

مطالعه آزمایشگاهی رفتار لرزه‌ای تیرهای بتن مسلح در ساختمانهای نیمه‌مهندسی تحت اثر بارهای رفت و برگشتی و یکطرفه

محمد صادق معرفت

دانشیار گروه مهندسی عمران - دانشکده فنی - دانشگاه تهران

محمد خان محمدی

دانشجوی دکتری سازه - دانشکده فنی - دانشگاه تهران

م. خسروی

فارغ التحصیل کارشناسی ارشد زلزله - دانشکده فنی - دانشگاه تهران

ر. علاقه بندیان

همکار آزمایشگاه سازه - دانشکده فنی - دانشگاه تهران

(تاریخ دریافت ۸۳/۹/۷، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده ۸۴/۲/۱۳، تاریخ تصویب ۸۴/۲/۲۴)

چکیده

برای برآورد میزان آسیب پذیری لرزه‌ای تیرها در ساختمانهای بتن مسلح موجود در ایران، مجموعاً شش نمونه تیر تحت اثر بارگذاری رفت و برگشتی و یکطرفه آزمایش شد. سه نمونه تیر معرف ساختمانهای نیمه‌مهندسی می باشد، و از نظر مقدار و آرایش میلگردها، ابعاد اعضا و مقطع، مشخصات بتن، و شرایط اجرایی دارای مشخصاتی شبیه اینگونه ساختمانها می باشد. در این ساختمانها ضوابط خاص لرزه‌ای به طور ناقص رعایت شده و بدین لحاظ با عنوان "نیمه مهندسی" یاد شده‌اند. همچنین سه نمونه تیر از ساختمانهایی که با رعایت کامل ضوابط لرزه‌ای طراحی شده‌اند، و مشخصات هندسی آنها نظیر ساختمانهای متداول بوده، اما ابعاد مقطع، مقدار و آرایش میلگردها، و مشخصات بتن به صورت استاندارد رعایت شده، مورد آزمایش قرار گرفته است. کلیه نمونه‌ها دارای طولی معادل ۱۲۵۰ میلی‌متر و ابعاد مقطع ۱۵۰ تا ۲۰۰ میلی‌متر می باشند، که با مقیاس ۱/۲ ساخته شده‌اند. منظور از آزمایشها تعیین مشخصات لرزه‌ای تیرها و برآورد میزان جذب انرژی، شکل‌پذیری، و خسارت‌پذیری آنها تحت اثر بارهای رفت و برگشتی و یکطرفه بوده است. برپایه نتایج آزمایشها، منحنی‌های پارامتری برای پاسخ دوره‌ای و منحنی پوش تیرها ارائه شده است. از این منحنی‌ها می‌توان برای مدلسازی عددی ساختمانهای نیمه‌مهندسی و استاندارد، با خصوصیات محلی موجود در ایران، استفاده کرد. مطالعات نشان داد که نمونه‌های نیمه‌مهندسی در مقایسه با نمونه‌های استاندارد، به‌طور متوسط، در حدود ۴۰٪ افت شکل‌پذیری، و در حدود ۵۰٪ افت مقاومت داشته‌اند. این کاهش بخصوص در نمونه‌های مربوط به طبقات پایین مشهودتر است. و با توجه به بزرگتر بودن تقاضای زلزله در طبقات پایین، میزان خطرپذیری این ساختمانها در برابر زلزله نگران‌کننده می‌باشد. با توجه به اعمال ضوابط شکل‌پذیری متوسط، نمونه‌های استاندارد از ظرفیت لرزه‌ای نسبتاً مناسبی برخوردار بوده و شکل‌پذیری، مقاومت و سختی نسبتاً خوبی نشان داده‌اند. اما، در محدوده مطالعات انجام یافته، ضابطه حداقل نسبت فولاد در لایه فشاری مقطع، به میزان ۳۰٪ لایه مقابل، ناکافی بوده و پیشنهاد می‌شود که این مقدار به ۵۰٪ افزایش یابد.

واژه‌های کلیدی: بارگذاری یکطرفه، بارگذاری رفت و برگشتی، طرح لرزه‌ای، شکل‌پذیری، منحنی پوش، ظرفیت

جذب انرژی، تقاضای زلزله

مقدمه

زمین‌مقاومت کافی نداشته‌اند. یکی از انواع ساختمانهای متداول در ایران، ساختمانهای پنج طبقه بتن مسلح می‌باشد. تعداد این نوع ساختمانها، که عمدتاً کاربری مسکونی داشته و جمعیت انبوهی را در خود جای داده‌اند، نسبتاً زیاد بوده و در نقاط مختلف شهرها به چشم می‌خورند. سازه بسیاری از این ساختمانها از نوع قاب خمشی فضایی می‌باشد، اما از نظر جزئیات اجرایی و

رخدادهای زلزله در ایران، به ویژه زلزله‌های اخیر، شدت آسیب‌پذیری^۱ ساختمانهای موجود در ایران را آشکار ساخته است. این آسیب‌پذیری نه تنها ساختمانهای قدیمی و گلی را دربر می‌گیرد، بلکه بسیاری از ساختمانهای نوساز را نیز شامل می‌شود. زلزله‌های بم و منجیل نشان دادند که بسیاری از ساختمانهای نسبتاً نوساز، متشکل از مصالح فلزی و بتنی، دچار تخریب شده و در برابر جنبش نیرومند

یک ساختمان الگو^۸ برای طرح نمونه‌های آزمایشی، تعداد ۷۰ نمونه از ساختمانهای موجود در تهران بررسی شده‌است. این بررسی شامل مراجعه به نقشه‌های سازه و معماری، بازدید از ساختمانها، و سرکشی به کارگاههای فعال بوده‌است. بررسی‌ها نشان داد که ویژگیهای مشترک و مشابهت های فراوانی بین ساختمانهای بتنی پنج طبقه وجود دارد. از جمله می توان به این موارد اشاره نمود:

(الف) ۷۰ درصد از سطح بنا در دو جهت و یا در یک جهت اصلی دارای طول دهانه بین ۵ تا ۵/۵ متر می‌باشد.

(ب) ارتفاع در طبقه اول ۳ متر و در سایر طبقات ۳/۲۰ متر می باشد.

(پ) نسبت تعداد ستون به هر متر مربع سطح مشمول ساخت ۰/۰۸ تا ۰/۱ می باشد.

(ت) ابعاد مقاطع تیرها و ستونها قابل مقایسه بوده و اکثر تیرهای سقف به ارتفاع ۳۰ سانتی متر اجرا شده‌اند.

