود ۵ تا ۶ کیلوگرم بود که زیاد به نظر می‌آمد ولی در آن شرایط بهترین امکان موجود بود. برای

تنظیم ضریب میرایی میراگر از شیر گاز ۱/۲ اینچ که به دو چپقی متصل شده بودند کمک گرفته شد. روغن داخل میراگر همان روغن کمک فنر اتومبیل (روغن هیدرولیک ۱۰) در نظر گرفته شد. نمونه میراگر ساخته شده در آزمایشگاه سازه پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله آزمایش گردید.



شکل (۳): نمونه دوم میراگر ویسکوز

۴-۱- برنامه آزمایش

برای به حرکت در آوردن میراگر از میز لرزان موجود در آزمایشگاه استفاده گردید. میراگر مذکور ابتدا بر روی تکیه گاه صلب با کمک پیچ و مهره محکم گردید و سپس به میز لرزان اتصال یافت. طریقه اتصال در شکل

با حالت‌های مختلف شیر (کاملاً باز و در زوایای ۶۰، ۷۰، ۸۰ و ۹۰ درجه نسبت به محور شیر) و فرکانسهای بالا (۳ تا ۱۰ هرتز) انجام شد.

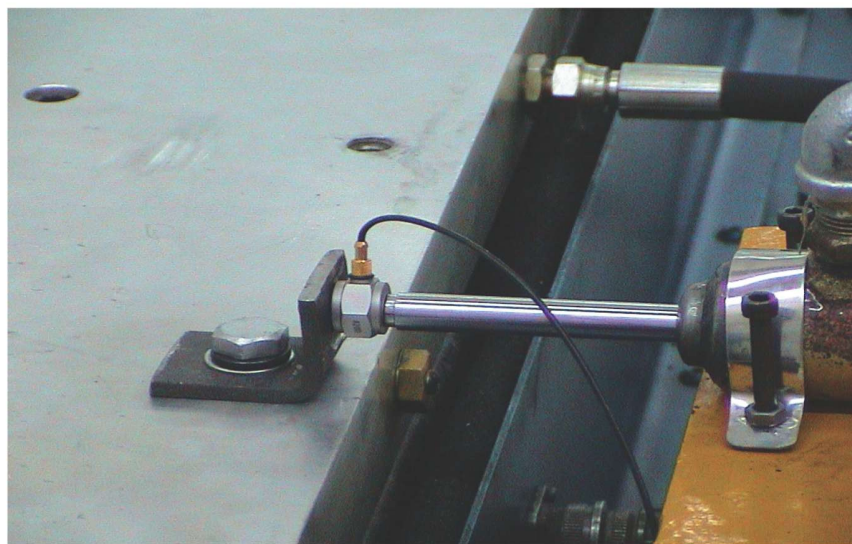
دامنه حداکثر تغییر مکان (سینوسی) ۲۵ میلی‌متر و آزمایش‌ها با حالت‌های مختلف شیر (کاملاً باز و در زوایای ۶۰، ۷۰، ۸۰ و ۹۰ درجه نسبت به محور شیر) و فرکانسهای پایین (۰/۲ تا ۳ هرتز) انجام شد.

(۴) نشان داده شده است. به یکی از دو انتهای میله میراگر نیرو سنج و به انتهای دیگر آن شتاب سنج متصل گردید. انتهای میله میراگر که متصل به نیرو سنج بود توسط یک نبشی به میز لرزان مطابق شکل (۵) اتصال یافت.

آزمایشات متعددی با فرکانس‌ها و دامنه‌های مختلف حرکتی و همچنین با حالت‌های مختلف باز و یا بسته بودن شیر کنترلی در دو گروه به شرح زیر انجام گرفت. دامنه حداکثر تغییر مکان (سینوسی) ۶ میلی‌متر و آزمایشات



شکل (۴) : نحوه اتصال میراگر به میز لرزان

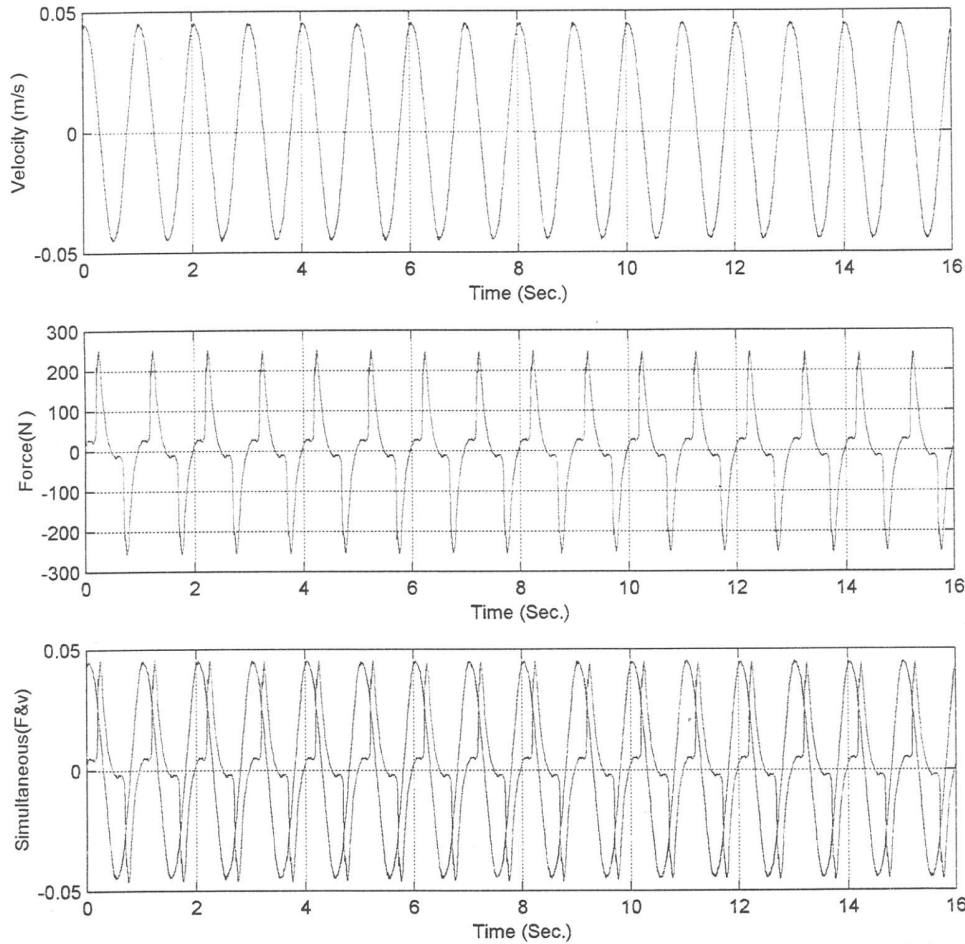


شکل (۵) : نحوه اتصال میله میراگر به میز لرزان از طریق نبشی

۴-۱-۱- نتایج آزمایش

نتایج حاصل از آزمایشات به صورت نمودارهای سرعت و نیرو بر حسب زمان حاصل گردیدند. به عنوان مثال منحنی‌های تاریخچه زمانی سرعت، نیرو برای فرکانس ۱ هرتز و شیر کاملاً باز (زاویه صفر نسبت

به محور شیر) در شکل (۶) آورده شده است. همانطور که در شکل مزبور نشان داده شده است، نیرو نمی‌تواند به طور کامل با مؤلفه سرعت همراهی نماید که دلیل اصلی آن می‌تواند مسئله اصطکاک باشد.



شکل (۶): منحنی‌های تاریخچه زمانی سرعت، نیروی وارده، سرعت-نیرو بطور همزمان برای فرکانس ۱ هرتز و شیر باز

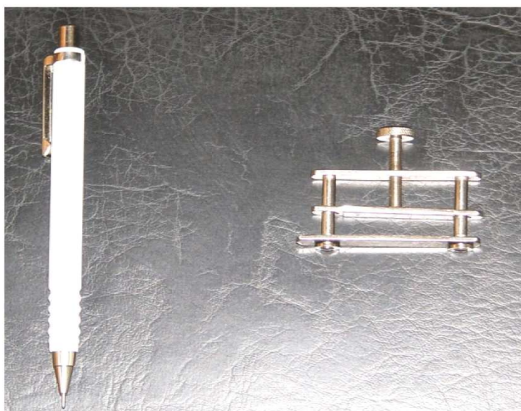
کاهش یافته است. همچنین منحنی‌های نیرو در برابر تغییر مکان برای تمامی حالات رسم گردیده است. به عنوان نمونه در فرکانس‌های پایین (۱ هرتز) سطح زیر منحنی بسیار کوچک و لاغر است و بالعکس در فرکانس‌های بالاتر به طور مثال ۵ و ۸ هرتز سطح زیر منحنی بزرگتر و حجیم تر شده که به دلیل وجود افزایش سرعت در اعمال تغییر مکان است.

مقدار تقریبی ضریب میرایی می‌تواند با تقسیم سرعت حداکثر بر مقدار حداکثر نیرو به دست آید. نتایج حاصل یعنی تغییرات مقدار میرایی بر حسب تغییرات فرکانس برای دو حالت شیر باز و بسته (زاویه ۹۰ درجه نسبت به محور شیر) و دامنه حداکثر ۶ میلی‌متر در اشکال (۷) و (۸) آورده شده است. همانطور که از اشکال (۷) و (۸) پیداست با افزایش فرکانس مقدار میرایی

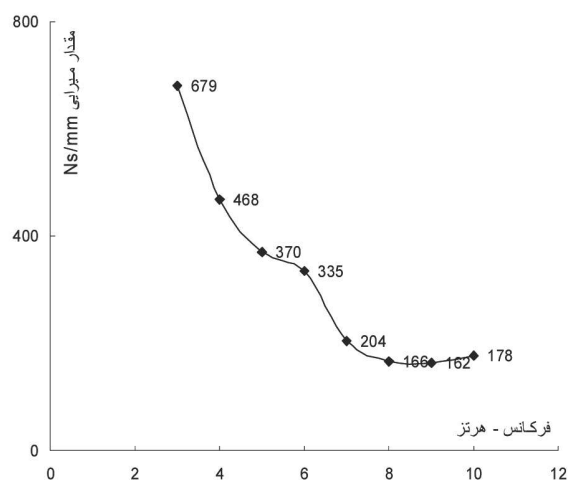
غیرقابل اعتماد می‌ساخت. در عمل به نظر می‌آید که میراگر بیشتر به صورت اصطکاکی عمل نموده و ویسکوزیته روغن وارد عمل نشده است. یکی از دلایل این امر، می‌تواند پایین بودن ویسکوزیته روغن و وجود منافذ در پیستون بوده باشد.

۵- ساخت نمونه سوم میراگر ویسکوز

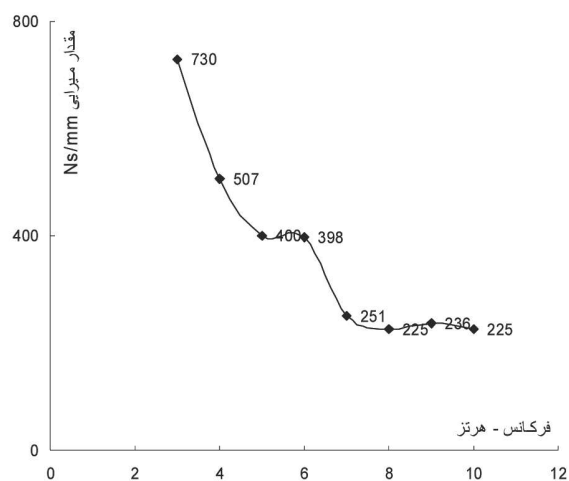
با توجه به ایرادات موجود در نمونه قبلی، این بار میراگر جدیدی با طول سیلندر کوتاه تر ساخته و بدون منافذ در پیستون ساخته شد. در نمونه جدید طول سیلندر ۱۵ سانتیمتر و پیستون نیز از جنس آلومینیوم و با قطری نزدیک به قطر سیلندر ساخته شده است. همچنین تصمیم گرفته شد که کنترل جریان روغن توسط لوله‌های پلاستیکی و بست‌های قابل تنظیم صورت گیرد. سیستم بست قابل تنظیم در شکل (۹) نشان داده شده است. برای مشاهده عبور جریان روغن در داخل میراگر، از شیلنگ لاستیکی شفاف ولی با مقاومت بالا در برابر فشار کمک گرفته شد و نیز برای هواگیری میراگر از سوزن و سرنگ پزشکی استفاده گردید. میراگر ساخته شده در شکل (۱۰) نشان داده شده است. پس از آماده شدن میراگر، این بار با استفاده از جک هیدرولیکی (actuator) ۱۰ تن آزمایشگاه سازه که قابلیت ایجاد نیروی رفت و برگشتی با دامنه‌های مختلف را دارا می‌باشد، آزمایش انجام گرفت.



شکل (۹): سیستم بست قابل تنظیم در نمونه سوم میراگر

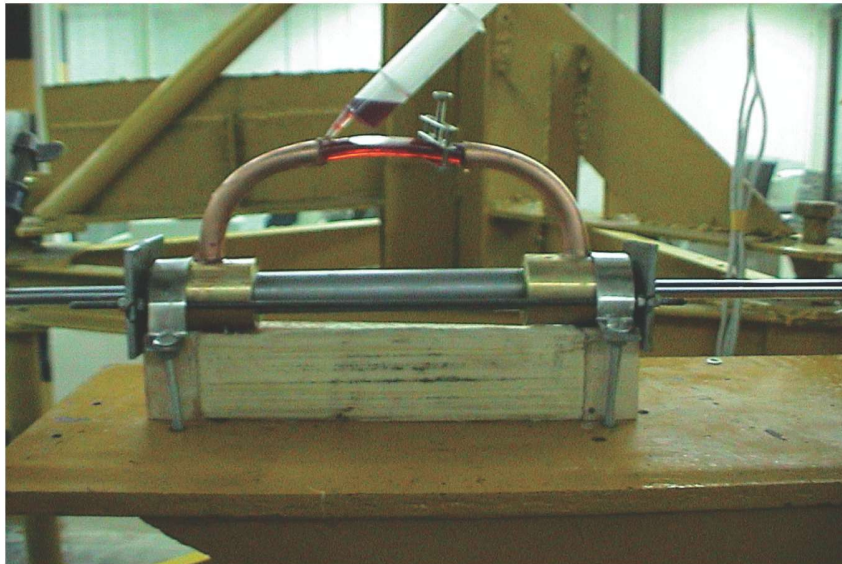


شکل (۷): تغییرات مقدار میرایی برحسب تغییرات فرکانس برای شیر باز و دامنه ۶ میلیمتر



شکل (۸): تغییرات مقدار میرایی برحسب تغییرات فرکانس برای شیر بسته و دامنه ۶ میلیمتر

از آنجائیکه نتایج حاصله نشان می‌دهند که باز و بسته بودن شیر به اندازه‌ای که مورد تصور بوده است در مقادیر میرایی تأثیری نداشته است، تصمیم گرفته شد که در طرح بعدی از نوع دیگری از شیر برای باز و بسته کردن جریان روغن استفاده به عمل آید. مسئله مهم دیگری که از بررسی نتایج آزمایشات حاصله برای این نمونه از میراگر به دست آمد، میزان بالای اصطکاک میله با کاسه نمد است که در مجموع اعداد به دست آمده برای ضریب میرایی را



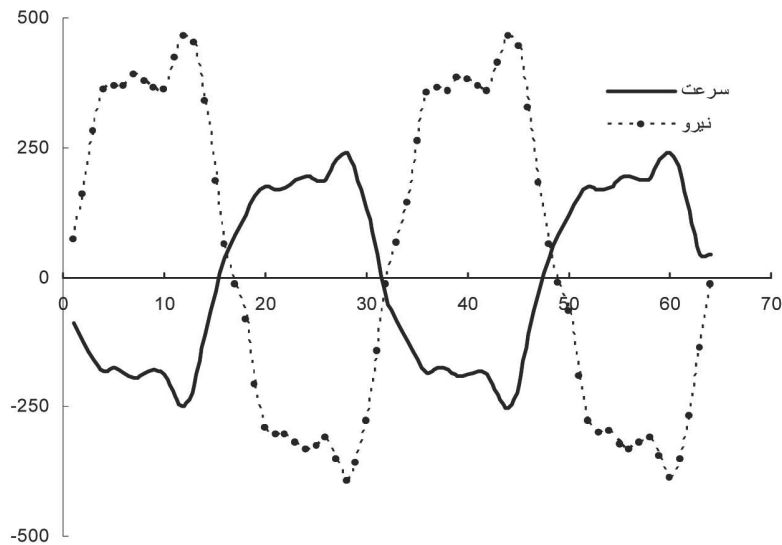
شکل (۱۰) : نمونه سوم میراگر ویسکوز

۱-۵- برنامه آزمایش

برای انجام آزمایش نمونه مزبور روی قاب عکس العمل آزمایشگاه قرار گرفت. در طی چند آزمایش اولیه مشخص شد که در محل تماس سیلندر به قطعه برنجی نشی روغن وجود دارد. برای رفع مشکل قرار شد با پیش تنیدگی طولی در قطعات میراگر، امکان نشت روغن از بین برود. بدین منظور دو ورق فولادی به ابعاد ۷۰ در ۷۰ میلیمتر و ضخامت ۵ میلیمتر آماده و با ایجاد سوراخی به قطر ۲۷ میلیمتر در وسط آن امکان نصب آن بر روی میراگر فراهم آمد. سپس این دو قطعه در دو انتهای نمونه قرار داده شده و توسط دو محور موازی با محور میراگر به یکدیگر متصل گردیدند. پس از آن با سفت کردن پیچ‌های دو انتها این میله‌ها، نیروی پیش تنیدگی به میراگر وارد نموده و نیروی ایجاد شده سیلندر و قطعه برنجی را به یکدیگر محکم و مسئله نشت روغن را منتفی نمود. همچنین تصمیم گرفته شد که در این نمونه از روغن با ویسکوزیته بالاتر (موتور W40) استفاده به عمل آید. آماده‌سازی شرایط لازم آزمایشات مختلفی در محدوده دامنه حداکثر ۱۵ تا ۵۰ میلیمتر و فرکانسهای ۱/۰ تا ۴ هرتز صورت گرفت.

