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

محمد قاسم وتر[1]، علیرضا رضائیان[2]

چکیده

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

کلمات کلیدی:

قابهای مهاربندی شده هم‌مرکز، شکل‌پذیری، کمانش، بارهای لرزه‌ای

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

M.Gh.Vetr, A.R.Rezaeeian

ABSTRACT

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

Key words:

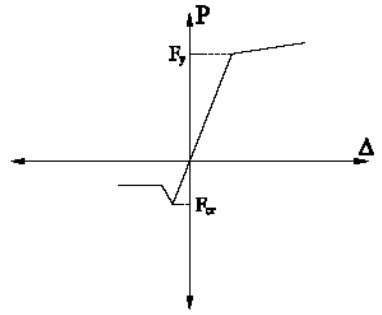
Concentrically Braced Frame, Ductility, Duckling , Seismic Load

۱. عضو هیأت علمی پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله vetr@iiees.ac.ir

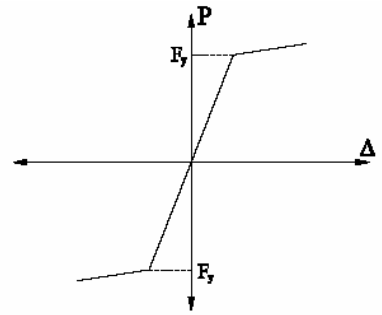
۲. عضو هیأت علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرج farid_rezaeian@yahoo.com

۱- مقدمه

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



الف) قبل از اصلاح

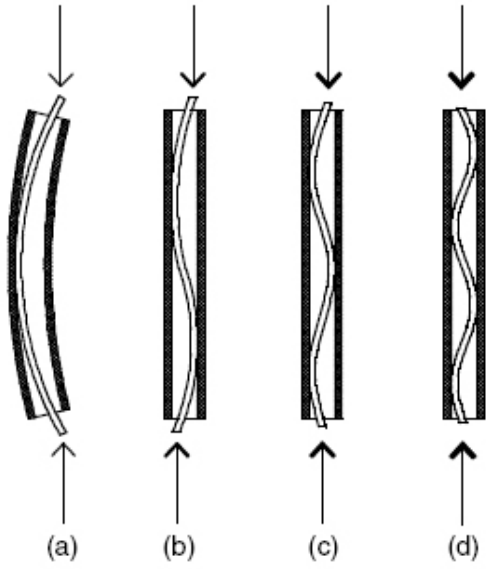


ب) بعد از اصلاح

شکل (۱): رفتار شماتیک عضو مهاری

ایده ممانعت از کمانش مهاربند ، برای فراهم آوردن تسلیم فشاری آن (بادبندهای مقاوم در برابر کمانش) به حدود ۲۵ سال قبل برمی‌گردد، که ابتدا توسط یک مهندس هندی به نام بنه سریدهارا (Benne Sirdhara) برای جلوگیری از کمانش ستونها و افزایش باربری آنها در هندوستان موردمطالعه قرارگرفت و با ارایه شکل (۲) ثبت شد [۳].

در حدود ۲۰ سال پیش آقایWatanabe در ژاپن ادامه مطالعات وکاربرد آن در مهاربندها را پی گرفت، [۶]. حدود ۱۵ سال پیش شرکت ژاپنی Nippon Steel تحقیقاتی را در این زمینه آغاز نموده است است و پروفسور پوپوف دراوایل سال ۲۰۰۰ میلادی در آخرین مطالعات خود از طرف مؤسسه SIE و با همکاری شرکت فولاد ژاپن مسئول انجام آزمایشها برای تعیین درجه اعتبار و اعتماد به رفتار اینگونه از مهاربندها بوده است[۹].

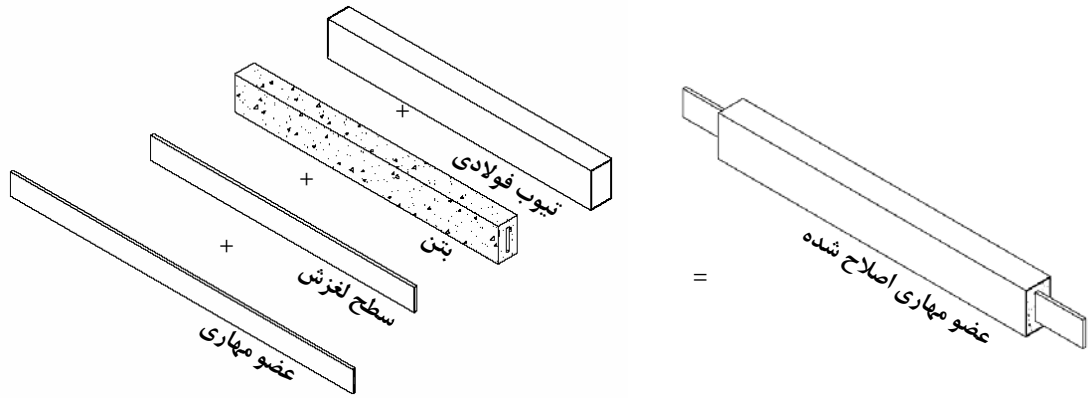


شکل(۲): ارایه روش جلوگیری از کمانش ستونها، ثبت شده توسط سریدهارا[۳].

