

مطالعه رفتار خمشی - برشی تیرهای بتنی و مقایسه نتایج آزمایشگاهی با پیش‌بینی آیین‌نامه‌های مختلف

یوسف عباسی پروین

دانشجوی دکتری تخصصی سازه، گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تبریز، تبریز، ایران.

طالب مرادی شقاقی*

استادیار، گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تبریز، تبریز، ایران.

مسعود پوربابا

استادیار، گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد مراغه، مراغه، ایران.

سید سعید میررضائی

استادیار، گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تبریز، تبریز، ایران.

یوسف زندی

استادیار، گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تبریز، تبریز، ایران.

ta.moradi@iaut.ac.ir

تاریخ دریافت: ۹۹/۱۰/۲۴ تاریخ پذیرش نهایی: ۹۹/۱۲/۰۹

چکیده:

در این تحقیق یک مطالعه آزمایشگاهی بر روی رفتار تیرهای بتنی تک آرمه (RC)، بدون خاموت انجام گرفته است. بدین منظور چهار تیر بتنی به صورت تک آرمه با ابعاد ۲۵۰ در ۳۰۰ میلی‌متر و به طول ۱۶۵۰ میلی‌متر و در چهار درصد هندسی، ۰/۳۶، ۰/۶۴، ۱/۰۵ و ۱/۴۵ از میلگردهای معمولی (میلگرد S400) و بتن با مقاومت فشاری حدود ۳۵ مگاپاسکال طراحی گردیده و طی آزمون خمش چهار نقطه‌ای مورد ارزیابی قرار گرفتند. نتایج آزمون نشان داد که افزایش درصد هندسی میلگردهای کششی در افزایش ظرفیت برشی تیرها کارآمد هستند. در ادامه مقاومت برشی و خمشی بدست آمده از آزمون با مقاومت برشی و خمشی نهایی پیش‌بینی شده از آیین‌نامه‌های AS360، ACI، JSCE، EN، CSA، NZS و ایران و رابطه پیشنهاد شده توسط الطعان و الفیل مقایسه شد. بررسی‌ها حاکی از دقت بالای رابطه الطعان-الفیل با متوسط ۱/۲۶ برابر کمتر از نتایج عملی، و اختلاف زیاد مقادیر پیشنهاد شده توسط روابط آیین‌نامه بتن ایران و آیین‌نامه کشور ژاپن (JSCE) به ترتیب با متوسط ۲/۲۹ برابر و ۲/۳۵ برابر کمتر از مقاومت برشی حاصل از نتایج آزمون، در مقایسه با سایر آیین‌نامه‌های مطرحه در این تحقیق می‌باشد به عبارت دیگر حاشیه اطمینان بیشتری را در نظر می‌گیرند.

۱- مقدمه

شکست برشی سازه‌های بتنی بسیار خطرناک بوده و می‌تواند با اخطار اولیه و یا در بیشتر مواقع به صورت ناگهانی و انفجار گونه رخ بدهد، همین امر منجر به انجام پژوهش‌های زیادی در راستای شناخت رفتار واقعی اعضای بتنی، بخصوص رفتار برشی آنها گردیده که همچنان نیز ادامه دارد. بر خلاف رفتار خمشی تیرها که روابط موجود در آیین‌نامه‌های معتبر بر پایه روابط تعادل استاتیکی تنش‌های موجود در مقطع می‌باشد، در خصوص مقاومت برشی، این روابط بیشتر بر اساس یافته‌های تجربی استوار است. پارامترهای متعددی بر روی مقاومت برشی یک تیر بتنی می‌تواند موثر باشد، که می‌توان به ۷ پارامتر مهم: مقاومت مشخصه فشاری بتن، سطح مقطع آرماتورهای عرضی در واحد طول، تنش تسلیم آرماتورهای عرضی، درصد هندسی آرماتورهای طولی، نسبت دهانه برش به عمق موثر مقطع تیر (a/d)، عرض تیر، ارتفاع مقطع (Size effect) اشاره نمود [۱] و در مورد تیرهای بتنی الیافی نیز، درصد حجمی الیاف و نسبت طول به قطر الیاف (نسبت ابعادی) نیز در مقاومت برشی تیرها موثر می‌باشد. تا به امروز بررسی سهم تک تک پارامترهای یاد شده مورد علاقه پژوهشگران بوده است.

همانطور که می‌دانیم در یک مقطع ترک خورده تیر بتنی چهار عامل اصلی مقاومت در برابر برش وجود دارد: که عبارت از میلگردهای طولی کششی از طریق عمل رولپلاک (Dowel Action)، بتن ناحیه فشاری، قفل و بست سنگدانه و آرماتورهای عرضی (خاموت‌ها) می‌باشد. Richart و Jensen VP [۲] نشان داده‌اند که در تیرهای بتنی مسلح دارای آرماتور برشی، خاموت‌ها تنها پس از تشکیل ترکهای مورب موثر بوده و نقش اصلی خاموت‌ها تحمل تنش‌های برشی توزیع شده، عمدتاً از طریق کشش، پس از تشکیل ترکهای مورب است که این کشش دوباره به بتن منتقل می‌شود، که ممکن است منجر به ایجاد ترکهای مورب اضافی گردد. خاموت‌ها همچنین سرعت انتشار ترکهای مورب را کاهش می‌دهند، که به ناحیه فشاری کمک می‌کند تا مقاومت برشی خود را حفظ کند. همچنین در جلوگیری از خرابی زودرس در امتداد میلگردهای طولی کششی نیز موثر هستند. علاوه بر این، خاموت‌ها باز شدن ترک را نیز کنترل می‌کنند و از این رو به مقاومت برشی حاصل از قفل و بست دانه ها نیز کمک می‌نمایند. بنابراین، وجود خاموت‌ها استفاده از ظرفیت کامل سه عامل دیگر مقاومت برشی در مقطع ترک خورده تیر بتنی، یعنی سهم آرماتورهای طولی، قفل و بست سنگدانه‌ها و همچنین مقاومت برشی بتن ترک نخورده در ناحیه فشاری را تحت الشعاع قرار می‌دهد. از اینرو شناخت مقاومت برشی واقعی بتن و سهم آرماتورهای طولی در مقاومت برشی تیرها، در تیرهای داری آرماتورهای عرضی (خاموت‌ها) به طور کامل امکان پذیر نمی‌باشد. لذا در این تحقیق که هدف از آن بررسی