(ج) مقاومت بتن، نوع و آرایش میلگردهای عرضی، و نوع و آرایش میلگردهای طولی قابل مقایسه می باشند. برای ملاحظاتی فوق ساختمان مینا تعریف شد، و نمونه‌های آزمایشگاهی با خواصی که با میانگین یافته های میدانی^۹ هماهنگی داشت، طراحی گردید. همچنین، ساختمان مینا باردیگر براساس آخرین مبانی آیین‌نامه‌ای [۴] (ACI318-99)، و با اعمال ضوابط شکل‌پذیری متوسط، طراحی گردید. لازم به ذکر است که ضوابط شکل‌پذیری متوسط در طراحی این گونه ساختمانها رواج دارد. بدین ترتیب دو نوع نمونه برای آزمایش تعریف شد: نمونه متداول، و نمونه استاندارد. نمونه‌های متداول نمایانگر وضع موجود و ساختمانهای نیمه مهندسی می‌باشد. و در نمونه‌های استاندارد ضوابط آیین‌نامه‌ای رعایت شده است.

مجموعاً شش نمونه تست شده سه تیر از طبقه دوم و سه تیر از طبقه چهارم انتخاب شد. نیمی از تیرها دارای شرایط استاندارد (STC - 2, SBC - 3, SBC - 1) و نیمی دیگر دارای شرایط متداول نیمه مهندسی بود (NBC - 4, NBM - 5, NTC - 6). مشخصات اعضای اصلی در جدول (۱) نشان داده شده است. نمونه‌های آزمایشگاهی به مقیاس ابعادی ۱:۲ ساخته شد. مشخصات آرماتورگذاری طولی و عرضی و ابعاد مقطع نمونه‌ها در شکل (۱) نشان داده شده است. جدول (۲) بیانگر خواص مصالح به کاررفته در نمونه‌ها می‌باشد. نمونه‌های (NBC - 6, NTC - 5, NBM - 4) به ترتیب، دارای موقعیت

مشخصات فنی، نواقص زیادی در آنها به چشم می‌خورد. مشخصات مهمی نظیر کیفیت مصالح و نحوه اجرا، جزئیات طراحی از قبیل ابعاد مقطع، مقادیر و نسبت‌های فولاد گذاری طولی و عرضی، عموماً ضوابط لرزه‌ای^{۱۰} را به طور ناقص ارضاء می‌نماید. بدین لحاظ می توان از این نوع ساختمانها با عنوان "ساختمانهای نیمه مهندسی"^{۱۱} یاد کرد.

وجود نواقص عمده در جزئیات اجرایی و طراحی این ساختمانها، و تعداد زیاد بناهای مذکور، باعث نگرانی شده و این سؤال را مطرح کرده که رفتار و عملکرد واقعی این گونه ساختمانها در برابر زلزله‌های محتمل چگونه است؟ میزان مقاومت، شکل‌پذیری^{۱۲}، سختی، ظرفیت اتلاف انرژی^{۱۳}، و میزان آسیب‌پذیری آنها در برابر جنبش نیرومند زمین چه مقدار است؟ رفتار اعضای افقی و قائم در طبقات مختلف بنا و در برابر دامنه‌های متفاوت حرکت زمین چه ویژگیهایی خواهد داشت؟ برای ارزیابی واقع‌بینانه رفتار این نوع ساختمانها، مطالعات آزمایشگاهی نسبتاً مفصلی در آزمایشگاه سازه دانشکده فنی، دانشگاه تهران، انجام یافته و در دست انجام است. هدف از این آزمایشها، بررسی رفتار اعضای ساختمانهای بتنی نیمه‌مهندسی در برابر بارهای تکراری^{۱۴} و یک طرفه^{۱۵} است. گرچه در دنیا آزمایشهای زیادی بر روی نمونه تیرها و ستونها [۱ و ۲ و ۳] انجام یافته است، لیکن آزمایشها در شرایطی متفاوت با ساختمانهای نیمه‌مهندسی در ایران از نظر ابعادی، کاربری، مشخصات دهانه‌ها، تعداد طبقات، و کیفیت مصالح و اجرا انجام شده‌است. بدین لحاظ انجام آزمایشهای مستقل بر روی تعدادی نمونه و با در نظر گرفتن شرایط محلی یک ضرورت می‌باشد. در این مطالعات، مجموعاً شش نمونه تیر و هشت نمونه ستون تحت آزمایش قرار گرفت. در این مقاله نتایج تست بر روی تیرها تشریح می‌گردد. مطالعه بر روی ستونها همچنان ادامه دارد. و نتایج به دست آمده در آینده عرضه خواهد گردید.

برنامه آزمایش

نمونه‌های آزمایشگاهی

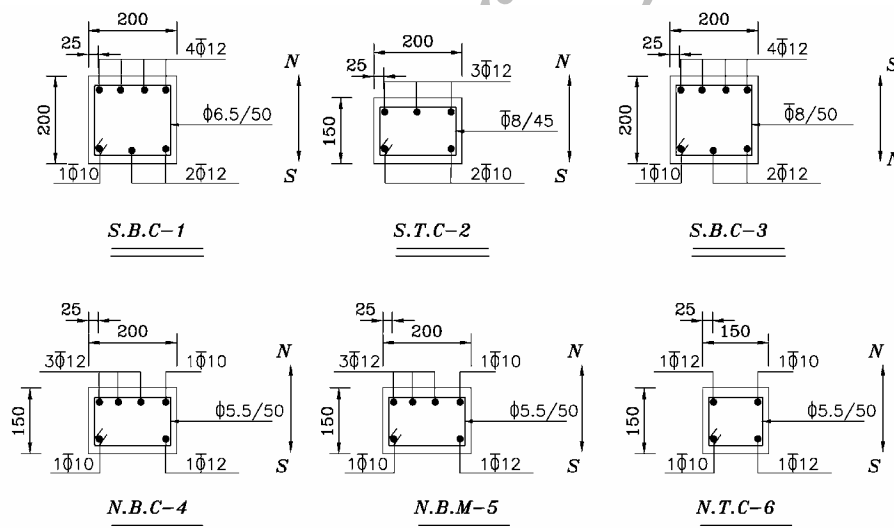
این تحقیق بر روی ساختمانهای مسکونی از نوع بتنی مسلح، که دارای سیستم سازه‌ای قاب خمشی می‌باشند، انجام پذیرفته‌است. این ساختمانها عموماً پنج طبقه بوده و نمونه‌های مورد نظر در تهران واقع شده‌اند. برای انتخاب

فولاد طولی، و نسبت فولاد عرضی آنها، به طور متوسط و به ترتیب، برابر ۰.۲۵، ۰.۱۷، و ۰.۲۶ می باشد. همچنین مقاومت بتن برای نمونه‌های نیمه مهندسی و استاندارد به ترتیب دارای میانگین حدود ۱۵ و ۲۴ مگا پاسکال می باشد.

مشابه با نمونه‌های استاندارد (SBC - 1, SBC - 3, STC - 2) می باشند. به طوری که دیده می شود، به طور کلی نمونه های نیمه مهندسی دارای ابعاد کوچکتر و مقدار فولاد طولی و فولاد عرضی کمتری در مقایسه با نمونه‌های استاندارد می باشند. به طوری که کمبود مساحت مقطع،

جدول ۱: هندسه و مشخصات زیر سازه اصلی (مقیاس کامل).