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

یکی از اهداف این پژوهش علاوه بر مطالعات تئوری و آزمایشگاهی و مطابقت دادن آنها، ارایه راه حل های ساده و عملی قابل اجرا در ایران و نوآوری در طراحی و ساخت این مهاربندها بوده است. در این راستا به کمک مصالح بومی نظیر فولادهای معمولیSt37 برای هسته و از ترکیب گریس و مقوای کارتن به عنوان جایگزین تفلن مخصوص و مواد مختلفی نظیر بتن سبک، دانه‌های لیکا، ترکیب ماسه بادی فشرده با روغن سوخته، الوار چوبی

به‌عنوان پرکننده و از مقاطع مربعی نورد سرد نـازک ماننـد پروفیل ساوه برای پوشش نهایی استفاده می‌گردد. در ایـن مسیر حتی از پروفیل‌های فولادی به عنوان جانشین توامان پرکننده‌ها و پوشش نهایی فولادی استفاده شده است[۱].



شکل (۳): کلیات روش ساخت مهاربندهای شکل‌پذیر

۲- تحلیل پایداری مهاربندهای شکل‌پذیر

۲-۱- تحلیل بر اساس تئوری‌های پایداری

به دلیـل اهمیـت بررسـی پایـداری در تحقیقـات طـی دو مرحله براساس تئوریهای پایداری و روش‌های عددی بـه کمک نرم‌افزار مسایل کمانش مورد بررسـی قـرار گرفـت. برابر تحلیل کمانش اویلر، بـار بحرانـی بـرای یـک عـضو فشاری (هسته فولادی مهاربند) به قرار ذیل می‌باشد:

$$P_{cr-core} = \frac{n^2 \pi^2 (EI)_{core}}{(KL)^2} \quad \text{(حول محور ضعیف)} \qquad (۱)$$

که در آن KL طول موثرهسته مهاربند، EI سختی خمـشی حول محور ضعیف و n شماره مود کمانشی می‌باشد.

همانطور که از رابطه (۱) برمی‌آید اگر به طریقی بتوان بـه مودهای کمانشی بالاتر دست یافت تحمل بار بری مهاربند سریعا وبه صورت مربعی افزایش می‌یابد. بر همین اسـاس اگر هسته فولادی فوق داخل یک لوله پوشـش و توسـط مواد پرکننده احاطه شود کمانش‌های مودهای بالاتر بعد از تسلیم عضو روی خواهد داد. افزایش باربری و در نهایـت افزایش بار بحرانی ستون را می‌تواند مطابق روابط مقاومت مصالح بدست آورد مطابق با روش حـل معادلـه کمـانش یک تیر- ستون بـر بـستر الاسـتیک یاتحـت بـار عرضـی یکنواخت، بدست خواهدآمد [۴و۱۲].

چنانچه q(x) بار عرضی یکنواخت وارد بر عضو مهاری و (EI) core سختی هسته فـولادی و (EI)mantel مـلات و لوله پوشش نهایی حول محور ضعیف باشد رابطه‌های زیر قابل استخراج می‌باشد:

$$(EI)_{mantel} \frac{d^4 y_{(x)}}{dx^4} = q_{(x)} \qquad (۲)$$

$$(EI)_{core} \frac{d^4 y_{(x)}}{dx^4} + P \frac{d^2 y_{(x)}}{dx^2} = \qquad (۳)$$

$$-(EI)_{mantel} \frac{d^4 y_{(x)}}{dx^4} \qquad (۴)$$

$$\frac{d^4 y_{(x)}}{dx^4} + \frac{P}{[(EI)_{core} + (EI)_{mantel}]} \frac{d^2 y_{(x)}}{dx^2} = 0 \qquad (۵)$$

بـا حـل معادلـه دیفرانـسیل فـوق بـار بحرانـی مهاربنـد شکل‌پذیر به صورت رابطه زیر است:

$$P_{cr-DB} = \frac{\pi^2}{(KL)^2} \left[(EI)_{core} + (EI)_{mantel} \right] \qquad (۶)$$

از آنجا که کمانش حـول محـور ضـعیف هـسته فـولادی مهاربند بسیار کمتر از لوله فولادی پوشـشی مـی‌باشـد، از سختی حول محور ضـعیف مهاربنـد صـرفنظر مـی‌شـود، بنابراین بار بحرانـی مهاربنـد (هـسته فـولادی + پوشـش) وابسته به بار بحرانی پوشش نهایی(لوله) می‌شود:

$$P_{cr-DB} = \frac{\pi^2 (EI)_{tube}}{(KL)^2} \qquad (۷)$$

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

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

۲-۲- تحلیل بر اساس مدلهای عددی در ANSYS

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

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

هسته فولادی تنها و بدون پوشش:

$$I = 1/12bh^3 = \tfrac{1}{12} * 8 * 1^3 = \tfrac{2}{3} Cm^4$$

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

کل مهاربند با پوشش نهایی قوطی:

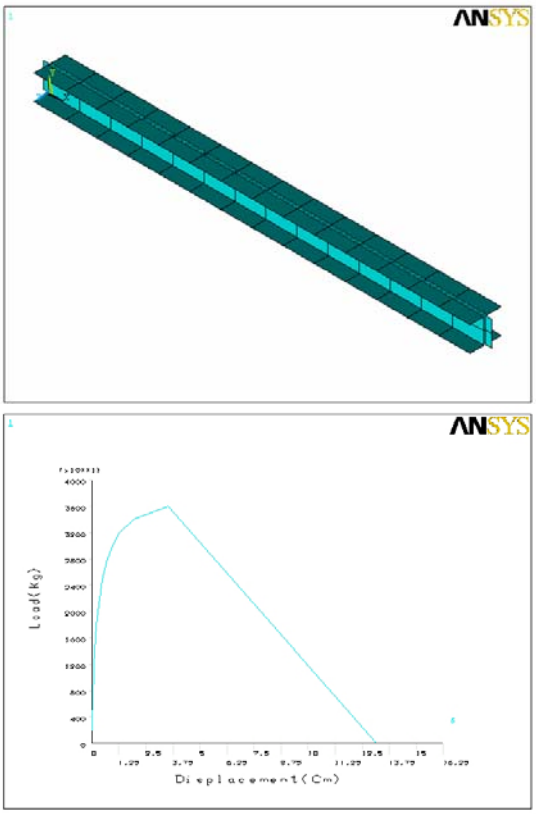
$$I = 1/12bh^3 = \tfrac{1}{12} * (20^4 - 19.4^4) = 23.6Cm^4$$

