

بررسی روش‌های تبدیل کائولن به متاکائولن و مشخصات مکانیکی و دوام بتن حاوی متاکائولن مروری بر ادبیات فنی



محمد شکرچی زاده
عضو هیئت علمی دانشکده مهندسی
عمران و سرپرست انستیتو مصالح
ساختمانی دانشگاه تهران



علی دوستی
کارشناس و عضو هیئت علمی مرکز
تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی



هادی بیکی
دانشجوی کارشناسی ارشد سازه
دانشکده عمران دانشگاه تهران

چکیده

روند استفاده از مصالح مکمل سیمانی در بتن در دهه اخیر پیشرفت چشمگیری داشته است. مزیت استفاده از این مواد مکمل و جایگزین بر هیچ کس پوشیده نیست. استفاده از این مواد جدا از مباحث فنی که نهایتاً موجب بهبود خواص مکانیکی و دوام بتن خواهد شد، در مقیاس بزرگتر به لحاظ زیست محیطی و اقتصادی بسیار برای کشور حائز اهمیت است. یکی از این مصالح جایگزین که از خاصیت پوزولانی و واکنش پذیری مناسبی برخوردار است، متاکائولن می‌باشد. متاکائولن یک ماده پوزولانی است که به کمک فعال سازی حرارتی کائولن در دمای ۶۵۰ تا ۹۰۰ درجه سلسیوس (با توجه به نوع کائولن) به دست می‌آید. هدف این مقاله مروری بر مطالعات محققین مختلف در سرتاسر جهان با تکیه بر روند تبدیل کائولن به متاکائولن و تاثیر استفاده از این پوزولان بر خواص مکانیکی و دوام بتن خواهد بود.

کلمات کلیدی: بتن، مشخصات مکانیکی، دوام بتن، کائولن، متاکائولن.

مقدمه

بتن به عنوان یکی از پرکاربردترین مصالح ساختمانی قرن حاضر محسوب می‌شود. این ماده به دلیل فراوانی مواد خام موجود جهت تولید سیمان، قیمت نسبتاً پایین و نیز تنوع و سازگاری در شرایط و سازه‌های مختلف تقریباً پس از آب بیشترین مصرف وزنی را دارد [۱]. بر اساس تحقیقات، سیمان سهمی در حدود ۵ تا ۸ درصد از تولید گاز دی‌اکسید کربن در دنیا را داراست. علاوه بر آن، صنعت سیمان موجب تولید گازهای SO_3 و NO_x نیز می‌شود که

به نوبه خود بر روی محیط زیست اثرات مخربی بر جای می‌گذارند [۲]. از سوی دیگر با توجه به خدمت‌دهی سازه‌های بتنی در طول چرخه حیاتشان، اهمیت هرچه بیشتر بررسی مباحث دوام بتن در جهت افزایش هرچه بیشتر عمر مفید سازه‌ها، بیشتر آشکار می‌شود. لذا همواره توجه به مصالح جایگزین سیمان به عنوان عاملی جهت افزایش دوام و عمر مفید سازه‌ها از اهمیت زیادی برخوردار است [۳].

یکی از همین پوزولان‌ها و مواد جایگزین سیمان که استفاده از آن در دنیا رایج گردیده‌است، متاکائولن می‌باشد. استفاده از رس کلسینه‌شده به شکل متاکائولن به عنوان یک افزودنی پوزولانی برای ملات و بتن توانسته نگاه قابل توجهی را در سال‌های اخیر به خود جلب کند. با استفاده از متاکائولن مشابه با بقیه پوزولانهای طبیعی و مصنوعی هیدروکسید کلسیم تولید شده به واسطه واکنشهای هیدراسیون به مصرف متاکائولن رسیده و علاوه بر بهبود خواص مکانیکی، ریزساختار و دوام بتن بهبود خواهد یافت [۱ و ۴]. متاکائولن یک ماده پوزولانی است که از کلسینه شدن کائولن در دمای ۶۵۰ تا ۹۰۰ درجه سلسیوس (با توجه به نوع کائولن) به دست می‌آید. حرارت دادن موجب خروج آب شیمیایی کائولن و تغییر ساختار کریستالی آن خواهد شد و نهایتاً محصول به یک سیلیکات آلومینیوم آمورف تبدیل خواهد شد. مطالعات مختلف نشان داده است که متاکائولن در این فاز از واکنش پذیری بالایی برخوردار بوده و قادر است تا پس از اضافه شدن به خمیر سیمان در اثر واکنش با هیدروکسید کلسیم، ژل سیلیکات کلسیم - هیدراته و دیگر فازهای حاوی آلومینات را تولید نموده و منجر به بهبود ریزساختار بتن و ملات خواهد شد [۱ و ۵]. مطالعات مختلفی در دنیا و داخل کشور موجود است که همگی نشان می‌دهند جایگزینی بخشی از سیمان با متاکائولن موجب بهبود ریزساختار، مشخصات مکانیکی و دوام بتن خواهد شد [۱-۱۰].

مکانیزم تبدیل کائولن به متاکائولن

اساساً برای استفاده از یک ماده به عنوان جایگزین بخشی از سیمان در بتن می‌بایست شرایطی فراهم شود تا ماده مذکور واکنش پذیری پوزولانی مناسبی برای استفاده در بتن داشته باشد [۱۱-۱۲]. به منظور تبدیل کائولن به متاکائولن روش‌های مختلفی مورد استفاده قرار می‌گیرد که شامل روش‌های حرارتی، مکانیکی و شیمیایی می‌شوند. این روش‌ها قادر هستند تا قابلیت واکنش پذیری مواد پوزولانی

را فعال سازند [۱۲]. در این میان روش‌های فعال‌سازی حرارتی بر روی حرارت دهی مواد خام اولیه در یک دما و طی زمان مشخصی فعال هستند درحالی‌که روش‌های مکانیکی روی آسیاکاری (مکانوشیمیایی) مواد خام اولیه تکیه دارند. روش‌های شیمیایی هم که به‌طور کلی از فعال‌کننده‌هایی مثل ترکیبات اسیدی و قلیایی جهت فعال‌سازی واکنش پوزولانی استفاده می‌کنند [۴]. رایج‌ترین روش تبدیل کائولن به متاکائولن در دنیا افزایش دمای کائولن موجود تا حدود ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد می‌باشد [۱-۲ و ۴-۷ و ۱۲]. فعال‌سازی حرارتی مواد معدنی رسی در دمای بین ۶۵۰ تا ۹۰۰ درجه سانتی‌گراد به وسیله هیدروکسیل زدایی منجر به شکست کامل یا جزئی ساختار کائولن و تشکیل فاز انتقالی با واکنش پذیری بالا خواهد شد [۵]. این رخداد به دلیل تغییر در جایگاه اتم‌های آلومینیوم رخ می‌دهد [۶]. باید در نظر داشت که افزایش حرارت تا حدود ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد موجب از بین رفتن ساختار کریستالی کائولن شده و سیلیکات آلومینیوم آمورف با واکنش پذیری بسیار بالا تشکیل می‌شود [۶]. به کمک آنالیزهای XRD^1 و SEM^2 بر روی کائولن، قبل و بعد از عملیات حرارتی، فاز کائولینیت در اثر عملیات حرارتی کاملاً به صورت آمورف تبدیل خواهد شد. همچنین شکل دانه‌ها بدون تغییر خاصی کمی گردگوشه‌تر شده و اندازه آن‌ها کمی بزرگتر خواهد شد. به دلیل این‌که دانه‌ها در مرحله سرد شدن فرصت کافی برای گلوله شدن دارند، اندازه آن‌ها کمی بزرگتر می‌شود [۲]. با بررسی آنالیز XRD کائولن در سه دمای ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد (شروع افت وزنی در آزمایش TG^3)، ۵۷۰ درجه سانتی‌گراد (پیک مربوط به آزمایش DTA^4) و ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد (پایان

^۱ X-ray detector
^۲ scanning electron microscopy
^۳ thermogravimetry
^۴ differential thermogravimetry analysis

افت وزن در آزمایش TG و محاسبه مقدار افت وزن ناشی از فرآیند هیدروکسیل زدایی، دمای مناسب برای عملیات حرارتی انتخاب خواهد شد [۱۱]. لازم به ذکر است که میزان دماهای ذکر شده وابسته به نوع کائولن مورد استفاده می تواند متغیر باشد. باید خاطر نشان کرد که تنها پارامتر بیانگر تبدیل کائولن به متاکائولن درجه هیدروکسیل زدایی نمی باشد بلکه عوامل و پارامترهای دیگری نیز در این میان وجود خواهند داشت [۱۳]. افزایش دمای کلسینه شدن به مقادیر بیشتر از ۹۰۰ درجه سانتی گراد، منجر به کاهش شدید مصرف هیدروکسید کلسیم (کاهش واکنش پذیری پوزولانی) خواهد شد [۱۴-۱۵]. در عین حال علاوه بر دما، مدت زمان کلسینه شدن کائولن نیز حائز اهمیت است که بر اساس نتایج موجود افزایش زمان کلسینه شدن کائولن تا مقدار ۳ الی ۵ ساعت منجر به افزایش واکنش پذیری پوزولانی خواهد شد منتهای تحقیقات نشان داده که افزایش زمان برای مقادیر بیشتر از ۵ ساعت تاثیر معکوس خواهد داشت [۱۳]. البته تحقیقات مختلف با کائولن های مختلف منجر به جواب های متفاوتی شده است [۱۱ و ۱۴]. فرآیند کلسینه شدن برای کائولنی با ساختار کائولینیت منظم نسبت به ساختار کائولینیت نامنظم در دمای بالاتری صورت می گیرد منتهای از طرف دیگر کائولن کلسینه شده با ساختار نامنظم کائولینیت، از واکنش پذیری پوزولانی بیشتری برخوردار است [۱۲].

آسیاکاری و فرآیند خردایش کائولن (مکانوشیمیایی) به عنوان روش دوم جهت تبدیل کائولن به متاکائولن باعث کاهش ساختار بلوری شکل مواد رسی می گردد و در نهایت موجب تشکیل آلومینوسیلیکات های آمورف خواهد شد. فعال سازی مکانوشیمیایی خواص سطحی رس ها را دستخوش تغییر می کند و ظرفیت تعویض یونی رس را افزایش می دهد و باعث کاهش اندازه ذرات و افزایش سطح

ویژه آن ها می شود. نتایج مربوط به آزمایش های PSD^5 ، BET^6 و SEM بر روی متاکائولن حاصل از این روش نشان داده است که روش مکانوشیمیایی موجب تغییر شکل ریزساختار و افزایش سطح مخصوص متاکائولن می شود. تاثیر این روش بر روی کائولینیت موجود در کائولن بیشتر از روش حرارتی است. نتایج XRD و TG بر روی نمونه های حاوی متاکائولن حاصل از روش مکانوشیمیایی حاکی از کاهش بیشتر مقدار هیدروکسید کلسیم نسبت به نمونه های متاکائولن برآمده از روش حرارتی است. در نتیجه درجه واکنش پذیری متاکائولن حاصل از روش مکانوشیمیایی نسبت به روش حرارتی بیشتر است. از طرف دیگر افزایش میزان واکنش پذیری متاکائولن تا حد زیادی به وجود فازهای آلومیناتی (AFm) و کاهش اترینگایت بستگی دارد [۱۲]. برای تبدیل کائولن به متاکائولن می توان از ترکیب روش های حرارت دهی و خردایش نیز استفاده کرد. در این روش به کمک کوره های دوار شبیه به فرآیند تولید کلینکر سیمان، کائولن در دمای حدود ۷۰۰ درجه سانتی گراد به مدت ۳ الی ۵ ساعت کلسینه خواهد شد. در این فرصت متاکائولن تولیدی به شکل گلوله هایی با ابعاد ۵ تا ۱۰ سانتی متر تبدیل شده که پس از عملیات خردایش به اندازه دلخواه رسانده می شود. در روش جدیدتر دیگری با عنوان $Flash calcination$ ، کائولن طی فرآیندی در حداقل زمان ممکن حرارت داده شده و برای زمانی کوتاه در حرارت های زیاد نگه داشته می شود. پس از آن به سرعت و با نرخ بالا دما پایین آورده شده و متاکائولن تولیدی خنک می گردد. در این روش ذرات فرصت گلوله شدن نمی یابند و در ادامه نیازی به انجام فرآیند خردایش نیست. نتایج تحقیقی با هدف مقایسه این روش با روش معمولی حرارت دهی نشان داد که ترکیب شیمیایی متاکائولن حاصل از این دو روش تفاوت چندانی با هم