۱-۱-۵- نتایج آزمایش

از آنجائی که جک هیدرولیکی مورد استفاده توانایی اندازه گیری و ثبت هم زمان نیرو و تغییر مکان را داشت، این بار نتایج آزمایشات انجام گرفته به راحتی به صورت منحنی‌های تغییر مکان، سرعت و نیرو قابل حصول بودند. در این سری از آزمایشات نشان داده شد که سرعت و بار وارده هم زمانی کاملی ندارند که اصطکاک عامل اصلی آن می‌باشد. به عنوان نمونه در شکل (۱۳) که مربوط به آزمایش میراگر با دامنه ۲۰ میلیمتر و فرکانس ۲ هرتز می‌باشد، عدم هم زمانی کامل منحنی‌های سرعت و نیرو نشان داده شده است. در سایر آزمایشات نیز نتایج مشابهی که حاکی از رفتار اصطکاکی در این میراگر است مشاهده گردیده است. دلایل اصلی وجود اصطکاک در این میراگر دو عامل مجزا تشخیص داده شد. اول آنکه میله اصلی میراگر که به پیستون متصل بود از دو شافت مجزا تشکیل شده بود که در محل پیستون به آن اتصال یافته بود و این امر سبب شده بود که سیستم میله و پیستون در عمل در یک خط مستقیم قرار نداشته باشند و پیستون با جداره سیلندر اصطکاک پیدا کند. عامل دوم که شاید مهم تر نیز بود مسئله اصطکاک بالای میله اصلی با کاسه نمدی در سر میراگر بود.



شکل (۱۳): تاریخچه زمانی نیرو - سرعت

۶- ساخت نمونه چهارم میراگر ویسکوز

در این نمونه برای کاهش اصطکاک ناشی از هم محور نبودن میله‌های میراگر، میله پیستون به صورت یک تکه ساخته شد. همچنین از کاسه نمدهای جدید که اصطکاک را در تئوری از ۶ کیلوگرم برای هر کاسه نمدها به حدود ۲ کیلوگرم می‌رساند استفاده شد. همچنین برای کنترل جریان روغن در درون لوله پلاستیکی از مکانیزم دستی با قابلیت تنظیم دوطرفه که در شکل (۱۴)

نشان داده شده است بهره گرفته شد. در این میراگر نیز برای اتصال قطعات در جهت طولی از مکانیزم پیش‌تندگی گفته شده در نمونه قبلی استفاده به عمل آمد. برای هواگیری میراگر اینبار از یک سوراخ بر روی لوله مسی در مسیر عبور روغن که توسط یک مغزی قابل بسته شدن بود استفاده گردید. شکل (۱۵) میراگر فوق را نشان می‌دهد.



شکل (۱۵): نمونه چهارم میراگر ویسکوز



شکل (۱۴): مکانیزم تنظیم جریان روغن

۱-۶- برنامه آزمایش

در این آزمایش به علت عدم دسترسی به جک ۱۰ تنی از جک ۵۰ تنی استفاده به عمل آمد. این بار برای کنترل بهتر جریان روغن مکانیزم تنظیم کننده بصورت ۷ شکل روی لوله پلاستیکی قرار داده شده تا بتوان با ثابت نگهداشتن یکی از پیچها، دهانه طرف دیگر را باز و بسته نمود. همچنین برای جلوگیری از حرکات نامحسوس افقی میراگر بر روی نشیمن گاه خود، دو قطعه فولادی مثلثی شکل ساخته و از طریق آنها میراگر به پایه خود متصل گردید. در شکل شماره (۱۷) اتصال میراگر به نشیمن گاه از طریق قطعه مثلثی شکل نشان داده شده است.

آزمایشات انجام گرفته شده بر روی این نمونه با توجه به تجارب آزمایشات قبلی در فرکانسهای مختلف ۰/۱ تا ۱/۵ هرتز و با دامنه‌های حرکتی ۱۵ تا ۳۰ میلیمتر و حالت‌های مختلف مکانیزم تنظیم کننده جریان روغن صورت پذیرفت. علت انتخاب دامنه حرکت حداکثر ۳۰ میلیمتر کوتاه بودن میله میراگر در نمونه چهارم میراگر بود که به علت انتخاب میله یک تکه به وجود آمده بود. همچنین افزایش فرکانس میراگر بیشتر از ۱/۵ هرتز نیز سبب بالا رفتن نیروی میراگر از حد مورد نیاز در آزمایش سازه‌های جدا سازی شده جرمی می‌شد که از انجام آزمایش با فرکانس بالاتر صرف نظر گردید.

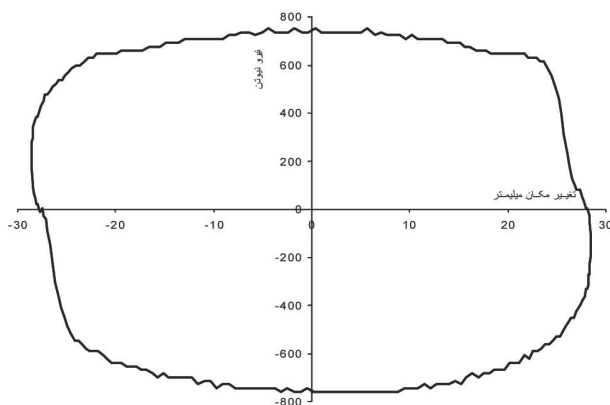
۱-۱-۶- نتایج آزمایش

آزمایشات فرکانس پایین (۰/۱ هرتز) برای تعیین نیروی

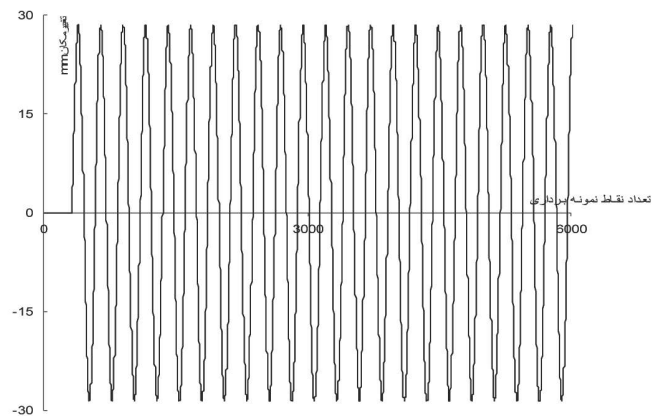
اصطکاک صورت گرفت زیرا که به علت زمان زیاد حرکت رفت و برگشتی و سرعت پایین عملاً تنها نیروی ایجاد شده در میراگر همان نیروی اصطکاک خواهد بود. نتایج حاصله نشان داد که نیروی اصطکاک در حدود ۱/۵ کیلوگرم می‌باشد که با توجه به نیروی مورد تقاضای میراگر که در حدود ۵۰ کیلوگرم است می‌توان از آن صرف نظر نمود. در نتیجه می‌توان این میراگر را با تقریب قابل قبولی بعنوان یک میراگر ویسکوز فرض نمود.

۷- تعیین ظرفیت میراگر ساخته شده

برای هر آزمایش نمودارهای تغییر مکان و نیرو بر حسب زمان به دست آمده‌اند که با رسم منحنی نیرو بر حسب تغییر مکان و محاسبه سطح زیر منحنی آن برای یک سیکل کامل می‌توان انرژی جذب شده در آن سیکل را به دست آورد [۶]. حال با استفاده از روابط (۱۰) و (۱۳)، مقدار ضریب میرایی و زاویه فاز تعیین می‌گردد. به عنوان نمونه برای باز شدگی دهانه مکانیزم تنظیم کننده جریان روغن به میزان ۱۵ میلیمتر و برای فرکانس ۰/۵ هرتز منحنی تغییر مکان بر حسب زمان در شکل (۱۶) و منحنی نیرو - تغییر مکان در شکل (۱۷) آورده شده است. مقدار انرژی جذب شده و مقادیر ضریب میرایی و اختلاف فاز با استفاده از روابط (۱۰) و (۱۳) برای باز شدگی شیر به میزان ۱۵ میلیمتر و فرکانس‌های ۰/۵، ۱ و ۱/۵ هرتز محاسبه گردیدند که در ادامه نمونه‌ای از این محاسبات آورده شده است.



شکل (۱۷): منحنی نیرو - تغییر مکان - فرکانس ۰/۵ هرتز



شکل (۱۶): منحنی تغییر مکان - فرکانس ۰/۵ هرتز

۷-۱- مشخصات مکانیکی میراگر

مشخصه‌های میراگر بر اساس سه حالت مختلف بازشدگی سیستم تنظیم جریان روغن و در فرکانسهای ۰/۵ تا ۱/۵ هرتز به دست آمده است.

الف- باز شدگی ۱۵ میلیمتر

در این مورد با توجه به آزمایش انجام گرفته مقادیر حداکثر دامنه ارتعاش یعنی u_0 ، مقدار حداکثر نیرو اعمالی یعنی P_0 و سطح زیر منحنی نیرو-تغییرمکان برای آزمایش تحت فرکانس ۰/۵ هرتز به ترتیب زیر به دست آمده‌اند.

$$W_D = 72266$$

$$u_0 = 28.5 \text{ mm}$$

$$P_0 = 765 \text{ N}$$

حال می‌توان نوشت:

$$K_2 = \frac{W_D}{\pi u_0^2} = \frac{72266}{\pi 28.5^2} = 28.32 \text{ N/mm}$$

و بدین ترتیب ضریب میرایی برابر خواهد بود با:

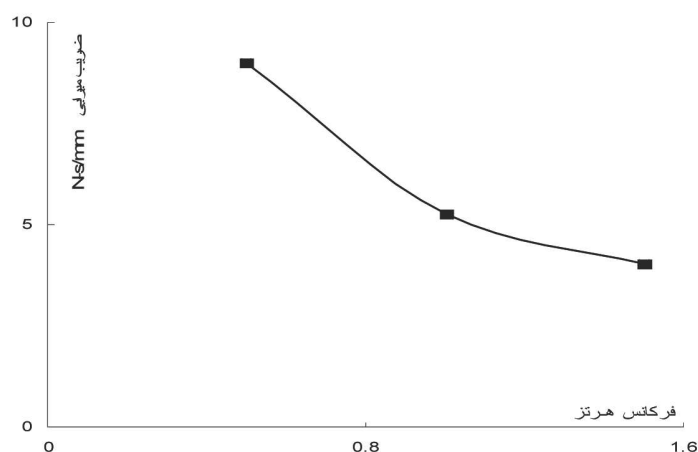
$$C = \frac{K_2}{\omega} = \frac{28.32}{3.14} = 9.02 \text{ N-S/mm}$$

همچنین خواهیم داشت:

$$\theta = \sin^{-1} \left(\frac{K_2 u_0}{P_0} \right) = \sin^{-1} \left(\frac{28.32 \times 28.5}{765} \right) \cong 90 \text{ deg ree}$$

که با توجه به اختلاف فاز تقریباً برابر ۹۰ درجه می‌توان نتیجه گرفت که مقدار سختی ذخیره شده K_1 برابر صفر است. این نتیجه دور از انتظار نیست به دلیل اینکه میله میراگر از دو طرف امتداد داشته و مکانیزم ذخیره روغن (Accumulator) از سیستم میراگر حذف شده است. در این صورت به علت غیر قابل تراکم بودن روغن، نیروی فنری در سیستم ذخیره نمی‌گردد.

نتایج مربوط به ضریب میرایی برای سایر آزمایشات در شکل (۱۸) نشان داده شده است. همانگونه که دیده می‌شود مقدار میرایی میراگر با افزایش فرکانس کاهش می‌یابد که دلیل آن شاید عدم دقت دستگاهی در برآورد نیروهای کوچک خصوصاً در سرعت‌های پایین (که مقدار نیروها کوچک است) باشد. البته مسئله اصطکاک نیز هنوز عامل موثری قلمداد می‌گردد زیرا که نسبت نیروی اصطکاک به کل نیرو در سرعت‌های پایین (که نیروی ویسکوز کوچک است) قابل ملاحظه است. در نهایت می‌توان میراگر ساخته شده را به عنوان یک میراگر ویسکوز با ضریب میرایی متوسط ۶/۰ N-S/mm طبقه‌بندی نمود.



شکل (۱۸): تغییرات ضریب میرایی میراگر بر حسب افزایش فرکانس

ب و ج - مشخصات مکانیکی میراگر با بازشدگی ۱۶ و ۱۷ میلیمتر

به دست آمده نشان می‌دهد که ضریب میرایی تا محدوده ۱۶ میلیمتر متناسباً تغییر کرده و در مجموع کوچک است ولی پس از آن با ورود به محدوده بازشدگی ۱۵ میلیمتر به شدت ضریب میرایی تغییر کرده و بزرگ می‌شود. این پدیده نشان می‌دهد که مکانیزم کنترل جریان روغن در محدوده ۱۵ میلیمتری به سرعت به سمت بستن کامل جریان روغن در لوله پلاستیکی نزدیک می‌شود.

مطابق روش انجام شده در بخش قبل، برای میراگر با بازشدگی ۱۶ و ۱۷ میلیمتر نیز مشخصات مکانیکی محاسبه و در جداول (۱) و (۲) ارائه شده‌اند. برای میراگر با بازشدگی‌های ۱۶ و ۱۷ میلیمتر نیز می‌توان به ترتیب میرایی متوسط ۱ و ۰/۴۷ N-S/mm در نظر گرفت. نتایج

جدول (۱): مشخصات مکانیکی میراگر با بازشدگی ۱۶ میلیمتر

| فرکانس | W_D N-mm | u_0 mm | P_0 N | K_2 N/mm | $N-S/mm$ | C |
|----------|------------|----------|---------|------------|----------|---|
| ۰/۵ هرتز | ۱۰۲۲۰ | ۲۸/۵ | ۱۱۰ | ۴/۰ | ۱/۲۷ | |
| ۱/۰ هرتز | ۹۷۸۰ | ۲۳ | ۱۲۵ | ۵/۸۸ | ۰/۹۴ | |
| ۱/۵ هرتز | ۶۸۸۰ | ۱۷/۲ | ۱۲۴ | ۷/۴ | ۰/۷۹ | |

جدول (۲): مشخصات مکانیکی میراگر با بازشدگی ۱۷ میلیمتر

| فرکانس | W_D N-mm | u_0 mm | P_0 N | K_2 N/mm | $N-S/mm$ | C |
|----------|------------|----------|---------|------------|----------|---|
| ۰/۵ هرتز | ۴۸۶۰ | ۲۸/۵ | ۵۲ | ۱/۹ | ۰/۶۱ | |
| ۱/۰ هرتز | ۴۴۵۰ | ۲۳ | ۶۰ | ۲/۶۸ | ۰/۴۳ | |
| ۱/۵ هرتز | ۳۰۷۰ | ۱۷ | ۵۳ | ۳/۳۸ | ۰/۳۶ | |

۸- تعیین مشخصات غیرخطی میراگر

روابط ارائه شده در بخش قبلی برای میراگرهای ویسکوز خطی قابل استفاده می‌باشد. حال اگر میراگر دارای مشخصه‌های غیرخطی مطابق رابطه (۲) باشد، برای تعیین مقدار توان میرایی و ضریب میرایی غیرخطی آن می‌توان با تبدیل رابطه (۲) به مختصات لگاریتمی رابطه زیر را نوشت:

$$\log(f_D) = \log C + \alpha \log(\dot{u}) \quad (15)$$

ضریب α شیب خط مستقیمی خواهد بود که از انترپولاسیون مقادیر $\log(f_D)$ و $\log(\dot{u})$ بدست خواهد آمد و مقدار ضریب میرایی غیرخطی را می‌توان با گرفتن آنتی‌لگاریتم از مقدار $\log C$ به دست آورد. این روش به عنوان مثال در مراجع [۷] و [۸] به کار گرفته شده است.