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

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

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

نتایج تحلیل کمانش نرم‌افزار ANSYS به قرار ذیل می‌باشد:



شکل(۴): مدلسازی وتحلیل کمانش در نرم‌افزار

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

۳- طراحی مهاربندهای شکل‌پذیر

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

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

الف ـ برآورد برش طبقه در اثر زلزله طراحی ومتعاقب آن نیروی مهاربند از طریق سیستم خرپایی

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

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

د ـ کنترل کفایت عدم وقوع کمانش پوشش فلز نهایی حول محور ضعیف از رابطه۷

ه ـ تقویت هسته مهاربند خارج از ناحیه پوشش جهت جلوگیری از کمانش موضعی در دو انتهای آن

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

۴- انجام مطالعات آزمایشگاهی

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

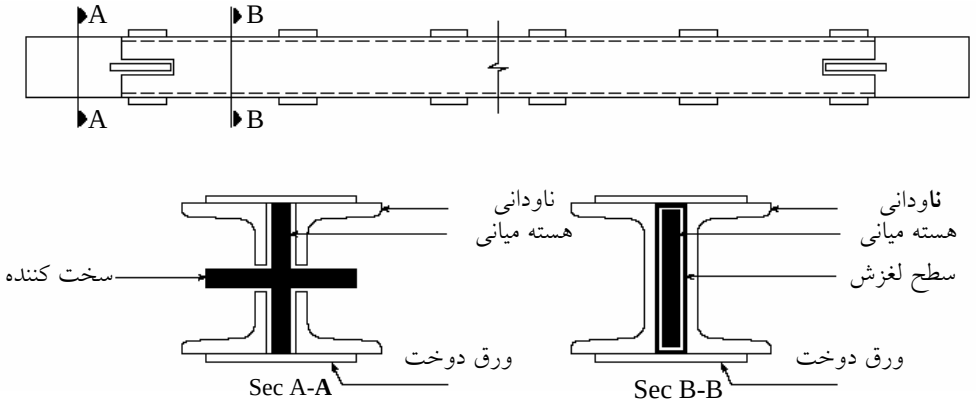
هسته مرکزی تمام نمونه‌ها از تسمه مستطیلی شکل با مقطع ۱۰×۸۰ میلی مترمربع و طول ۱۶۲۰ از فولاد ST37 استفاده گردید . تنش متوسط جاری شدن فولاد مصرفی از طریق آزمایش کشش مستقیم برابر ۲۳۷۵ کیلوگرم بر سانتی متر مربع بدست آمد . طول کلی نمونه‌ها ۱۶۲ سانتیمتر می‌باشد. در این آزمایشها ابتدا ۶ نمونه مهاربند تنها مورد آزمایش واقع شد. جهت بررسی فلسفه طراحی ارایه شده این نوع از قابها و بررسی دقیقتر تناسب ابعادی مقاطع تیر، ستون، اتصال و صفحات اتصال با مهاربند و نحوه تعامل و کفایت آنها در زلزله یک قاب نمونه همراه با یکی از مهاربندها که مناسبترین عملکرد را داشته است تحت بارهای دینامیکی معادل قرار گرفت.

۴-۱- نحوه ساخت مهاربندهای نمونه

نمونه ۱: ورق ۱۰×۸۰ میلی‌متر طول ۱۴۰ سانتی‌متر

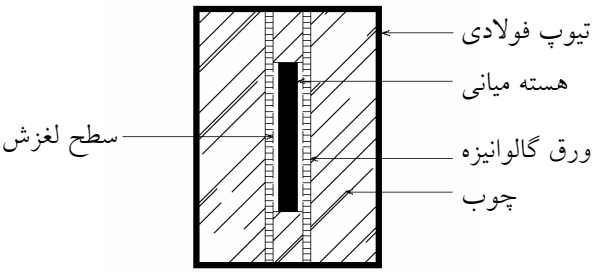
نمونه ۲: ورق ۱۰×۸۰ میلی‌متر با ژاکت فولادی از دو ناودانی ۱۰۰ با طول ژاکت ۱۴۰ سانتی‌متر

در این نمونه هسته میانی با ماده لغزاننده و جداکننده (گریس و مقوا) آغشته گردید، سپس دو پروفیل ناودانی ۱۰۰ همانطور که در شکل (۵) مشخص است به صورت پشت به پشت هسته فولادی را در میان گرفته و بوسیله ورق های دوخت نگهداری می شوند. در این نمونه برای جلوگیری از حرکت ناودانی‌ها و کمانش موضعی هسته میانی در محل اتمام پوشش همانند جزئیات شکل(۵) از سخت کننده های موضعی استفاده گردیده است.