نداشته و در عوض خواص فیزیکی و عملکردی آن‌ها تغییر کرده‌است [۱۶]. روش *Flash calcination* نسبت به روش‌های رایج تولید متاکائولن سریع‌تر، اقتصادی‌تر و به لحاظ مصرف انرژی مناسب‌تر می‌باشد. همچنین این روش نسبت به روش حرارتی موجب افزایش واکنش‌پذیری پوزولانی و افزایش مصرف هیدروکسید کلسیم و مقاومت فشاری خواهد شد [۱ و ۱۵]. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که واکنش‌پذیری پوزولانی برای متاکائولن به فاکتورهای مختلفی بستگی خواهد داشت که مهمترین آن‌ها عبارتند از: ترکیب شیمیایی و معدنی متاکائولن، فازهای آمورف موجود، درجه کلسینه‌شدن کائولن، متوسط سایز دانه‌ها، سطح مخصوص دانه‌ها و میزان کریستالی بودن کائولن اولیه [۲].

تأثیر استفاده از متاکائولن بر روی خواص مکانیکی بتن

تقریباً همه مطالعات انجام شده در خصوص تاثیر متاکائولن بر خواص مکانیکی بتن حاکی از افزایش مقاومت و پارامترهای مکانیکی مرتبط با آن می‌باشند [۱-۵ و ۱۷-۱۸]. جهت اطلاع و مروری بر کارهای انجام شده مطابق جدول ۱، مشاهده می‌گردد که اغلب محققین با استفاده از متاکائولن (با روش تولید متفاوت) نتایج مثبتی در روند مشخصات مکانیکی بتن گزارش کرده‌اند. به عنوان مثال جان^۷ [۵] در سال ۲۰۱۳ نشان داد که استفاده از متاکائولن بر روی مقاومت فشاری، کششی و خمشی بتن، تأثیر مثبت خواهد داشت. در این مطالعه و مطالعات دیگری مشاهده شد که جایگزینی متاکائولن به جای بخشی از سیمان در بتن موجب افزایش مقاومت اولیه و نهایی بتن خواهد شد به طوری که این افزایش برای مقاومت‌های اولیه بیشتر از نهایی خواهد بود [۵ و ۱۲ و ۱۶]. تحقیقات چند دهه گذشته همگی نشان داده است که جایگزینی مقدار مناسب از متاکائولن به جای سیمان در بتن به همراه درصدی فوق روان‌کننده موجب تولید بتن پرمقاومت

خواهد شد (افزایش مقاومت فشاری تا ۱۱۰ مگاپاسکال خواهد بود) [۱۳]. نکته قابل توجه دیگر این که روند افزایش مقاومت بتن چنانچه عمل‌آوری به مدت ۱ سال ادامه یابد، همچنان مثبت خواهد بود و رفتار دراز مدت بتن حاکی از تغییرات، مثبت خواهد بود [۱۰]. آنتونی و همکاران^۸ [۳] در سال ۲۰۱۲ نشان دادند که جایگزینی ۳۰ درصد سیمان با متاکائولن و ۱۵ درصد آن با پودر سنگ آهک باعث افزایش مقاومت فشاری ملات خواهد شد. آن‌ها مشاهده کردند که جایگزینی ۶۰ درصد سیمان با متاکائولن و پودر سنگ آهک به نسبت ۲ به ۱ موجب کاهش ۷ درصدی مقاومت ۲۸ روزه این ملات نسبت به ملات شاهد خواهد شد [۷]. تحقیق دیگری در سال ۲۰۰۳ نشان داد که افزایش میزان فاز آمورف در متاکائولن باعث بهبود قابل توجه شاخص مقاومت بتن شده است [۱۱]. تحقیقات مختلف نشان داده است که دمای کلسینه‌شدن کائولن و تبدیل آن به متاکائولن تاثیر شگرفی بر روی پارامترهای مکانیکی بتن خواهد داشت. بر اساس آزمایش‌های صورت گرفته مشاهده شده است که چگالی حجمی یک نمونه کائولن با دمای تکلیس ۹۰۰ درجه سانتی‌گراد به مقدار ۶۰ درصد بیشتر از کائولن با دمای تکلیس ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد به دست آمده است. مطالعات نشان داده این قبیل ویژگی‌ها همگی می‌توانند در بهبود خصوصیات مکانیکی بتن حاوی متاکائولن مؤثر باشند [۶]. در رابطه با درصد بهینه استفاده از متاکائولن به جای سیمان در ملات یا بتن وابسته به نوع سیمان و کائولن خام در نقاط مختلف نتایج از گستردگی فراوانی برخوردار است اما با مطالعه ادبیات فنی مشاهده می‌گردد که عموم محققین در خصوص جایگزینی ۱۰ الی ۱۵ درصد وزن سیمان با هم اتفاق نظر دارند [۳-۵ و ۹-۱۰ و ۱۹-۲۰]. اوت و همکاران^۹ [۲۱] در سال ۲۰۱۶ ثابت کردند میزان کائولینیت موجود در متاکائولن باعث بهبود عملکرد بتن می‌شود. آزمایش‌ها بر روی نمونه‌های تهیه شده از ملات با جایگزینی بخشی از

^۸ M. Antoni et al.
^۹ Francois Avet et al.

^۷ N. John

مقایسه سه پوزولان خاکستر بادی، میکروسیلیس و متاکائولن انجام دادند مشاهده شد که خاکستر بادی در قیاس با دو پوزولان دیگر از مقاومت کمتری برخوردار است منتها بتن حاوی خاکستر بادی به دلیل گردگوشه بودن دانه‌های خاکستر بادی از وضعیت کارایی بهتری نسبت به دو پوزولان دیگر برخوردار است [۱]. باید در حالت کلی مد نظر داشت که استفاده از متاکائولن در بتن موجب کاهش کارپذیری خواهد شد که این نقصان جدیداً در روش تولید متاکائولن به وسیله *Flash calcination* کاهش یافته است زیرا شکل دانه‌ها در روش *Flash calcination* در قیاس با حرارت‌دهی در کوره کروی تر است و این عامل باعث بهبود وضعیت کارپذیری بتن خواهد شد [۱۶].

سیمان به وسیله متاکائولن‌هایی با غنای کائولینیت ۰ تا ۹۵ درصد نشان داد که افزایش غنای کائولینیت باعث افزایش خطی پارامترهای مقاومتی ملات می‌شود. تحقیق مودی و همکاران [۱۴] در سال ۲۰۱۱ نشان داد که غنای بالای کائولینیت در کائولن می‌تواند باعث افزایش بیشتر مقاومت اولیه نمونه حاوی متاکائولن شود. حضور متاکائولن موجب افزایش گرانبوی و قوام بتن خواهد شد به طوری که زمان جاری شدن بتن نسبت به بتن شاهد افزایش خواهد یافت. بنابراین این انتظار می‌رود تا متاکائولن باعث کاهش کارایی بتن گردد. همچنین ثابت شده است که استفاده از متاکائولن موجب کاهش اسلامپ و افزایش زمان گیرش ملات خواهد شد [۱۶، ۴ و ۱۹]. در مطالعه‌ای که سبیر و همکاران (BB.Sabir et al) [۱] در سال ۲۰۰۱ با هدف

جدول ۱- تأثیر استفاده از متاکائولن بر روی پارامترهای مکانیکی ملات و بتن

مدت عمل آوری (روز)	مقاومت فشاری* (%)	(w/b)	روش تبدیل کائولن به متاکائولن	مقدار جایگزینی متاکائولن* (%)	مراجع
۲۸	۴۰	۰/۴۵	—	۱۵	John [۵]
۲۸	۷	۰/۵۰	Flash calcination	۳۰	Antoni et al. [۷]
۹۰	۱۹				
۲۸	۹	۰/۵۰	کوره حرارتی	۳۰	Avet et al. [۲۱]
۹۰	۹				
۲۸	۵۴	۰/۵۰	Flash calcination	۳۰	Avet et al. [۲۱]
۹۰	۴۹				
۲۸	۲۰	۰/۳۸	—	۱۵	شکرچی زاده و همکاران [۸]
یک سال	۱۵	۰/۶۰	Flash calcination	۲۵	San Nicolas et al. [۱۰]
۲۸	۱۶	۰/۴۰	کوره حرارتی	۱۰	Shafiq et al. [۱۳]
۹۰	۱۱				
۹۰	۲۰	۰/۵۵	—	۱۰	Siddique and Klaus [۴]
۲۸	۹	۰/۵۰	کوره حرارتی	۱۵	مودی و همکاران [۱۴]
۲۸	۸	۰/۵۰	کوره حرارتی	۲۰	ممتازی و همکاران [۱۷]
۹۰	۱۲				
۲۸	۸	۰/۶۰	کوره حرارتی	۲۰	Batis et al. [۱۹]
۲۸	۱۴	۰/۴۵	—	۷/۵	Murali and Sruthee [۲۲]
۹۰	۲۰	۰/۴۰	کوره حرارتی	۱۰	سوری و همکاران [۱۲]
۲۸	۲۷	۰/۵۰	—	۱۰	Poon et al. [۲۰]
۹۰	۱۹				

* مقدار جایگزینی متاکائولن به جای سیمان بر اساس درصد و مقادیر مربوط به مقاومت فشاری درصد افزایش نمونه حاوی متاکائولن نسبت به نمونه شاهد است.

در خصوص تاثیر استفاده از متاکائولن بر دوام و پایداری بتن اکثر مطالعات مطابق جدول ۲ نشان می‌دهند که استفاده از متاکائولن موجب افزایش دوام بتن خواهد شد [۱ و ۳ و ۴ و ۸-۱۰ و ۱۷-۲۰ و ۲۲-۲۳]. شکرچی زاده و همکاران [۷] در سال ۲۰۱۰ نشان دادند که جایگزینی بهینه متاکائولن با سیمان در بتن منجر به بهبود ویژگی‌های انتقالی و دوام بتن خواهد شد. نتایج آنها نشان داد که جایگزینی ۱۵ درصد متاکائولن در بتن به جای سیمان باعث افزایش ۲۰ درصدی مقاومت فشاری، کاهش ۵۰ درصدی نفوذ آب، کاهش ۳۷ درصدی نفوذ گاز، کاهش ۲۸ درصدی جذب آب و افزایش ۴۵۰ درصدی مقاومت الکتریکی بتن خواهد شد. نتایج مطالعات دیگری حاکی از آن است که استفاده از متاکائولن می‌تواند موجب کنترل انبساط ناشی از واکنش‌های قلیایی سیلیسی در بتن و کاهش نرخ نفوذ و انتشار یونهای مضر به داخل بتن شود [۱ و ۸ و ۱۰ و ۱۸]. در همین راستا محققین دیگری ثابت کردند که جایگزینی متاکائولن موجب افزایش مقاومت بتن در برابر یونهای مهاجم به داخل بتن خواهد شد [۹]. همچنین گزارش شده است که افزودن متاکائولن باعث بهبود عملکرد بتن در برابر فلزهای سمی از جمله کادمیوم نیز خواهد شد [۱]. در واقع استفاده از متاکائولن موجب بهبود و اصلاح ساختار منفذی در خمیر سیمان شده و با کاهش قابل ملاحظه نفوذپذیری باعث افزایش مقاومت انتقالی در برابر آب و انتشار یونهای مضر می‌شود [۱ و ۴ و ۸ و ۱۸ و ۲۰ و ۲۲]. در یک تحقیق با بررسی جایگزینی متاکائولن در چند سیمان مختلف مشاهده گردید که در هر نوع سیمان با افزودن متاکائولن، نفوذ گاز و انتشار یونی کاهش یافته است [۱۰].