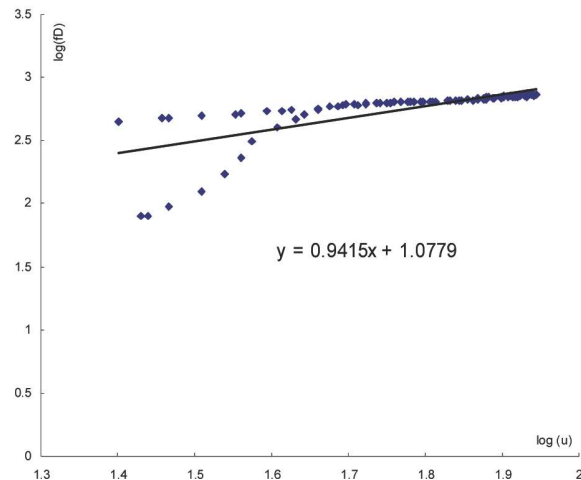
۸-۱- محاسبه ضریب غیرخطی میراگر

به عنوان نمونه تعیین ضریب غیرخطی میراگر با باز شدگی ۱۵ میلیمتر در اینجا آورده شده است. با استفاده از رابطه (۱۵) و برای فرکانسهای ۰/۵، ۱ و ۱/۵ هرتز این ضریب به دست آمده است. بدین منظور با توجه به اطلاعات ثبت شده و رسم منحنی‌های لگاریتمی نیرو بر حسب سرعت و با برازش خطی این اطلاعات، می‌توان ضریب α را به دست آورد. شکل (۱۹) منحنی مربوطه را برای فرکانس ۰/۵ هرتز نشان می‌دهد. ضریب غیر خطی میراگر برای فرکانسهای ۰/۵، ۱ و ۱/۵ هرتز به ترتیب ۰/۹۴، ۰/۹۶ و ۰/۹۱ به دست آورده شده است. با توجه به نزدیکی اعداد فوق به عدد ۱ می‌توان با تقریب قابل قبولی فرض نمود که میراگر ساخته شده به صورت خطی عمل می‌نماید. در ضمن به عنوان مثال ضریب میرایی غیرخطی C برای

مراجع

- 1- Soong TT, Spencer BF. Supplemental energy dissipation: state of the art and state of the practice. *Engineering Structures*, 2002; 24: 243-259.
- 2- Constantinou MC, Symans MD. Experimental and analytical investigation of seismic response of structures with supplemental fluid viscous dampers. *Report No. NCEER-92-0032*, National Center for Earthquake Engineering Research, *State University of New York*, Buffalo, 1992.
- 3- Soong TT, Dargush GF. *Passive energy dissipation systems in structural engineering*. London; Wiley, 1997.
- 4- Hanson RD, Soong TT. *Seismic design with supplement energy dissipation devices*. EERI Monograph No.8, Oakland (CA): Earthquake Engineering Research Institute, 2001.
- 5- Constantinou MC. Principles of friction, yielding steel and fluid viscous dampers: Properties and design. *Passive and active structural vibration control in civil engineering*, Springer, Berlin, 1994; 209- 240.
- 6- Makris N, Constantinou MC. Viscous dampers: testing, modeling and application in vibration and seismic isolation. NCEER Report 90-0028. State university of New York at Buffalo, NY, 1990.
- 7- Terenzi G. Dynamics of SDOF Systems with Nonlinear Viscous Damping. *J. Engineering Mechanics*. 1999; 956-963.
- 8- Pekcan G, Mander JB, Chen SS. Fundamental considerations for the design of non-linear viscous dampers. *Earthquake Eng. Struct. Dyn* 1999; 28: 1405-1425.

حالت ۵/ هرتز برابر $C=10^{1.0779}$ خواهد بود که مقداری مساوی با ۱۱/۹۶ N-S/mm را به دست می‌دهد که در مشابهت با ضریب $C=9.02$ به دست آمده از طریق روش قبلی است.



شکل (۱۹): منحنی لگاریتمی نیرو بر حسب سرعت (فرکانس ۵/ هرتز)

۹- نتیجه گیری

در این تحقیق میراگر ویسکوز با قابلیت تنظیم جریان روغن طراحی و ساخته شد که گرچه عملکرد مکانیزم تنظیم جریان روغن آن مطلوب نبود، ولی تجربه خوبی در طراحی و ساخت میراگرهای ویسکوز به حساب می‌آید. تجربه طراحی، ساخت و آزمایشات انجام شده بر روی این میراگرها در تحقیقات آینده می‌تواند برای ساخت میراگرهای قابل کنترل به کار گرفته شود.



مطالعه آزمایشگاهی اثر مقاومت اتصالات در قابهای مهاربند ضربدری

حمید رضا فرشچی^۱، عبدالرضا سروقد مقدم^۲، محمد قاسم وتر^۳

چکیده

قاب مهاربندی شده یکی از فرم های متداول اجرای سازه های فولادی در ایران می باشد. در این سازه ها انواع مهاربندها به عنوان سیستم باربر جانبی به کار می رود و در محاسبات، اتصالات تیر و ستون این قاب ها به صورت مفصلی فرض می گردد. در اجرا نیز سعی می گردد با استفاده از اتصال ساده این فرض واقعیت یابد. واضح است چنین فرضی عملاً قابل اجرا نیست، و اتصال تیر و ستون و مهاربند با مقداری گیرداری اجرا می شوند لیکن در جهت محافظه کاری از این اثر صرف نظر می گردد.

در این تحقیق رفتار آزمایشگاهی اتصالات قاب فولادی مهاربندی با $\frac{1}{4}$ مقیاس تحت بارگذاری چرخه ای بررسی می گردد. این تحقیق با سه آزمایش شامل: قاب متشکل از تیر و ستون، قاب به همراه ورق های اتصال مهاربند در گوشه قاب (Gusset Plate) و قاب به همراه مهاربند ضربدری با مقطع ناودانی با شرایط یکسان بارگذاری، انجام گردید. نتایج نشان می دهد که، اتصالات قاب در این سیستم علیرغم صرف نظر در محاسبات دارای درصدی گیرداری می باشند که با اضافه شدن ورق های اتصال مهاربند در گوشه قاب (Gusset Plate) و متصل شدن آن به تیر و ستون گیرداری به مراتب بیشتری در این اتصالات به وجود می آید.

کلمات کلیدی:

اتصالات، مهاربند، قاب فولادی

Experimental Study of Connection Strength Effects in X-Type Braced Frames

Hamid Reza Farshchi, Abdolreza S. Moghadam, M.Gh. Vetr

ABSTRACT

Braced frames are popular a type of steel frames in Iran. In these structures different kind of braced are used to resist lateral loads and all connections are considered as fix-type connections. In practice great care is taken, but it is not possible to construct fully fix-type connections and they are partially fixed, however, to be on the safe-side this fixity is neglected.

In this research, experimental behavior of the braced frame connection with scale of 0.5 under cyclic load has been investigated. This study has been performed under the same loading condition using three tests: 1- bare frame made of beam and columns; 2- frame with gusset plates; 3- x-braced frame (braced made of two U sections). Results show that connection in these type of frames, although neglected in calculations, have some fixity and with use of gusset plates this fixity becomes much more.

Key words:

Connections, Braced Frames, Steel Frames

۱. کارشناس ارشد پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله h.farshchi@iiees.ac.ir

۲. استادیار پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله moghadam@iiees.ac.ir

۳. استادیار پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله vetr@iiees.ac.ir

همواره درصدی گیرداری بر حسب نوع اتصال در آنها به وجود می‌آید. که تعیین اثر درصد گیرداری اتصالات یک قاب مهاربندی شده با مشخصات ذیل، از اهداف این تحقیق می‌باشد.



شکل (۱): اتصال مهاربندی هم‌مرکز

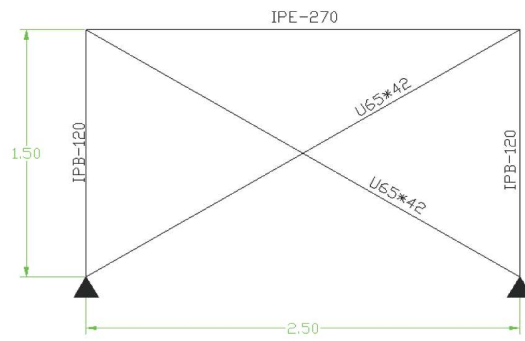
۲- مشخصات مدل آزمایش

در هر کار آزمایشگاهی لازم است قبل از شروع کار و محاسبات به محدودیت‌های موجود در زمینه‌های مختلف از جمله امکانات آزمایشگاه، مصالح، زمان و غیره توجه خاصی شود، تا با برنامه‌ریزی و پیش‌بینی‌های لازم هنگام اجرا مشکلات کمتر و اجرای دقیق و سریع داشته باشیم. در این مطالعه، سعی گردید قبل از انجام آزمایشات، محدودیت‌های اجرایی آن بررسی گردد و مدل سازی براساس این محدودیت‌ها انجام شود.

برای تعیین مشخصات مقاطع نمونه‌های آزمایشگاهی، براساس روش‌های متداول یک سازه فولادی ۵ طبقه با ارتفاع هر طبقه ۳ متر، و تعداد ۲ و ۵ دهانه در دو راستا با فواصل ۵ متر در نظر گرفته شده و با $\frac{1}{4}$ مقیاس در برنامه ETABS مدل سازی گردید. سپس مشخصات بالاترین طبقه یکی از دهانه‌های مهاربندی به عنوان نمونه آزمایشی در نظر گرفته شد. در آن دهانه از مقاطع IPB120 برای ستون‌ها و مقطع IPB270 برای تیر و از مقاطع ناودانی U65x42 به صورت تک برای مهاربندها استفاده گردیده است (شکل (۲)).

روشهای رایج در طرح و آنالیز ساختمانها معمولاً بر این پایه استوار است که یک اسکلت باربر مشتمل بر قاب‌های فولادی و یا بتنی، وظیفه حمل بارهای قائم را بر عهده دارد و برای نیروهای افقی مثل باد یا زلزله از مهاربند، دیوار برشی و یا سیستم‌های مشابه استفاده می‌گردد. قاب مهاربندی شده یکی از فرمهای متداول اجرای سازه‌های فولادی در ایران می‌باشد. مهاربند ساختمانها در برابر زلزله ممکن است به روش‌های مختلف طرح و اجرا شود، کاربرد هرکدام از انواع مهاربند بستگی به شرایط خاص خود دارد. از جمله سیستم‌های مهاربندی که در ایران طرح و اجرا می‌شوند، می‌توان به سیستم‌های مهاربندی K، هفت (۷)، هشت (۸)، ضربدری و لوزی اشاره نمود. در کتاب‌های مرجع [۱-۲] خصوصیات ویژه هرکدام از این مهاربندها آمده است. از بین انواع مهاربندها لازم است توضیحات بیشتری در مورد مهاربند ضربدری که تأکید این تحقیق است، داده شود.

مهاربند ضربدری (X-Bracing) یکی از متداول‌ترین انواع مهاربندی در ایران می‌باشد که در اغلب ساختمانهای فولادی طرح و اجرای آن به چشم می‌خورد و به دو نوع مهاربند هم‌مرکز و مهاربند خارج از مرکز تقسیم می‌شوند. قاب‌هایی که دارای مهاربند هم‌مرکز می‌باشند در آنها محور مهاربندها تقریباً از محل محورهای تیر و ستون عبور می‌کند، حالتی از این نوع مهاربندی در شکل (۱) نشان داده شده است. از خصوصیات ویژه این نوع مهاربندی سختی فوق‌العاده زیاد آن است. اعضای مهاربند ضربدری در صورتی که در مرکز به یکدیگر به نحو مناسبی اتصال داشته باشند، باعث تقلیل طول کمناش مهاربند می‌گردد. از اینرو دیده می‌شود که غالباً اعضاء ضربدری مهاربند در وسط به یکدیگر متصل می‌باشند. اصولاً قابهایی که مهاربندی می‌شوند ممکن است اتصالات مفصلی آنها به صورت‌های مختلفی باشد، که این فرم اتصالات با نظر طراح و توان اجرایی مجری ساختمان انتخاب می‌گردد. در محاسبات، این اتصالات مفصلی فرض می‌شوند و هیچ‌گونه تفاوتی از نظر گیرداری با یکدیگر ندارند. در حالی که در اجرای این اتصالات چنین نمی‌باشد و



شکل (۲): قاب مورد نظر از سازه که به صورت مجزا مدلسازی شده

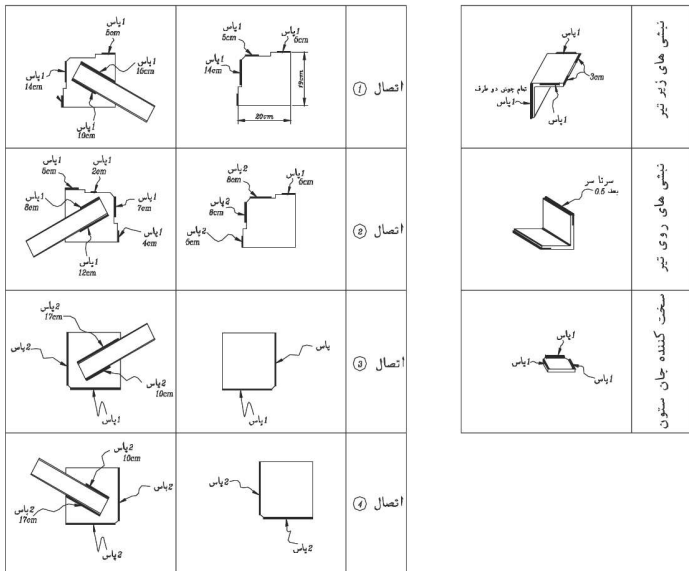
یکی دیگر از قسمتهای مهم، مدل سازی اجرایی اتصالات در عمل بود. باتوجه به اینکه اتصالات قاب مهاربندی به صورت مفصلی تحلیل و طراحی شده است لیکن در اجرا، اتصال مفصل به صورت ایده آل اجرا نمی گردد و مقداری گیرداری در قاب ها ایجاد می گردد لذا سعی گردید تا مطابق اجرای معمول، از دونبشی در بالا و پایین تیر استفاده گردد که لب نبشی ها جوش کامل شوند و همچنین برای مفصل بودن پای ستون ها فقط جان ستون ها از دو طرف به پلیت کف جوش شود. دو مهاربند در وسط با یک پلیت به هم متصل گردیدند و این مسئله نیز در طول کمانش آنها مؤثر و در محاسبات منظور شده است. همچنین ابعاد و تعداد پاسهای جوشکاری در گیرداری اتصال بسیار تعیین کننده می باشد لذا موقعیت

و مقادیر جوش در اتصالات در شکل (۳) نشان داده شده است. سعی گردیده وضعیت این اتصالات در تمام آزمایشات ثابت بمانند و در صورت ترک خوردگی مجدداً ترمیم گردیده اند.