شکل (۵): جزئیات نمونه سوم

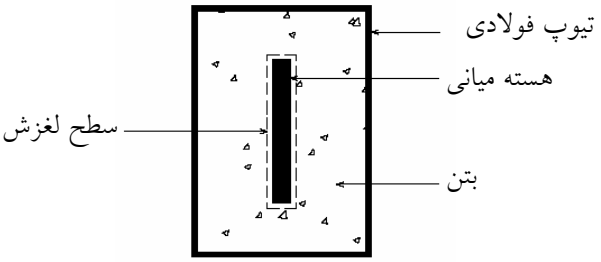
نمونه ۳: ورق ۱۰×۸۰ میلی‌متر با ژاکت چوبی و غلاف فولادی ۱۰۰×۱۴۰ میلی‌متر با طول ژاکت ۱۴۰ سانتی‌متر چوب مصرفی، از نوع چوب روس بوده و برای بالا بردن مقاومت چوب به صورت موضعی از دو ورق گالوانیزه در تماس به هسته میانی استفاده گردید. جزئیات این نمونه در شکل (۶) ارائه شده است.



شکل(۶): جزئیات نمونه سوم

نمونه ۴: ورق ۱۰×۸۰ میلی‌متر با ژاکت بتنی گروت و غلاف فولادی ۱۰۰×۱۴۰ میلی‌متر با همان طول

جزئیات این نمونه در شکل (۷-الف) ارائه شده است . به دلایل ارائه شده برای نمونه (۱) استفاده از سخت کننده های موضعی در این نمونه نیز اجتناب ناپزیر است اما در این نمونه از ۴ سپری به عنوان سخت کننده استفاده شده است، شکل (۷-ب).



شکل (۷): جزئیات نمونه چهارم

برای پرکردن فضای بین هسته میانی و غلاف فولادی به دلایل مقاوت فشاری زیاد، گیرش بالاو ازدیاد حجم در زمان گیرش ازگروت استفاده شد.

نمونه ۵: ورق ۱۰×۸۰ میلی‌متر با ژاکت بتنی سبک و غلاف فولادی ۱۰۰×۱۴۰ میلی‌متر باهمان طول

جهت ساخت بتن سبک از پوکه لیکا استفاده گردید.

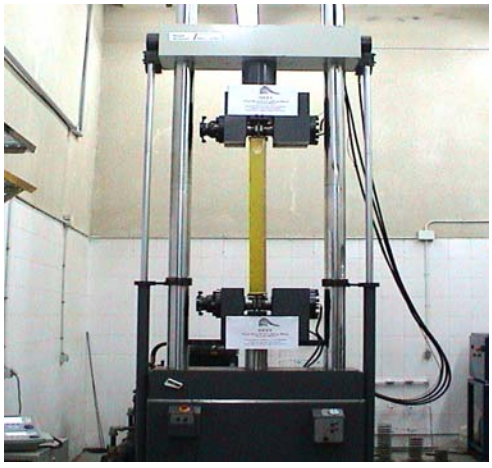
مقاومت نمونه ۷ روزه مکعبی آن برابر ۱۵۰ کیلو گرم بر سانتی‌متر مربع بود. وزن مخصوص این بتن حدود ۱۱۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مکعب می باشد که حدود نصف وزن مخصوص بتن معمولی است.

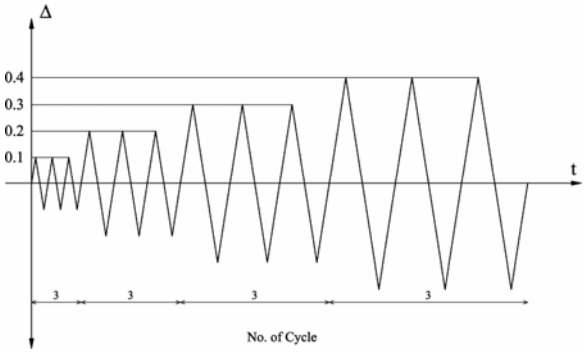
نمونه ۶: ورق ۱۰×۸۰ میلی‌متر با ژاکت ماسه و غلاف فولادی ۱۰۰×۱۴۰ میلی‌متر با همان طول

فقط برای اطلاع از میزان به تعویق افتادن کمانش هسته این آزمایش برنامه‌ریزی شد.برای اینکه تراکم بالاتری بدست آید ماسه با روغن آغشته گردید.

۴-۲- نحوه اعمال بارگذاری

نمونه‌های ساخته‌شده توسط دستگاه و براساس نمودار بارگذاری شکل ۸ تحت بارگذاری قرار گرفت.