در خصوص تأثیر پوزولان‌ها از جمله متاکائولن بر روند کربناسیون بتن در حالت کلی گزارش شده است که زمانی

که از پوزولان استفاده می‌شود از یک طرف به خاطر واکنش پوزولان با هیدروکسید کلسیم حاصل از واکنش هیدراسیون، در عمل مقدار بیشتری هیدروکسید کلسیم مصرف شده و در نتیجه سرعت کربناسیون افزایش خواهد یافت. اما از طرف دیگر با مصرف پوزولان ریزساختار بتن بهبود خواهد یافت و از این جهت باعث کاهش سرعت کربناسیون خواهد شد. به عنوان مثال سان نیکولاس و همکاران^{۱۰} [۱۰] در مطالعه بر روی تأثیر استفاده از متاکائولن بر کربناسیون بتن گزارش کردند که حضور متاکائولن بر روی پارامتر عمق کربناسیون بتن منفی بوده و باعث افزایش آن شده است. به دلیل افزایش واکنش‌پذیری پوزولانی در حضور متاکائولن (به دلیل مصرف هیدروکسید کلسیم حاصل از هیدراسیون) میزان دی‌اکسید کربن حاصل از این واکنش‌ها افزایش می‌یابد. افزایش دی‌اکسید کربن باعث تغییر در مکانیسم کربناسیون سیمان می‌شود [۱۰]. در مطالعه دیگری مشاهده شد که حضور متاکائولن به تنهایی در بتن همچون سایر مصالح جایگزین مانند خاکستر بادی منجر به افزایش عمق کربناسیون شده است هر چند عدد قرائت شده (۲۶ میلی‌متر) برای عمق کربناسیون پس از ۵۰ سال کمی قابل تامل است [۲۲]. مطالعه دیگری با هدف بررسی تأثیر متاکائولن بر انتشار یون کلراید در بتن نشان داد که استفاده از متاکائولن (۸ و ۱۲ درصد) بعد از یک سال موجب کاهش به ترتیب ۵۰ و ۶۰ درصدی ضریب انتشار یون کلراید خواهد شد [۳]. در قیاس بین متاکائولن و دوده سیلیس حضور فازهای آلومیناتی در متاکائولن بعضاً باعث عملکرد بهتر بتن در برخی پارامترهای مربوط به دوام خواهد شد [۱]. به عنوان مثال دوستی و همکاران [۲۴] در سال ۲۰۱۷ مشاهده کردند که عملکرد متاکائولن در پیوند یونهای کلراید نسبت به دوده سیلیس بسیار متفاوت است. در این مطالعه علاوه

^{۱۰} R.San Nicolas et al.

بر توضیح و تفسیر مکانیزم پیوند یونهای کلراید در مخلوطهای سیمانی حاوی متاکائولن و دوده سیلیس مشاهده شد که ظرفیت پیوند یونهای کلراید توسط متاکائولن چندین برابر دوده سیلیس خواهد بود. در مطالعه دیگری که به بررسی رفتار و تاثیر پوزولانها بر روی خوردگی آرماتورها پرداخته است گزارش کرده است که علاوه بر اینکه پوزولانها به خصوص متاکائولن موجب افزایش دوام بتن خواهد شد، جایگزینی ۱۰ درصد متاکائولن به جای سیمان بهترین عملکرد را داشته و موجب افزایش چشمگیر عمر سازهها خواهد شد. در این گزارش آمده است که درصدهای جایگزینی بالاتر (۲۰ و ۳۰ درصد) تاثیر ملموسی بر روی مقاومت فشاری و ساختار

منفذی خمیر سیمان نخواهد داشت [۱۹]. یکی از نگرانیهایی که همواره با مصرف پوزولانها به خصوص دوده سیلیس ذهن محققین و مهندسين را به خود مشغول می کند بحث افزایش جمع شدگی های بتن با مصرف پوزولانها در بتن می باشد. بر اساس ادبیات فنی موجود در خصوص وضعیت جمع شدگی بتن در حضور متاکائولن گزارش شده است که از نظر میزان جمع شدگی حضور متاکائولن به ویژه در درصدهای پایین جایگزینی (۱۰ درصد و کمتر) تفاوت چندانی با نمونه ۱۰۰ درصد سیمانی ایجاد نخواهد کرد [۱ و ۱۷]. اما اثبات شده است که مقدار جمع شدگی بتن در مقادیر بالای جایگزینی افزایش خواهد یافت [۱].

جدول ۲- تاثیر استفاده از متاکائولن بر دوام بتن

مراجع	جایگزینی متاکائولن (%)	واکنش های قلیایی سیلیسی	مقاومت در برابر یون های مضر (کلراید، سولفات و...)	خوردگی میلگردها	جذب آب	نفوذ گاز	عمق کربناسیون
Sabir et al. [۱]	—	کاهش	افزایش	—	—	—	—
Gruber et al. [۳]	۸ و ۱۲	کاهش	افزایش	—	—	—	—
Siddique and Klaus [۴]	۱۰	—	افزایش	کاهش	کاهش	—	—
شکرچی زاده و همکاران [۸]	۱۵	کاهش	افزایش	—	کاهش	کاهش	—
Badogiannis et al. [۹]	۱۰	—	افزایش	—	—	—	—
Nicolas et al. [۱۰]	۲۵	—	افزایش	—	—	کاهش	افزایش
Trümer and Ludwig [۱۸]	—	کاهش	افزایش	—	—	—	—
Bucher et al. [۲۲]	۲۵	—	—	—	—	—	افزایش
Murali and Sruthee [۲۳]	۷/۵	—	افزایش	—	—	—	—
Batis et al. [۱۹]	۲۰	—	—	کاهش	—	—	—
Poon et al. [۲۰]	۱۰	—	افزایش	—	—	—	—
تدین و همکاران [۲۴]	۵	—	افزایش	کاهش	—	—	—

نتیجه گیری

در این مقاله با مروری مختصر بر مطالعات و تحقیقات انجام شده در خصوص روش های تبدیل کائولن به متاکائولن و تاثیر استفاده از متاکائولن به عنوان جایگزین بخشی از سیمان بر مشخصات مکانیکی و دوام بتن می توان نتیجه گرفت که:

۱- استفاده از مواد جایگزین بخشی از سیمان (همچون متاکائولن) گذشته از مباحث فنی، به لحاظ زیست‌محیطی و مسائل اقتصادی بسیار حائز اهمیت است.

۲- اغلب مطالعات اتفاق نظر دارند که متاکائولن خواص فیزیکی، پارامترهای مکانیکی و دوام بتن را بهبود می‌بخشد.

۳- در هر دو روش حرارتی و خردایش به ترتیب حدود دمای حرارت‌دهی و مدت زمان حرارت‌دهی یا خردایش مشخص است منتها با تغییر منبع تهیه کائولن (به دلیل تغییر کانی‌ها و غنای آن) این امکان وجود دارد تا به منظور تولید متاکائولن با کیفیت بالا این مقادیر کمی تغییر کنند که با آزمایش و تحقیق مقادیر دقیق قابل دستیابی است.

۴- از میان روش‌های موجود جهت تبدیل کائولن به متاکائولن، روش نوین *Flash calcination* نسبت به روش‌های رایج تولید متاکائولن سریع‌تر، اقتصادی‌تر و به لحاظ مصرف انرژی مناسب‌تر می‌باشد. همچنین این روش به لحاظ فنی نسبت به روش حرارتی موجب افزایش واکنش‌پذیری پوزولانی، افزایش فرآیند کلسینه شدن کائولن و نهایتاً افزایش مقاومت فشاری بتن را در پی خواهد داشت.

۵- واکنش‌پذیری پوزولانی به فاکتورهای زیادی وابسته است که مهمترین آن‌ها عبارتند از: ترکیب شیمیایی و معدنی متاکائولن، فازهای آمورف موجود، درجه کلسینه‌شدن کائولن، متوسط سایز دانه‌ها، سطح مخصوص دانه‌ها، میزان کائولینیت موجود در کائولن اولیه و کریستالی بودن آن.

۶- مطالعات و تحقیقات مختلف حاکی از بهبود دوام بتن حاوی متاکائولن می‌باشد. استفاده از متاکائولن به جای بخش از سیمان منجر به کاهش نفوذ آب، نفوذ گاز، جذب آب، انبساط ناشی از واکنش‌های قلیایی سیلیسی، نفوذ و انتشار یون‌های مضر، حملات سولفاتی، خوردگی میلگردها در بتن و افزایش مقاومت الکتریکی بتن خواهد شد.

۷- متاکائولن همچون سایر پوزولان‌ها از یک طرف به خاطر واکنش پوزولان با هیدروکسید کلسیم حاصل از واکنش هیدراسیون، در عمل مقدار بیشتری هیدروکسید کلسیم مصرف‌شده و در نتیجه سرعت کربناسیون افزایش خواهد یافت. اما از طرف دیگر با مصرف پوزولان ریزساختار بتن بهبود خواهد یافت و از این جهت باعث کاهش سرعت کربناسیون خواهد شد.