آزمایشگاهی تاثیر درصد هندسی میلگردهای طولی در مقاومت خمشی و برشی تیرهای بتن آرمه است، در ساخت نمونه‌ها از آرماتورهای عرضی (خاموت) استفاده نشده است تا بتوان درک بهتری از عملکرد آرماتورهای طولی در مقاومت خمشی و برشی تیرهای بتنی بدست آورد. از میان تحقیقات انجام شده بر روی رفتار تیرهای بتن آرمه بدون خاموت میتوان به پژوهش‌های انجام شده توسط، Gastbled OJ و May IM [۳] اشاره کرد که در پژوهش خود یک مدل مکانیکی شکست برای شکست برشی - خمشی چنین تیرهایی ارائه نموده‌اند. Hassan AAA و همکاران [۴] نیز در یک تحقیق تجربی به بررسی مقاومت برشی و رفتار ترک خوردگی تیرهای با مقیاس بزرگ با بتن معمولی (RC) پرداخته و نتایج خود را با رفتار تیرهای ساخته شده با بتن خودتراکم (SCC) مقایسه نمودند. M Hamrat و همکاران [۵] تأثیر نسبت دهانه برش به عمق موثر مقطع (a/d)، نسبت آرماتورهای فولادی طولی (ρ) و مقاومت فشاری بتن، در مقاومت برشی تیرهای ساخته شده با بتن معمولی و بتن مقاومت بالا را مورد بررسی قرار دادند. Song J و Kang WH [۶] با بررسی نتایج آزمایش چندین پژوهش موجود، اقدام به معرفی یک مدل احتمالی برای مقاومت برشی تیرهای بتن آرمه بدون آرماتور برشی با استفاده از روش بیزین (Bayesian methodology) نمودند. Arslan G [۷] با بررسی نتایج ۲۸۸ تیر از پژوهش‌های موجود یک رابطه برای مقاومت برشی ترک مورب تیرهای بتن معمولی و بتن با مقاومت بالا پیشنهاد نمود. Lafta AM و Matrood MS [۸] یک آنالیز غیرخطی خرابی برش تیرهای بتونی مسلح، بدون آرماتورهای عرضی با روش اجزای محدود انجام داد. تحقیقات دیگری نیز توسط Slowik M [۹]، Broujerdian V و Karthick S و Kalaiarasi KA [۱۱] در راستای شناخت رفتار مکانیکی تیرهای بتنی بدون آرماتور عرضی در سالهای اخیر انجام گرفته است.

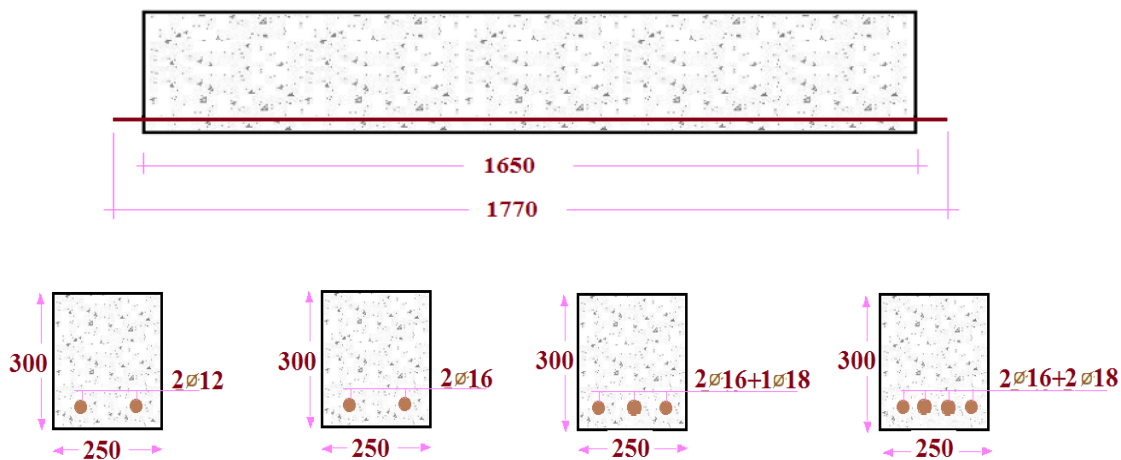
۲- برنامه آزمایشگاه

۲-۱- جزئیات نمونه‌های اصلی

در این پژوهش کلاً ۴ نمونه تیر در ابعاد ۲۵۰ در ۳۰۰ و به طول ۱۶۵۰ میلی‌متر به صورت تک آرمه در چهار درصد هندسی مختلف ۰/۳۶، ۰/۶۴، ۱/۰۵ و ۱/۴۵ و بدون خاموت ساخته شد. شکل (۱) نشان دهنده جزئیات نمونه‌ها می‌باشد. بتن مورد استفاده از نوع بتن معمولی با متوسط مقاومت فشاری مشخصه ۳۵ مگاپاسکال و اسلالمپ ۷۰ میلی‌متر مطابق با طرح اختلاط در جدول (۱) و بر اساس آیین نامه ACI 211.1-91 می‌باشد [۱۲]. در این تحقیق از سیمان تیپ II کارخانه سیمان صوفیان و دانه‌های سنگی با اندازه بزرگترین دانه ۲۵ میلی‌متر استفاده شده است.

جدول ۱- طرح اختلاط بتن

مصالح	کیلوگرم / متر مکعب	درصد در واحد وزن
سیمان پرتلند	۴۰۰	۱۴/۶
ماسه	۷۱۵	۳۲/۵
شن	۱۰۴۰	۴۵/۰۷
آب	۱۸۰	۵/۸۵۹



شکل ۱- جزئیات و نحوه آرایش میلگردها در نمونه‌های آزمایش

۲-۲- ساخت و عمل آوری

بعد از اتمام بتن‌ریزی قالبها، روی تمام نمونه بلافاصله گونی‌های خیس کشیده شده و سپس با ورق‌های پلاستیکی پوشانده شدند به نحوی که هیچ منفذی برای خروج بخار آب یا هوای داخل پلاستیک به بیرون وجود نداشته باشد. سپس نمونه‌ها در شرایط یاد شده در دمای محیط (۲۲ تا ۲۴) درجه سانتیگراد به مدت یک روز نگهداری شدند. بعد از سپری شدن ۲۴ ساعت قالب‌ها باز و نمونه‌ها تا روز آزمایش در داخل استخری

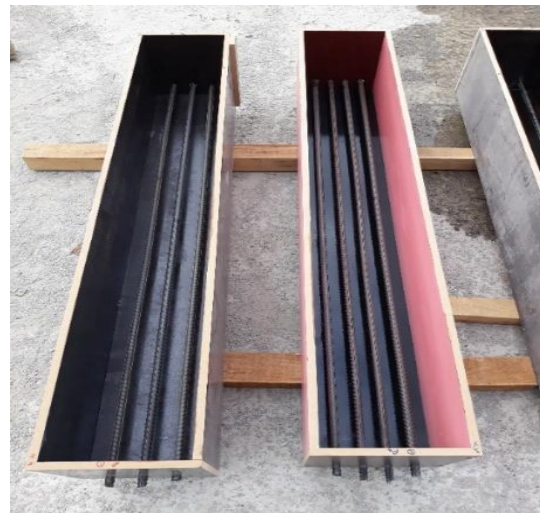
به منظور تعبیه محل نشیمن تکیه‌گاهی در دو انتهای تیر در زمان آزمون خمشی، نمونه‌ها از هر طرف ۷۵ میلی‌متر بزرگتر ساخته و بتن‌ریزی شده‌اند، به عبارتی طول بتن‌ریزی نمونه‌ها ۱۶۵۰ میلی‌متر می‌باشد که هنگام انجام تست از هر طرف ۷۵ میلی‌متر خارج از تکیه‌گاه قرار می‌گیرد. همچنین جهت تامین طول مهاری لازم برای آرماتورهای طولی، به منظور جلوگیری از خم کردن آرماتورها، از هر طرف میلگردها به اندازه ۶۰ میلی‌متر اضافه و خارج از بتن قرار گرفتند تا از مهار مکانیکی استفاده گردد. نام‌گذاری و جزئیات ه نمونه‌ها در جدول (۲) آمده است.