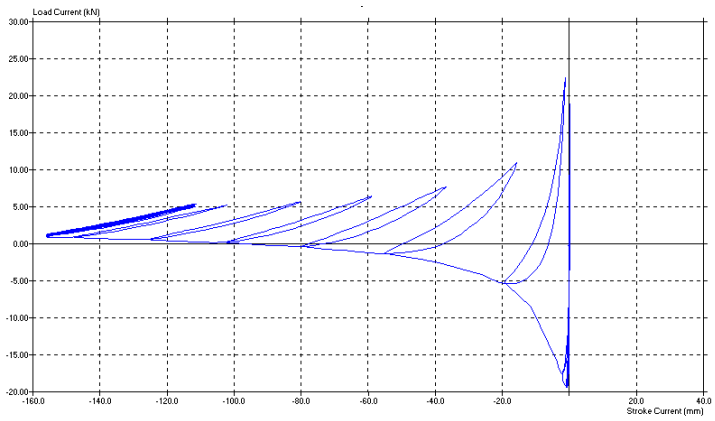


شکل(۸): نمودار و تصویر بارگذاری بادبندهای شکل‌پذیر

۵- نتایج آزمایش

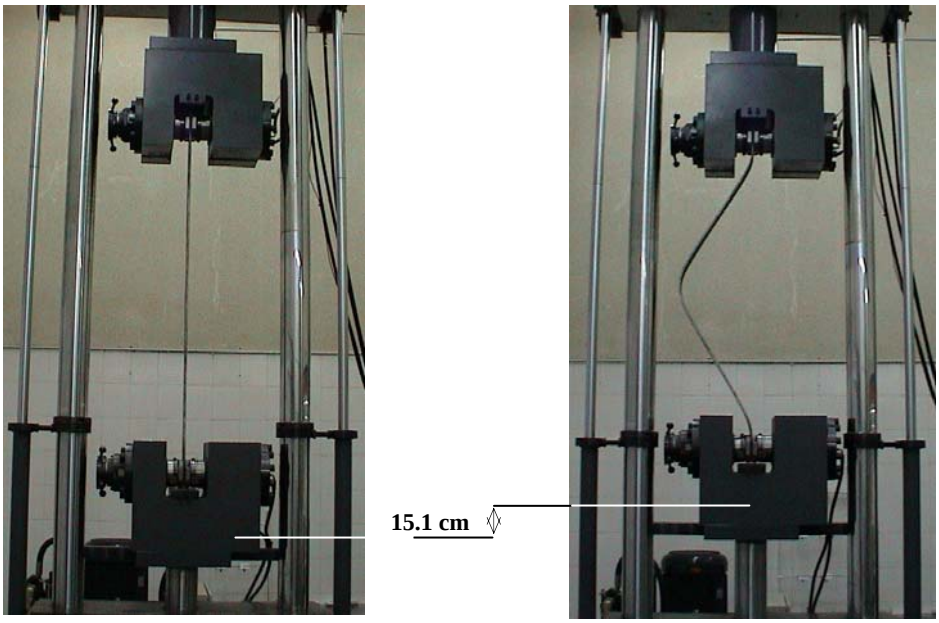
۵-۱- منحنی هیسترزیس و تفسیر نتایج

نمونه۱: نمودار هیسترزیس این نمونه در شکل(۹) آمده است:



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

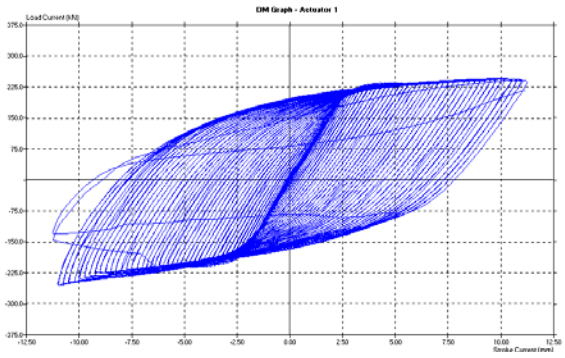
در روی محور افقی شکل (۹)، نمودار هیسترزیس نمونه ۱، مقدار جابجائی قائم عضو قابل توجه است که در حدود ۱۵/۱ سانتی‌متر می‌باشد، این نکته در تصویر (۱۰) نمایش داده شده است. نکته قابل توجه دیگر افت باربری عضو بعد از کمانش عضو می‌باشد.



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

نمونه۲: نمودار هیسترزیس این نمونه در شکل (۱۱) آمده است.

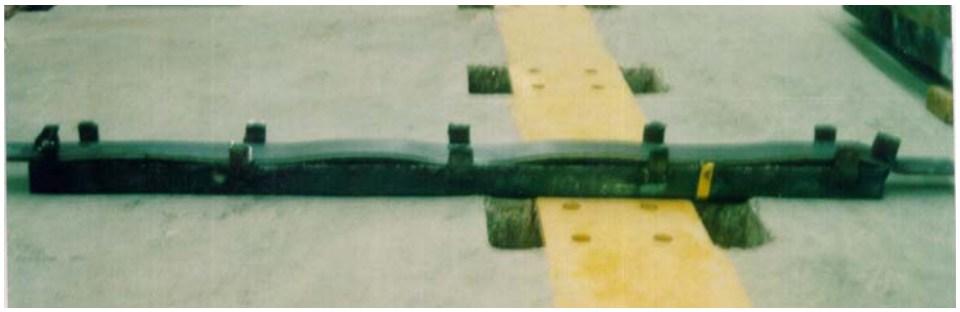
همانطور که از شکل (۱۱) پیداست نمودار هیسترزیسی متقارن و پایدار تولید شده است که نسبت به نمودار هیسترزیس نمونه ۱شکل (۹) قابل مقایسه نمی باشد. نمونه (۲) تا ۲۵/۵ تن بار را تحمل نموده است در صورتیکه بار جاری شدن هسته میانی برابر ۱۹ تن می‌باشد



شکل (۱۱): نمودار هیسترزیس نمونه ۲

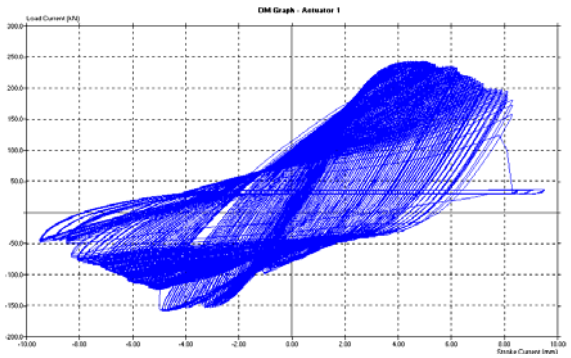
و این نشان از سخت شدگی محوری هسته میانی دارد. در ساخت این نمونه وجود سخت کننده های انتهائی و تعداد ورق‌های دوخت بین دو پروفیل ناودانی بسیار مهم می‌باشد و در رفتار عضو تاثیر بسزائی دارد.