مراجع

- [1] Sabir BB, Wild S, Bai J. Metakaolin and calcined clays as pozzolans for concrete: a review. *Cement and Concrete Composites*. 2001 Dec 31;23(6):441-54.
- [2] Souri A, Golestani-Fard F, Naghizadeh R, Veisheh S. An investigation on pozzolanic activity of Iranian kaolins obtained by thermal treatment. *Applied Clay Science*. 2015 Jan 31;103:34-9.
- [3] Gruber KA, Ramlochan T, Boddy A, Hooton RD, Thomas MD. Increasing concrete durability with high-reactivity metakaolin. *Cement and concrete composites*. 2001 Dec 31;23(6):479-84.
- [4] Siddique R, Klaus J. Influence of metakaolin on the properties of mortar and concrete: A review. *Applied Clay Science*. 2009 Mar 31;43(3):392-400.
- [5] John N. *Strength Properties of Metakaolin Admixed Concrete*. 2013.
- [6] Wang MR, Jia DC, He PG, Zhou Y. Influence of calcination temperature of kaolin on the structure and properties of final geopolymer. *Materials Letters*. 2010 Nov 30;64(22):2551-4.
- [7] Antoni M, Rossen J, Martirena F, Scrivener K. Cement substitution by a combination of metakaolin and limestone. *Cement and Concrete Research*. 2012 Dec 31;42(12):1579-89.
- [8] Shekarchi M, Bonakdar A, Bakhshi M, Mirdamadi A, Mobasher B. Transport properties in metakaolin blended concrete. *Construction and Building Materials*. 2010 Nov 30;24(11):2217-23.
- [9] Badogiannis E, Aggeli E, Papadakis VG, Tsvilis S. Evaluation of chloride-penetration resistance of

- metakaolin concrete by means of a diffusion–Binding model and of the k-value concept. Cement and Concrete Composites. 2015 Oct 31;63:1-7.*
- [10] San Nicolas R, Cyr M, Escadeillas G. Performance-based approach to durability of containing flash-calcined metakaolin as cement replacement. *Construction and Building Materials. 2014 Mar 31;55:313-22.*
- [11] Shvarzman A, Kovler K, Grader GS, Shter GE. The effect of dehydroxylation/amorphization degree on pozzolanic activity of kaolinite. *Cement and Concrete Research. 2003 Mar 31;33(3):405-16.*
- [12] Souri A, Kazemi-Kamyab H, Snellings R, Naghizadeh R, Golestani-Fard F, Scrivener K. Pozzolanic activity of mechanochemically and thermally activated kaolins in cement. *Cement and Concrete Research. 2015 Nov 30;77:47-59.*
- [13] Shafiq N, Nuruddin MF, Khan SU, Ayub T. Calcined kaolin as cement replacing material and its use in high strength concrete. *Construction and Building Materials. 2015 Apr 15;81:313-23.*
- [14] Moodi F, Ramezani-pour AA, Safavizadeh AS. Evaluation of the optimal process of thermal activation of kaolins. *Scientia Iranica. 2011 Aug 31;18(4):906-12.*
- [15] Rasmussen KE, Moesgaard M, Kähler LL, Tran TT, Skibsted J. Comparison of the pozzolanic reactivity for flash and soak calcined clays in Portland cement blends. In *Calcined Clays for Sustainable Concrete 2015* (pp. 151-157). Springer, Dordrecht.
- [16] San Nicolas R, Cyr M, Escadeillas G. Characteristics and applications of flash metakaolins. *Applied Clay Science. 2013 Oct 31;83:253-62.*
- [17] Momtazi AS, Ranjbar MM, Balalaei F, Nemati R. The effect of Iran's metakaolin in enhancing the concrete compressive strength.
- [18] Trümer A, Ludwig HM. Sulphate and ASR Resistance of Concrete Made with Calcined Blended Cements. In *Calcined Clays for Sustainable Concrete 2015* (pp. 3-9). Springer, Dordrecht.
- [19] Batis G, Pantazopoulou P, Tsivilis S, Badogiannis E. The effect of metakaolin on the corrosion behavior of cement mortars. *Cement and Concrete Composites. 2005 Jan 31;27(1):125-30.*
- [20] Poon CS, Kou SC, Lam L. Compressive strength, chloride diffusivity and pore structure of high performance metakaolin and silica fume concrete. *Construction and building materials. 2006 Dec 31;20(10):858-65.*
- [21] Avet F, Snellings R, Diaz AA, Haha MB, Scrivener K. Development of a new rapid, relevant and reliable (R3) test method to evaluate the pozzolanic reactivity of calcined kaolinitic clays. *Cement and Concrete Research. 2016 Jul 31;85:1-1.*
- [22] Murali G, Sruthee P. Experimental study of concrete with metakaolin as partial replacement of cement. *International journal emerging trends in engineering and development. 2012 May(2):344-8.*
- [23] Bucher R, Cyr M, Escadeillas G. Carbonation of blended binders containing metakaolin. In *Calcined Clays for Sustainable Concrete 2015* (pp. 27-33). Springer, Dordrecht.
- [24] Dousti A, Beaudoin JJ, Shekarchi M. Chloride binding in hydrated MK, SF and natural zeolite-lime mixtures. *Construction and Building Materials. 2017 Nov 15;154:1035-47.*
- [25] Tadayon MH, Shekarchi M, Tadayon M. Long-term field study of chloride ingress in concretes containing pozzolans exposed to severe marine tidal zone. *Construction and Building Materials. 2016 Oct 1;123:611-6.*

ارزیابی تاثیر خاکستر بادی بر هدایت الکتریکی، مقاومت ویژه الکتریکی و شاخص نفوذ یون کلرید در بتن (RCPT)



محمد سعید ملکی
کارشناس ارشد عمران
کارشناس مقاومت مصالح
مهندسين مشاور سیناب غرب



مصطفی خانزادی
دانشیار دانشکده مهندسی عمران
دانشگاه علم و صنعت ایران



محسن تدین
مدرس دانشگاه علم و صنعت
رئیس هیات مدیره مهندسين مشاور سیناب غرب



محمد جواد ملکی
کارشناس ارشد عمران، سرپرست اداره بحران، بهداشت،
ایمنی و محیط زیست شرکت آبفای استان همدان



سجاد ذهبي
کارشناس ارشد عمران
مهندسی و مدیریت ساخت
دانشگاه علم و صنعت ایران

چکیده

با افزایش میزان ساخت سازه های بتنی در کشورهای در حال توسعه اهمیت موضوع دوام بتن نسبت به گذشته بیشتر شده است. کاهش هزینه های مربوط به تعمیر و بازسازی سازه های بتنی و توجه به مباحث توسعه پایدار، لزوم توجه هر چه بیشتر به پارامتر های دوام بتن را مشخص می کند. خوردگی آرماتور از اصلی ترین دلایل کاهش دوام بتن است که معمولاً توسط نفوذ عوامل مهاجم از طریق منافذ به داخل بتن اتفاق می افتد. افزایش دوام بتن به ویژه در محیط های خورنده می تواند نقش عمده ای در توسعه پایدار داشته باشد. همچنین در جهت توسعه پایدار و حفظ محیط زیست و منابع طبیعی تجدید ناپذیر نیاز به کاهش تولید و مصرف کلینکر یا سیمان است. یکی از راه های کاهش مصرف سیمان، استفاده از مواد مکمل سیمانی و پوزولان ها است. در این تحقیق با ساخت طرح های حاوی خاکستر بادی و طرح های شاهد، تاثیر خاکستر بادی بر برخی پارامتر های دوام بتن از جمله مقاومت الکتریکی، هدایت الکتریکی، شاخص نفوذ یون کلرید، مقاومت فشاری و جذب آب بررسی خواهد شد. مشاهده گردید که استفاده از خاکستر بادی موجب بهبود پارامتر های دوام بتن از جمله مقاومت ویژه الکتریکی، هدایت الکتریکی و شاخص نفوذ یون کلرید در بتن میگردد و بر میزان جذب آب بتن در سن ۲۸ روزه تاثیر ندارد. همچنین خاکستر بادی باعث کاهش مقاومت فشاری بتن در سنین اولیه و بلند مدت خواهد شد.

واژه های کلیدی: هدایت الکتریکی بتن، مقاومت الکتریکی بتن، خاکستر بادی، خوردگی، دوام بتن.

بتن خوب تحت انواع وسیعی از شرایط محیطی متنوع، ماده‌ای نسبتاً بادوام است. اصولاً در هر سازه بتنی لازم است عملکردی که برای آن در نظر گرفته شده است تداوم یابد، به این معنا که مقاومت و بهره‌دهی آن در عمر مشخصی که برای آن منظور شده است، حفظ گردد. عمر خدمت‌دهی طولانی مترادف با دوام در نظر گرفته می‌شود. بر طبق تعریف کمیته ۲۰۱ انستیتوی بتن آمریکا، دوام بتن سیمان پرتلند به توانایی آن برای مقاومت در برابر عوامل هوازدگی، حمله شیمیایی، سایش و یا هر فرآیندی که موجب آسیب‌دیدگی شود، گفته می‌شود؛ بنابراین بتن بادوام، بتنی است که شکل اولیه، کیفیت و قابلیت خدمت‌دهی خود را در شرایط محیطش حفظ کند. آنچه مسلم است آن است که دوام بتن به معنای عمر بینهایت آن نیست و همچنین به این معنی نیست که بتن می‌تواند هرگونه شرایطی را تحمل کند. اصولاً هیچ مصالحی ذاتاً با دوام نیست و در نتیجه عوامل محیطی، ریزساختار مصالح، متعاقب آن، خواص این مصالح باگذشت زمان تغییر می‌کند. یک ماده وقتی به پایان عمر خدمت‌دهی خود می‌رسد که خواصش، تحت شرایط مفروض استفاده از آن، به حدی آسیب‌دیده باشد که ادامه استفاده از مصالح ناپایمن یا غیراقتصادی شناخته شود. از جمله ویژگی‌های فیزیکی بتن می‌توان به مقاومت ویژه الکتریکی آن اشاره نمود. مقاومت ویژه الکتریکی بتن شاخصی برای تعیین میزان مقاومت بتن در برابر عبور جریان الکتریکی است. این شاخصه از بتن در سازه‌های بتن مسلح واقع در معرض خوردگی کاربردی می‌شود. در روند خوردگی بر سطح میلگرد دو منطقه آندی و کاتدی به وجود می‌آید که دارای اختلاف پتانسیل هستند. انتقال یون‌های هیدروکسیل از کاتد به آند تحت تأثیر مقاومت ویژه الکتریکی بتن صورت

می‌گیرد. هر چه مقاومت ویژه الکتریکی بتن بیشتر باشد از شدت خوردگی کاسته می‌شود. به عبارت دیگر خوردگی نسبت مستقیم با جریان بین آند و کاتد داشته و با مقاومت الکتریکی نسبت عکس دارد [۱]. مقاومت ویژه الکتریکی می‌تواند به‌عنوان مقاومت الکتریکی یک هادی با حجم واحد و سطح مقطع ثابت که در آن جریان پیوسته و یکنواخت توزیع شده، تعریف شود [۲]. هدایت الکتریکی به معنای رسانایی و عکس مقاومت الکتریکی است. بتن متشکل از سنگدانه‌ها، با اندازه‌های متفاوت و خمیر سیمان است. بر این اساس مسیرهایی که جریان الکتریکی از داخل بتن عبور می‌کنند عبارت‌اند از: [۳]

۱ - سنگدانه و خمیر سیمان

۲ - سنگدانه‌ها که همگی با یکدیگر در تماس هستند

۳ - داخل خمیر سیمان

مقاومت الکتریکی بتن به ریزساختار ماتریس سیمان، خلل و فرج آن، تخلخل و اندازه حفرات وابسته است. مقاومت الکتریکی همچنین تابعی از غلظت و تحرک یون‌ها در منافذ است. شیمی سیمان، مقدار سیمان، نسبت آب به سیمان و استفاده مواد افزودنی و مکمل‌های سیمانی، فاکتورهایی هستند که بر ریزساختار ماتریس سیمانی بتن و منافذ آن اثرگذارند؛ بنابراین بر مقاومت الکتریکی بتن نیز تأثیرگذارند [۴ و ۵].

خاکستر بادی^۱، میکروسیلیس^۲ و سرپاره کوره آهن‌گدازی^۳ از رایج‌ترین مکمل‌های سیمانی مورد استفاده در تولید بتن هستند. همچنین این مواد به‌عنوان افزودنی‌های معدنی شناخته شده‌اند و در مقادیر زیاد برای افزایش کارایی بتن تازه؛ افزایش مقاومت بتن نسبت به ترک‌های حرارتی، انبساط سنگدانه‌های قلیایی و حمله سولفاتی؛ افزایش

¹ - Fly Ash

² - Silica Fume

³ - GGBFS

ساده است. به همین دلیل مقاومت الکتریکی بتن با خاکستر بادی حدود ۲/۲ برابر بتن معمولی است [۸].