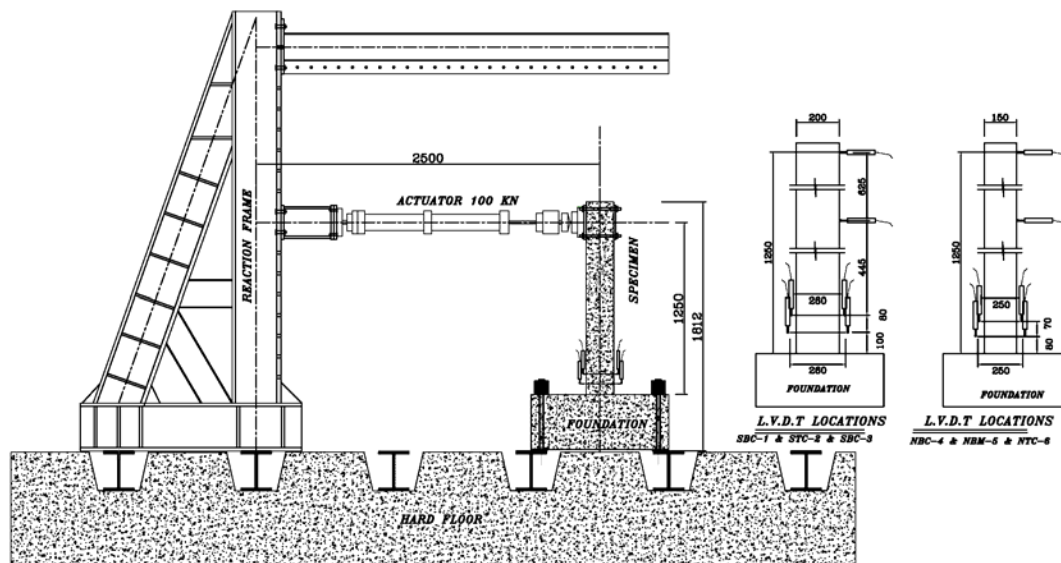
| طبقه | مشخصه | ابعاد مقطع تیر cm | | مساحت آرماتور طولی cm^2 | | آرماتور عرضی | |
|--------------|-------|-------------------|--------|---------------------------|-----------|---------------|--------------|
| | | عرض | ارتفاع | وجه بالا | وجه پایین | ناحیه پلاستیک | سایر نقاط |
| استاندارد | دوم | 40 | 40 | 17.4 | 9.42 | Φ 10/8 | Φ 10/15 |
| | چهارم | 40 | 30 | 14.07 | 6.03 | Φ 10/6.5 | Φ 10/10 |
| غیراستاندارد | دوم | 40 | 30 | 17.06 | 7.63 | Φ 8/10 | Φ 10/15 |
| | چهارم | 30 | 30 | 7.63 | 7.63 | Φ 8/10 | Φ 10/15 |



شکل ۱: جزئیات نمونه‌های آزمایشگاهی (واحد ها بر حسب mm می باشد).

جدول ۲: مشخصات مصالح در نمونه‌های آزمایشگاهی.

| شماره نمونه | نمونه | بتن f'_c MPa | آرماتور طولی | | | | آرماتور عرضی | | | | |
|-------------|---------|----------------------|------------------|---------------|---------------|---------------|--------------|------------------|---------------|---------------|------------|
| | | | تنش جاری شدن MPa | کرنش جاری شدن | مدول یانگ GPa | تنش نهایی MPa | کرنش نهایی | تنش جاری شدن MPa | کرنش جاری شدن | تنش نهایی MPa | کرنش نهایی |
| 1 | SBC - 1 | 26 | 412 | 0.002 | 205 | 612 | 0.18 | 220 | 0.0012 | 375 | 0.35 |
| 2 | STC - 2 | 24 | 412 | 0.002 | 203 | 612 | 0.18 | 445 | 0.0012 | 665 | 0.15 |
| 3 | SBC - 3 | 23.2 | 412 | 0.002 | 204 | 612 | 0.18 | 445 | 0.0012 | 665 | 0.15 |
| 4 | NBC - 4 | 14.6 | 412 | 0.002 | 208 | 612 | 0.18 | 220 | 0.0012 | 375 | 0.35 |
| 5 | NBM - 5 | 14.6 | 412 | 0.002 | 201 | 612 | 0.18 | 220 | 0.0012 | 375 | 0.35 |
| 6 | NTC - 6 | 15.2 | 412 | 0.002 | 205 | 612 | 0.18 | 220 | 0.0012 | 375 | 0.35 |



شکل ۲: نمائی از ابزار بندی آزمایش.

مشاهدات آزمایش

منحنی نیروی جانبی- تغییرشکل به دست آمده برای شش نمونه تیر در شکل‌های (۴) تا (۹) نشان داده شده است. مقدار نیرو و تغییر مکان، که توسط جک افقی اعمال شده، در انتهای آزاد نمونه‌ها اندازه‌گیری شده است. میزان شکل‌پذیری نیز بر مبنای تغییر شکل جانبی عضو محاسبه شده است. مراحل مهم تست از قبیل اولین تسلیم میلگرد، مرحله تسلیم عضو، ترک خوردگی، قلوه‌کن شدن بتن^{۱۷}، و کمانش میلگرد طولی روی منحنی‌ها نشان داده شده است. شکل (۴) رفتار نمونه تیرهای طبقات فوقانی را نشان می‌دهد. این نمونه که از فولادگذاری متقارن برخوردار بوده است، منحنی هیستریزس نسبتا متقارن، ظرفیت جذب انرژی نسبتا مطلوب، و رفتاری نسبتا شکل پذیر داشته است.

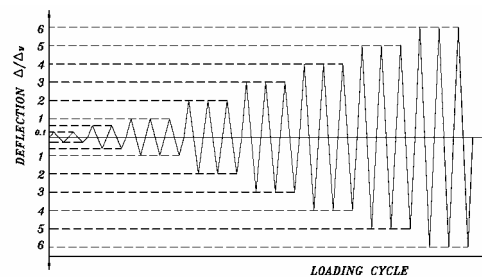
در شکل (۵) منحنی هیستریزس نمونه تیرهای طبقات زیرین ملاحظه می‌شود. به دلیل عدم تقارن در فولاد گذاری طولی، شکل منحنی نیز نامتقارن است.

شکل پذیری در جهت فشاری منحنی از نصف جهت دیگر کمتر است، و افت مقاومت نیز بسیار سریعتر از جهت دیگر است. در مقایسه با نمونه قبل، می‌توان گفت که علی‌رغم عمق نسبی کم تیر و اختلاف زیاد بین دو لایه فولاد، رفتار الاستیک دو نمونه مشابهت داشته و هر دو نمونه به ازای تغییرشکل در حدود ۱/۵٪ به حدتسلیم رسیده‌اند. اما با تجاوز از حد خطی، اختلاف فاحشی بین پاسخ دو نمونه

ابزار بندی آزمایش^{۱۰} و رویه بارگذاری

ابزار بندی آزمایش در شکل (۲) نمایش داده شده است. جک هیدرولیک^{۱۱} 100KN افقی جهت اعمال بارگذاری رفت و برگشتی به انتهای آزاد تیرها متصل می‌باشد. سلول بار جک هیدرولیک مقدار نیروی افقی را اندازه‌گیری می‌نماید.