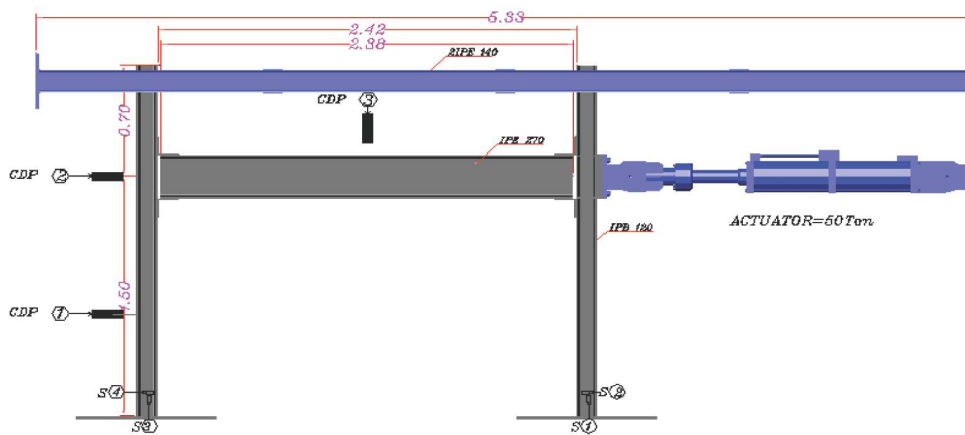
یکی دیگر از موارد مهم، مدل سازی کنترل تغییر مکان خارج از صفحه قاب حین آزمایش می باشد زیرا در صورت عدم کنترل، جابجایی خارج از صفحه باعث به وجود آمدن نیروهای مخرب پیچشی و کاهش دقت آزمایش می شود. لذا می بایست با استفاده از امکانات موجود مکانیزی طرح و اجرا نماییم تا تغییر مکان خارج از صفحه را کنترل کنیم، بنابراین از سیستم کشویی برای انجام این کار استفاده گردید، بدین صورت که دو عدد تیر آهن نمره ۱۴ به صورت دابل با فاصله عرض ستون به علاوه ۳ میلیمتر به عنوان بادخور با سه تسمه

در بالا و پایین به هم متصل شده و سر و ته این تیر دابل از دو عدد پلیت ضخیم استفاده گردید که با چهار پیچ هر طرف به قاب عکس العمل متصل گردیدند. البته برای کنترل دقیق و به حداقل رساندن تغییر شکل این تیرها بر اثر وزن خود یا نیروهای وارده پیش بینی گردید تا ۲ سانتی متر کوچکتر از قاب ساخته شوند تا هنگام سفت کردن پیچ ها تیر در کشش قرار گیرد. این تیر دابل در ارتفاعی بالاتر از جک و قاب نصب می گردد و ستونهای قاب از پروفیل IPB120 تشکیل شده و حدود ۸۰cm بلندتر از قاب بودند. این ستون ها داخل تیر دابل مهار جانبی قرار می گرفت و حرکت قاب فقط در جهت کشویی تیر دابل امکان پذیر بود.

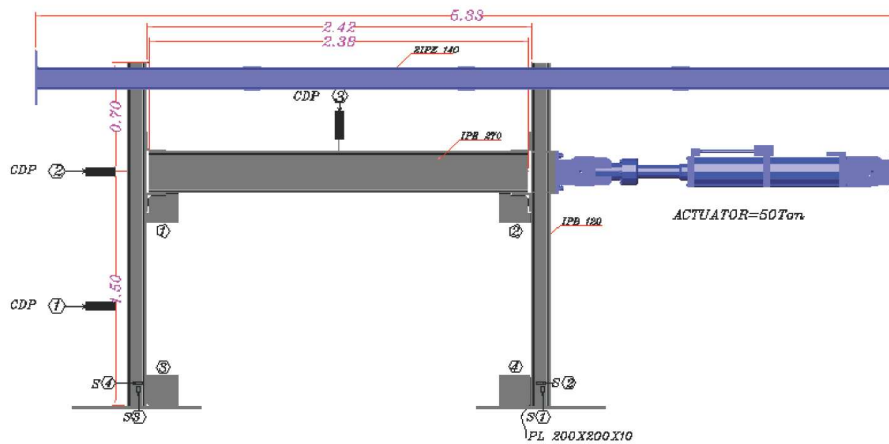
بعد از ساخت و نصب نمونه مطابق مشخصات شکل (۴)، اولین آزمایش به صورت قاب تنها برگزار گردید. در آزمایش دوم مطابق شکل (۵) قاب به همراه ورقهای اتصال مهاربند در چهار گوشه قاب آزمایش گردید. در آزمایش سوم مطابق شکل (۶) قاب به همراه مهاربند ضربدری آزمایش گردید. در کاملترین حالت از ۴ عدد تغییر مکان سنج و ۱۲ عدد کرنش سنج استفاده گردیده است که بنا به مورد آزمایش، این تعداد کمتر می گردد. در اشکال (۴) تا (۶) تغییر مکان سنجها با CDP و کرنش سنجها با S مشخص شده اند.



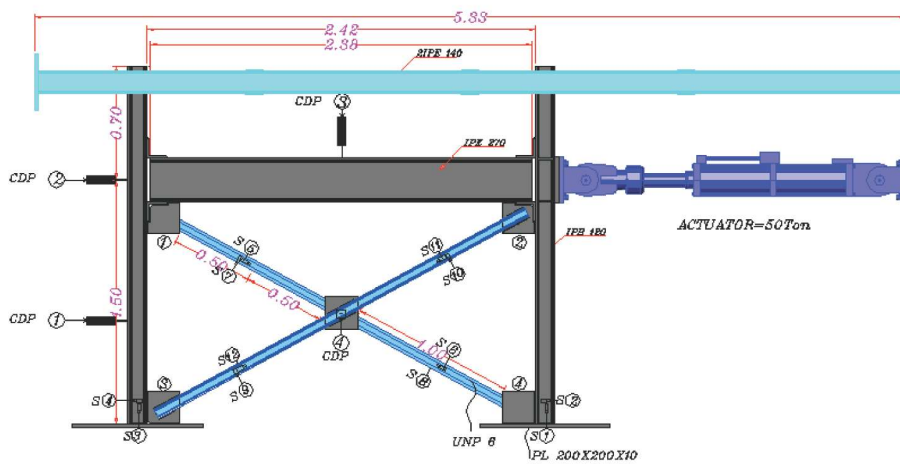
شکل (۳): موقعیت و مقادیر جوش در اتصالات



شکل (۴): قاب خالی در اولین آزمایش



شکل (۵): قاب به همراه ورقهای اتصال مهاربند در چهار گوشه قاب



شکل (۶): قاب به همراه مهاربند ضربردی

۳- گزارش آزمایشات

۳-۱- آزمایش قاب فولادی خالی بدون مهاربند

در مدل سازی و محاسبات، اتصالات قاب را مفصل فرض می‌نماییم و در اجرا نیز با اینکه سعی می‌گردد که به صورت ایده‌آل مفصل اجرا شود ولی چنین اتفاقی رخ نمی‌دهد و با اتصالاتی که هم‌اکنون در این قاب‌ها اجرا می‌شود مقداری گیرداری به وجود می‌آید که در این آزمایش ما مقدار این گیرداری را در حالت قاب تنها و در حالت قاب به علاوه ورقهای اتصال مهاربند در گوشه‌های قاب بررسی می‌کنیم. اولین آزمایش به صورت یک قاب فولادی متشکل از تیر و

ستون مطابق شکل (۷) تعریف شده بود. بارگذاری با سرعت 4mm/s و با گامهای 4mm ، 8mm ، 12mm ، 16mm ، 20mm ، 28mm ، 36mm ، 44mm و ... تکرار دوبار در هر گام در نظر گرفته شد.

پس از انجام کنترل‌های لازم و اطمینان از نصب و صحت تجهیزات، بارگذاری شروع شد. لذا برای مقایسه عملکرد قاب با آزمایشات دیگر تغییرمکان نهایی را مدنظر قرار می‌دهیم. بدین معنی که تغییرمکان نهایی 20 میلیمتر را به عنوان مبنای در هر سه آزمایش اعمال می‌گردد.

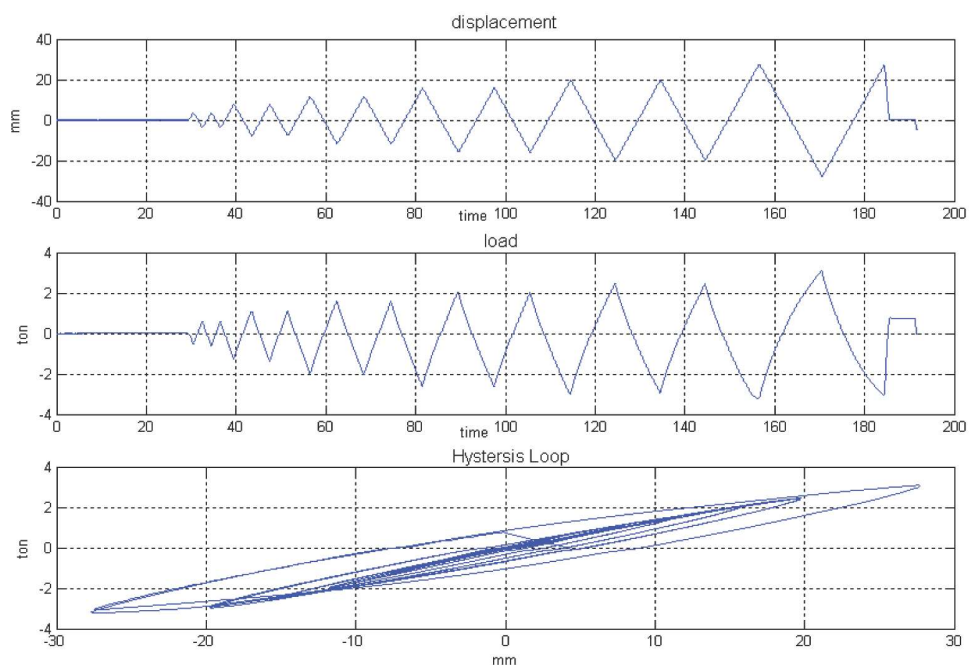


شکل (۷) : نمای کلی از قاب مورد آزمایش

انجامید. حداکثر تغییرمکان برابر 28 میلیمتر و نیروی معادل آن برابر $3/1\text{Ton}$ در کشش یا فشار بود. جالب توجه است که نیروی کششی و فشاری بسیار مشابه هستند و حلقه‌های هیستریزس خیلی منظم و مشابه هستند.

در جدول (۱) به بررسی خصوصیات هیستریزس می‌پردازیم همچنین اطلاعات به دست آمده از خروجی‌های ثبت شده به صورت عددی در گامهای مختلف بارگذاری آمده است.

خروجی‌های مورد استفاده از این آزمایش مربوط به اطلاعات جک و دو تغییرمکان سنج با موقعیت ۲ و ۳ بود. در شکل (۸) مقادیر تغییرمکان - نیرو و ترکیب حاصل از این دو به شکل منحنی هیستریزس ارائه شده است. در نمودار تغییرمکان همان روند بارگذاری، با گامهای $0/4$ سانتیمتر و سپس $0/8$ سانتیمتر ملاحظه می‌گردد که با سرعت 4mm/s اعمال گردید و در مدت زمان حدود 160 ثانیه به طول



شکل (۸) : منحنی اطلاعات خروجی جک (Actuator)

جدول (۱) : نتایج بدست آمده از اطلاعات خروجی جک (Actuator)

| آزمایش قاب فولادی بدون مهاربند | | | | | | |
|--------------------------------|----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------------------------|-------------------------|------------------------|
| حلقه | شیب بارگذاری درجه | شیب باربرداری درجه | شیب کل حلقه درجه | انرژی جذب شده (N/m ²)J | بارگذاری فشاری (Ton) | بارگذاری کششی (Ton) |
| ۱ | ۵۶/۳۱ | ۵۶/۱۳ | ۵۴/۴۶ | ۴۴ | ۰/۶۲ | ۰/۴۹ |
| ۲ | ۵۶/۲۷ | ۵۸/۲۵ | ۵۵/۹۵ | ۲۹ | ۰/۶۱ | ۰/۵۶ |
| ۳ | ۵۸/۱۵ | ۵۵/۹۵ | ۵۵/۶ | ۱۷۳ | ۱/۱۵ | ۱/۲۱ |
| ۴ | ۵۷/۵ | ۵۸ | ۵۶/۶۶ | ۱۳۰ | ۱/۳۳ | ۱/۳۲ |
| ۵ | ۵۷/۵ | ۵۵/۵۹ | ۵۵/۶۸ | ۴۳۳ | ۱/۶۳ | ۱/۹۳ |
| ۶ | ۵۷/۲۹ | ۵۶/۶۶ | ۵۶/۱۳ | ۴۲۸ | ۱/۶۱ | ۲/۰۱ |
| ۷ | ۵۵/۹۵ | ۵۳/۶۷ | ۵۴/۸۴ | ۱۰۳۲ | ۲/۰۶ | ۲/۵۶ |
| ۸ | ۵۴/۰۷ | ۵۳/۶۷ | ۵۵/۰۳ | ۱۱۳۸ | ۲/۰۶ | ۲/۵۷ |
| ۹ | ۵۲/۴۳ | ۴۹/۲۳ | ۵۳/۰۶ | ۲۳۵۰ | ۲/۵ | ۲/۹۵ |
| ۱۰ | ۴۹/۴۸ | ۴۸/۹۹ | ۵۲/۶۴ | ۲۴۸۰ | ۲/۴۸ | ۲/۸۸ |
| ۱۱ | ۴۲/۳ | ۳۶/۸۷ | ۴۷/۷ | ۶۸۱۰ | ۳/۱۳ | ۳/۲ |
| ۱۲ | - | - | ۳۸/۶۶ | ۴۲۸۰ | - | ۳/۰۳ |
| نهایی | - | - | ۵۱/۳۴ | ۱۸۹۰۰ | - | - |

۳-۲- آزمایش قاب فولادی به همراه ورقهای اتصال

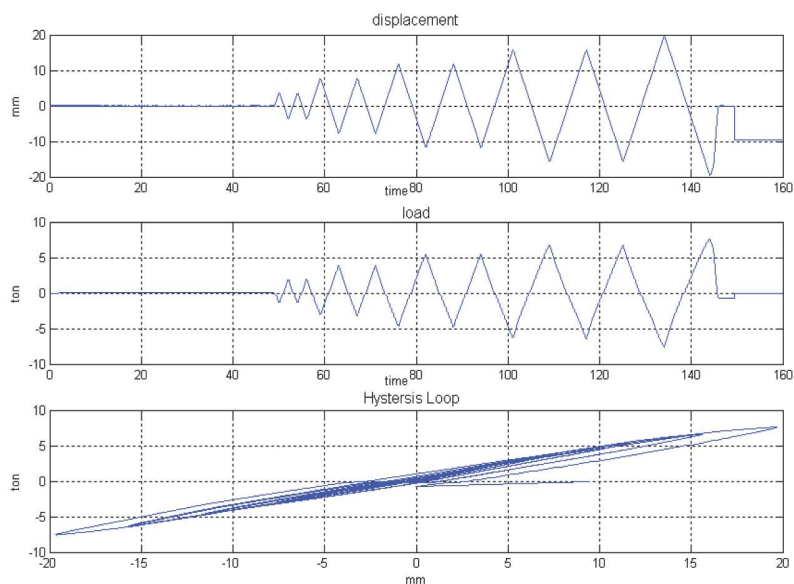
مهاربند در گوشه‌های قاب

این آزمایش برای بررسی سختی قاب به همراه ورقهای اتصال مهاربند در گوشه‌های قاب با مشخصات ذکر شده می‌باشد. با نصب صفحات اتصال مهاربند به گوشه‌های قاب، نمونه آماده آزمایش گردید. پس از انجام کنترل‌های لازم و اطمینان از نصب و صحت

تجهیزات، بارگذاری مطابق تاریخچه قبلی انجام شد. لذا برای مقایسه عملکرد قاب با آزمایشات دیگر تغییر مکان مبنا ۲۰ میلیمتر اعمال گردید. در مدت حدود ۱۰۰ ثانیه آزمایش به اتمام رسید که در انتها قاب با یک سیکل تغییر مکان فوق را تجربه کرد لیکن جوش یکی از اتصالات پای ستون دچار ترک خوردگی گردید که می‌بایست در آزمایش بعدی حتماً ترمیم شود (شکل ۹).



شکل (۹): نمایی از ترک خوردگی در پای ستون بعد از آزمایش



شکل (۱۰): منحنی اطلاعات خروجی جک (Actuator)

فشار به قاب منتقل شده است. در این آزمایش نیز نیروی کششی و فشاری بسیار مشابه هستند و حلقه‌های هیستریز خیلی منظم و مشابه هستند.

در جدول (۲) به بررسی خصوصیات هیستریز می‌پردازیم همچنین اطلاعات به دست آمده از خروجی‌های ثبت شده به صورت عددی در گامهای مختلف بارگذاری آمده است.