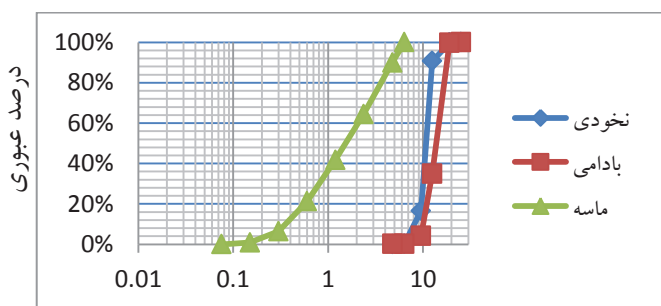
۲- مصالح مصرفی و نسبت مخلوط ها

۲-۱ مصالح مصرفی

ماسه مصرفی در این پژوهش از نوع طبیعی با وزن مخصوص اشباع با سطح خشک ۲/۵۸ گرم بر سانتیمتر مکعب و جذب آب ۲/۸٪ بوده و نتایج دانه بندی آن در شکل ۱ آمده است.

شن ریز (نخودی) مصرفی در این پژوهش از نوع شکسته با وزن مخصوص اشباع با سطح خشک ۲/۶۸ گرم بر سانتیمتر مکعب و جذب آب ۰/۶۶٪ بوده و نتایج دانه بندی آن در شکل ۱ آمده است.

شن درشت (بادامی) مصرفی در این پژوهش از نوع شکسته با وزن مخصوص اشباع با سطح خشک ۲/۶۸ گرم بر سانتیمتر مکعب و جذب آب ۰/۴۸٪ بوده و نتایج دانه بندی آن در شکل ۱ آمده است.



اندازه چشمه الک (mm)

شکل ۱- نمودار دانه بندی مصالح سنگی

سیمان مصرفی از نوع سیمان پرتلند نوع ۲ محصول کارخانه سیمان هگمتان می باشد که مشخصات فیزیکی و شیمیایی آن در جداول ۱ و ۲ ارائه می گردد. همچنین مشخصات شیمیایی و فیزیکی خاکستر بادی مصرفی در این پژوهش در جدول ۳ آمده است و طبق استاندارد *ASTM C618* در رده کلاس *F* قرار می گیرد.

مقاومت بتن و امکان کاهش میزان مصرف سیمان استفاده می شوند. این مواد به دلیل تأثیر پوزولانی و ویژگی های فیزیکی شان، بر ریزساختار ماتریس سیمان و تمرکز و تحرک یون ها در خلل و فرج اثر می گذارند؛ بنابراین بر مقاومت الکتریکی بتن نیز تأثیرگذارند. این مکمل ها در اغلب موارد منجر به توزیع ظریف تر اندازه حفرات و غلظت یونی کمتر شده، لذا باعث افزایش مقاومت الکتریکی نسبت به بتن با سیمان پرتلند معمولی می شوند [۶].

خاکسترهای بادی، بقایای بسیار ریز حاصل از سوخت پودر زغال سنگ هستند. آن ها عموماً ریزتر از سیمان هستند و عمدتاً شامل ذرات کروی شیشه ای، همچنین بقایای هماتیت^۴ و مگنتیت^۵، زغال و برخی از قسمت های بلورین شکل گرفته در حین خنک سازی هستند [۷]. اکثر مطالعات پیرامون تأثیر خاکستر بادی یا دیگر مکمل های سیمانی بر مقاومت الکتریکی بتن، با بررسی تأثیر این مواد بر خوردگی میلگرد بتنی همراه بوده است. به دلیل رابطه قابل توجه بین مقاومت الکتریکی و خوردگی، محققان عملکرد مکمل ها را با توجه به مقاومت الکتریکی با جزییات بیشتری مورد بررسی قرار داده اند. اثر خاکستر بادی بر مقاومت الکتریکی عمدتاً مربوط به تغییر ریزساختار بتن است. احتشام^۶ تغییر در شیمی حفرات و پالایش ساختمان حفرات و اثر آن ها بر مقاومت الکتریکی را مطالعه کرد. با جایگزینی ۳۰٪ از سیمان با خاکستر بادی، غلظت یون های هیدروکسید^۷ کاهش یافته و توزیع حفرات نسبت به بتن ساده، ظریف تر می گردد. متوسط شعاع حفره ها در ماتریس سیمان خاکستر بادی، ۳۰٪ کوچک تر نسبت به ماتریس سیمان

⁴ -hematit

⁵ -magnetit

⁶ Ehtesham

⁷ OH

جدول ۱- مشخصات شیمیایی سیمان مصرفی

%SiO ₂	%Al ₂ O ₃	%Fe ₂ O ₃	%CaO	%MgO	%SO ₃	%K ₂ O	%Na ₂ O	%LOI	%C ₃ A
۲۲/۲	۴/۹	۳/۹	۶۴/۵	۱/۷	۲/۳	۰/۷	۱/۵	۱/۵	۶/۵

جدول ۲- مشخصات فیزیکی سیمان مصرفی

ریزی Cm ² /gr	مقاومت فشاری ملات استاندارد Kg/cm ²						
	زمان گیرش (دقیقه)	اولیه	نهایی	۲ روزه	۳ روزه	۷ روزه	۲۸ روزه
۳۰۰۰	۲۰۰	۲۴۰	۱۷۰	۲۲۰	۳۰۰	۴۲۰	

آب مصرفی از محل آب شرب شهر همدان تامین گردید و جهت تامین روانی مورد نظر از فوق روان کننده پلی کربوکسیلاتی استفاده گردید.

جدول ۳- مشخصات فیزیکی و شیمیایی خاکستر بادی

ردیف	ترکیب	مقدار
۱	SiO ₂ (%)	۵۳/۶
۲	Al ₂ O ₃ (%)	۲۶/۰
۳	Fe ₂ O ₃ (%)	۳/۱۰
۴	CaO(%)	۱۱/۱۷
۵	MgO(%)	۲/۳۴
۶	SO ₃ (%)	۰/۴۹
۷	ریزی بلین (cm ² /gr)	۴۰۰۰
۸	چگالی (gr/cm ³)	۲/۳۷

۲-۲ نسبت مخلوط ها

در این پژوهش مجموعاً ۶ طرح اختلاط شامل ۳ طرح با عیار مواد سیمانی ۳۷۵kg/m³ با نسبت های آب به مواد سیمانی ۰/۴ و ۰/۴۵ و ۰/۵ و ۳ طرح با عیار مواد سیمانی ۳۷۵kg/m³ و با جایگزینی ۲۰٪ خاکستر بادی با سیمان و با نسبت های آب به مواد سیمانی ۰/۴ و ۰/۴۵ و ۰/۵ ساخته شد. محاسبات طرح اختلاط ها با روش ملی طرح مخلوط ایران انجام شد.

جدول ۴- نسبت اجزا مخلوط بتن

کد مخلوط	W/C	سیمان (kg/m ³)	آب (kg/m ³)	شن بادامی (kg/m ³)	شن نخودی (kg/m ³)	ماسه (kg/m ³)	خاکستر بادی (kg/m ³)
c-0.5-375	۰/۵	۳۷۵	۱۸۸	۳۶۱	۲۶۹	۱۱۲۹	۰
c-0.45-375	۰/۴۵	۳۷۵	۱۶۹	۳۷۱	۲۷۷	۱۱۶۱	۰
c-0.4-375	۰/۴	۳۷۵	۱۵۰	۳۸۱	۲۸۴	۱۱۹۲	۰
k-0.5-375	۰/۵	۳۰۰	۱۸۸	۳۵۸	۲۶۷	۱۱۲۱	۷۵
k-0.45-375	۰/۴۵	۳۰۰	۱۶۹	۳۶۸	۲۷۵	۱۱۵۳	۷۵
k-0.4-375	۰/۴	۳۰۰	۱۵۰	۳۷۸	۲۸۲	۱۱۸۴	۷۵

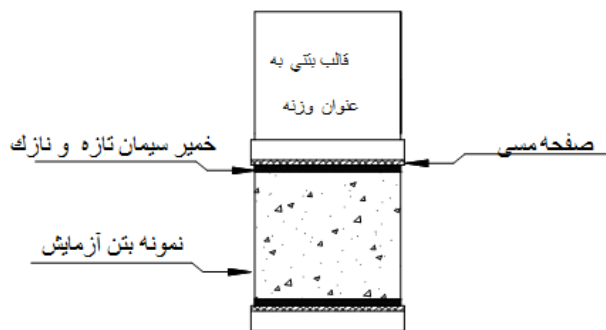
۳- برنامه آزمایشگاهی

آزمایش‌های اندازه‌گیری مقاومت ویژه الکتریکی و هدایت الکتریکی در سنین ۷ و ۲۸ و ۹۰ روز بر روی آزمون‌های استوانه‌ای با ابعاد ۱۰*۲۰ سانتی‌متر انجام گردید. آزمایش تعیین شاخص نفوذ یون کلرید در سن ۹۰ روز بر روی آزمون‌های استوانه‌ای استاندارد آزمایش انجام گردید. همچنین آزمایش‌های جذب آب بلند مدت و جذب آب نیم ساعته در سن ۲۸ روزه انجام گرفت. آزمایش تعیین مقاومت فشاری نیز در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه بر روی آزمون‌های مکعبی با بعد ۱۰ سانتی‌متر انجام گرفت.

۳-۱- روش انجام آزمایش

۳-۱-۱- آزمایش تعیین مقاومت ویژه الکتریکی بتن سخت شده

برای تعیین مقاومت الکتریکی بتن سخت شده دستورالعمل استاندارد در *BS* و *ASTM* و استانداردهای معتبر، وجود ندارد لذا برای تعیین این مقاومت از وسایل و روش خاصی استفاده شده است که به روش حجمی معروف است. در ادامه شرح مختصری از این روش ارائه می‌شود. بدین منظور نمونه‌های استوانه‌ای را بین دو صفحه مسی قرار داده و قرائت انجام می‌گیرد. برای اینکه صفحات مسی هیچ گونه اتصالی با زمین و میز کار نداشته باشند به صفحات پلاستیکی چسبانده شدند. برای اتصال کامل صفحات مسی با سطح بتن نیازمند یک ماده رسانا هستیم. بدین منظور از خمیر سیمان استفاده شد. خمیر سیمان از یک سو دارای یونهای آزاد زیادی می‌باشد که هادی الکتریکی است و از سوی دیگر سبب اتصال کامل بین سطح بتن با صفحات مسی می‌شود. برای آنکه از اتصال کامل مطمئن شویم از یک وزنه بر روی صفحه فوقانی استفاده شده است. (شکل ۲) با استفاده از رابطه ۱ مقدار مقاومت ویژه الکتریکی بتن محاسبه می‌شود.