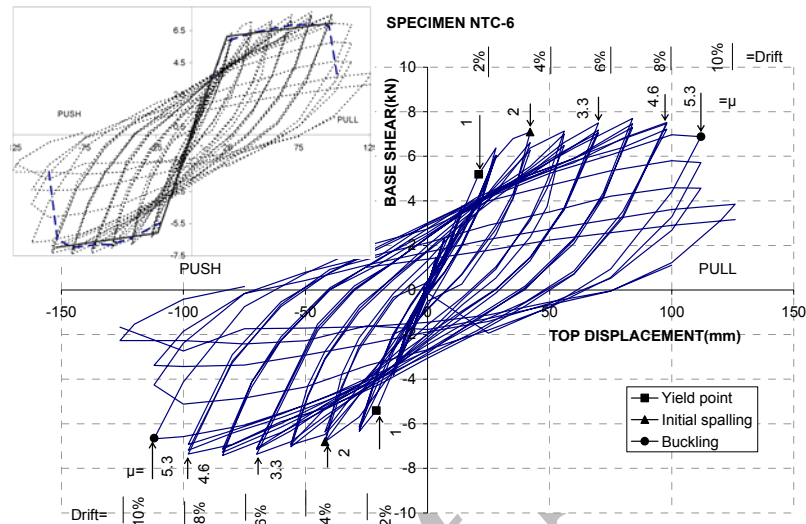
در هر آزمایش تعدادی تغییر مکان‌سنج (LVDT) مطابق شکل (۲) استفاده شده است. آرایش تغییر مکان‌سنج‌ها امکان اندازه‌گیری دوران در ناحیه پلاستیک را فراهم می‌کند. بارگذاری رفت و برگشتی به شیوه نیمه‌استاتیک^{۱۲} و در مود کنترل تغییر مکان با نرخ کم^{۱۳}، اعمال شده، و رویه بارگذاری همانند شکل (۳) است. این رویه اجازه خواهد داد تا پارامترهای اساسی پاسخ تیر همانند افت مقاومت تناوبی^{۱۴}، کاهش سختی^{۱۵}، شکل‌پذیری، پتانسیل زایل نمودن انرژی^{۱۶} و نوع گسیختگی ارزیابی گردد.



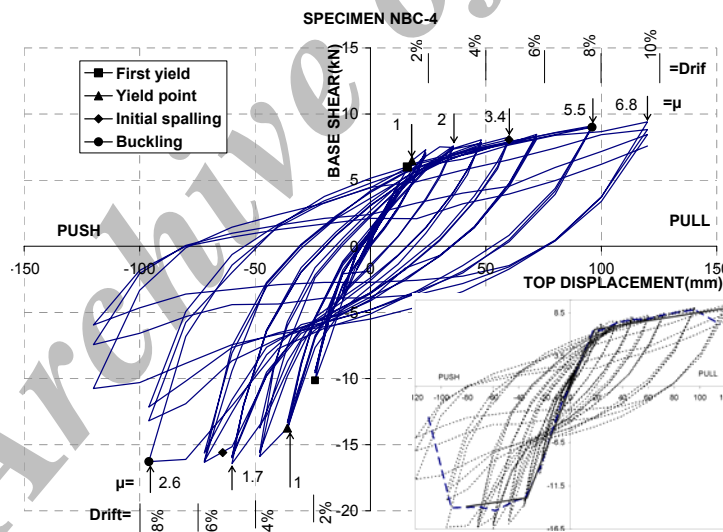
شکل ۳: رویه بارگذاری نمونه‌ها.

فولاد کوچک در لایه ضعیف، آسیب پذیری تیر را در برابر حرکت‌های رفت و برگشتی به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش داده است.

ظاهر شده است، به طوری که شکل پذیری، تقارن در شکل منحنی، و مراحل مهم قلوه کن شدن بتن، نحوه زوال مقاومت، و تخریب دو تیر به کلی متفاوت است. بدین ترتیب، می توان گفت که عمق نسبی کم و کاربرد نسبت



شکل ۴: نمودار تغییرشکل-مقاومت جانبی برای نمونه نیمه مهندسی تیر طبقات فوقانی، 6 - NTC.



شکل ۵: نمودار دریفت-مقاومت جانبی برای نمونه نیمه مهندسی تیر طبقات زیرین، 4 - NBC.

یعنی NBM-4، می باشد و برای مقایسه رفتار یک طرفه با رفتار رفت و برگشتی آزمایش شده است. دیده می شود که پاسخ الاستیک دو نمونه بسیار مشابه است و سطح نیرو و مقدار تغییرشکل در نقطه تسلیم نزدیک به هم می باشد. اما، شکل پذیری نمونه یک طرفه (در جهت فشاری) ۲ برابر نمونه تحت اثر بار رفت و برگشتی است. کاهش شدید

با توجه به اینکه این خصوصیات در تیرهای طبقات زیرین به چشم می خورد و بزرگترین تقاضای زلزله^{۱۸} نیز در همین طبقات به وجود می آید، کفایت ظرفیت تیرهای مذکور با عدم اطمینان مواجه می گردد.

در شکل (۶) پاسخ نمونه NBM-5 تحت اثر بار یکطرفه نشان داده شده است. این نمونه کاملا مشابه نمونه قبل،

شکل پذیری متوسط مقرر می‌دارد که حداقل ۱/۳ آرماتورهای هر وجه در وجه مقابل وجود داشته باشد. برپایه مشاهدات مذکور، بنظر می‌رسد که لازم است ضابطه فوق به ۵۰ درصد، یعنی معادل ضابطه شکل پذیری ویژه، افزایش یابد.

در طول آزمایش روند تخریب شامل ترک خوردگی، کمیت و کیفیت ترکها، قلوه کن شدن و تخریب فشاری بتن، مراحل تسلیم میلگردها، کماتش و گسیختگی میلگردهای طولی و عرض، به دقت بررسی و اندازه‌گیری شد. خلاصه‌ای از مشاهدات به شرح ذیل است:

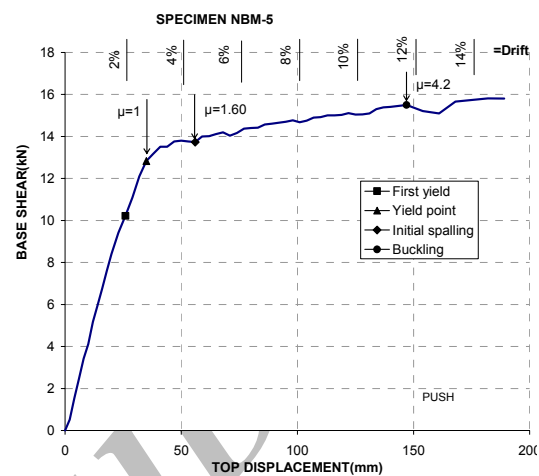
الف - ترک خوردگی و مکانیزم گسترش ترکها

با شروع بارگذاری، اولین اثرات خرابی با شروع ترکهای موئی نمایان گردید. این ترکهای نسبتاً ریز در حد فاصل 200 تا 300 میلیمتری از محل تماس نمونه با پی قابل مشاهده بودند. ترکهای مویی در نمونه‌های استاندارد در تغییر شکل نسبی معادل ۰/۲۸ تا ۰/۳۲ درصد و در نمونه های نیمه مهندسی در تغییر شکل نسبی ۰/۴۸ تا ۰/۵۶ درصد ظاهر شد. این ترکها به فاصله حدود 80 - 60 میلیمتر از هم شکل گرفتند. با افزایش دامنه تغییر مکان تا ۶۰ درصد تغییر مکان جاری شدن، میزان ترک خوردگی تا نصف ارتفاع نمونه‌ها افزایش یافت، و در تغییر مکان جاری شدن، ترکها تا ارتفاعی معادل عرض نمونه گسترش یافت. در این مرحله، عرض ترکهای پیشین افزایش یافت و ترکها در ارتفاع نمونه و به فاصله نسبتاً مساوی 80 - 60 میلیمتر ایجاد گردید؛ عرض ترکها در نمونه های استاندارد بین ۰/۵ تا ۰/۸ میلیمتر و در نمونه های نیمه مهندسی بین ۱ تا ۱/۲ میلیمتر متغیر بوده است.

الگوی ترک خوردگی در نمونه های استاندارد، در ناحیه تماس نمونه با پی، از نوع خمشی بود. اما در تغییر شکلهای بزرگ، از تغییر شکل نسبی ۴ درصد به بعد، ترکهای اصلی به صورت مایل و قطری درآمده و رفتار خمشی - برشی ظاهر شد. در بقیه ارتفاع نمونه، ترکها از نوع خمشی باقی مانده و به ازای تغییر شکل نسبی ۴/۵ درصد، ترک های طرفین نمونه به یکدیگر رسیدند.

در نمونه های غیر استاندارد ترکها در ناحیه تشکیل مفصل پلاستیک عمدتاً از نوع خمشی - برشی بوده اند و در سایر نواحی بیشتر از نوع خمشی می باشند. در نمونه های غیر استاندارد ترکها عمدتاً در دو ناحیه بالا و پایین

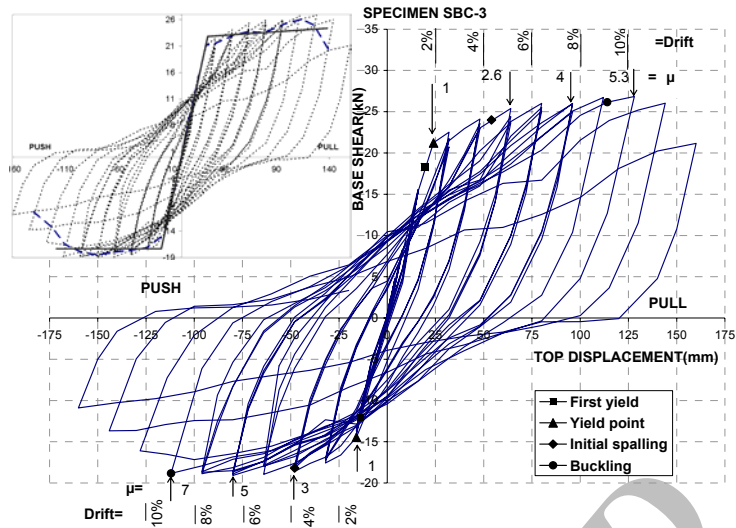
شکل پذیری تحت اثر بار رفت و برگشتی، در مقایسه با بار یکطرفه، را می توان به اثر تاریخچه بارگذاری^{۱۹} بر رفتار نسبت داد.



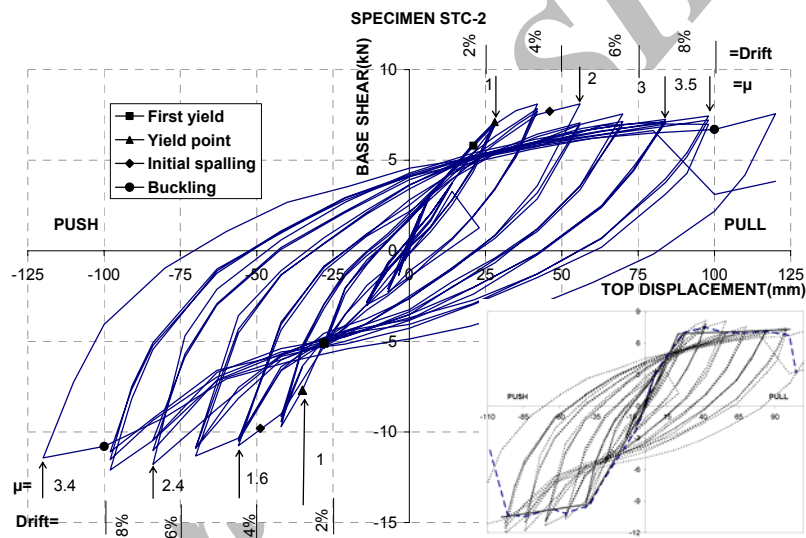
شکل ۶: نمودار مقاومت جانبی در برابر تغییر شکل از نمونه NBM - 5.

به طوری که بیان شد، علاوه بر نمونه تیرهای نیمه مهندسی، سه نمونه بامشخصات استاندارد نیز مورد آزمایش قرار گرفت. هدف آن بود که میزان تفاوت رفتار نمونه‌های متداول با شرایط استاندارد مقایسه شود. همان طور که آمد، تفاوت نمونه‌های استاندارد با نمونه‌های غیر مهندسی در سه عامل عمده می باشد. الف) عمق نسبی تیرها در نمونه‌های استاندارد بیش از نمونه‌های متداول می باشد. ب) مقاومت فشاری بتن بزرگتر از حالت نیمه مهندسی است. پ) نسبت خاموت در نمونه‌های استاندارد بیشتر است.