جدول ۲- جزئیات نمونه‌ها

نمونه	آرایش آرماتورهای طولی	عرض مقطع Mm	ارتفاع موثر مقطع mm	ρ (%)
NC-S-0.36	2φ12	250	250	0.36
NC-S-0.64	2φ16	250	250	0.64
NC-S-1.05	2φ16+1φ18	250	250	1.05
NC-S-1.45	2φ16+2φ18	250	250	1.45



شکل ۳- انتقال نمونه ها به حوضچه عمل آوری



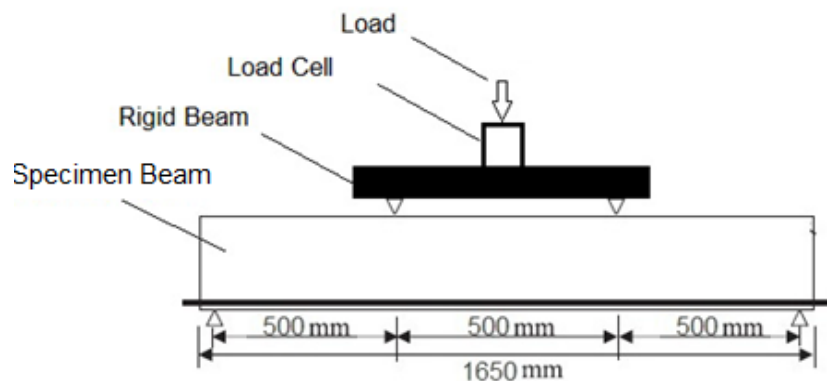
شکل ۲- قالبهای آرماتورگذاری شده قبل از بتن ریزی

دهانه برش به عمق موثر برابر ۲ مورد آزمایش قرار گرفتند. بدین منظور از یک جک ۱۰۰۰ کیلونیوتنی که در آن بار از ۱۰ کیلونیوتن تا زمان بروز خرابی با سرعت ۲ میلی متر بر دقیقه افزایش می یافت استفاده شده و تغییر شکل وسط دهانه توسط یک ال.وی.دی.تی (LVDT) در طول آزمایش ثبت گردید. همانطور که در شکل (۵) می توان مشاهده نمود، به منظور جلوگیری از سر خوردن میلگردها در طول آزمایش و اطمینان از تامین طول مهارتی، در کلیه نمونه ها در هر دو انتها، میلگردهای فولادی توسط مهره هایی که داخل آنها با جوش پر شده بود و یک صفحه ۱۰ میلی متری کاملاً بهم متصل شدند.

که صرفاً برای این تحقیق ساخته شده بود نگهداری شدند. همچنین به ازای هر تیر سه نمونه استوانه ای استاندارد و سه نمونه مکعبی ۱۰۰ در ۱۰۰ میلی متر نیز به منظور اندازه گیری مقاومت فشاری بتن تهیه و در شرایط یکسان با نمونه های اصلی نگهداری و عمل آوری گردیدند. شکل (۲) قالبهای آرماتورگذاری شده قبل از بتن ریزی و شکل (۳) نحوه عمل آوری نمونه های تحقیق را نشان می دهد.

۲-۳- بارگذاری و آزمایش تیرها

مطابق شکل (۴) تمام نمونه های تحقیق به صورت خمش چهار نقطه ای با دهانه خالص ۱۵۰۰ میلی متر، دهانه برش ۵۰۰ میلی متر و با نسبت



شکل ۴- جزئیات بارگذاری آزمون خمش چهار نقطه ای به دهانه برش ۵۰۰ میلی متر ($a/d=2$)



شکل ۵- آزمایش خمش چهار نقطه‌ای نمونه NC-S-1.05

متمركز، احتمالاً تیر در خمش گسیخته بشود و قبل از شکست، بسته به میزان آرماتور، ممکن است آرماتورهای طولی جاری بشوند یا نه. اگر آرماتورها جاری شوند، تیر یک رفتار انعطاف پذیر از خود نشان خواهد داد و قبل از وقوع خرابی هشدار کافی را خواهد داد و اگر مقدار آرماتور بسیار کم باشد، ممکن است آرماتور قبل از خرد شدن بتن گسیخته شوند. و برای تیرهای عمیق و یا تیرهای لاغر با نسبت آرماتور کششی بالا، ممکن است تیر به دلیل تشکیل ترکهای مورب بشکند [۱].

مطابق شکل (۶) در یک تیر بتنی بدون آرماتور عرضی با شکست قطری، نیروی برشی از طریق عمل رولپلاک آرماتورهای کششی (V_d)، قفل و بست دانه ها (V_{dv}) و بتن ترک نخورده ناحیه فشاری (V_{cc}) تحمل می‌شود. همانطور که در مقدمه آمد آرماتورهای کششی با عملکرد رولپلاک خود که اصطلاحاً عمل داوول اکشن (Dowel Action) نیز گفته می‌شود، مقاومت برشی مقطع را افزایش می‌دهند. قفل و بست دانه‌ها نیز از این واقعیت ناشی می‌شود که سطح ترک صاف نیست بنابراین هر دو قسمت بیرون زده تیر در برابر برش (لغزش) از خود مقاومت نشان می‌دهند البته با افزایش عرض ترک مورب، مقاومت برشی حاصل از قفل و بست سنگدانه‌ها نیز کاهش می‌یابد. توانایی بتن ترک نخورده ناحیه فشاری در مقاومت در برابر برش به درجه نفوذ ترک مورب بستگی دارد. بدیهی است که در هر زمان برهم کنش سه مولفه مقاوم در برابر برش وجود دارد و در صورت عدم موفقیت هر یک از آنها، توزیع مجدد تنشهای داخلی تا زمانی که همه آنها از کار بیفتد رخ می‌دهد. از اینرو تعیین

۳- برش در تیرها

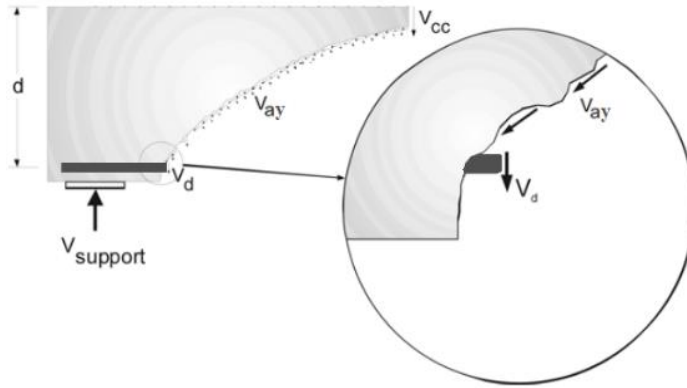
۳-۱- خرابی تیرهای بتنی مسلح معمولی بدون خاموت