شکل ۲ نحوه آماده سازی آزمون برای اندازه‌گیری مقاومت الکتریکی

$$\rho = Z \frac{A}{L} \quad \text{رابطه (۱)}$$

ρ = مقاومت ویژه الکتریکی بتن ($\Omega \cdot m$)

Z = مقاومت ظاهری بتن (Ω)

A = سطح مقطع آزمون بتن (m^2)

L = طول آزمون بتن (m)

۳-۱-۲ آزمایش تعیین هدایت الکتریکی بتن سخت شده

این آزمایش بر اساس روش استاندارد *ASTM C1760* بر روی آزمون‌های استوانه‌ای شکل با ابعاد ۱۰*۲۰ سانتی‌متر انجام گرفت. در این روش جریان الکتریکی عبوری از نمونه بتنی تحت اختلاف پتانسیل ۶۰ ولت مستقیم، در مدت یک دقیقه از اعمال ولتاژ به دو سر نمونه، اندازه‌گیری می‌شود. آزمون آزمایش از نوع استوانه‌ای و به قطر ۱۰ cm و ارتفاع 20 cm می‌باشد. نمونه بتن بین دو سلول قرار گرفته و سلول‌ها با محلول *NaCl* با غلظت 0.3% پر می‌شود. در نهایت با استفاده از رابطه ۳ هدایت الکتریکی نمونه بتنی محاسبه می‌شود [۹].

$$6 = k \frac{I_1}{V} \frac{L}{D^2} \quad \text{رابطه (۳)}$$

6 = هدایت الکتریکی بتن (ms/m)

K = ضریب ثابت = ۱۲۷۳,۲

I_1 = جریان عبوری در یک دقیقه (mA)

V = ولتاژ اعمالی (V)

L = طول آزمون (mm)

D = قطر آزمون (mm)

۳-۱-۳ آزمایش نفوذ سریع شده یون کلرید (RCPT)

این آزمایش بر اساس روش استاندارد *ASTM C1202* بر روی دیسکی به قطر ۱۰۰ میلی‌متر و ضخامت ۵۰ میلی‌متر انجام گرفت. دیسک از نمونه استوانه‌ای با قطر ۱۰ و طول ۲۰ سانتی‌متر تهیه شده و در شرایط خلأ اشباع می‌شود. در این روش یک سمت آزمون در معرض محلول سدیم کلرید^۸ با غلظت ۳٪ و سمت دیگر آزمون در معرض محلول ۰/۳ نرمال سود سوزآور^۹ قرار گرفته و میزان شار عبوری در مدت زمان ۶ ساعت تحت اختلاف پتانسیل ۶۰ ولت DC اندازه‌گیری می‌شود [۱۰].

۳-۱-۴ آزمایش تعیین جذب آب کوتاه مدت و نهایی

آزمایش تعیین جذب آب کوتاه مدت بر اساس *BS 1881: PART 122* و جذب آب بلندمدت بر اساس دستورالعمل استاندارد *ASTM C642* و به صورت درصد وزنی به دست آمد. با این تفاوت که به جای مغزه‌گیری از نمونه‌های مکعبی ۱۰ سانتیمتری استفاده گردید. نتایج جذب آب به صورت درصد وزنی با استفاده از میانگین‌گیری نتایج ۳ آزمون مکعبی ۱۰۰ میلی‌متری به دست آمد. نحوه آماده‌سازی آزمون‌ها برای انجام این آزمایش به این صورت بود که پس از خارج شدن از قالب، ابتدا به مدت ۲۷ روز به داخل حوضچه آب منتقل شدند. سپس از آن خارج و برای خشک شدن به درون گرمخانه با دمای ۱۱۰ درجه سانتی‌گراد انتقال یافتند و به مدت حداقل ۴۸ ساعت در گرمخانه قرار داده شدند. بعد از آن نمونه‌ها توزین شدند و دوباره در گرمخانه قرار داده شدند. توزین آزمون‌ها تا جایی ادامه پیدا کرد که اختلاف جرم دو اندازه‌گیری متوالی در فاصله ۲۴ ساعت کمتر از ۰/۵ درصد جرم کمتر شود. پس از رسیدن آزمون‌ها به جرم ثابت (m_d) و ثبت آن، نمونه‌ها غرقاب شدند و پس از ۰/۵ ± ۳۰ دقیقه، آزمون‌ها از آب خارج شده و سطح آن‌ها با پارچه خشک گردید و دوباره توزین شدند. با قرار دادن جرم خشک و جرم نمونه پس از

نیم ساعت قرارگیری در آب در رابطه (۳-۳) جذب آب اولیه (نیم‌ساعته) به دست آمد. پس از غوطه‌ور ساختن آزمون‌ها به مدت حداقل ۴۸ ساعت، آن‌ها را از آب خارج کرده و سطح آن‌ها با پارچه خشک گردید و توزین شدند و دوباره در آب قرار گرفتند تا در روز بعد نیز توزین شوند. این اندازه‌گیری تا جایی انجام شد که اختلاف جرم دو اندازه‌گیری متوالی بافاصله زمانی ۲۴ ساعت کمتر از ۰/۵ درصد جرم بیشتر نمونه باشد. پس از رسیدن به جرم ثابت (m_t) درصد جذب آب نهایی از رابطه (۳) به دست آمد:

$$\text{جذب آب در زمان } t = \frac{m_t - m_d}{m_d} \times 100 \quad (۲) \text{ رابطه}$$

که در آن:

m_t = وزن آزمون مرطوب در زمان t

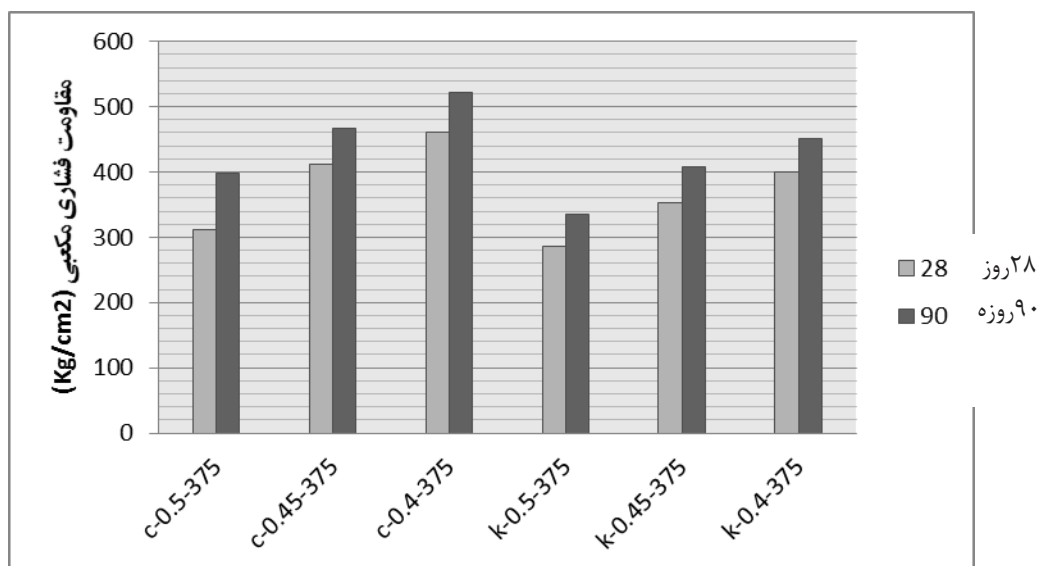
m_d = وزن آزمون خشک‌شده در گرمخانه

۴- نتایج و تفسیر

نتایج آزمایش تعیین مقاومت فشاری طرح‌های ساخته شده در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه در شکل ۳ آورده شده است. مشاهده می‌شود که در هر دو نوع طرح بتن معمولی و بتن حاوی خاکستر بادی، با کاهش نسبت آب به مواد سیمانی، مقاومت فشاری افزایش می‌یابد. در مقایسه طرح‌های حاوی خاکستر بادی و طرح‌های بتن معمولی مشاهده می‌گردد که در یک نسبت آب به مواد سیمانی برابر، مقاومت فشاری بتن‌های معمولی بیشتر از بتن حاوی خاکستر بادی است. همچنین مشاهده می‌شود که مقدار اختلاف مقاومت فشاری بتن حاوی خاکستر بادی و بتن معمولی در سن ۹۰ روز نسبت به سن ۲۸ روز کمتر شده است. استفاده از مواد پوزولانی به طور کلی باعث کاهش سرعت واکنش هیدراسیون سیمان شده و در نتیجه سرعت رشد مقاومت بتن حاوی خاکستر بادی نسبت به بتن معمولی را کاهش داده است. علاوه بر اینها جنس *C-S-H* تولید شده توسط خاکستر بادی و سیمان متفاوت از هم بوده و به همین دلیل بر مقاومت فشاری بتن نیز تاثیر گذار است.

^۸ NaCl

^۹ NaOH



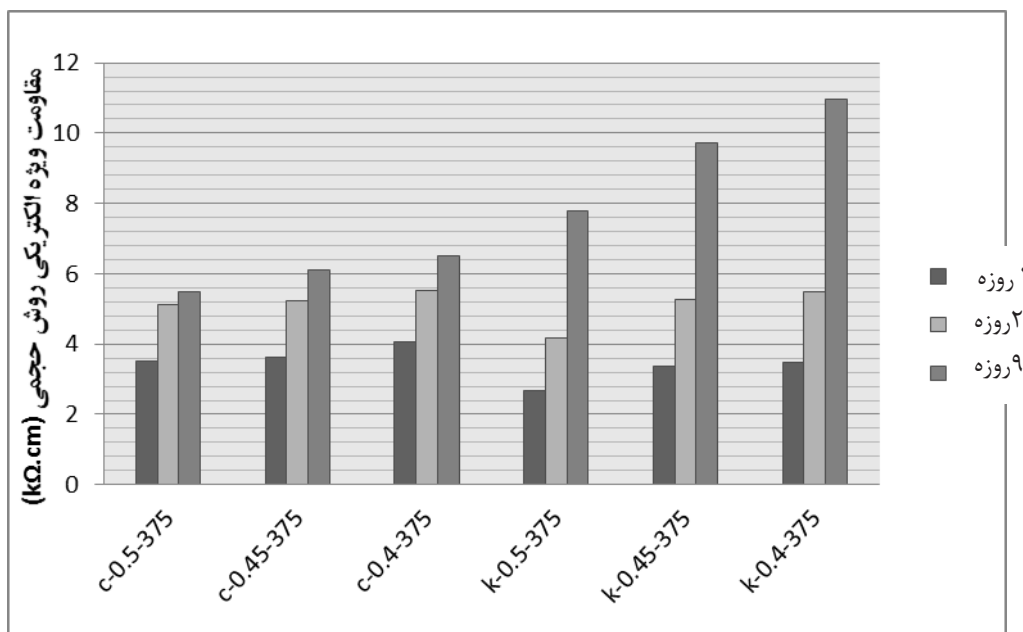
شکل ۳- نتایج آزمایش تعیین مقاومت فشاری

طرح‌های بتن معمولی در آزمایش تعیین مقاومت ویژه الکتریکی از خود نشان دادند. همچنین دیده می‌شود که مقدار مقاومت ویژه الکتریکی طرح‌های حاوی خاکستر بادی در سنین ۷ و ۲۸ روز نسبت به طرح‌های بتن معمولی کمتر است اما در سن ۹۰ روز طرح‌های حاوی خاکستر بادی مقاومت ویژه الکتریکی بیشتری را نسبت به بتن معمولی کسب کرده‌اند. در جدول ۵ میانگین درصد افزایش مقاومت ویژه الکتریکی طرح‌های ساخته شده آورده شده است. مشاهده می‌شود که رشد مقاومت الکتریکی هر دو نوع طرح بتن معمولی و بتن حاوی خاکستر بادی در بازه سنی ۷ روز تا ۲۸ روز تقریباً برابر بوده اما در بازه سنی ۲۸ روز تا ۹۰ روز میزان رشد مقاومت الکتریکی طرح‌های حاوی خاکستر بادی نسبت به طرح‌های بتن معمولی بسیار بیشتر بوده است.