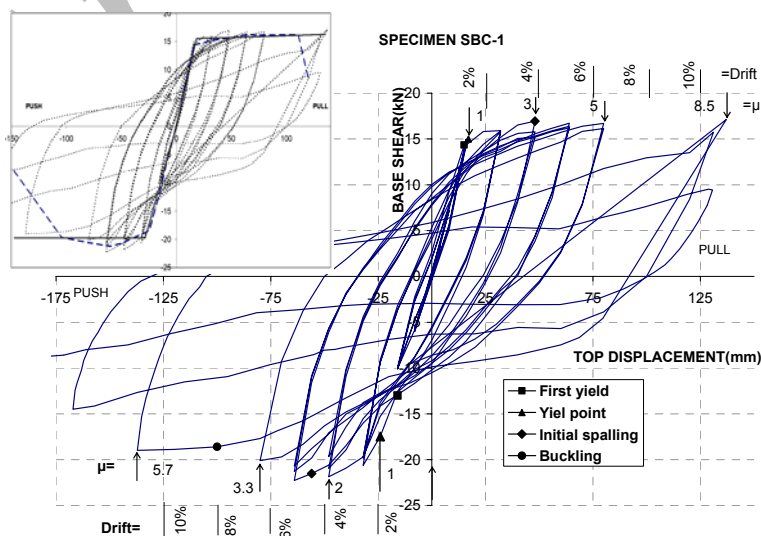
اشکال (۷) و (۸) و (۹) نشان‌دهنده تغییرات هیسترتیک بارجانبی در برابر تغییر شکل انتهای تیر برای نمونه‌های استاندارد SBC - 1, STC - 3, SBC - 2 می باشد. از مقایسه سه منحنی مذکور با سه نمونه قبل، می توان مشاهده نمود که نمونه های SBC - 1 و SBC - 3 و NTC-6 رفتاری شکل پذیرتر نسبت به نمونه های SBC-2 و NBC-4 از خود نشان داده‌اند. در واقع، عدم تقارن در فولادگذاری باعث کاهش شکل پذیری و عدم رفتار مناسب نمونه‌ها بخصوص در ناحیه الاستیک تا جاری شدن، شده است. اختلاف آرماتور دو وجه تیر در نمونه های SBC - 1 و SBC-3 و NTC-6 به ترتیب ۳۲، ۳۲ و ۰ درصد بوده است. در حالیکه در نمونه های SBC-2 و NBC-4 این میزان به ترتیب ۵۴ و ۵۵ درصد می باشد. ضوابط



شکل ۷: نمودار مقاومت جانبی در برابر تغییر شکل برای نمونه SBC - 3.



شکل ۸: نمودار مقاومت جانبی در برابر تغییر شکل برای نمونه STC - 2.



شکل ۹: نمودار مقاومت جانبی در برابر تغییر شکل برای نمونه SBC - 1.

متوسط، نسبت داد.

د - گسیختگی کششی آرماتورهای طولی

در تعدادی از نمونه‌ها، نمونه‌های SBC-3، NBC-4، آرماتورهای اصلی طولی در اثر تکرار بارگذاری گسیخته گردید. تغییر شکل نسبی گسیختگی در آرماتورهای اصلی بین ۹/۶ تا ۱۲ درصد بوده است. شکل (۱۰) روند تخریب در نمونه SBC-3 را در گام ۲۱۷ و نیز در انتهای بارگذاری نشان می‌دهد.

منحنی پوش و ایده ال سازی رفتار

یکی از مشخصات مهم مورد استفاده در رفتار لرزه ای، منحنی پوش در بارگذاری های رفت و برگشتی می باشد. در این مطالعه، منحنی پوش^{۲۰} از اتصال نقطه گذرنده از عبور اولین سیکل از سه سیکل n ام با منحنی مربوط به دومین سیکل از سه سیکل n-1 ام به دست آمده است [۹].



شکل ۱۰: نحوه تخریب در نمونه SBC-3 (الف) در جابه‌جایی جانبی ۶۴ میلی‌متر (ب) انتهای بارگذاری.

برای شبیه سازی عددی رفتار اعضا، لازم است که نتایج آزمایش‌ها به مدل‌های ایده‌آل شده و نسبتاً ساده

تیر به هم پیوسته اند و روند توسعه خسارت افزایش یافته است. این به هم پیوستن ترکها در تغییر شکل نسبی حدود ۳/۱ درصد اتفاق افتاده است.

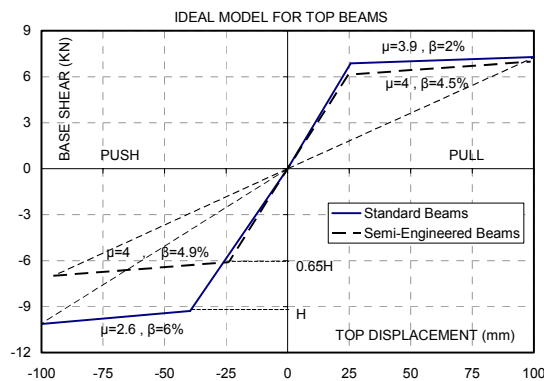
ب- پوسته شدن و قلوه کن شدن

با افزایش دامنه تغییرشکل، روند توسعه خسارت افزایش یافته و علاوه بر ترک خوردگی، پوسته‌شدن بتن نیز آغاز گردید. شروع پوسته‌شدن و قلوه‌کن شدن از گوشه‌ها و در انتهای گیردار تیر آغاز شد. در نمونه‌های استاندارد، پوسته‌شدن در تغییر شکل نسبی ۳/۳ تا ۳/۹ درصد اتفاق افتاده است. در حالیکه در نمونه‌های متعارف این مقدار بین ۴/۶ تا ۵ درصد بوده است. با افزایش دامنه بارگذاری و ادامه پوسته‌شدن، بتن در نواحی فشاری دچار قلوه‌شدن گردید. قلوه‌کن شدن بتن در نمونه‌های استاندارد در تغییرشکل نسبی ۷ تا ۷/۵ درصد و در نمونه‌های متعارف در تغییرشکل نسبی ۷/۵ تا ۸/۵ درصد مشاهده گردید. این قلوه‌کن شدن در گوشه‌های نمونه سریعتر از قسمت‌های میانی و در سمت فشاری عضو اتفاق افتاد.

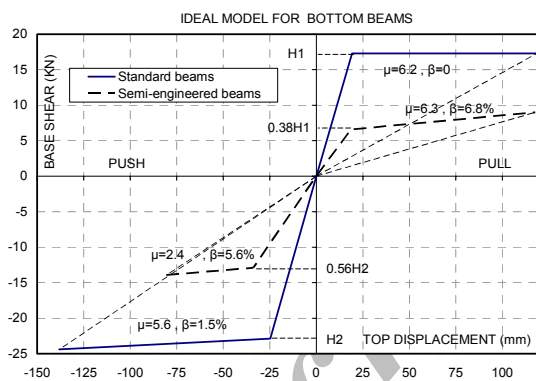
ج- کماتش آرماتورهای طولی و جاری شدن خاموتهای عرضی

یکی از مودهای تخریب در بارگذاری رفت و برگشتی، کماتش میلگردهای طولی در ناحیه فشاری می باشد. با افزایش دامنه تغییرشکلها و تخریب بتن در نواحی فشاری، آرماتورهای طولی دچار کماتش می‌شوند. کماتش این گونه آرماتورها تقریباً در تمامی نمونه‌ها قابل مشاهده بوده است. این کماتش در نمونه‌های استاندارد در تغییر شکل نسبی ۸ تا ۹ درصد و در نمونه‌های متعارف در تغییر شکل نسبی ۷/۵ تا ۷/۸ درصد مشاهده گردید. علاوه بر کماتش میلگردهای طولی، خاموتها نیز ممکن است دچار تغییرشکل بزرگ شده و به حد تسلیم برسند. در نمونه‌های استاندارد SBC-3، STC-2 که خاموتها از نوع آجدار $\Phi 8$ بوده‌اند، خاموتها جاری نشده‌اند. اما در نمونه‌های نیمه‌مهندسی که از خاموتهای ساده با قطر 5.5mm و از نوع AI استفاده شده، خاموتها در تغییر شکل نسبی ۷ تا ۸ درصد جاری گردیده‌اند. دلیل جاری شدن خاموت در نمونه‌های نیمه‌مهندسی را می توان به عدم کفایت مقدار آنها، در مقایسه با ضوابط شکل‌پذیری