در تیر بتنی تک آرمه بدون آرماتور عرضی، به دلیل توانایی آرماتورهای طولی برای پل زدن ترک‌ها و انتقال تنش به بتن، در مقایسه با یک تیر بدون آرماتور طولی و بدون آرماتور عرضی، چنین تیرهایی ترک‌های خمشی بیشتری را به نمایش می‌گذارند. برخلاف تیرهای بتونی ساده (تیر بدون آرماتور طولی و بدون آرماتور عرضی)، تیرهای بتن مسلح معمولی تک آرمه بدون خاموت، ممکن است به دلیل عملکرد برشی خراب شوند. بنابراین، دهانه برش، که تقاضای نسبی بین گشتاور و نیروی برشی را تعیین می‌کند، به یک فاکتور مهم موثر در انتشار ترک، مکانیزم خرابی و مقاومت تیر بتنی مسلح معمولی تبدیل می‌شود [۱۳]. بر اساس کمیته بتن یورو-بین المللی اگر نسبت دهانه برش به ارتفاع موثر مقطع (a/d) کمتر از عدد ۲ و ۲/۵ به ترتیب برای تیرهای با تکیه گاه ساده و تیرهای با انتهای ممتد باشد، تیر عمیق و در غیر اینصورت لاغر در نظر گرفته شود [۱۳]. البته تعریف آیین نامه ACI 318-14 [۱۴] مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران [۱۵] از تیرهای عمیق، تیرهایی است که در آنها نسبت دهانه تیر به ارتفاع تیر (L/h) کمتر از عدد ۴ و یا نسبت دهانه برش به ارتفاع موثر مقطع کمتر از ۲ باشد.

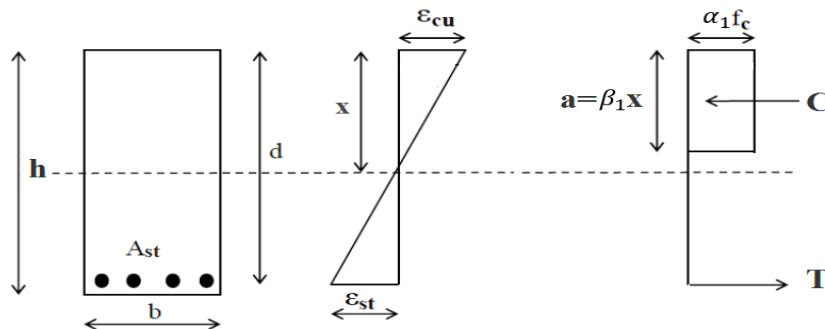
به طور کلی، یک تیر بتن مسلح معمولی بسته به لاغر یا عمیق بودن آن می‌تواند به دلیل اثر لحظه‌ای خمش یا برش گسیخته شود. اگر تیر لاغر باشد، به دلیل خرد شدن ناحیه فشاری در نزدیکی نقطه اعمال بار

توسط کمیته ASCE-ACI 426 [۱۶] تعریف شده است. در جدول (۳) برخی از روابط معتبر در محاسبه مقاومت برشی مقاطع بتنی آورده شده‌اند.

مکانیسم شکست برشی و مقاومت برشی یک کار چالش برانگیز است. در مطالعات تجربی، محققان اغلب مکانیسم‌های مختلف شکست برشی را براساس الگوهای ترک توصیف می‌کنند. حالت‌های اولیه خرابی تیر،



شکل ۶- پارامترهای مقاوم در برابر برش در مقطع ترک قطری



شکل ۷- توزیع تنش مستطیلی معادل ویتنی در مقطع تیر بتنی تک‌آرمه

مفهوم استفاده از توزیع تنش مستطیلی معادل ابتدا توسط Emperger [۱۷] پیشنهاد شد و سپس توسط Whitney CS [۱۸] برای استفاده در طراحی مقاومت خمشی نهایی اصلاح شد و بعداً توسط Hognestad و همکاران [۱۹] و Mattock A و همکاران [۲۰] تأیید گردید. در مفهوم مکعب ویتنی فرض بر این است که مقاومت خمشی نهایی در یک مقدار خاص از کرنش نهایی بتن، ϵ_{cu} رخ می‌دهد. بلوک تنش مستطیل شکل (در شکل ۷ نشان داده شده است) با دو پارامتر تعریف شده است، اولی نسبت بین تنش بلوک مستطیلی و حداکثر تنش موجود در مقطع و دومی، عامل مربوط به ارتفاع بلوک تنش فشاری مستطیلی معادل نسبت به ارتفاع محور خنثی می باشد.

۳-۲- تئوری خمشی در تیرهای بتنی

مقاومت خمشی تیرهای بتنی معمولی مطابق رابطه (۱) براساس تشکیل معادلات تعادل در مقطع تیر و بر پایه استاتیک تنش‌های موجود در مقطع می‌باشد. در تشکیل این معادلات همواره از مقاومت کششی ناچیز بتن صرف‌نظر گردیده و تنش‌های کششی در معادلات تعادل وارد نمی‌گردند. در شکل (۷) توزیع تنش‌های فشاری (مستطیل معادل ویتنی) و تنش کششی در مقطع تیر بتن آرمه معمولی نشان داده شده است.

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (1)$$

که در آن a : ارتفاع توزیع تنش مستطیلی معادل ویتنی

جدول ۳- روابط محاسبه مقاومت برشی مقطع تیر بتنی بدون آرماتور عرضی

نام رابطه	رابطه	توضیحات	شماره رابطه	منبع
JSCE 2010	$V_{cd} = 0.18 \sqrt{f'_c} b d / \gamma_b$	γ_b : برابر ۱/۳ است	(۲)	[۲۱]
AS3600 (2009)	$V_c = \beta_1 b d f'_c \rho_w^{1/3}$	$\beta_1 = 1.1(1.6 - \frac{d}{1000}) \geq 1.1$	(۳)	[۲۲]
ACI 318 (2014)	$V_c = \left(0.16 \sqrt{f'_c} + 17.6 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b d$	V_u : نیروی برشی نهایی مقطع بر حسب نیوتن M_u : لنگر نهایی مقطع بر حسب نیوتن میلی‌متر	(۴)	[۱۴]
IRAN مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران (۱۳۹۹)	$V_c = (0.66 \lambda_s \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}) b d \leq 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} b d$ $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + d/250}} \leq 1$	λ : ضریب تصحیح جهت انعکاس مشخصات مکانیکی کاهش یافته‌ی بتن سبک نسبت به بتن معمولی، در مقاومت فشاری یکسان است. N_u : نیروی محوری نهایی.	(۵)	[۱۵]
CSA-A23.3-04	$V_c = \lambda \beta \sqrt{f'_c} b d_v$	$\beta = \frac{230}{(1000 + d_v)}$ d_v : عمق موثر برشی که برابر با بزرگترین مقدار ۰.۹d یا ۰.۷۲h در نظر گرفته می‌شود.	(۷)	[۲۳]
EN1992-1-1 (2004)	$V_c = 0.18 k (100 \rho_f c)^{1/3} b d$ $\geq 0.035 k^{3/2} \sqrt{f'_c} b d$ محدودیت $\rho = A/bd \leq 0.02$	$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0$	(۸)	[۲۴]
Al-Ta'an and Al-Feel	$V_c = (160 \rho_w f'_c)^{1/3} \left(\frac{d}{a}\right)^{4/3} b d$	for $a/d < 2.5$	(۹)	[۲۵]

f'_c : مقاومت فشاری مشخصه بتن، b : عرض مقطع، d : ارتفاع موثر مقطع، ρ_w : نسبت هندسی آرماتورهای طولی
جدول ۴- پارامترهای توزیع تنش مستطیلی معادل ویتنی در آیین نامه‌های مختلف