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



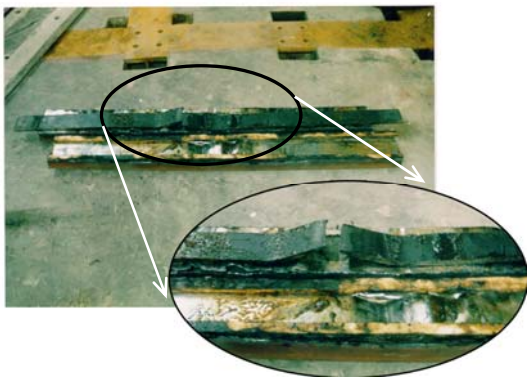
شکل (۱۲): نمونه ۲ پس از اتمام آزمایش، به تسلیم فولاد و تشکیل مودهای بالای کمانش توجه شود.

نمونه۳: نمودار هیسترزیس این نمونه در شکل(۱۳) آمده است.



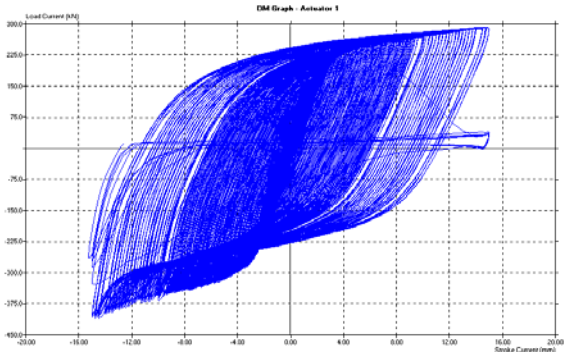
شکل (۱۳): نمودار هیسترزیس نمونه ۳

همانطور که از نمودار شکل (۱۳) مشخص است، هیسترزیس بوجود آمده متقارن و بسیار پایدار نمی‌باشد، اما نکته قابل توجه در نمودار هیسترزیس نمونه ۳ آن می‌باشد که چوب توانست بار کمانشی هسته میانی را تا ۱۴ تن ارتقا دهد و شرایطی را فراهم سازد تا نمونه بتواند درکشش جاری شود و در حقیقت تا مقدار قابل ملاحظه ای نسبت به ورق تنها جذب انرژی را بالا ببرد. همانطور که از شکل (۱۳) مشخص است در ناحیه فشاری به شدت افت سختی و مقاومت وجود دارد ، پس از اتمام آزمایش هسته میانی از داخل پوشش خارج گردید و مشاهده شد به علت مقاومت فشاری پائین چوب ، هسته میانی در یک نقطه دچار کمانش موضعی گردیده است و از همان نقطه به علت خستگی دچار گسیختگی شده است، شکل (۱۴). یکی از اهداف ارایه این الگوی مهاربند، کار برد آن در مقاوم‌سازی بادبندهای متداول بوده است. با وجود این مشکل نمونه ۳۲۰سیکل بارگذاری را تحمل نمود.



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

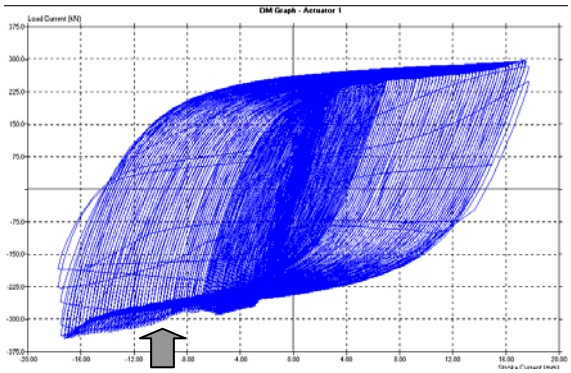
نمونه۴: نمودار هیسترزیس این نمونه در شکل(۱۵)آمده است.



شکل (۱۵): نمودار هیسترزیس نمونه ۴

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

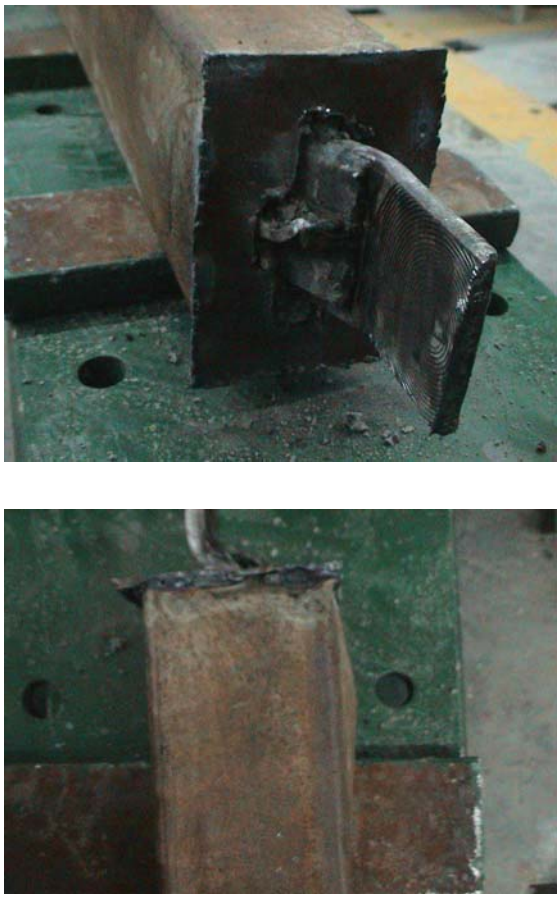
نمونه۵: نمودار هیسترزیس این نمونه در شکل(۱۶)آمده است.