جدول ۵- میزان افزایش مقاومت ویژه الکتریکی

نوع بتن	درصد افزایش مقاومت ویژه الکتریکی		
	۷ روز به ۲۸ روز	۲۸ روز به ۹۰ روز	۷ روز به ۹۰ روز
بتن معمولی	۴۲	۱۴	۶۲
بتن حاوی خاکستر بادی	۵۶	۹۰	۱۹۸

در شکل ۴ نتایج آزمایش تعیین مقاومت ویژه الکتریکی طرح‌های ساخته شده در سنین ۷ و ۲۸ و ۹۰ روز آورده شده است. مشاهده می‌شود که با افزایش سن نمونه‌ها، مقاومت ویژه الکتریکی نیز افزایش یافته است. همچنین مشاهده می‌شود که کاهش نسبت آب به مواد سیمانی باعث افزایش مقاومت ویژه الکتریکی در تمامی سنین آزمایش گردیده است که دلیل این امر کاهش حجم خمیر سیمان در بتن است. به طور کلی هر عاملی که باعث کاهش حجم خمیر سیمان در بتن شود، موجب افزایش مقاومت الکتریکی بتن خواهد شد زیرا در صورت کاهش حجم خمیر سیمان حجم سنگدانه در بتن بیشتر خواهد شد و از آنجا که مقاومت الکتریکی سنگدانه در مقایسه با خمیر سیمان بسیار بیشتر است، این امر باعث افزایش مقاومت الکتریکی بتن خواهد شد، همچنین کاهش نسبت آب به مواد سیمانی از طریق کاهش حجم حفرات موئینه نیز بر مقاومت الکتریکی بتن اثر مطلوب می‌گذارد. در مقایسه بتن حاوی خاکستر بادی و بتن معمولی مشاهده می‌شود که طرح‌های حاوی خاکستر بادی نسبت به تغییرات نسبت آب به مواد سیمانی حساسیت بیشتری از خود نشان داده و میزان تغییرات بیشتری را نسبت به



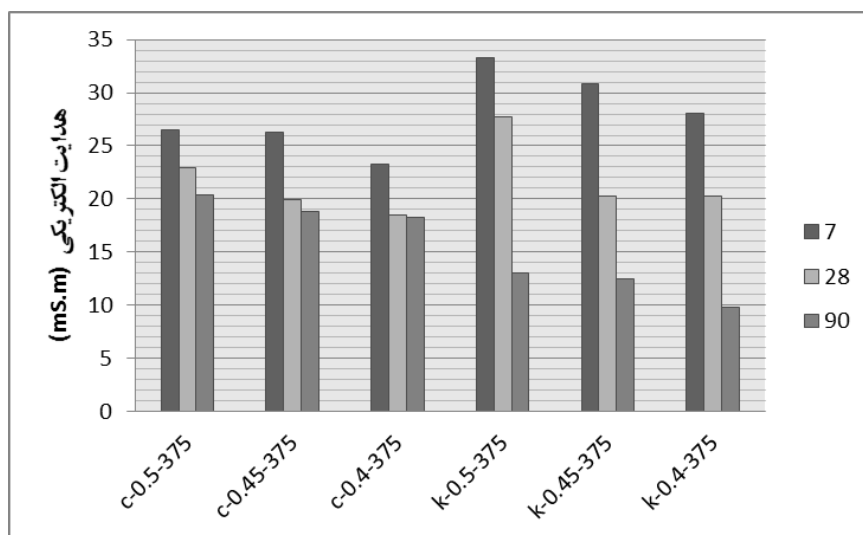
شکل ۴- نتایج آزمایش تعیین مقاومت ویژه الکتریکی

حاوی خاکستر بادی کمتر از طرح های بتن معمولی می شود. در جدول ۶ میزان کاهش هدایت الکتریکی طرح های ساخته شده در طول زمان آورده شده است. در این جدول می بینیم که میزان کاهش هدایت الکتریکی طرح های بتن معمولی و بتن حاوی خاکستر بادی از سن ۷ روز تا ۲۸ روز تقریباً یکسان بوده و از سن ۲۸ تا ۹۰ روز می توان گفت که کاهش هدایت الکتریکی طرح های بتن معمولی با کنسیدی صورت گرفته اما میزان کاهش هدایت الکتریکی طرح های حاوی خاکستر بادی چشمگیر بوده. علت این امر را می توان کند بودن سرعت واکنش هیدراسیون خاکستر بادی بیان کرد.

در شکل ۵ نتایج آزمایش هدایت الکتریکی بتن در سنین ۷، ۲۸ و ۹۰ روزه آورده شده است. مشاهده می شود که با افزایش سن نمونه ها در بتن معمولی و بتن حاوی خاکستر بادی میزان هدایت الکتریکی بتن کاهش می یابد و این روند کاهشی برای بتن معمولی در سن ۲۸ روز تقریباً به پایان می رسد اما برای بتن حاوی خاکستر بادی این روند تا سن ۹۰ روز نیز ادامه دارد. همچنین مشاهده می شود که با کاهش نسبت آب به مواد سیمانی هدایت الکتریکی بتن نیز کاهش می یابد. مشاهده می شود که هدایت الکتریکی طرح های حاوی خاکستر بادی در سنین ۷ و ۲۸ روزه بیشتر از طرح های بتن معمولی است اما در سن ۹۰ روزه این امر برعکس شده و هدایت الکتریکی طرح های

جدول ۶- میزان کاهش هدایت الکتریکی

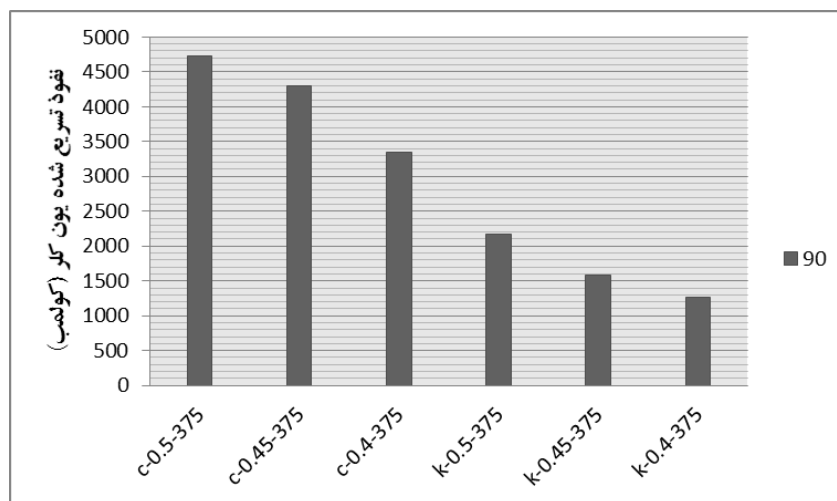
درصد کاهش هدایت الکتریکی			نوع بتن
۷ روز به ۹۰ روز	۲۸ روز به ۹۰ روز	۷ روز به ۲۸ روز	
۲۵	۸	۱۸	بتن معمولی
۷۲	۶۳	۲۶	بتن حاوی خاکستر بادی



شکل ۵- نتایج آزمایش تعیین هدایت الکتریکی

معمولی خواهد شد. این میزان کاهش به طور متوسط ۶۰٪ بوده است. کاهش حجم و قطر حفرات موئینه و همچنین کاهش غلظت یونی الکترولیت بتن در اثر استفاده از خاکستر بادی باعث بهبود شاخص نفوذپذیری بتن در مقابل یون کلرید و در نتیجه بهبود دوام بتن در برابر خوردگی و یون کلرید خواهد شد.

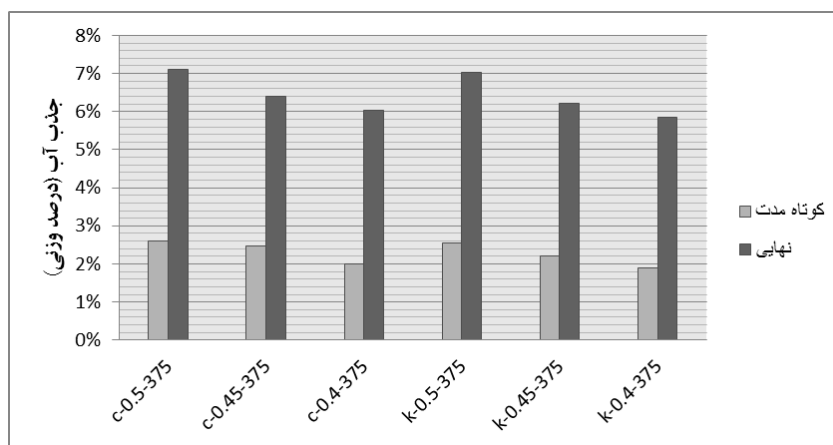
در شکل شماره ۶ نتایج آزمایش نفوذ تسریع شده یون کلرید (RCPT) در سن ۹۰ روز آورده شده است. مشاهده می شود که با کاهش نسبت آب به مواد سیمانی در طرح های بتن معمولی و طرح های حاوی خاکستر بادی میزان شار عبوری از نمونه ها کاسته می شود. همچنین مشاهده می شود که استفاده از خاکستر بادی باعث کاهش چشمگیر میزان شار عبوری از بتن در مقایسه با بتن



شکل ۶- نتایج آزمایش نفوذ تسریع شده یون کلرید (RCPT)

بتن معمولی مشاهده می شود که نتایج جذب آب کوتاه مدت و نهایی هر دو نوع بتن در سن ۲۸ روز تقریباً برابر است. بنابراین میتوان نتیجه گرفت که استفاده از خاکستر بادی بر نتایج جذب آب کوتاه مدت و نهایی در سنین اولیه تاثیرگذار نخواهد بود و نتایج مشابه بتن معمولی بدست خواهد آمد.

در شکل ۷ نتایج آزمایش جذب آب کوتاه مدت و نهایی طرح های ساخته شده در سن ۲۸ روز نشان داده شده است. مشاهده می شود که در هر دو نوع بتن معمولی و بتن حاوی خاکستر بادی با کاهش نسبت آب به مواد سیمانی ، مقدار جذب آب کوتاه مدت و نهایی کاهش می یابد. در مقایسه طرح های حاوی خاکستر بادی و طرح های



شکل ۷- نتایج آزمایش جذب آب کوتاه مدت و نهایی در سن ۲۸ روز

۵- جمع بندی نتایج

نهایی در سن ۲۸ روز تاثیر چشمگیری نخواهد داشت. بنابراین جایگزینی مقداری از سیمان با خاکستر بادی علاوه بر مزیت های زیست محیطی، باعث بهبود دوام بتن در مقابل عوامل مهاجم خورنده خواهد شد.

به طور خلاصه نتایج زیر در محدوده مطالعه صورت گرفته در این پژوهش بیان میگردد:

استفاده از ۲۰٪ خاکستر بادی جایگزین سیمان در سنین اولیه باعث کاهش مقاومت ویژه الکتریکی (۱۵٪ میانگین) و افزایش هدایت الکتریکی (۲۰٪ میانگین) و در سنین بلند مدت باعث افزایش مقاومت ویژه الکتریکی (میانگین ۵۶٪) و کاهش هدایت الکتریکی (میانگین ۶۰٪) و کاهش شار عبوری از بتن به مقدار میانگین ۶۰٪ نسبت به بتن معمولی خواهد شد.

همچنین خاکستر بادی باعث کاهش مقاومت فشاری به مقدار ۱۳٪ به طور میانگین در سنین ۲۸ و ۹۰ روزه نسبت به بتن معمولی شده است. همچنین مشاهده گردید که استفاده از خاکستر بادی بر جذب آب کوتاه مدت و

قدردانی

نویسندگان مقاله از مساعدت و همکاری مدیر عامل، مدیر بخش ژئوتکنیک و مقاومت مصالح و پرسنل شرکت مهندسی مشاور سیناب غرب کمال تشکر و قدردانی را دارند.