خروجی‌های مورد استفاده از این آزمایش مربوط به اطلاعات جک می‌باشد که در شکل (۱۰) مقادیر تغییر مکان - نیرو و ترکیب حاصل از این دو مقدار به شکل منحنی هیستریز ارائه شده است. در نمودار تغییر مکان با همان روند بارگذاری، با گامهای ۰/۴ سانتیمتر و سپس ۰/۸ سانتیمتر ملاحظه می‌گردد، که با سرعت ۴mm/s اعمال گردید و حداکثر تغییر مکان ۲۰ میلیمتر با نیروی معادل ۷/۸Ton در کشش یا

جدول (۲) : نتایج بدست آمده از اطلاعات خروجی جک (Actuator)

| آزمایش قاب فولادی به همراه ورقهای اتصال مهاربند به گوشه‌های قاب | | | | | | |
|---|----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------------------------|-------------------------|------------------------|
| حلقه | شیب بارگذاری درجه | شیب باربرداری درجه | شیب کل حلقه درجه | انرژی جذب شده (N/m ²)J | بارگذاری فشاری (Ton) | بارگذاری کششی (Ton) |
| ۱ | ۷۵/۷۹ | ۸۷/۶ | ۷۶/۹۹ | ۸۰ | ۲/۱ | ۱/۲۸ |
| ۲ | ۷۶/۷ | ۷۸/۷۵ | ۷۷/۰۵ | ۶۳ | ۲/۱ | ۱/۳ |
| ۳ | ۷۶/۹۶ | ۷۸/۱۳ | ۷۷/۱۵ | ۴۲۵ | ۳/۹۵ | ۲/۹۳ |
| ۴ | ۷۷ | ۷۸/۳۵ | ۷۷/۱۵ | ۲۷۶ | ۳/۹۵ | ۳/۰۱ |
| ۵ | ۷۶/۷۶ | ۷۷/۳۳ | ۷۶/۷۶ | ۱۱۳۹ | ۵/۵۳ | ۴/۶۱ |
| ۶ | ۷۶/۴۸ | ۷۷/۵ | ۷۶/۷۹ | ۸۵۳ | ۵/۵۳ | ۴/۷۱ |
| ۷ | ۷۶/۵۱ | ۷۶/۰۹ | ۷۶/۰۹ | ۲۷۲۱ | ۶/۸ | ۶/۲ |
| ۸ | ۷۵/۸۲ | ۷۶/۱۹ | ۷۶/۰۶ | ۲۴۰۰ | ۶/۷ | ۶/۲ |
| ۹ | ۷۵/۴۷ | ۷۳/۷ | ۷۵/۵۸ | ۵۶۲۰ | ۷/۷۴ | ۷/۴۶ |
| ۱۰ | ۷۵/۳۶ | ۷۶/۵۷ | ۷۵/۴۷ | ۲۳۱ | - | - |
| نهایی | - | - | ۷۶/۰۶ | ۱۳۶۵۰ | - | - |



شکل (۱۱) : نمای کلی قاب آماده شده

۳-۳- آزمایش قاب فولادی با مهاربند ضربدری

بعد از انجام دو آزمایش قبلی و ترمیم جوش‌های صدمه دیده، دو پروفیل مهاربندها با مقطع ناودانی را پشت به پشت نصب می‌نمائیم شکل (۱۱). موقعیت اتصالات این قاب در شکل (۱۲) ملاحظه می‌گردد. ورق اتصال وسط دو مهاربند، در وسط قرار داده و جوش می‌گردد.

منحنی‌های متعدد شده است که در شکل (۱۳) اطلاعات خروجی جک ترسیم گردیده است و در نهایت مقادیر تغییرمکان - بار با یکدیگر ترکیب و منحنی هیستریزس آن ترسیم شده است. در اولین منحنی می‌توان میزان تغییرمکان جک را مشاهده نمود که در ۶ گام با سرعت ۴mm/s تغییرمکان حداکثر ۲۸ میلیمتر را به سازه اعمال نموده است. مدت زمان انجام این آزمایش حدود ۱۸۰ ثانیه بوده است.

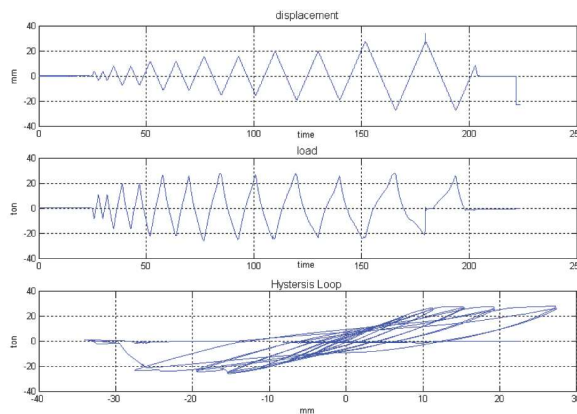


شکل (۱۲): نمای اتصالات مهاربند

در منحنی بعدی تغییرات نیروی اعمالی جک ملاحظه می‌گردد که مقدار نیرو سریعاً رشد نشان می‌دهد و پس از گام سوم تقریباً ثابت می‌ماند، همچنین شکستگی جوش نبشی و جوش صفحه اتصال جک باعث تغییرات در نیروی کششی یعنی پایین منحنی شده است. از ترکیب دو مقادیر بالا می‌توان منحنی هیستریزس را نتیجه گرفت که جذب انرژی آن در کشش و فشار متناسب می‌باشد.

پس از انجام کنترل‌های مجدد و آماده بودن تجهیزات ثبت مقادیر بارگذاری شروع گردید در گام اول با تغییرمکان ۰/۴ سانتیمتر ۱۱ Ton بارگذاری در فشار داشتیم در گام دوم با ۰/۸ سانتیمتر میزان بارگذاری فشاری به ۲۰ Ton رسید و در گام سوم با ۱/۲ سانتیمتر تغییرمکان میزان بار فشاری به ۲۶ Ton رسید در گام چهارم با تغییرمکان ۱/۶ سانتیمتر بارگذاری فشاری به ۲۸ Ton رسید که در این هنگام بارگذاری ثابت ماند، خصوصاً بارگذاری فشاری، زیرا در کشش به علت تغییر شکل نبشی‌های تیر عملاً به جای کل بار تنها درصدی از نیرو به ستون مقابل منتقل می‌شد. لذا همین مسئله باعث شد که در نهایت در یکی از این کشش‌ها در تغییرمکان ۲ سانتیمتر نبشی بالای تیر در طرف جک دچار شکستگی در جوش شده و جداگردد و از اینجا نیروی کششی شروع به کاهش نمود اما در نیروی فشاری تغییر محسوسی رخ نداد. این روند ادامه پیدا نمود تا تغییر شکل پلاستیک مهاربندها در محل اتصال و در طول آنها رخ داد و در تغییرمکان ۲/۸ سانتیمتر در کشش، شکست جوش در صفحه اتصال جک با قاب اتفاق افتاد. در این لحظه آزمایش به اتمام رسید و بارگذاری متوقف گردید.

این آزمایش با موفقیت انجام شده بود. زیرا تغییرمکان اعمالی بیش از تغییرمکان مبنای ۲۰ میلیمتری می‌باشد و ایجاد دو شکستگی اخیر در جوش‌ها بعد از خارج شدن مجموعه از حالت الاستیک اتفاق افتاده بود. خروجی‌های دریافتی از تجهیزات اندازه‌گیری تبدیل به



شکل (۱۳): منحنی اطلاعات خروجی جک (Actuator)

در جدول (۳) به بررسی خصوصیات هیستریزیس می‌پردازیم در بررسی ظاهری قاب بعد از انجام آزمایش شکل (۱۴) همچنین اطلاعات به دست آمده از خروجی‌های ثبت شده ملاحظه می‌گردد که تغییر شکل‌های ماندگار در مهاربندها و به صورت عددی در گام‌های مختلف بارگذاری آمده است. اتصالات رخ داده است.



شکل (۱۴): نمای کلی قاب بعد از آزمایش

جدول (۳): نتایج به دست آمده از اطلاعات خروجی جک (Actuator)

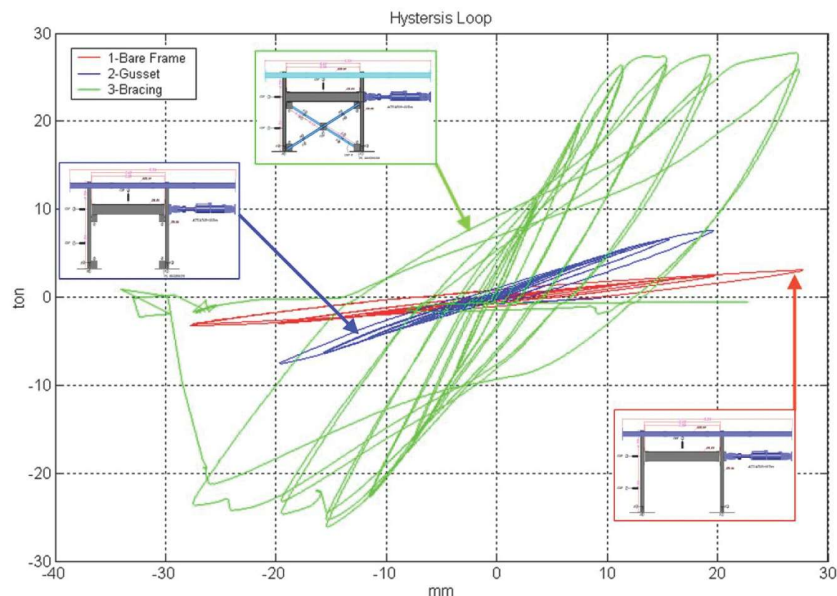
| آزمایش قاب فولادی با مهاربند ضربداری | | | | | | |
|--------------------------------------|----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------------------------|-------------------------|------------------------|
| حلقه | شیب بارگذاری درجه | شیب باربرداری درجه | شیب کل حلقه درجه | انرژی جذب شده (N/m ²)J | بارگذاری فشاری (Ton) | بارگذاری کششی (Ton) |
| ۱ | ۸۷/۷۶ | ۸۷/۹۳ | ۸۷/۷ | ۵۶۲ | ۱۱/۳ | ۷/۵۸ |
| ۲ | ۸۷/۷۹ | ۸۷/۹۳ | ۸۷/۷ | ۴۵۵ | ۱۱/۳۳ | ۷/۷ |
| ۳ | ۸۷/۵۷ | ۸۷/۵ | ۸۷/۴۸ | ۴۶۶۰ | ۲۰/۲ | ۱۵/۷ |
| ۴ | ۸۷/۲۶ | ۸۷/۵۶ | ۸۷/۵ | ۴۲۶۵ | ۲۰/۱۲ | ۱۶/۰۶ |
| ۵ | ۸۷/۰۴ | ۸۷/۱۲ | ۸۷/۲۱ | ۱۲۳۰۰ | ۲۶/۹۶ | ۲۲ |
| ۶ | ۸۶/۷ | ۸۷/۱۳ | ۸۷/۱۵ | ۱۰۶۰۰ | ۲۶/۱۷ | ۲۲/۰۶ |
| ۷ | ۸۶/۲۵ | ۸۵/۹ | ۸۶/۶ | ۲۶۷۰۰ | ۲۷/۹ | ۲۵/۶۳ |
| ۸ | ۸۵/۳۵ | ۸۵/۸ | ۸۶/۴۲ | ۲۴۶۰۰ | ۲۷/۰۳ | ۲۴/۷۹ |
| ۹ | ۸۳/۸۶ | ۸۳/۸۶ | ۸۵/۵۶ | ۴۳۷۰۰ | ۲۸/۰۹ | ۲۴/۱۳ |
| ۱۰ | ۸۲/۲۱ | ۸۳/۵۳ | ۸۴/۹۳ | ۳۵۴۰۰ | ۲۵/۹۵ | ۲۲/۶۸ |
| ۱۱ | ۷۹/۲۳ | ۷۹/۳۳ | ۸۳/۳۳ | ۷۷۴۰۰ | ۲۸/۳۲ | ۲۳/۶۸ |
| ۱۲ | ۶۱/۷۳ | ۷۶/۸۵ | ۷۹/۹۳ | ۷۹۵۰۰ | ۲۶/۴۶ | ۲۰/۷۱ |
| نهایی | - | - | ۸۴/۳۱ | ۳۲۲۰۰۰ | - | - |

۴- نتیجه گیری و پیشنهادات

در این بخش به بررسی و مقایسه سه آزمایش ۱- قاب فولادی بدون مهاربند، ۲- قاب فولادی به همراه ورق‌های اتصال مهاربند ضربردی در گوشه‌های قاب و ۳- قاب فولادی با مهاربند ضربردی می‌پردازیم. هدف از این بررسی، میزان تأثیر نوع اتصالات و سختی آنها در قاب اصلی می‌باشد.

جدول (۴): نتایج آزمایشات نسبت به یکدیگر

| آزمایش | قاب فولادی بدون مهاربند | قاب فولادی به همراه ورق‌های اتصال مهاربند به گوشه‌های قاب | قاب فولادی با مهاربند ضربردی |
|------------------------------|-------------------------|---|------------------------------|
| شیب بارگذاری | ۰/۶۴۳ | ۰/۸۶۵ | ۱ |
| شیب باربرداری | ۰/۶۴۴ | ۰/۹۹۶ | ۱ |
| شیب کل حلقه | ۰/۵۹۱ | ۰/۸۷۶ | ۱ |
| سرعت کاهش سختی در طول آزمایش | ۰/۴۲ | ۰/۳۸۶ | ۱ |
| انرژی جذب شده | ۰/۰۴ | ۰/۱۰۲ | ۱ |
| بارگذاری فشاری | ۰/۰۵۵ | ۰/۱۸۵ | ۱ |
| بارگذاری کششی | ۰/۰۶۵ | ۰/۱۶۹ | ۱ |
| تغییر مکان گره ۲ | ۱/۲۷ | --- | ۱ |
| تغییر شکل ماندگار | ۰/۱ | ۰/۱۳ | ۱ |



شکل (۱۵): منحنی هیستریزیس سه آزمایش: ۱- قاب فولادی بدون مهاربند، ۲- قاب فولادی بدون مهاربند به همراه ورق‌های اتصال مهاربند ضربردی در گوشه‌های قاب، ۳- قاب فولادی با مهاربند ضربردی

۵- پیشنهادات

برای نتیجه‌گرفتن از یک مدل آزمایشگاهی نیاز به انجام آزمایشات متعدد در حالت‌های مختلف می‌باشد لذا پیشنهاد می‌گردد با تعداد نمونه بیشتری و باتنوع در مهاربند، اتصالات، ابعاد و غیره آزمایشات بیشتری انجام گردد. برای تکمیل این مطالعه بررسی تحلیلی نیاز می‌باشد.

مراجع

- ۱- طاحونی؛ شاپور؛ اتصالات در سازه‌های فولادی؛ انتشارات دهخدا؛ زمستان ۱۳۶۹.
- ۲- عادل؛ حجت‌اله؛ مهندسی زلزله؛ انتشارات دهخدا؛ ۱۳۶۹.
- ۳- مرکز تحقیقات مسکن و شهرسازی؛ «استاندارد طرح ساختمانها در برابر زلزله موسوم به استاندارد ۲۸۰۰» نشریه شماره ۸۲، بهمن ماه ۱۳۶۶.

در تحلیل قاب با مهاربند ضربداری براساس آئین‌نامه‌ها برای اتصال دو مهاربند در وسط قاب با اعمال یک ضرب کاهش طول مؤثر که در خارج از صفحه ۵/۰ و در داخل صفحه ۰/۶۷ می‌باشد این قاب ها را طرح می‌نماییم. لیکن نتایج آزمایشی بر روی این قاب ها نشان دهنده اثر فوق‌العاده زیاد این اتصال نسبت به ضرایب پیشنهادی می‌باشد. به طوریکه در تحلیل ها حداکثر نیروی جانبی مجاز برای قاب فوق برابر ۶Ton محاسبه گردید درحالیکه عملاً در آزمایش سوم قاب با نیروی حدود ۲۷Ton به حالت غیرارتجاعی رسیده است. این اختلاف به علت گیرداری اتصالات و نامعینی‌های موجود در سیستم به وجود آمده است. در مجموع ملاحظه می‌گردد که حدود ۸ تا ۱۲ درصد یعنی به طور متوسط ۲۸۰۰kg از بار جانبی در آزمایش سوم توسط اتصالات قاب جذب شده و همچنین حدود ۳۰ درصد از بار جانبی در آزمایش سوم توسط اتصالات قاب و صفحات اتصال مهاربندها در گوشه‌های قاب جذب می‌شود که در این آزمایش برابر ۸۴۰۰kg بوده است.