نام رابطه	α_1 (f'_c in MPa)	β_1	ϵ_{cu}	شماره رابطه	منبع
JSCE 2010	$1 - 0.003 f'_c \leq 0.85$	$0.52 - 80 \epsilon_{cu}$	$\frac{[155 - f'_c]}{30000}$ $0.0025 \leq \epsilon_{cu} \leq 0.0035$	(۱۰)	[۲۱]
AS3600 (2009)	$1.0 - 0.003 f'_c$ $0.67 \leq \alpha_1 \leq 0.85$	$1.05 - 0.007 f'_c$ $0.67 \leq \beta_1 \leq 0.85$	0.0030	(۱۱)	[۲۲]
ACI 318 (2014)	0.85	$0.85, f'_c \leq 28$ $0.85 - 0.05(f'_c - 28)/7 \geq 0.65$	0.0030	(۱۲)	[۱۴]
IRAN مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران (۱۳۹۹)	0.85	$0.85, f'_c \leq 28$ $0.85 - 0.05(f'_c - 28)/7 \geq 0.65$	0.0030	(۱۳)	[۱۵]
CSA-A23.3-04	$0.85 - 0.0015 f'_c \geq 0.67$	$0.97 - 0.0025 f'_c$ ≥ 0.67	0.0035	(۱۴)	[۲۳]
EN1992-1-1 (2004)	$1.0 - \frac{(f'_c - 50)}{200} \leq 1.0$	$0.80 - (f'_c - 50)/400 \leq 0.80$	$(2.6 + 35[90 - f'_c]/100)^4 / 1000$	(۱۵)	[۲۴]
NZS 3101 (2006)	$0.85, f'_c \leq 55$ $0.85 - 0.004(f'_c - 55) \geq 0.75$	$0.85, f'_c \leq 30$ $0.85 - 0.008(f'_c - 30) \geq 0.65$	0.0030	(۱۶)	[۲۶]

نهایتاً با عریض شدن ترک اولیه میانی و پیش روی آن به طرف ناحیه فشاری، تیر بصورت خمشی گسیخته می شود. در مورد سه نمونه NC-S-0.64، NC-S-1.05 و NC-S-1.45 که دارای شکست برشی می باشند، بعد از تشکیل ترکهای خمشی اولیه با افزایش بارگذاری تعداد ترکها رشد چندانی چه از نظر تعداد و چه از نظر پیشروی به سمت ناحیه فشاری بتن، از خود نشان نمی دهند. با ادامه آزمایش ترکهای قطری در یک سومهای نزدیک تکیه گاه و در حوالی تارخشی تشکیل شده و با افزایش بار این ترکها عریض تر و منجر به شکست ناگهانی برشی می شوند. شکل (۸) نشان دهنده مکانیزم شکست نمونهها بعد از آزمایش می باشد.

۴-۲- اثر درصد آرماتورهای طولی

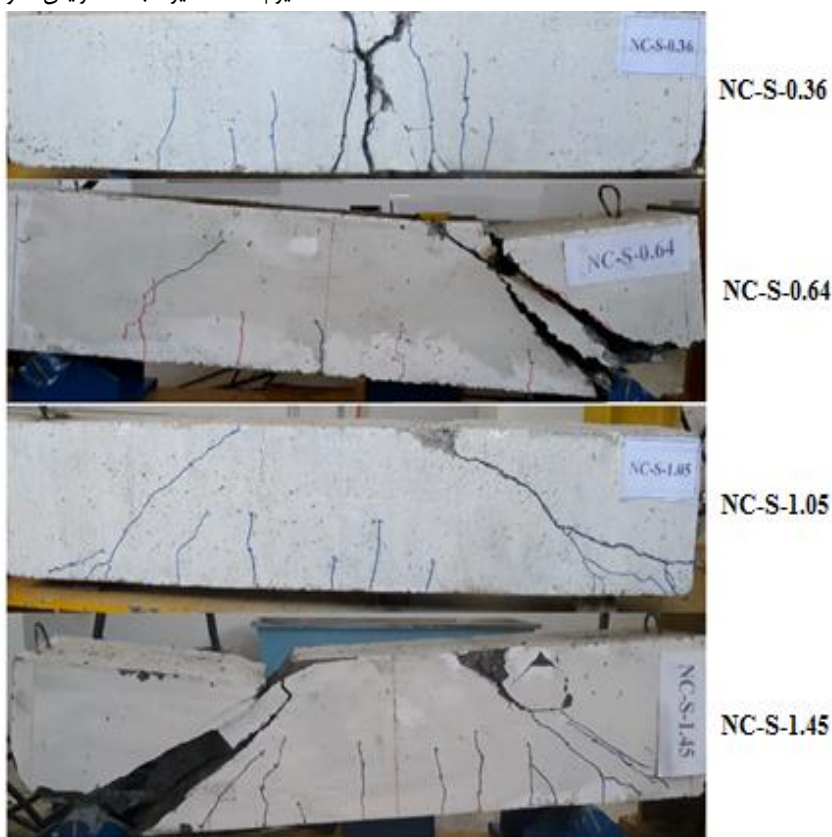
نیروی نهایی حاصل از آزمایش و مقادیر پیش بینی بدست از روابط آیین نامه ای بصورت جداول (۵) و (۶) آورده شده است. همچنین جداول (۷) و (۸) نشان دهنده نسبت نتایج عملی به مقادیر تئوری می باشند. همانطور که دیده می شود افزایش درصد آرماتورهای طولی علاوه بر تغییر مکانیزم شکست تیرها باعث افزایش مقاومت برشی نمونهها نیز می گردد.

البته همانطور که گفته شد مقدار کرنش فشاری نهایی بتن یکی دیگر از متغیرهای قابل توجه در طراحی مقاومت نهایی است. مقادیر پارامترهای مذکور معمولاً در آیین نامه های مختلف متفاوت در نظر گرفته می شود که در جدول (۴) برخی از این آیین نامه ها آورده شده است.

۴-نتایج آزمایشها و بحث پیرامون آنها

۴-۱- مکانیزم شکست

مطابق شکل (۵) کلیه نمونهها در آزمایشگاه تخصصی سازه دانشگاه آزاد اسلامی واحد مراغه تحت آزمون خمش چهار نقطه ای آزمایش و مورد ارزیابی قرار گرفتند. در این آزمون نمونه NC-S-0.36 بصورت خمشی و سه نمونه دیگر بصورت برشی گسیخته شدند. در تمام تیرها ابتدا ترکهای خمشی در یک سوم میانی دهانه تشکیل می شوند. بعد از افزایش بار در نمونه NC-S-0.36 بر تعداد ترکهای خمشی افزوده شده و با پیشروی ترکهای اولیه به سمت تارخشی همراه است.