شکل (۱۶): نمودار هیسترزیس نمونه ۵

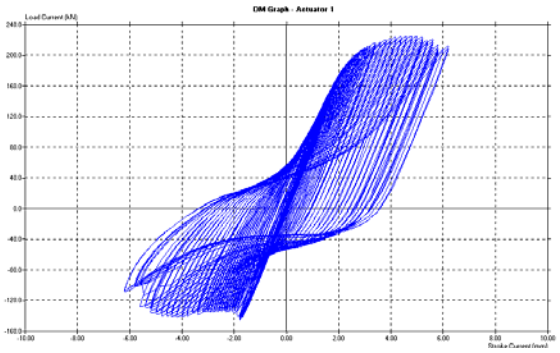
در کل این نمونه هم بیش از ۳۰۰ سیکل بارگذاری را تحمل نمود. همانطور که در شکل (۱۶) مشخص می‌باشد نمودار هیسترزیس این نمونه دارای شکل متقارنی در کشش و فشار می‌باشد. اما در ناحیه فشاری منحنی از حالت تقارن خارج شده و دچار افت مقاومت موضعی شده است، (این ناحیه در شکل با فلش نمایش داده شده است). این مساله در مورد نمونه ۴ (ساخته شده با بتن پر مقاومت) اتفاق نیافتاد درنتیجه این مساله را می‌توان به صورت زیر توجیه نمود:

به علت فشار جانبی وارد شده زیاد به بتن پوشش سبک از دانه های لیکا وشکست آنها در بار فشاری حدود۲۴ تن در بادبند کمانش موضعی روی می‌دهد. این بار باعث ایجاد فرورفتگی در سطح تماس هسته میانی و بتن می شود.تکرار این بارگذاریدر سیکلهای بعد از ۲۵۰ ،کمانش موضعی هسته میانی در ابتدای ژاکت بود. این کمانش باعث ایجاد دوران زیادی در محل اتمام ژاکت و طبله کردن غلاف فلزی گردید، شکل (۱۷).



شکل (۱۷): طبله‌کردن غلاف فلزی و دوران هسته میانی به علت کمانش موضعی درانتهای آزمایش

نمونه۶: نمودار هیسترزیس این نمونه در شکل(۱۸) آمـده است.

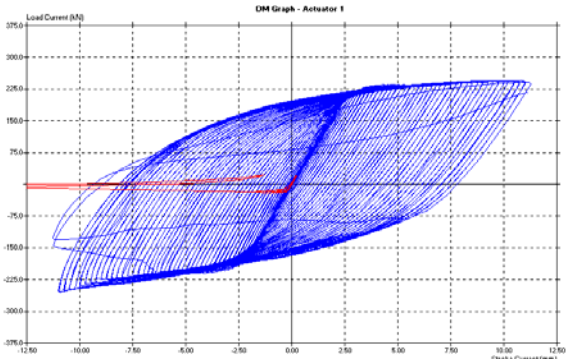


شکل (۱۸): نمودار هیسترزیس نمونه ۵

همانطور که قبلا هم عنوان گردید ماسه، به علت مقاومـت کم نمی‌تواند گزینه مناسبی برای تکیه‌گاه جانبی باشـد. بـا این حال فقط برای بررسی میزان به تعویق افتادن کمـانش این آزمایش انجـام گرفـت. ایـن نمونـه توانـست نیـروی کمانش اولری را از ۲ تن تا ۱۴ تن به تعویـق بیانـدازد.در این آزمایش ماسه با روغن آغشته گردید و تا حـد امکـان درون غلاف فولادی متراکم گردیـد.یکـی از اهـداف ایـن تست یافتن ایده‌ای موثر وارزان جهت مقاوم‌سازی مهاربند قابهای موجود بود.نتایج بسیار امیدوارکننده است.

۵-۲- مقایـسه رفتـار مهاربنـد معمـولی و مهاربنـد شکل‌پذیر نمونه۲

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



شکل (۱۹): مقایسه منحنی‌های هیسترزیس نمونه‌های ۱و۲

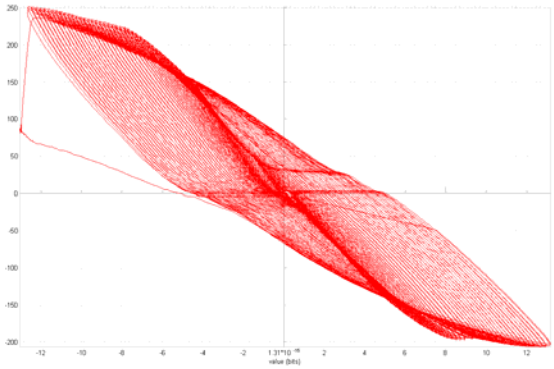
همانطور که از شکل مشخص است میزان انرژی مستهلک شده یا سطح زیر منحنی دو نمونه قابل مقایسه نمی‌باشد.