معرفی و بررسی رفتار لرزه‌ای قاب مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم جفت

(DV-EBF)

محسنعلی شایانفر^۱، علیرضا رضائیان^۲، سینا طاهرخانی^۳

چکیده

استفاده از انواع قاب‌های مهاربندی شده واگرا برای طراحی و یا مقاوم سازی ساختمان‌ها و پل‌ها هر روزه رو به افزایش می‌باشد. بنابراین تحقیقات بسیار زیادی در این زمینه انجام شده است و یا در حال انجام است. در این مقاله نوع جدیدی از این قاب‌ها شامل دو پیوند قائم بررسی می‌گردد. در ابتدا قاب مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم دوگانه (DV-EBF)، معرفی و پارامترهای موثر در انتخاب طول پیوندها برای دستیابی به رفتار برشی مطرح و شیوه طراحی آنها عنوان خواهد شد. برای بررسی رفتار لرزه‌ای این سیستم از آنالیزهای غیرخطی (مواد و هندسی) تحت بار یک طرفه و چرخه‌ای استفاده شده است. در ادامه و پس از اطمینان از رفتار مناسب این قاب‌ها، اثر طول و تعداد سخت‌کننده‌ها نیز مطالعه گردید. نتایج حاصله نشان دادند که همه قاب‌ها در شرایط رفتار برشی، ضمن پایداری از شکل‌پذیری و سختی مناسبی برخوردارند، اما نمونه‌های شامل پیوندهای کوتاه‌تر و سخت‌کننده‌های جان، عملکرد مناسب تری از خود نشان دادند.

کلمات کلیدی:

قابهای مهاربندی شده واگرا، پیوند قائم جفت، رفتار لرزه‌ای، سخت‌کننده، شکل‌پذیری

Introduction and Study of Seismic Behavior of Eccentrically Braced Frames With Double Vertical Link (DV-EBFs)

M. A. Shayanfar, A. R. Rezaeian, and S. Taherkhani

ABSTRACT

Eccentrically Braced Frames are increasingly used in the design and/or retrofit of new and existing buildings and bridges. Accordingly extensive research works in this area is undertaken worldwide. In this paper a new type of Eccentrically Braced Frames composed of two vertical links is introduced. In this regard Eccentrically Braced Frames with double vertical links (DV-EBFs) are first introduced, effective parameters on selection of vertical link length and its design criteria are then explained. To investigate seismic performance of this system, nonlinear analyses (material and geometric) under monotonic and cyclic loading were performed to verify seismic behavior and effects of length and number of stiffeners used in the vertical link. The results show adequate shear strength, ductility and stiffness especially in short links with enough stiffeners.

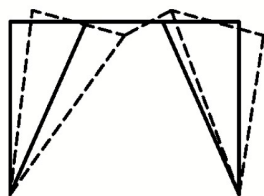
Key words:

Eccentrically Braced Frame, Double Vertical Link, seismic Behavior, Stiffener, Ductility

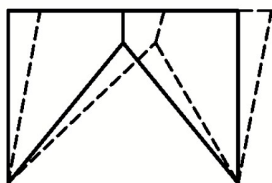
۱. عضو هیات علمی دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران shayanfar@iust.ac.ir

۲. دانشجوی دکتری سازه، دانشگاه علم و صنعت ایران farid_rezaeian@yahoo.com

۳. دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی sinacivilika@yahoo.com



الف) پیوند افقی



ب) پیوند قائم

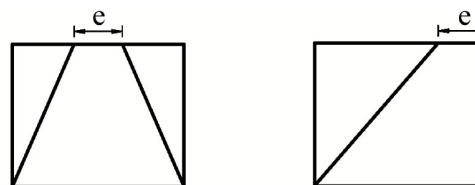
شکل (۲): نمایش تغییر شکل قاب‌های مهاربندی شده واگرا

در به کار گیری پیوند قائم در مقاوم سازی سازه‌ها محدودیت‌هایی مانند تناسب ابعادی بین تیرهای کف و اندازه پیوند، تقویت تیر کف به علت ایجاد ممان متمرکز در انتهای پیوند و ... وجود دارد [۴]. این محدودیت‌ها در سازه‌های بتنی به علت انتقال نیروی برشی به تیرهای بتنی قابل توجه‌تر می‌باشد.

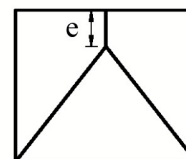
برای رفع موردهای فوق استفاده از قابهای مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم جفت (DV-EBF) پیشنهاد می‌گردد، شکل (۳). این سیستم به علت آنکه در هر دهانه از دو پیوند قائم استفاده می‌شود، نسبت به حالت پیوند قائم تک، دارای مزایایی به شرح زیر می‌باشد:

- ۱- کاهش تعداد دهانه‌های مهاربندی که نتیجه آن کاهش تعداد عضوهای مهاری و اتصال‌های آنها می‌باشد.
- ۲- کاهش محدودیت‌های معماری در تطبیق با سازه.
- ۳- سرعت اجرای بیشتر به علت کاهش حجم عملیات اجرایی.
- ۴- کاهش ممان متمرکز وارد بر تیر و کنترل چشمه اتصال مجاور پیوند قائم در تیر طبقه.
- ۵- کاهش نیروی طراحی و مسائل اتصال پیوندهای قائم به تیر طبقه و عضوهای مهاری.

امروزه استفاده از قابهای مهاربندی شده واگرا به علت پارامترهای لرزه‌ای مناسب، در طراحی و مقاوم سازی سازه‌ها در مناطق لرزه خیز مورد توجه می‌باشند. پیکربندی این قابها، که شامل وجود یک خروج از مرکزیت افقی و یا قائم (e) در انتهای عضوهای مهاری می‌باشد، شکل (۱)، علاوه بر آنکه از لحاظ معماری انعطاف پذیری لازم را برای ایجاد بازشوها فراهم می‌آورند، از لحاظ عملکرد لرزه‌ای نیز از قابهای خمشی، سخت تر و از قابهای مهاربندی شده همگرا، شکل پذیرتر می‌باشند. فلسفه طراحی پیوند در این قاب‌ها به صورتی است که در هنگام زلزله، ضعیف‌ترین بخش سازه باشند تا با ایجاد تغییر شکلهای غیر خطی در این ناحیه علاوه بر استهلاک انرژی ناشی از زلزله، از آسیب رسیدن به سایر عضوهای سازه نیز جلوگیری به عمل آورند [۳ تا ۱].



الف) پیوند افقی



ب) پیوند قائم

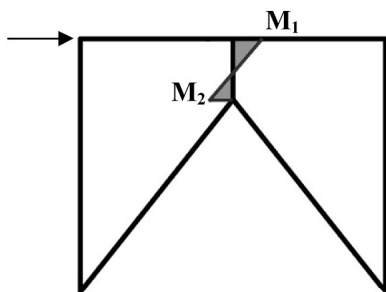
شکل (۱): انواع قابهای مهاربندی شده واگرا

از مزیت‌های قابهای مهاربندی شده واگرا با یک پیوند قائم (V-EBF) نسبت به قابهای مهاربندی شده واگرا با پیوند افقی (H-EBF) به مواردی مانند جلوگیری از آسیب دیدن سقف طبقه در هنگام زلزله، شکل (۲)، تعمیر و تعویض ساده پس از زلزله به علت عدم درگیری پیوند با سیستم باربر پایه و استفاده در بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها به خصوص در سازه‌های مهم و حساس مانند نیروگاه‌ها می‌تواند اشاره گردد.

برای پیوندهای قائم و با توجه به اینکه ممان‌های تشکیل شده در دو انتهای پیوند برابر نمی باشد، شکل (۴)، طول مناسب برای ایجاد شرایط لازم برای رفتار برشی به صورت رابطه (۲) پیشنهاد شده است [۵ و ۶]:

$$e \leq \frac{0.8(\kappa+1)M_p}{V_p}, \kappa = \frac{M_2}{M_1} \quad M_2 \leq M_1 \quad (2)$$

لازم به ذکر است رابطه‌های (۱) و (۲) با توجه به دیگرام آزاد نیروهای وارد بر پیوند و لحاظ اثر سخت شوندگی کرنشی برای برش و ممان به ترتیب برابر ۱٫۵ و ۱٫۲ برابر برش پلاستیک (V_p) و ممان پلاستیک (M_p) به دست آمده اند.



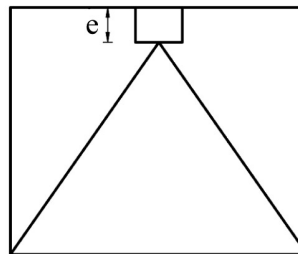
شکل (۴): توزیع لنگرهای دوسر پیوند قائم

در این مقاله برای طراحی قاب‌های با پیوند قائم جفت، از رابطه (۲)، که مربوط به حالت پیوند قائم تک می‌باشد، استفاده شده است. برای دیگر ضابطه‌های طراحی (مانند تعداد، فاصله و اندازه سخت کننده‌ها، عضوهای خارج از پیوند و ...)، از مقررات مندرج در UBC97 استفاده شده است [۷]. در محل اتصال پیوند به تیر طبقه، با بررسی برش چشمه اتصال، وجود ورق‌های مضاعف بررسی و در صورت لزوم، ورق به ضخامت مناسب به کار گرفته شده است.

۳- شرح مطالعات

۳-۱- هدف

هدف اصلی از این مقاله، بررسی رفتار لرزه‌ای و تاثیر پارامترهایی مانند طول و تعداد سخت کننده‌های جان پیوند، در قاب‌های مهاربندی شده و اگر با پیوند قائم جفت می‌باشد.



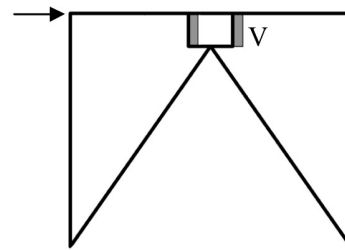
شکل (۳): قاب‌های مهاربندی شده و اگر با پیوند جفت

۲- طراحی قاب مهاربندی شده و اگر با پیوندهای قائم جفت طراحی قاب‌های و اگر با پیوند قائم مانند قاب‌های دارای پیوند افقی براساس "طراحی به روش ظرفیت" انجام می‌گیرد [۱۲ و ۱۳]. هدف این روش طراحی تمرکز تمام تغییر شکل‌های غیر خطی فقط در بخش پیوند است به صورتی که تمام عضوهای خارج از پیوند در زمان زلزله در حالت الاستیک باقی بمانند. برای دست یابی به این هدف، عضوهای دیگر باید برای نیروهای متناظر با ظرفیت برشی پیوند و اعمال ضریب اضمینان لازم، طراحی شوند. بنابراین رفتار لرزه‌ای این قاب‌ها متاثر از خصوصیات بخش پیوند است. در این میان اثر طول پیوند، تاثیر عمده‌ای بر سختی و شکل‌پذیری این قاب‌ها دارد. تحقیقات متعدد نشان داده اند در پیوندهای با طول کوتاه مفصل برشی و در پیوندهای با طول‌های بلند مفصل خمشی تشکیل می‌گردد. در حد فاصل طول‌های کوتاه و بلند، امکان تشکیل همزمان هر دو نوع مفصل مذکور، وجود دارد. نتایج تحقیقات بیان می‌دارند، تشکیل مفصل برشی در مقایسه با مفصل خمشی پایداری و عملکرد مناسبتری (سختی و شکل‌پذیری) را به همراه دارد. برای دست یابی به رفتار برشی طول پیوند (e) به رابطه (۱) محدود شده است [۱ تا ۳]:

$$e \leq \frac{2 \times 1.2 M_p}{1.5 \times V_p} = 1.6 \frac{M_p}{V_p} \quad (1)$$

۳-۲- تحلیل پایداری

در شکل (۵) دیاگرام برش ناشی از بار جانبی در یک قاب مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم جفت نمایش داده شده است. همان طور که از این دیاگرام مشخص می‌باشد، عمده برش طبقه توسط پیوندها تحمل می‌گردد، در نتیجه برای آنکه چنین قابی توانایی به کارگیری به عنوان سیستم مقاوم جانبی را داشته باشد، نباید هیچگونه ناپایداری در پیوند ها رخ دهد. در این تحقیق برای بررسی ناپایداری قاب، از روش تحلیل ریکس (Riks) استفاده شده است [۸]. برای این تحلیل ابتدا یک آنالیز کماتش خطی انجام و شکل مد اول به سازه اختصاص یافته و پس از آن بارگذاری یک طرفه افزایشی تا تغییر مکان مورد نظر در یک تحلیل غیرخطی با تغییر شکل‌های بزرگ اعمال شده است. نتیجه این عمل تعیین دیاگرام پایداری قاب می‌باشد.



شکل (۵): دیاگرام برش در قاب مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم جفت

۳-۲- تحلیل تحت بارهای رفت و برگشتی

برای بررسی پارامترهای لرزه‌ای و تعیین منحنی هیستریزس، قاب‌هایی که پایداری آنها بررسی شده است تحت بار چرخه‌ای قرار گرفته‌اند و به وسیله یک تحلیل غیرخطی با تغییر مکان‌های بزرگ نتایج مورد نظر کسب شده‌اند.

۴- نمونه‌های انتخابی

همانطور که عنوان شد هدف اصلی این مقاله بررسی اثر طول پیوند و همچنین تعداد و شکل سخت‌کننده‌های

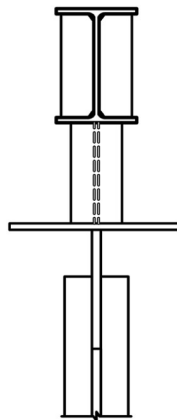
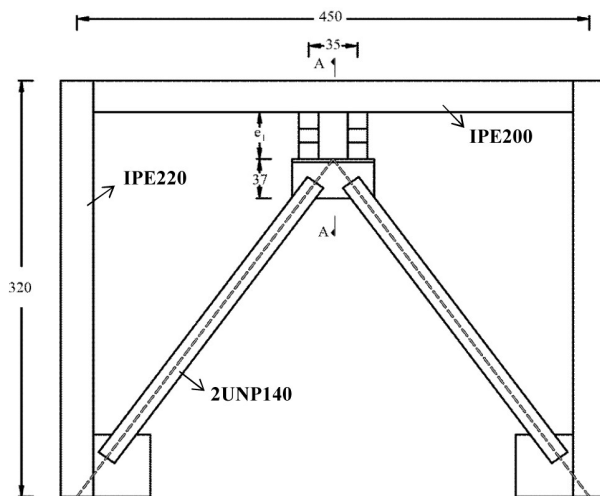
جان بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم جفت می‌باشد.

بنابراین نمونه‌هایی طبق جدول (۱) و با پارامترهای مندرج در شکل (۶) انتخاب شده‌اند.

جدول (۱): مشخصات نمونه‌های انتخابی

| Specimen | Link | e_1 (cm) | N^* |
|----------|--------|------------|-------|
| DV-L20S0 | IPE200 | 20 | 0 |
| DV-L20S1 | IPE200 | 20 | 1 |
| DV-L30S0 | IPE200 | 30 | 0 |
| DV-L30S2 | IPE200 | 30 | 2 |
| DV-L40S0 | IPE200 | 40 | 0 |
| DV-L40S3 | IPE200 | 40 | 3 |

* N: تعداد سخت‌کننده‌ها

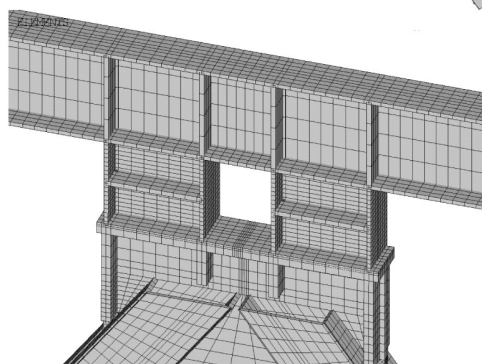
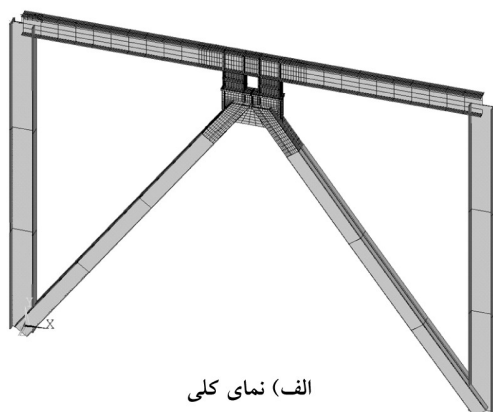


واحد‌ها به سانتی‌متر

شکل (۶): شمای کلی نمونه‌های انتخابی

۵- مدل سازی

در شکل (۸-الف) مدل ساخته شده از نمونه DV-L20S1 و در شکل (۸-ب) ناحیه اتصال و چگونگی اتصال سخت کننده ها به پیوند نمایش داده شده است .