شکل ۸- الگوی گسیختگی نمونهها

جدول ۵- نتایج نیروی نهایی شکست حاصل از آزمایش و روابط پیشنهادی برای نمونه‌های با شکست برشی

نام نمونه	نتایج آزمایشگاهی		$P_{u-calc} (kN) **$						
	$P_{u-test} (KN)$	مدل شکست	AS3600	ACI318-14	JSCE	Iranian Code	EN 1992-1-1 (2004)	CSA-A23.3-04	AL-Ta'an
NC-S-0.64	207.74	برشی	113.32	125.36	102.4	90.63	120.14	149.68	163.5
NC-S-1.05	238	برشی	133.4	129.87	102.4	106.55	141.69	149.68	192.8
NC-S-1.45	280	برشی	148.4	134.27	102.4	119.03	157.79	149.68	214.7

*نیروی نهایی حاصل از آزمایش (حداکثر نیروی وارده از طرف چک) **نیروی نهایی حاصل از روابط تئوری ($P_{u-calc} = 2 \times V_n$)

جدول ۶- نتایج نیروی نهایی شکست حاصل از آزمایش و روابط پیشنهادی برای نمونه‌های با شکست خمشی

نام نمونه	نتایج آزمایشگاهی		$P_{u-calc} (kN)$						
	$P_{u-test} (KN)$	مدل شکست	AS3600	ACI318-14	JSCE	Iranian Code	EN 1992-1-1 (2004)	CSA-A23.3-04	NZS 3101 (2006)
NC-S-0.36	139.40	خمشی	87.82	87.82	87.82	87.82	88.15	87.67	87.82

جدول ۷- نسبت نیروی نهایی شکست به مقدار حاصل از روابط پیشنهادی برای نمونه‌های با شکست برشی

نام نمونه	نتایج آزمایشگاهی		$P_{u-test} (KN) / P_{u-calc} (kN)$						
	$P_{u-test} (KN)$	مدل شکست	AS3600	ACI318-14	JSCE	Iranian Code	EN 1992-1-1 (2004)	CSA-A23.3-04	AL-Ta'an
NC-S-0.64	207.74	برشی	1.83	1.65	2.02	2.29	1.73	1.38	1.27
NC-S-1.05	238	برشی	1.78	1.83	2.32	2.23	1.679	1.59	1.23
NC-S-1.45	280	برشی	1.88	2.085	2.73	2.35	1.77	1.87	1.3

جدول ۸- نسبت نیروی نهایی شکست به مقدار حاصل از روابط پیشنهادی برای نمونه‌های با شکست خمشی

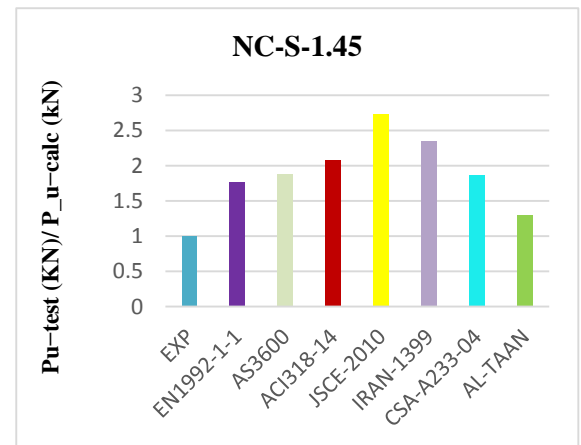
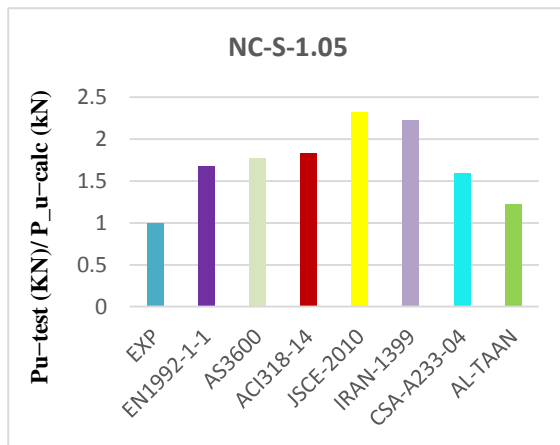
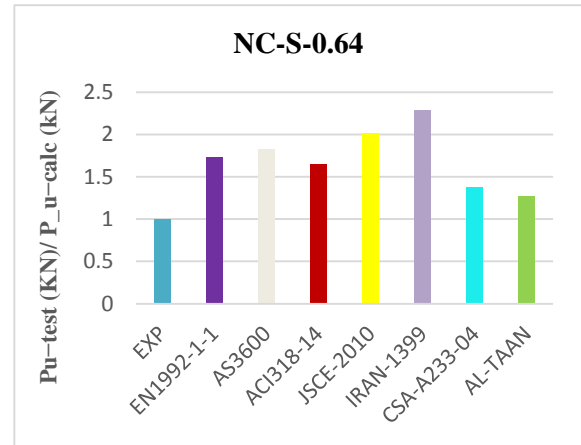
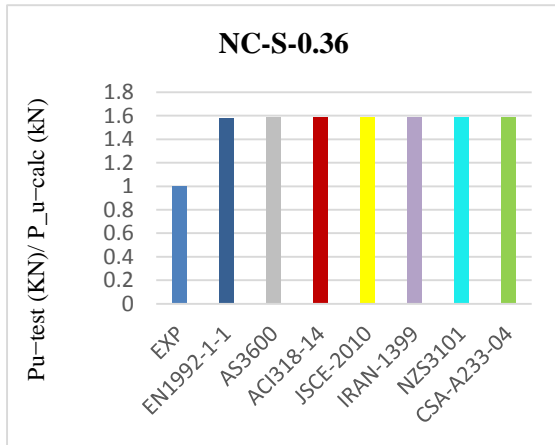
نام نمونه	نتایج آزمایشگاهی		$P_{u-test} (KN) / P_{u-calc} (kN)$						
	$P_{u-test} (KN)$	مدل شکست	AS3600	ACI318-14	JSCE	Iranian Code	EN 1992-1-1 (2004)	CSA-A23.3-04	NZS 3101 (2006)
NC-S-0.36	139.40	خمشی	1.587	1.587	1.587	1.587	1.581	1.59	1.587

بیشترین فاصله و رابطه $Al-Ta'an - Al-Feel$ نزدیکترین مقدار را به نتایج عملی مقاومت برشی نشان می‌دهند. در شکل (۱۰) نمودار تغییرات روابط مقاومت برشی اسمی مقاطع مورد بررسی نسبت به درصد هندسی میلگردهای طولی در مقایسه با نمودار

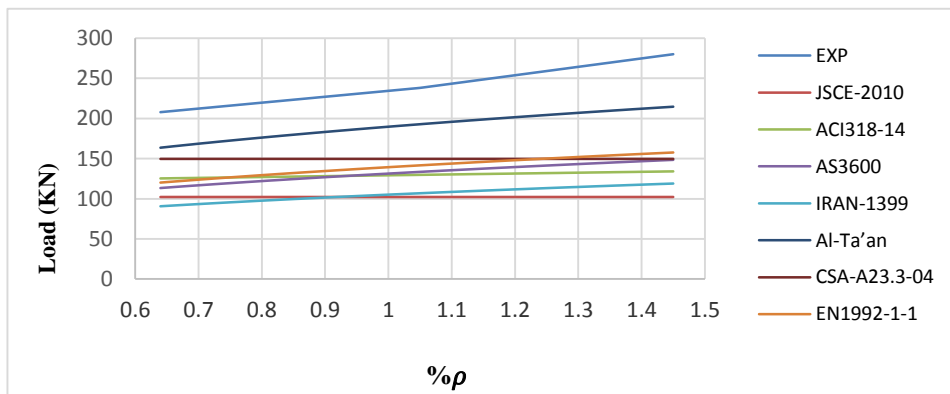
جدول (۷) و (۸) به صورت شماتیک توسط نمودارهای میله‌ای در شکل (۹) آورده شده است. همانطور که دیده می‌شود در بین روابط مورد بررسی، رابطه ارایه شده توسط آیین‌نامه بتن ایران و آیین‌نامه ژاپن (JSCE)

فرض شده است. از آنجا که نمونه NC-S-0.36 شکست به صورت خمشی داشته است، لذا در این نمودار مقدار آن رسم نگردیده است.