• اختلاف آرماتورگذاری دو وجه فوقانی و تحتانی در تیرها باعث کاهش شکل‌پذیری عضو گردیده است. این پدیده هم در نمونه‌های استاندارد و هم نیمه مهندسی مشهود است. به نظر می‌رسد که ضابطه کارگذارن حداقل $1/3$ فولاد وجه قوی در وجه ضعیف، که در شکل‌پذیری متوسط مقرر شده، کافی نیست، و این مقدار بایستی به $1/2$ افزایش یابد.



شکل ۱۲: منحنی‌های ایده آل شده برای نمونه‌های استاندارد و نیمه مهندسی در تیرهای طبقات فوقانی.



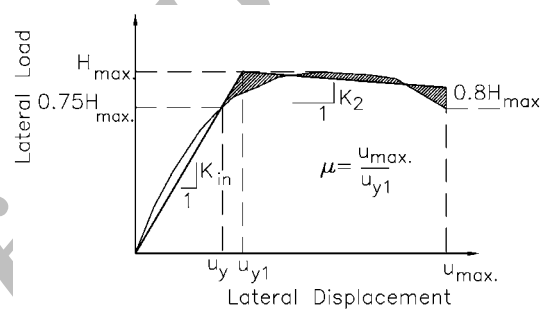
شکل ۱۳: منحنی‌های ایده آل شده در نمونه‌های استاندارد و نیمه مهندسی در تیرهای طبقات پایین.

• منحنی بدست آمده از بارگذاری یکطرفه در نمونه NBم-5 انطباق مناسبی با پوش منحنی بارگذاری رفت و برگشتی از نمونه NBC-4 داشته است.

• برای تیرهای با تقاضای لرزه‌ای مشابه، نمونه‌های نیمه‌مهندسی مقاومت و شکل‌پذیری بسیار پایین‌تری نسبت به نمونه‌های استاندارد داشته‌اند. اختلاف مقاومت بین ۴۵ تا ۶۰ درصد و اختلاف شکل‌پذیری ۳۰ تا ۶۰ درصد می‌باشد. اختلاف مقاومت و شکل‌پذیری بخصوص در تیرهای طبقات تحتانی ساختمان بزرگتر است.

• سختی برون سیکلی (نسبت تغییر سختی در سه سیکل بعدی به سه سیکل قبلی) در بارگذاری رفت و برگشتی،

تبدیل شود [۷]. در مدل دوخطی یک شاخه کاملاً الاستیک و یک شاخه بعد از الاستیک طراحی می‌گردد. مطابق شکل (۱۱)، شاخه الاستیک دارای ضریب زاویه از مبدا تا محلی است که بطور تقریب ۷۵٪ ماکزیمم بار در روی منحنی را قطع می‌کند و تا شاخه دوم منحنی ادامه می‌یابد. شاخه بعد از الاستیک به گونه‌ای ترسیم می‌گردد که بالانس انرژی در دو طرف منحنی پوش، از نقطه جاری شدن عضو تا محلی که بار جانبی به اندازه ۲۰٪ افت نموده است، برقرارگردد [۸ و ۹]. منحنی‌های ارایه شده در اشکال (۴) تا (۹) بیانگر رفتار ایده آل شده نمونه‌های مختلف می‌باشد.



شکل ۱۱: تعریف منحنی ایده‌آل شده.

از میانگین‌گیری پارامترهای مربوط به منحنی‌های مذکور، منحنی رفتار کلی تیرهای طبقات پایین و بالا، برای نمونه‌های استاندارد و متعارف، در شکل‌های (۱۲) و (۱۳) ارائه شده است. شکل (۱۲) مدل کلی رفتار تیرها را برای طبقات فوقانی نشان می‌دهد. مطابق شکل، مقاومت تیرهای متداول اندکی از حالت استاندارد کمتر است، اما سختی و شکل‌پذیری آنها کمابیش مشابه می‌باشد. شکل (۱۳) منحنی ایده‌آل شده نیرو- تغییرمکان را برای تیرهای طبقات تحتانی ساختمانهای پنج طبقه بتنی نشان می‌دهد. دو منحنی نماینده حالت‌های استاندارد و متداول می‌باشند. شکل نشان می‌دهد که میزان مقاومت نمونه‌های متداول در مقایسه با حالت استاندارد تا ۵۰٪ کمتر است. به علاوه، سختی نیز کاهش یافته و شکل‌پذیری نیز با افت چشم‌گیر مواجه شده است. از این منحنی‌ها می‌توان به عنوان مدل‌های معرف ساختمانهای متداول بتنی پنج طبقه برای شبیه‌سازی عددی استفاده نمود. با بررسی منحنی‌های ایده آل شده و مقایسه نمونه‌های استاندارد با نیمه مهندسی نتایج زیر بدست می‌آید:

H'_{max} = ماکزیمم برش اعمال شده
 ΔU_i = متوسط قدر مطلق ماکزیمم تغییر مکان مثبت
 و منفی در سیکل
 U_{y1} = تغییر مکان جاری شدن

شاخص کار- خسارت برای نمونه های آزمایشگاهی و در مراحل مختلف محاسبه شد. جدول (۳) شاخص کار - خسارت و نیز انرژی نرمال شده (حاصل تقسیم انرژی زیر منحنی بار-تغییر مکان بر انرژی الاستیک) را برای نمونه های مختلف و در انتهای آزمایش (قطع قراردادی) نشان می دهد. مقدار بزرگتر ω مشخص می نماید که عضو ظرفیت بیشتری جهت استهلاک انرژی دارد در حالیکه خسارت کمتری خواهد دید. و در واقع، نمونه در تغییر شکل های بزرگ، سختی بیشتری حفظ خواهد کرد. همانگونه که از جدول (۳) می توان دید، نمونه های NBC-4 و SBC-3 که تقاضای لرزه ای یکسان دارند، اختلاف فاحشی از نظر هردو پارامتر دارند. پارامتر کار- خسارت در این دو نمونه تا میزان ۶۵ درصد با یکدیگر اختلاف دارد. و این واقعیت نشان دهنده آسیب پذیری نسبتا زیاد نمونه های نیمه مهندسی در مقایسه با نمونه های مهندسی در طبقات زیرین است. این در حالیکه در نمونه های NTC-6 و STC-2 که هم تقاضای لرزه و مربوط به طبقات فوقانی است، این اختلاف در حد ۱۵ درصد می باشد، که بیانگر وضع مطلوبتر تیرهای نیمه مهندسی در طبقات بالا می باشد.