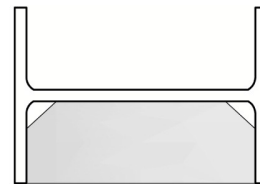
شکل (۸): مدل نمونه DV-L20S1

۶- بررسی صحت مدل سازی و تحلیل

برای اطمینان از نتیجه‌های به دست آمده از روش اجزاء محدود و آنالیزهای غیر خطی انجام شده، نتایج یک قاب مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم تک (که دارای شرایط خیلی نزدیکی به مدل‌های این مقاله می‌باشد) که توسط وتر و باکمپ در دانشگاه دارمشتات آلمان [۶] تحت آزمایش چرخه‌ای قرار گرفته است، به روش مورد استفاده در این مقاله مدل سازی و تحلیل شده اند، نتیجه به دست آمده بیانگر قابلیت اعتماد بالای روش تحلیل می‌باشد. در شکل (۹) نمونه آزمایشگاهی و مدل تهیه شده در نرم افزار Ansys و در شکل (۱۰) نتایج حاصل از تست و نرم افزار مذکور آمده است.

مدل سازی و تحلیل نمونه ها به وسیله نرم افزار Ansys انجام گردید [۹]. المان‌های به کار گرفته شده در این تحلیل عبارتند از Solid 45, Shell 181 و Beam 24. تیر کف، پیوند ها، سخت کننده ها و بخشی از عضوهای مهاري با المان Shell 181 مدل سازی شدند، زیرا این المان قابلیت پذیرش خواص پلاستیک، تغییر شکل و کرنش‌های بزرگ و ... را دارد. ناحیه اتصال انتهای پیوندها به عضوهای مهاري، بخش T شکل، به علت ایجاد فاصله واقعی بین اجزای عضو مهاري که از جفت ناودانی می‌باشد توسط المان Solid 45 که توانایی مدلسازی رفتار غیر خطی را دارد، مدل شده اند. ستون ها و قسمت‌های باقی مانده عضوهای مهاري به علت تاثیر کمتر و افزایش سرعت تحلیل، به وسیله المان Beam 24 که امکان مدل سازی انواع رفتار غیرخطی را دارد مدل سازی گردیدند.

برای ایجاد اتصال مناسب بین المان‌های خطی (Beam) و صفحه‌ای (Shell) از قابلیت ناحیه صلب (Rigid Region) و برای تولید اتصال مفصل بین تیر و ستون از قابلیت گره‌های مرجع و وابسته استفاده شده است. در مواردی که استفاده از ورق مضاعف طبق روال طراحی مورد نیاز بوده است، در مدل سازی با افزایش ضخامت چشمه اتصال وارد گردیده است. براساس تحقیقات به عمل آمده [۱۰] در محل اتصال سخت کننده ها به بال و جان پیوند ، همواره یک تمرکز تنش وجود دارد که باعث گسیختگی ورق جان در دورانه‌های حدوداً ۰/۰۸ رادیان می‌گردد. برای جلوگیری از تمرکز تنش، عدم اتصال سخت کننده به جان در دو انتهای آن به میزان ۵ برابر ضخامت جان پیشنهاد شده است . در این تحقیق برای این منظور از ایجاد پخ در سخت کننده استفاده شده است، شکل (۷) .

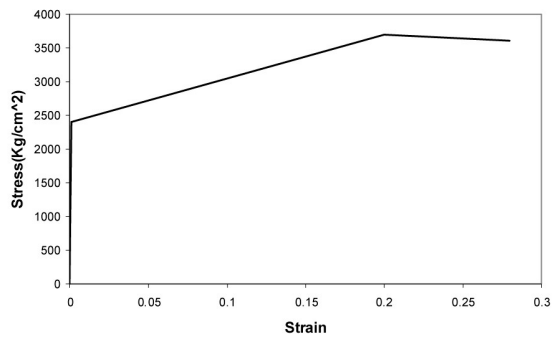


شکل (۷): شیوه مدل سازی سخت کننده ها

لازم به ذکر است در هیستریزس نمونه تحلیلی نتایج تا قبل از شروع افت نمونه آزمایشگاهی آمده است. بررسی نمودارهای شکل (۱۰) نشان می‌دهند، که در هر دو نتیجه آزمایشگاهی و تحلیلی چرخه‌های ابتدایی تحت تاثیر رفتار ایزوتروپیک و چرخه‌های انتهایی، تحت تاثیر رفتار کینماتیک می‌باشند.

۷- مصالح

فولاد انتخاب شده برای این تحقیق از نوع St-37 بوده که در معرفی آن به نرم افزار نمودار شکل (۱۱) به کار رفته است.

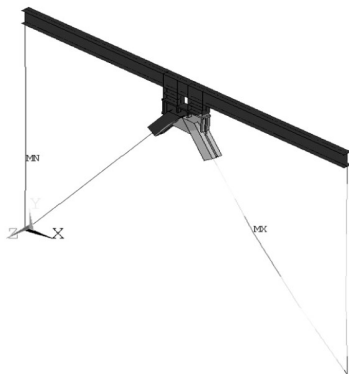


شکل (۱۱): نمودار تنش - کرنش فولاد مصرفی

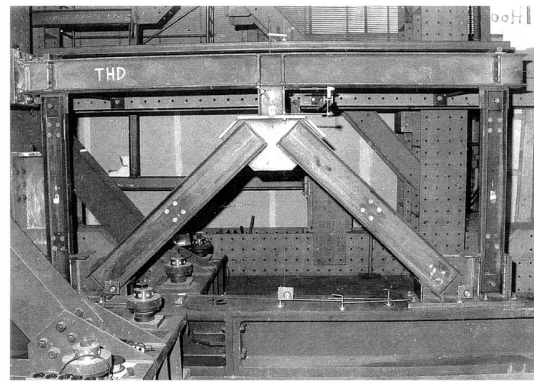
۷- تحلیل نمونه ها و بررسی نتایج

۷-۱- تحلیل پایداری

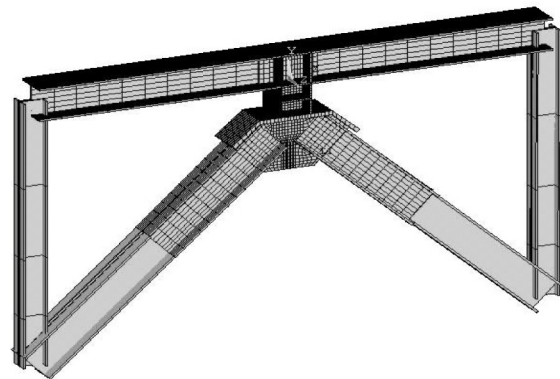
برای انجام تحلیل کمانش خطی، یک بار جانبی واحد در تراز طبقه، به قاب اعمال گردید. لازم به ذکر است در این تحلیل خصوصیات مصالح، خطی می‌باشد. شکل مد اول در تمام نمونه‌ها مشابه شکل (۱۲) است.



شکل (۱۲): کمانش مد اول نمونه DV-L20S1

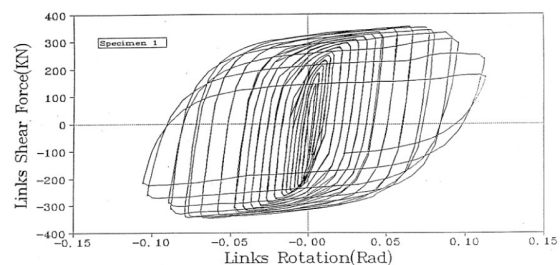


الف) نمونه آزمایشگاهی [۱۶]

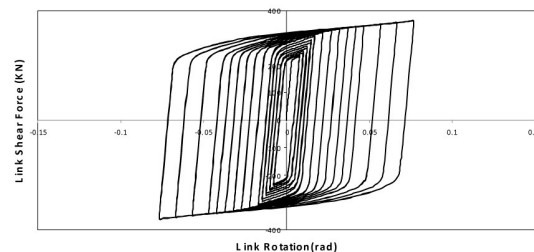


ب) مدل ساخته شده در نرم افزار

شکل (۹): قاب مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم تک



الف) نمونه آزمایشگاهی [۱۶]



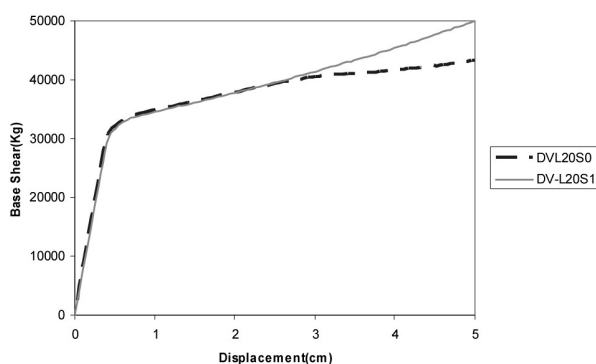
ب) مدل ساخته شده در نرم افزار

شکل (۱۰): نمودار هیستریزس قاب مهاربندی شده واگرا با

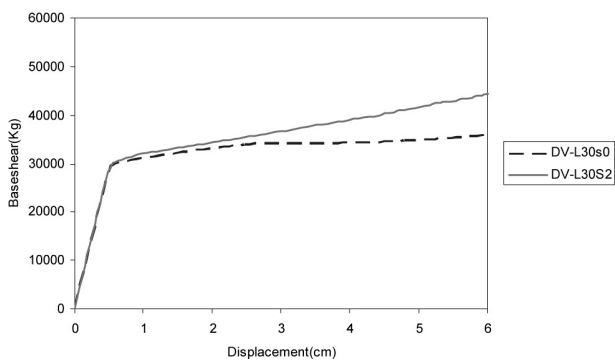
پیوند قائم تک

ضریب اطمینان قابل توجهی بیشتر می‌باشند. بنابراین انتظار می‌رود که در این قاب‌ها در تحمل نیروهای چرخه‌ای هیچگونه ناپایداری اتفاق نیافتد. این موضوع به ویژه در محل انتهای پیوندها، در تحلیل‌های چرخه‌ای مورد بررسی قرار خواهند گرفت.

بررسی ناپایداری و تعیین ظرفیت قاب‌ها، توسط یک تحلیل کنترل تغییر مکان با بار یک طرفه افزایشی و لحاظ تغییر شکل‌های بزرگ و مصالح غیر خطی که شکل مد اول کمانش به عنوان اغتشاش اولیه به آنها اعمال گردیده بود، انجام شد. در شکل (۱۰) تا (۱۲) به ترتیب نمودار پایداری قاب‌های با طول پیوند ۲۰ سانتی متر، ۳۰ سانتی متر و ۴۰ سانتی متر آمده است.

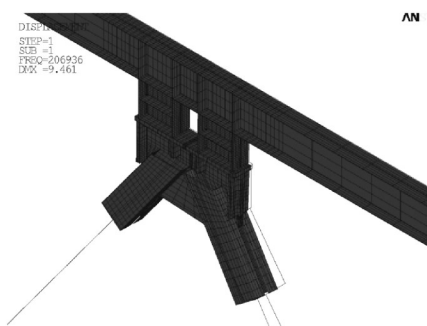


شکل (۱۰): نمودار پایداری قاب‌های با طول پیوند ۲۰ سانتی متر



شکل (۱۱): نمودار پایداری قاب‌های با طول پیوند ۳۰ سانتی متر

در شکل (۱۲) کمانش خارج از صفحه عضو مهار می‌شود می‌باشد، علت این امر همچنان که در شکل (۱۳) نشان داده شده است، ناپایداری انتهای پیوندهای جفت در محل اتصال به عضوهای مهار می‌شده است. زیرا در این محل، پیوندها سختی خارج از صفحه محدودی را برای عضوهای مهار می‌آورند. برای افزایش سختی خارج از صفحه پیوندها به علت آنکه سختی پیش‌تیر طبقه کم می‌باشد، در محل اتصال پیوندها به تیر کف تکیه گاه جانبی تعبیه شده است که در مدل‌سازی عددی نیز با اعمال قید مناسب، لحاظ شده است.



شکل (۱۳): تغییر شکل انتهای پیوند در مد اول کمانش نمونه DV-L20S1

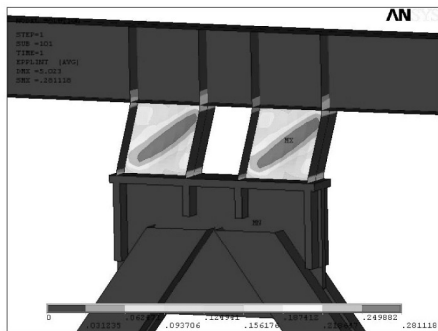
در نتیجه بررسی ناپایداری این ناحیه در بررسی رفتار کلی قاب بسیار مهم و تاثیر گذار می‌باشد. در جدول (۲) نیروهای کمانش اولری متناظر مد اصلی کمانش آنها ارائه شده است.

جدول (۲): بار بحرانی نمونه‌های انتخابی

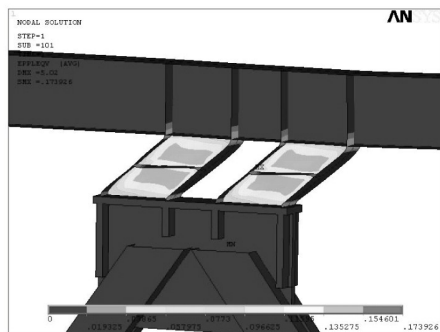
| Specimen | F_{cr} (Ton) |
|----------|----------------|
| DV-L20S0 | ۱۹۸ |
| DV-L20S1 | ۲۰۷ |
| DV-L30S0 | ۱۵۵ |
| DV-L30S2 | ۱۹۱ |
| DV-L40S0 | ۱۷۹ |
| DV-L40S3 | ۱۸۰ |

همان طور که از جدول (۲) مشخص است بارهای بحرانی به دست آمده همگی از حداکثر ظرفیت برشی پیوندها با لحاظ اثرات سخت شوندگی ($2 \times 1.5 V_p = 61.68 \text{ Ton}$)، با

در شکل (۱۴) کرنش پلاستیک نمونه‌های DV-L20S0 و DV-L20S1 در انتهای تحلیل نشان داده شده است. از این شکل مشخص می‌باشد که فقط بخش پیوند و ناحیه کوچکی از تیر طبقه در محل اتصال به پیوندها وارد ناحیه پلاستیک شده‌اند. در این شکل کماتش پیوند به علت عدم به کار گیری سخت کننده مشهود است.



الف) DV-L20S0



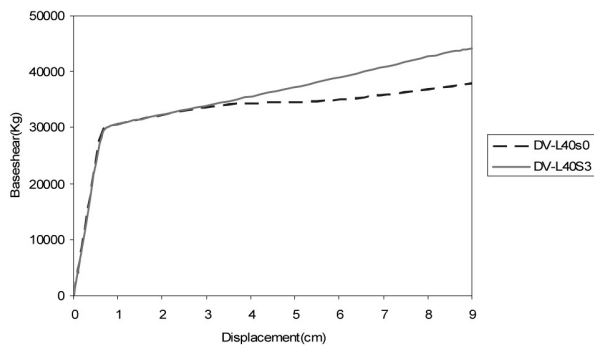
ب) DV-L20S1

شکل (۱۴): کرنش پلاستیک در انتهای تحلیل برای نمونه‌های DV-L20S0 و DV-L20S1

۲-۷- تحلیل چرخه‌ای

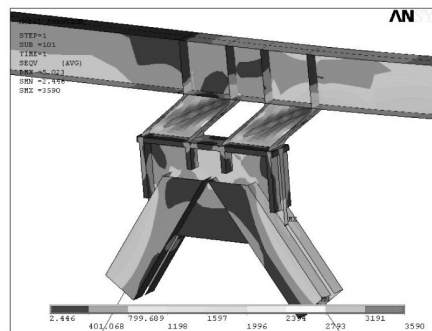
۱-۲-۷- بارگذاری

در این مقاله از دستورالعمل ارائه شده در ATC24 [۱۱] برای تعیین تاریخچه بارگذاری استفاده شده است. این دستورالعمل اجازه می‌دهد تا نقطه جاری شدن نمونه، بارگذاری به وسیله کنترل نیرو و پس از آن به وسیله کنترل تغییر مکان انجام گیرد. اما در تحلیل‌های انجام شده در این مقاله از ابتدا بار به صورت کنترل تغییر مکان اعمال گردیده است.

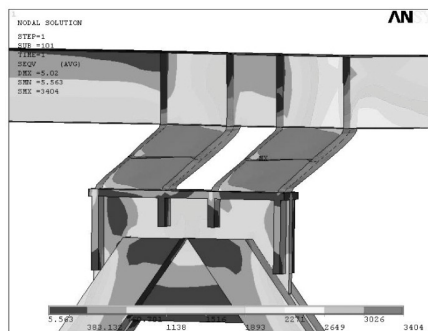


شکل (۱۲): نمودار پایداری قاب‌های با طول پیوند ۴۰ سانتی‌متر

در شکل (۱۳) تنش معادل فون میسز نمونه DV-L20S0 و DV-L20S1 در انتهای تحلیل نشان داده شده است. واضح است در غیاب سخت‌کننده‌ها، شکل (۱۳-الف)، در جان پیوندها، کماتش برشی ایجاد شده است، در صورتی که در نمونه دارای سخت کننده تمام جان به صورت یکنواخت به تسلیم رسیده و میزان تغییر شکل ناشی از کماتش در آن محدود می‌باشد.