نتایج حاصل از آزمایش رسم گردیده است. در رسم نمودار تغییر نتایج آزمایشگاهی نسبت به درصد میلگردهای طولی، مقاومت برشی اسمی تیر نسبت به درصد هندسی میلگردهای طولی، در بازه $\rho = 0.64\%$ تا $\rho = 1.05\%$ و همچنین در بازه $\rho = 1.05\%$ تا $\rho = 1.45\%$ بصورت خطی



شکل ۹- نمودار مقایسه نسبت نتایج آزمایشگاهی به مقادیر پیش بینی شده

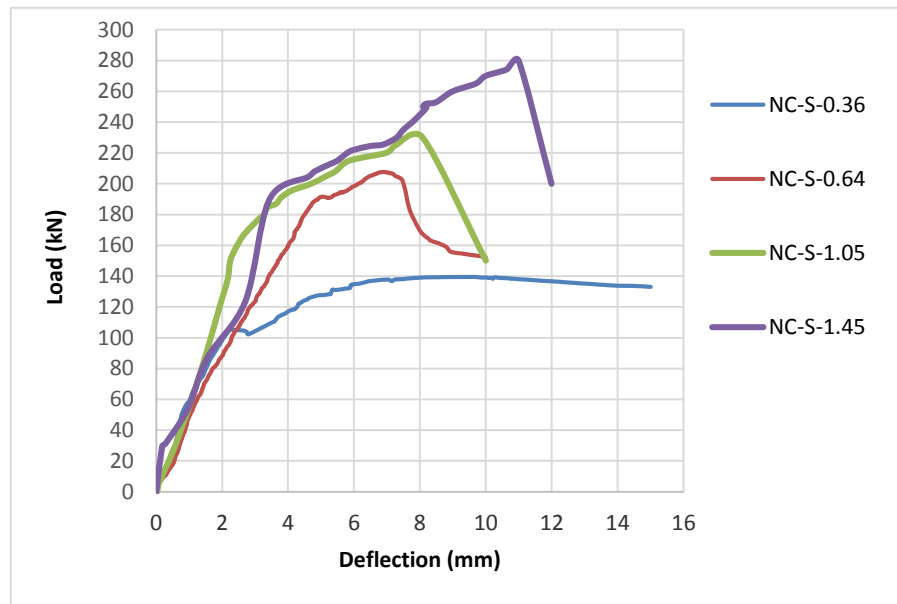


شکل ۱۰- نمودار تغییر مقاومت برشی بست به درصد میلگردهای طولی روابط تئوری در مقایسه با نتایج آزمایشگاه در بازه $\rho = 0.64\%$ تا $\rho = 1.45\%$

۴-۳- نمودار نیرو - جابجایی

منحنی نیرو - جابجایی وسط دهانه، برای تیرهای مورد آزمایش در شکل (۱۱) نشان داده شده است. می‌توان مشاهده کرد که تمام تیرها از بارگذاری اولیه تا وقوع اولین ترک تقریباً خطی از نشان می‌دهند. پس از ترک خوردن بتن، نمونه NC-S-0.36 رفتار متفاوتی در مقایسه با سایر نمونه‌ها داشته، به طوری که منحنی تیر NC-S-0.36 با تمایل به

افقی شدن نمودار ویژگی‌های غیرخطی نیرو - جابجایی را به نمایش می‌گذارند که این امر متأثر از درگیر شدن آرماتورهای طولی در تحمل نیرو در مقطع و جاری شدن آنها می‌باشد. اما نمودار سه تیر NC-S-0.64، NC-S-1.05 و NC-S-1.45 با کاهش شیب نمودار همچنان به صورت خطی ادامه می‌یابد. که نهایتاً با شکست قطری نمونه‌ها بصورت ناگهانی، نمودار حال شکستگی در انتها پیدا می‌کند.



شکل ۱۱- نمودار نیرو - جابجایی وسط دهانه تیر

۵- نتیجه گیری

در محدوده آزمایش‌های انجام یافته در این تحقیق نتایج زیر بدست آمد:

۱- مقدار لنگر خمشی اسمی محاسبه شده از آیین‌نامه‌های مختلف مورد بررسی در این تحقیق تقریباً یکسان می‌باشد.

۲- بر خلاف نسبت حداکثر بار شکست به مقاومت برشی اسمی مقاطع، این مقدار در نسبت حداکثر بار شکست به مقاومت خمشی اسمی مقطع عدد کمتری می‌باشد که این امر نشان دهنده پیش‌بینی دقیق‌تر روابط آیین‌نامه‌ای از مقاومت خمشی اسمی مقاطع در مقایسه با مقاومت برشی اسمی آن است.

۳- افزایش درصد میلگردهای طولی منجر به افزایش مقاومت برشی تیرهای بتنی می‌شود اما تغییرات افزایش مقاومت برشی مقطع با درصد هندسی آرماتورهای کششی رابطه خطی ندارد.

۴- روابط پیشنهاد شده توسط Al-Ta'an - Al-Feel، نسبت به سایر روابط لحاظ شده در این تحقیق نتایج نزدیک به واقعیت را از خود نشان می‌دهند. به نحوی که مقدار بدست آمده از آزمون‌ها به مقدار ارایه شده توسط این رابطه به طور متوسط ۱/۲۶ برابر می‌باشد

۵- نتایج آزمایش‌ها در این تحقیق مقدار متوسط تقریبی ۲/۳۵ و ۲/۲۹ برابر مقدار حاصل از رابطه پیشنهاد شده به ترتیب در آیین‌نامه ژاپن (JSCE) و آیین‌نامه بتن ایران را نشان می‌دهد. بنابراین به نظر می‌رسد آیین‌نامه بتن ایران و آیین‌نامه کشور ژاپن در مقایسه با سایر آیین‌نامه‌های آمده در این تحقیق برای مقاومت برشی اسمی مقاطع بدون آرماتور عرضی مقدار بسیار کمتری را پیش‌بینی کرده و به عبارت دیگر حاشیه اطمینان بیشتری را در نظر می‌گیرند.

۶- در تمام سه نمونه NC-S-0.64، NC-S-1.05 و NC-S-1.45 اولین ترک‌ها، ترک‌های خمشی هستند. اما با افزایش مقدار نیرو تعداد ترک‌های خمشی در طول تیر و همچنین گسترش آنها در ارتفاع مقطع متوقف شده و ترک‌های قطری ثانویه عریض‌تر و در نهایت منجر به شکست برشی نمونه می‌شوند

۷- با افزایش درصد آرماتورهای طولی اختلاف بین مقدار پیشنهاد شده توسط آیین‌نامه‌ها برای مقاومت برشی و مقادیر حاصل از آزمایش، افزایش می‌یابد.