نتیجه گیری

در این مطالعه، شش نمونه تیر با شرایط موجود در ساختمانهای بتنی متداول در ایران مورد آزمایش قرار گرفت. نمونه ها از دو نوع نیمه مهندسی و استاندارد انتخاب شد. نتایج به دست آمده نشان دهنده افت مقاومت، کاهش شکل پذیری، و نقصان ظرفیت جذب انرژی قابل ملاحظه در نمونه های نیمه مهندسی، در مقایسه با نمونه های استاندارد، می باشد. میزان کاهش مشاهده شده عبارتست از:

- مقاومت نمونه های نیمه مهندسی به طور متوسط ۵۰٪ کمتر از نمونه های استاندارد می باشد.
- شکل پذیری نمونه های نیمه مهندسی با افت حدود ۴۰٪ مواجه است.

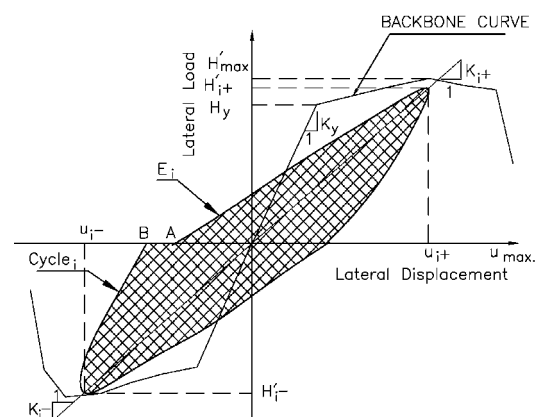
برای نمونه های استاندارد بین صفر تا ۲ درصد و برای نمونه های نیمه مهندسی بین ۴/۵ تا ۷ درصد می باشد. میزان کاهش مقاومت درون سیکلی تا رسیدن به افت ۲۰٪ مقاومت، برای هردو گروه، ناچیز می باشد.

ظرفیت استهلاک انرژی

یکی از اهداف این مطالعه، ارزیابی آسیب پذیری نمونه ها در برابر حرکت های رفت و برگشتی و ظرفیت جذب انرژی آنها در برابر تغییر شکل های بزرگ بوده است. مطالعات مختلف نشان داده است که مقدار کاهش سختی در سیکل های مختلف بارگذاری، گستره غیر خطی شدن در روند توسعه خسارت، و میزان سختی ماندگار، نقش اساسی در شدت خسارت وارد بر سازه در برابر زلزله دارد. در این زمینه، شاخص کار - خسارت ω ، توسط تعدادی از محققین تعریف شده است [۷] (Wight, 1990) (Ehsani). این شاخص بدون بعد، به نوعی بیان کننده میزان انرژی مستهلک شده در نمونه می باشد، و در برگزیده اثرات سختی بعد از جاری شدن، و نیز میزان غیرخطی شدن نمونه ها می باشد. پارامتر ω ، با رابطه زیر تعریف می گردد:

$$\omega = \frac{1}{H'_{max} U_{y1}} \sum_i E_i \left(\frac{K_i}{K_y} \right) \left(\frac{\Delta U_i}{U_{y1}} \right)^2$$

در این رابطه داریم:



شکل ۱۴: منحنی نمایش استهلاک انرژی.

K_i = متوسط شیب K_{i+} ، K_{i-} در شکل (۱۴).
 N = تعداد سیکلها تا قبل از آنکه منحنی به ۸۰ درصد مقدار بار جانبی ماکزیمم برسد.

جدول ۳: مقادیر نرمال شده انرژی و شاخص خسارت - کار.

| نمونه شاخص | SBC - 1 | STC - 2 | SBC - 3 | NBC - 4 | NBM - 5 | NTC - 6 |
|---------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| E_N | 60.52 | 53.53 | 72.17 | 33.7 | 4.4 | 64.2 |
| ω | 253.89 | 372.5 | 457.7 | 282.4 | - | 327.4 |

توجه به اعمال ضوابط شکل پذیری متوسط، نمونه های استاندارد ظرفیت لرزه ای نسبتاً خوبی را به نمایش گذاشته اند. اما، در محدوده مطالعات انجام یافته، ضابطه حداقل نسبت فولاد در لایه فشاری مقطع، به میزان ۳۰٪ لایه مقابل، ناکافی بوده و پیشنهاد می شود که این مقدار به ۵۰٪ افزایش یابد.

• ظرفیت جذب انرژی با کاهش متوسطی در حدود ۷۰٪ همراه می باشد.
• کاهش مقاومت، شکل پذیری، و ظرفیت جذب انرژی در طبقات پایین به مراتب بیش از طبقات فوقانی است. در این مطالعه، قانون کلی منحنی رفت و برگشتی برای تیرهای با مشخصات متداول در ایران به دست آمد. با

مراجع

- 1 - Ingham, J. M., Liddell, D. and Davidson, B. J. (2001). "Influence of loading history on the response of a reinforced concrete beam." *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 34, No. 2, PP. 107-124.
- 2 - Malone, B. J. (1999). *Shear strength of reinforced and prestressed concrete beams with lightweight aggregate concrete*. Ph.D. Thesis, School of Civil Engineering, Purdue University.
- 3 - Popov, E. P., Bertero, V. V. and Krawinkler, H. (1972). "Cyclic behavior of three R.C flexural members with high shear." *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkley.
- 4 - ACI Committee 318, (1999). "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99) and Commentary (318R-99)." American Concrete Institute.
- 5 - Englekirk, R. E. (2003). *Seismic Design of Reinforced and Precast Concrete Buildings*. John Wiley and Sons, New York.
- 6 - Ehsani, M. R. and Wight, J. K. (1990). "Confinement steel requirements for connections in ductile frames." *Journal of structural Division*, ASCE, Vol. 116, No. ST3, PP. 751-767.
- 7 - Hwang, S. K. and Yun, H. D. (2003). "Effect of transverse reinforcement on flexural behavior of high-strength concrete columns." *Journal of Engineering Structures*.
- 8 - Paulay, T. and Priestly, M. J. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley and Sons, New York.
- 9 - FEMA, FEMA356, NEHRP Guideline for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency.

واژه های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

- | | | |
|---------------------------|-----------------------------|-------------------------------|
| 1 - Vulnerability | 2 - Siesmic Provisions | 3 - Semi-Engineered Buildings |
| 4 - Ductility | 5- Energy Dissipation | 6 - Syclic loading |
| 7- Monotonc loading | 8- Base Building | 9 - Field tests |
| 10- Test Setup | 11- Actuator | 12 - Quasistatic |
| 13- Low rate | 14 - Strength deterioration | 15 - Stiffness degradation |
| 16 - Energy dissipation | 17 - Spalling | 18 - Earthquake Demand |
| 19 - Displacement History | 20 - Backbone Curve | 21 - Work - Damage |