۶- آزمایش مهاربند شکل‌پذیر در قاب

همانطور که در قـسمتهای قبـل آمـد جهـت تاییـد نتـایج مطالعات و صحت فلسفه طراحی ارایه شده جهت قابهـای با مهاربندی هم مرکـز شـکل‌پـذیر و نحـوه تعامـل دیگـر اعضای قاب با مهاربند،باد بند نمونـه۲ مجـددا بـا مقیـاس واقعیتر ساخته ودر قاب مورد بررسی نـصب شـد.لازم بـه توضیح است که تمامی اعضای قاب به غیر از بادبند برابـر روش طراحی ارایه شده در این مقاله به صورت الاسـتیک طراحی شدندو کلیه اتصالات تیر به ستون و ستون به پـی مفصلی اجرا شـد. در طراحـی صـفحات اتـصال انتهـایی بادبندها، حد نهایی بار مهاربندها با اعمال ضرایب ایمنی جهت جلوگیری از کمانش آنها اعمال شد،شکل (۲۰). با توجه به ابعاد قاب سهم نیروی مهاربند از برش طبقه برابر است با : $P_{Brace} = V_{Story} * Cos\alpha = 1.2V_{Story}$ که در آن P نیروی مهاربند ، V برش طبقه و a زاویه مهاربند با افـق می‌باشد.

لازم به توضیح است که جهت بررسی این نکته کـه کلیـه اعضا به غیر از مهاربند در ناحیه الاستیک بـاقی مـی‌ماننـد، در همه آنهاودر مکانهای تعیین شده کرنش‌سنج نصب شد. بعلاوه در تراز طبقه توسط تغییـر مکـان سـنجها،جابجایی طبقه اندازه گیری میشد.بار گذاری به کمک یک اکچوایتور ۲۵۰ کیلو نیوتن وبه صورت دینامیکی در تراز طبقه اعمال می‌شد. کلیه اطلاعـات و داده‌هـای آزمـایش توسـط یـک دیتالاگر(یـو. پـی .ام-۱۰۰)جهـت پردازشـهای آتـی ثبـت می‌شد. جهت جلوگیری از کمانش جانب یا چپ شـدگی تیرطبقه و کل قاب دو انتهای تیـر بـه کمـک مهاربنـدهای عمود بر صفحه جان تیر مهار شدند،شـکل(۲۰). از هـسته فولادی مهاربند قبل از انجام آزمایش تست کششی جهـت تعیین مقاومت کششی بعمل آمد ،بارتسلیم کششی حـدود ۱۹۰کیلونیوتن(۱۹تن) برآورد شد.

شکل (۲۰): تصویر قاب با مهاربند نمونه۲ تحت بارگذاری



شکل (۲۱): نمودار نیرو KN–تغییر مکانmm قاب بامهاربند شکل‌پذیر

مراحل انجام تست علاوه بر بازدید عینی، فیلمبرداری شد.بعد از انجام آزمایش جهت اطمینان از عدم ورود کلیه اعضا به غیر از باد بند به ناحیه غیرخطی ضمن بازدید دقیق،نتایج کرنش سنجها مورد مطالعه واقع شد.نتایج بیانگر صحت فرضیات مبنای طراحی بوده اند.همه اعضا کاملا الاستیک مانده بودند و فقط هسته فولادی مهاربند کاملا در طول خود به تسلیم رسیده بود.شکل ۲۱ نمودار نیرو–جابجایی را برای ترازطبقه قاب مورد مطالعه نشان میدهد.نتایج تست بیانگر آن است که مهاربند بدون هیچ نوع کمانشی در کشش وفشار تقریبا هم زمان به تسلیم رسید.ازآنجاکه در بر آورد اولیه تصور می شد که بعد ازرسیدن برش طبقه به حدود ۱۶ تن مهاربند به بار تسلیم خود ۱۹=۱/۲×۱۶ تن میرسدو وقتی حداکثر نیروی اکچوایتور یا همان برش طبقه به ۲۵ تن میرسد نیروی محوری مهاربند به حدود ۳۰=۱/۲× تن میرسد. بنابراین ازیک اکچوایتور ۲۵ تن استفاده شد. ولی قاب مقاومتی بالاتر از نیروی فوق از خود نشان داد.از آنجا که که اکچوایتور نمی توانست نیروی بزرگتری اعمال نماید، بعد از رسیدن به ۲۵ تن تست قطع شد.ولی همانطور که از تست بر می آید نتیجه فوق‌العاده عالی بود.

۷- نتیجه‌گیری

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

۱–استفاده از این مهاربندها علاوه بر عدم کاهش سختی جانبی به شکل پذیری قاب می افزاید.

۲–تئوری‌های شکست و مطالعات مقاومت مصالح اذعان می‌دارد که در صورت محبوس کردن اعضای فشاری ظرفیت باربری بدلیل سخت شدگی بالا در ناحیه پلاستیک افزایش میابد. نتایج آزمایشهای این پژوهش گواه این موضوع میباشد.

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

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

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

تمامی این معضلات با استفاده از مهاربند شکل پذیر پیشنهادی میتواند شدیدا کاهش یابد.

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

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

مراجع

۱-علیرضا رضائیان، ۱۳۸۱، ارتقاء رفتار قاب های مهاربندی شده هم‌مرکز توسط شکل‌پذیرنمودن آنها، پایان‌نامه کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه علم و صنعت ایران.

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

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

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

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

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

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

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

9- Egor Popov"Results from cyclic tests of large-scale yielding steel braces"Seismic Isolation Engineering (SIE) for Nippon Steel, 2000, U.S.A.,

10-SEAOC,"Seminar on Buckling restrained braced frame"spring 2000

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

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