Mechanics. International Journal of Civil Engineering. 2019; 17: 597-605.[11] Karthick S, Kalaiarasi KA. Experimental Investigation on Shear Resistance of Reinforced Concrete Beam without Stirrups. IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE). 2020; 45-53.

[12] ACI Committee 211.1-91. Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete. American Concrete Institute. 2002.

[13] CEB-Fip Model Code for Concrete Structures. Comite Euro-International du Beton/Federation International de la Precontrainte. 1990.

[14] ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI. 318-14). American Concrete Institute. Farmington Hills. 2014.

[۱۵] وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان. مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمانهای بتن آرمه. نشر توسعه ایران، ۱۳۹۹، چاپ اول.

[16] ACI-ASCE Committee 426. The Shear Strength of Reinforced Concrete Members. American Society of Civil Engineers. 1973.

[17] Emperger F. Ein Graphischer Nachweis der Tragfähigkeit und Aller in Einem Tragwerke aus Eisenbeton Auftretenden Spannungen. Beton und Eisen. 1904; 4 (5): 306-320.

[18] Whitney CS. Design of Reinforced Concrete Members under Flexure or Combined Flexural and Direct Compression. Journal of the American Concrete Institute. 1937; 33 (3): 483-498.

[19] Hognestad E, Hanson NW, McHenry D. Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design. ACI Journal. 1955; 52 (6): 455-480.

[20] Mattock A, Kriz L, Hognestad E. Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design. ACI Journal. 1961; 57 (2): 875-928.

[21] JSCE. Standard Specifications for Concrete Structures-2007 (Design): Guidelines for Concrete, No. 15. Japan Society of Civil Engineers (JSCE). 2010.

[22] AS3600. Australian Standard for Concrete Structures. Standards Australia Committee. North Sydney. 2001.

[23] CSA -A23.3-04. Design of Concrete Structures. Canadian Standards Association. Toronto. 2004.

[24] EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. Brussels. 2004.

[25] Al-Ta'an SA, Al-Feel JR. Evaluation of Shear Strength of Fibre-Reinforced Concrete Beams. Cement Concrete Composites. 1990; 12 (2): 87-94.

[26] NZS 3101. Concrete Structures Standard Part 1: The Design of Concrete Structures. New Zealand Standards Council. Wellington. 2006

۸-رابطه پیشنهاد شده توسط Al-Ta'an - Al-Feel برای پیش بینی مقاومت برشی اسمی مقطع تیر بتنی، در درصدهای مختلف آرماتور طولی خطای تقریباً یکسانی را نشان می دهد.

قدردانی

کلیه آزمایشهای مطروحه در این مقاله در آزمایشگاه تخصصی سازه دانشگاه آزاد اسلامی واحد مراغه انجام شده است. بدینوسیله از مساعدتهای ریاست محترم واحد جناب آقای دکتر ولیلو، مدیر گروه محترم گروه عمران آقای دکتر احمد ملکی، معاون محترم پژوهشی آقای دکتر حاتمی و مسئول محترم آزمایشگاه آقای مهندس عبدلی کمال تشکر و قدردانی را داریم.

منابع

[1] Dinh HH, Parra-Montesinos GJ, Wight JK. Shear strength model for steel fiber reinforced concrete beams without stirrup reinforcement. ASCE Journal of Structural Engineering. 2010; 13 (10): 1039-1051.

[2] Richart FE, Jensen VP. Tests of Plain and Reinforced Concrete Made with Haydite Aggregates. Published by the University of Illinois, Urbana. 1931; XXIX (17): 77-79.

[3] Gastebled OJ, May IM. Fracture Mechanics Model Applied to Shear Failure of Reinforced Concrete Beams Without Stirrups. ACI Structural Journal. 2001; 98 (2): 184-190.

[4] Hassan AAA, Hossain KMA, Lachemi M. Behavior of Full-Scale Self-Consolidating Concrete Beams in Shear. Cement & Concrete Composites. 2008; 30: 588-596.

[5] Hamrat M, Boulekbachel B, Chemrouk M, Amziane S. Shear Behaviour of RC Beams without Stirrups Made of Normal Strength and High Strength Concretes. Advances in Structural Engineering. 2010; 13 (1): 29-41.

[6] Song J, Kang WH. Probabilistic Shear Strength Models for Reinforced Concrete Beams Without Shear Reinforcement. Structural Engineering and Mechanics. 2010; 34 (1): 15-38.

[7] Arslan G. Diagonal Tension Failure of RC Beams Without Stirrups. Journal of Civil Engineering and Management. 2012; 18(2): 217-226.

[8] Lafta AM, Matrood MS, Alsheakayree TKQ. Nonlinear Analysis of Shear Failure of Reinforced Concrete Beams Without Stirrups by Finite Element Method. International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET). 2018; 9 (10): 2193-2200.

[9] Słowik M. The Analysis of Failure in Concrete and Reinforced Concrete Beams with Different Reinforcement Ratio. Applied Mechanics Journal. 2019; 89: 885-895.

[10] Broujerdian V, Karimpour H, Alavikia S. Predicting the Shear Behavior of Reinforced Concrete Beams Using Non-linear Fracture

A Study on the Flexural-Shear Behavior of Concrete Beams and Comparison of the Experimental Test Results with the Prediction of Different Codes

Yousof Abbasi Parvin

Ph.D. Candidate, Faculty of Civil Engineering, Tabriz Branch, Islamic Azad University.

Taleb Moradi Shaghghi*

Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, Tabriz Branch, Islamic Azad University.

Masoud Pourbaba

Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, Maragheh Branch, Islamic Azad University.

Seyed Saeed Mirrezaei

Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, Tabriz Branch, Islamic Azad University.

Yousef Zandi

Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, Tabriz Branch, Islamic Azad University.

* ta.moradi@iaut.ac.ir.

Abstract

In this research, a laboratory study was performed on the shear and flexural behavior of single-reinforced concrete (RC) beams without stirrups. For this purpose, four single-reinforced concrete beams with the dimensions of 250 by 300 mm and 1650 mm length and in four longitudinal reinforcement steel bars' percentages of 0.36, 0.64, 1.05 and 1.45 of conventional rebars (S400) and concrete with compressive strength in the range of 35 Mpa were designed and all specimens were tested under four-point bending test. The test results presented that increasing of the reinforcement ratio of tensile rebars was efficient in increasing of the shear capacity of beams. Then, the shear and flexural strength obtained from the test were compared with the final shear and flexural strength predicted using AS3600, ACI, JSCE, EN, CSA, NZA, Iran codes and the proposed relationship by Al-Ta'an, and Al-Feel. The studies indicated the accuracy of the relationships proposed by Al-Ta'an and Al-Feel with an average of 1.26 times less than the experimental results, and the large difference between the values proposed by the Iranian Concrete Code and Japan (JSCE) Code with an average of 2.29 and 2.35 times, respectively less than the shear strength obtained from the test results, compared to other regulations in this research. In other words, they take a greater margin of confidence into account.

Keywords: Single-Reinforced Concrete (RC) Beam. Without Transverse Rebars, Four-Point Flexural Test, Flexural-Shear Behavior, Laboratory Behavior.