الف) DV-L20S0



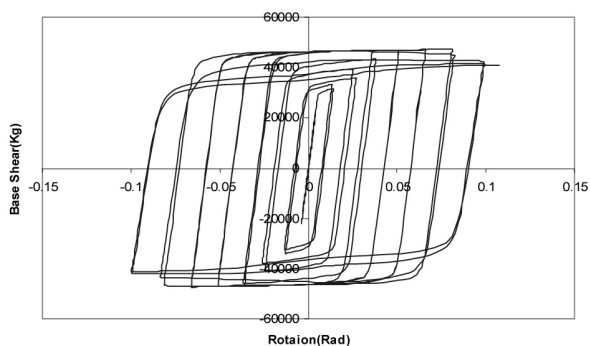
ب) DV-L20S1

شکل (۱۳): تنش معادل فون میسز در انتهای تحلیل برای نمونه‌های DV-L20S0 و DV-L20S1

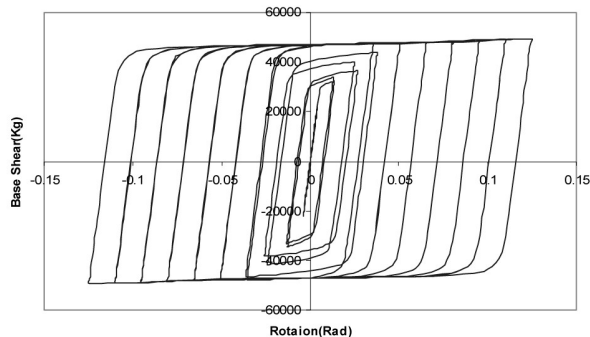
استفاده گردید. در ضمن AISC2005 در بخش توضیحات، در حال حاضر استفاده از تاریخچه بارگذاری ATC24 را معتبر می‌داند.

۲-۲-۷- نمودار هیستریزس

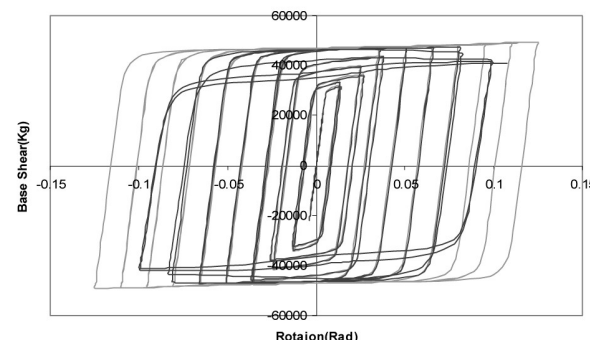
در شکل (۱۶) تا (۱۸) به ترتیب نمودار هیستریزس قاب‌های با طول پیوند ۲۰ سانتی‌متر، ۳۰ سانتی‌متر و ۴۰ سانتی‌متر آمده است.



الف) DV-L20S0



ب) DV-L20S1



ج) مقایسه

شکل (۱۶): نمودار هیستریزس قاب‌های

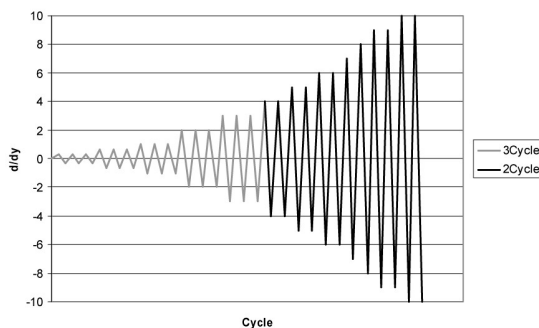
با طول پیوند ۲۰ سانتی‌متر

همان‌طور که از شکل (۱۶) مشخص است، سخت‌کننده‌ها به میزان قابل توجهی از افت سختی و مقاومت جلوگیری به

برای تعیین نقطه جاری شدن نمونه‌ها، از منحنی‌های ظرفیت که تحت بار یک‌طرفه افزایشی به دست آمده بودند استفاده شد. تابع بارگذاری برای نمونه DV-L20S1 در جدول (۳) و شکل (۱۵) آمده است.

جدول (۳): تاریخچه بارگذاری

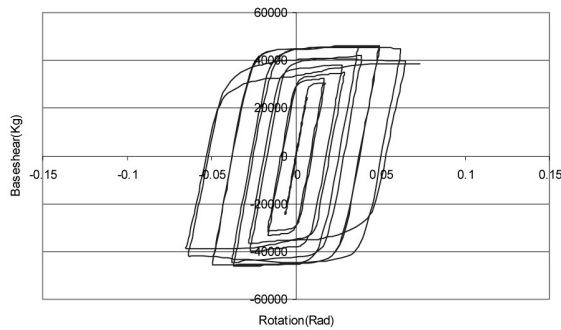
| شماره سیکل | $\frac{\Delta}{\Delta_y}$ | Drift (به درصد) | دوران پیوند (γ) | V_a |
|------------|---------------------------|-----------------|--------------------------|-------|
| ۳-۱ | ۰,۳۳ | ۰,۰۳۱۲ | ۰,۰۰۱۳۳ | ۷۳۴۲ |
| ۶-۴ | ۰,۶۷ | ۰,۰۶۲۴ | ۰,۰۰۲۶ | ۱۴۶۸۶ |
| ۹-۷ | ۱,۰۰ | ۰,۰۹۳۸ | ۰,۰۰۳۹ | ۲۲۰۲۸ |
| ۱۲-۱۰ | ۲,۰۰ | ۰,۱۸۷۵ | ۰,۰۱۲ | ۳۴۳۸۵ |
| ۱۵-۱۳ | ۳,۰۰ | ۰,۲۸۱۳ | ۰,۰۲۴ | ۴۱۵۴۶ |
| ۱۷-۱۶ | ۴,۰۰ | ۰,۳۷۵۰ | ۰,۰۳۵ | ۴۷۸۱۴ |
| ۱۹-۱۸ | ۵,۰۰ | ۰,۴۶۸۸ | ۰,۰۵۰ | ۴۷۸۷۲ |
| ۲۱-۲۰ | ۶,۰۰ | ۰,۵۶۲۵ | ۰,۰۶۵ | ۴۸۰۷۶ |
| ۲۳-۲۲ | ۷,۰۰ | ۰,۶۵۶۳ | ۰,۰۸ | ۴۸۴۰۷ |
| ۲۵-۲۴ | ۸,۰۰ | ۰,۷۵۰۰ | ۰,۰۹ | ۴۸۷۴۲ |
| ۲۷-۲۶ | ۹,۰۰ | ۰,۸۴۳۸ | ۰,۱۱ | ۴۹۰۶۲ |
| ۲۹-۲۸ | ۱۰,۰۰ | ۰,۹۳۷۵ | ۰,۱۲۵ | ۴۹۳۶۳ |



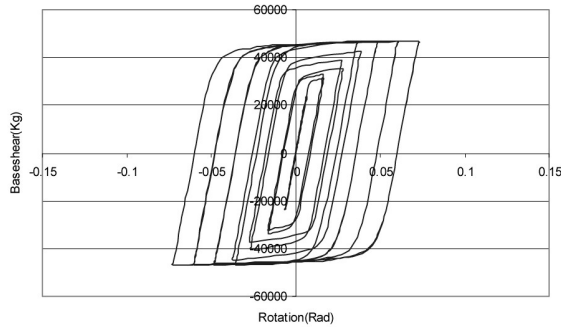
شکل (۱۵): تاریخچه بارگذاری

لازم به ذکر است برای بررسی رفتار پیوندها در قاب‌های مهاربندی شده واگرا، تاریخچه بارگذاری ارائه شده در AISC [۱۲ و ۱۳] نیز وجود دارد که براساس زاویه دوران پیوند ارائه شده است. با توجه به اینکه این تاریخچه بارگذاری بر روی اتصالات پیوندها تاکید دارد و در این مقاله هدف، بررسی کل رفتار قاب مهاربندی شده واگرا بوده است، لذا از همان دستورالعمل ارائه شده در ATC24

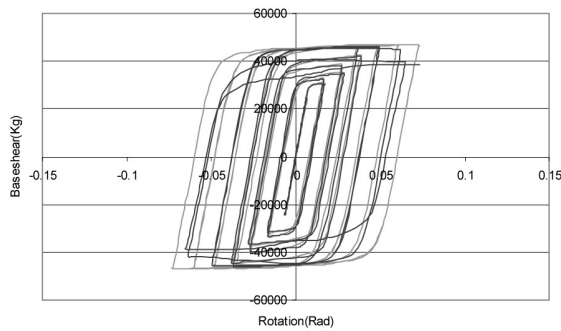
عمل آورده‌اند. در ضمن نمونه دارای سخت‌کننده تا دوران ۰/۱۲ رادیان را تحمل نموده است در صورتی که نمونه بدون سخت‌کننده در حدود ۰/۰۸ رادیان متوقف شده است.



الف) DV-L40S0



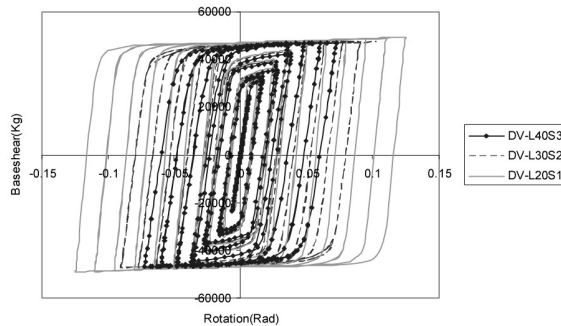
ب) DV-L40S3



ج) مقایسه

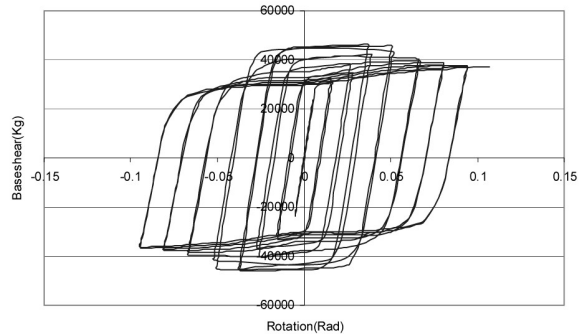
شکل (۱۸): نمودار هیستریزس قاب‌های

با طول پیوند ۳۰ سانتی‌متر

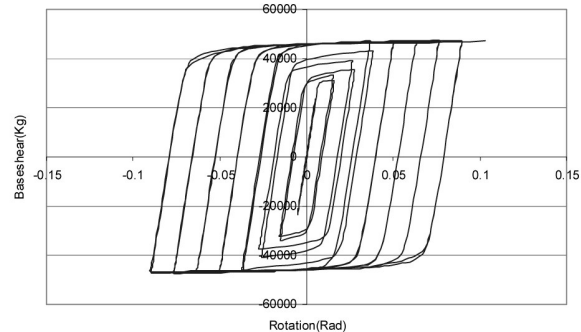


شکل (۱۹): مقایسه نمودار هیستریزس نمونه‌های دارای

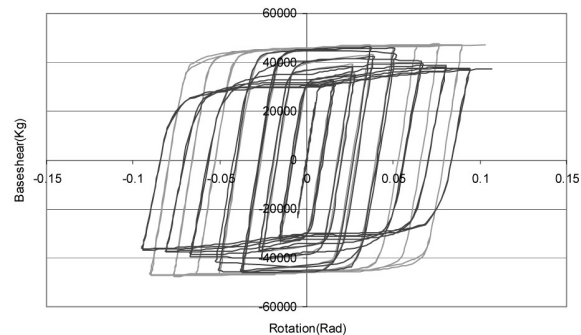
سخت‌کننده



الف) DV-L30S0



ب) DV-L30S2



ج) مقایسه

شکل (۱۷): نمودار هیستریزس قاب‌های

با طول پیوند ۳۰ سانتی‌متر

در شکل (۱۹) برای مقایسه اثر طول سخت‌کننده‌ها بر روی رفتار هیستریزس، نتایج مربوط به نمونه‌های دارای سخت‌کننده در یک نمودار ارائه شده است. نمونه با طول ۲۰ سانتی‌متر دارای سختی و شکل‌پذیری مطلوب‌تری نسبت به نمونه‌های دیگر می‌باشد.

- 1- J.M. Ricles, E.P. Popov. Dynamic Analysis of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames . Report No. 87/07, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1987.
- 2- J.M. Ricles, E.P. Popov. Experiments on Eccentrically Braced Frames with Composite Floors. Report No. 87/06 , Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1987 .
- 3- C. W. Roeder and E.P. Popov. Inelastic Behavior of Eccentrically Braced Steel Frames Under Cyclic Loading. Report No. 77/18, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1977 .
- 4-M.A. Shayanfar, A. Rezaeian ,S.Taherkhani. Introduction of EBFs with Double Vertical Links (DV-EBF) and Their Application in Rehabilitation in Comparison with other Bracing. 1st International Conference on Seismic Retrofitting, Tabriz, Iran, 2008.
- 5- Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, 2003.
- 6-M.G. Vetr. Seismic behavior, analysis and design of eccentrically braced frames with vertical shear links. PhD thesis. University of Technology Darmstadt, W. Germany, 1998.
- 7- UBC. Uniform Building Code. International Conference of Building Officials, 1997.
- 8-G. Powell, J.Simpsons .Improved Iteration Strategy for Nonlinear Structures. International Journal for Numerical Methods In Engineering, Vol.17, 1981.
- 9- Ansys Ver .11 .User Manual and Theory ,Swan Analysis Systems Inc., 2006.
- 10- C. McDaniel, C. Uang, F. Seible. Cyclic Testing of Built-Up Steel Shear Links for the New Bay Bridge. Journal of Structural Engineering, 2003.
- 11- ATC. Guidelines for seismic testing of components of steel structures, report-24. Applied Technology Council, 1992 .
- 12- AISC. Seismic Provision for structural steel Building, 2002.
- 13- AISC. Seismic Provision for structural steel Building, 2005.

- ۱- نمودارهای هیستریزیس به دست آمده از نمونه ها، بیانگر عدم ایجاد ناپایداری کلی در تمام نمونه‌های است.
- ۲- بررسی نمودارهای هیستریزیس بیانگر این مساله هستند که سیکل‌های اولیه تحت تاثیر سخت شونده‌گی کرنشی ایزوتروپیک و سیکل‌های انتهایی تحت اثر سخت شونده‌گی کینماتیک می‌باشند.
- ۳- حلقه‌های هیستریزیس نمونه‌های دارای سخت کننده بسیار پایدار بوده که بیانگر استهلاک انرژی مناسب در بارهای چرخه‌ای می‌باشد.
- ۴- با افزایش طول پیوندهای جفت، سختی و شکل پذیری کل قاب کاهش می‌یابد.
- ۵- عدم استفاده از سخت کننده تا قبل از کماتیک پلاستیک جان، تاثیر قابل توجهی در رفتار هیستریزیس سازه ندارد اما پس از آن باعث ایجاد زوال سختی و مقاومت در قاب می‌گردد.
- ۶- بررسی کرنش‌های پلاستیک در نمونه‌ها بیانگر این مطلب می‌باشد که، عمده استهلاک انرژی در پیوندها اتفاق افتاده و به جز مناطق محدودی در نزدیکی اتصال پیوندها به تیر طبقه تمام بخش‌های دیگر قاب در حالت الاستیک باقی مانده‌اند.

شیوه نگارش و چگونگی تنظیم مقالات برای نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد

♦ مقالات باید با نرم افزار Ms-Word 2003 تایپ و صفحه بندی 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 سانتی متر تعیین شود.

♦ مقالات به صورت دو ستونی، هر یک با عرض ۷/۵ سانتی متر تهیه می شود.
♦ اندازه و نوع فونت های 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 ویژگی های کار انجام شده را مشخص می کند، با فونت «تیترا» به اندازه ۱۶ Bold نوشته شود.

♦ نشانی کامل نویسندگان در زیرنویس قرار می گیرد.
♦ 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 شکل ها و مراجع | لوتوس | ۱۱ |
| عناوین جداول و اشکال | Bold لوتوس | ۱۱ |
| متن | لوتوس | ۱۲ |
| چکیده و کلمات کلیدی | Bold لوتوس | ۱۴ |
| نام مولفان | Bold نازنین | ۱۱ |
| عناوین بخش ها | Bold لوتوس | ۱۲ |
| عنوان مقاله | تیترا Bold | ۱۶ |

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها

^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 بخش پیروی نویسد |
| در جلسه هیأت مدیره مورخ مورد تایید قرار گرفت. هیأت مدیره | |

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