مراجع

- ۱- مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، فن آوری بتن در شرایط محیطی خلیج فارس - آسیب شناسی بتن و ارزیابی آن"، تهران، ۱۳۷۸
- 2- Esbach, O.E. and Souders, M., *Handbook of Engineering Fundamentals*, John Wiley & Sons, New York, 1975.
- 3- Ghodousi, P., "Effects of corrosion on the Bond and strength of Reinforced concrete Beams", ph.d Thesis, Leeds University, 1992.

- 4- Bürchler, D., Elsner, B., and Böhni, H., *Electrical Resistivity and Dielectric Properties of Hardened Cement and Mortar*, Institute of Materials Chemistry and Corrosion, Swiss Federal Institute of Technology, ETH Hönggerber, CH-8093 Zurich, Switzerland, 1996
- 5- Hunkeler, F., "The Resistivity of Pore Water Solution - A Decisive Parameter of Rebar Corrosion and Repair Methods," *Construction and Building Materials*, Vol. 10, No. 5, pages 381 to 389, 1996.
- 6-Whiting, D., Todres, A., and Nagi, M., *Synthesis of Current and Projected Concrete Highway Technology*, SHRP-C-345, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, D.C., 1993.
- 7-Ehtesham, S. and Rasheeduzzafar, H., "Corrosion Resistance Performance of Fly Ash Blended Cement Concrete," *ACI Materials Journal*, Vol. 91, No. 3, pages 264 to 271, May-June1994.
- 8- Ehtesham, S. and Rasheeduzzafar, H., "Corrosion Resistance Performance of Fly Ash Blended Cement Concrete," *ACI Materials Journal*, Vol. 91, No. 3, pages 264 to 271, May-June1994.
- 9-ASTM C 1760- 12 *Standard Test Method for Bulk Electrical Conductivity of Hardened Concrete*
- 10-ASTM C1202-12, *Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration*, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012, www.astm.org

بررسی مقاومت فشاری، مدول الاستیسیته استاتیکی و

دینامیکی بتن های خود تراکم حاوی نانو مواد



صابر دیلمی
کارشناسی ارشد عمران گرایش سازه
دانشگاه گیلان، ایران



رحمت مدندوست
دانشیار گروه عمران دانشکده فنی دانشگاه گیلان، ایران

چکیده

در این مطالعه رابطه مقاومت فشاری (f^c) و مدول الاستیسیته استاتیکی (Ee) و رابطه مدول الاستیسیته استاتیکی و دینامیکی (Ed) بتن های خودتراکم حاوی نانو اکسید های سیلیس (NS)، آلومینیوم (NA) و مس (NC) بررسی شد. برای این منظور نمونه های استوانه ای استاندارد حاوی NS ، NA و NC به ترتیب با مقادیر $1/5$ ، $0/25$ و $0/25$ درصد نسبت به وزن سیمان، در سنین ۳، ۷، ۲۸ و ۹۰ روز آزمایش شدند. افزودن نانو مواد باعث بهبود مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته شد. روابطی جدید بین مقاومت فشاری و Ee و همچنین روابطی خطی میان Ed و Ee برای این نوع بتن های خود تراکم تعریف شد و مشاهده شد که مقدار و نوع نانو مواد بر این روابط اثر گذار است.

واژه های کلیدی: مقاومت فشاری، مدول الاستیسیته استاتیکی، مدول الاستیسیته دینامیکی، نانو مواد، بتن خود تراکم

۱. مقدمه

امروزه بتن خودتراکم به طور گسترده ای توسعه یافته است و به نوعی طراحی شده است تا دارای خواص مفیدی برای بتن های سازه ای باشد. در این نوع بتن برای بهبود خواص مکانیکی و خواص بتن تازه علاوه بر مواد تشکیل دهنده بتن های نرمال از مواد دیگری نظیر نانو مواد استفاده می شود [۱-۴]. ساخت و ساز سازه های بتنی به طور

گسترده به خواص مکانیکی بتن به خصوص مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته بستگی دارد. به عنوان مثال مناسب ترین زمان برای جدا کردن قالب ها از بتن و اعمال تنش اولیه به اعضای بتنی توسط این دو خواص تعیین می شود. قبل از این که بتن به خواص مکانیکی مناسب برسد، هر گونه عملیات غیر مناسب ممکن است باعث ایجاد تغییر شکل های زیاد، تخریب بتن یا فروپاشی سازه شود. از این

نظر دانستن مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته در سنین اولیه برای تضمین عملکرد سازه در طول زمان ضروری است.

در بتن مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته در سنین اولیه به سرعت افزایش می یابد [۷-۵]. آیین نامه های طراحی مدول الاستیسیته را بر اساس مقاومت فشاری ۲۸ روزه تخمین می زنند [۱۰-۸]. این روابط پیشنهادی ممکن است برای سنین اولیه بتن و بتن های خود تراکم به خصوص حاوی نانو مواد مناسب نباشند.

فاکتور های موثر بسیاری بر مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته وجود دارد. استوک و همکاران [۱۱] اعلام کرده اند که مدول الاستیسیته با مقدار حجم سنگدانه متناسب است. رانچرو [۱۲] دریافت که مقدار حجم سنگدانه، نوع سنگدانه و نسبت آب به سیمان مهمترین فاکتور های تاثیر گذار هستند. جانسون و باوا [۱۳] دریافتند که مدول الاستیسیته با افزایش مقدار حجم سنگدانه افزایش و با افزایش نسبت آب به سیمان کاهش می یابد. یلدریم و سنگول [۱۴] اشاره کردند که با استفاده از سنگدانه های ریزتر مدول الاستیسیته ممکن است کمتر شود. تمام تحقیقات بالا بر بتن با سن ۲۸ روز یا بیشتر متمرکز هستند و تاثیر این فاکتور ها در کوتاه مدت بر بتن ها مشخص نیست. همچنین تاثیر نانو مواد بر خواص مکانیکی بتن های خود تراکم به نظر به طور محدود بررسی شده است.

برای طراحی یک سازه بتنی از مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته استاتیکی پیشنهاد شده آیین نامه ها استفاده می شود. اما برای اندازه گیری های میدانی کیفیت بتن از روش های معمول غیر مخرب استفاده می شود. در این

بین می توان از روش هایی چون سرعت امواج فراصوتی (UPV)، انعکاس موج و روش پژواک ضربه نام برد [۱۸-۱۵] که در این مطالعه روش سرعت امواج فراصوتی مورد توجه است. این روش ها دینامیکی هستند و مدول الاستیسیته دینامیکی بتن را اندازه میگیرند. بنابراین به یک رابطه مناسب بین مدول الاستیسیته استاتیکی و دینامیکی نیاز است تا ارتباط بین طراحی سازه و اندازه گیری های میدانی مشخص شود. البته محققان زیادی روابطی میان مدول استاتیکی و دینامیکی ارائه نمودند [۱۲-۱۹-۲۱] اما در این زمینه برای بتن های خود تراکم حاوی نانو مواد مطالعات محدود است.

برای این منظور مقاومت فشاری و مدول استاتیکی و دینامیکی نمونه های استوانه ای استاندارد با قطر ۱۵۰ میلیمتر و ارتفاع ۳۰۰ میلیمتر و حاوی نانو اکسید های سیلیس، آلومینیوم و مس به ترتیب با مقادیر ۱/۵، ۰/۲۵ و ۰/۲۵ درصد نسبت به وزن سیمان، در سنین ۳، ۷، ۲۸ و ۹۰ روز آزمایش شدند. رابطه مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته استاتیکی و رابطه مدول الاستیسیته استاتیکی و دینامیکی این نوع بتن ها بررسی شد.

۲. برنامه آزمایشگاهی و مصالح

۲.۱. مصالح مصرفی

در این مطالعه از سیمان پرتلند نایین نوع ۱-۳۲۵ با وزن مخصوص ۳۱۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب و سطح ویژه ۲۸۵۰ سانتیمتر مربع بر گرم استفاده شده است. از پودر سنگ معدنی به عنوان پر کننده استفاده شده است. در جدول ۱ مشخصات شیمیایی سیمان و پودر سنگ آهک آمده است.

جدول ۱ مشخصات شیمیایی سیمان و پودر سنگ آهک

%	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	CaCO ₃	Cl	I.R	L.O.I
سیمان	۲۱/۸	۵/۳	۳/۳	۵۳/۲۵	۴/۵-۳/۵	۲/۰-۱/۶		۰/۰۲۰-۰/۰۰۵	۰/۶۰-۰/۰۷	۱/۵-۱/۰
پودر سنگ	۰/۴۵	۰/۳۳	۰/۰۲	۵۲/۳۵	۰/۰۲	۵۲/۳۵	۹۹/۳			

شن و ماسه رودخانه ای اشباع با سطح خشک متناسب با دانه بندی مجاز استاندارد *ASTM C33/C33M* [۲۲] استفاده شد. مدول نرمی ماسه ۲/۷ است که طبق حدود استاندارد *ASTM C33/C33M* [۲۲] (۳/۱ - ۲/۲)، مناسب می باشد. حداکثر اندازه سنگدانه طبق *EFNARC* [۲۳] برای بتن های خود تراکم ۱۲-۲۰ میلیمتر در نظر گرفته شد. وزن مخصوص ظاهری برای شن و ماسه به ترتیب ۱۷۰۳ و ۲۰۶۵ کیلوگرم بر متر مکعب است. همچنین درصد جذب آب شن و ماسه نیز به ترتیب ۱/۸ و ۱/۲ درصد تعیین گردید. از فوق روان کننده *Civil Flow ۲۸۰* با بنیان شیمیایی پلی کربوکسیلات استفاده شده است. آب مصرفی در این پروژه آب شرب شهرستان رشت می باشد.

در این مطالعه از *NS*، *NA* و *NC* تولید شده توسط شرکت *US Research Nanomaterials, Inc* [۲۴] استفاده شده است. *NS* دارای خلوص ۹۸ درصد، میانگین اندازه ذرات ۶۰-۷۰ نانومتر، سطح ویژه ۱۶۰ متر مربع بر گرم و چگالی واقعی ۲/۴ گرم بر سانتیمتر مکعب است. *NA* دارای خلوص ۹۹ درصد، میانگین اندازه ذرات ۲۰ نانومتر، سطح ویژه ۱۳۸ متر مربع بر گرم و چگالی واقعی ۳/۸۹ گرم بر سانتیمتر مکعب است. *NC* دارای خلوص ۹۹ درصد، میانگین اندازه ذرات ۴۰ نانومتر، سطح ویژه ۲۰ متر مربع بر گرم و چگالی واقعی ۶/۴ گرم بر سانتیمتر مکعب است. مشخصات شیمیایی نانو مواد در جدول ۲ آمده است.

جدول ۲ مشخصات شیمیایی نانو مواد

نوع نانو	Ba	Cd	Co	Zn	Sr	Ca	K	P	Mg	Fe	Pb	Mn	Cr	Na	Ti
CuO (ppm)	۰/۷۵	۲/۵	۶/۴	۱۹۵	۲/۳	۴۰۰	۳۰۰	۳۰۰	۷۵	۸۷	۹۰	۳/۵			
Al ₂ O ₃ (ppm)			≤۲			≤۸۰				≤۲۵		≤۳	≤۴	≤۷۰	
SiO ₂ (ppm)						<۱۳۰				<۴۰				<۸۰	<۲۲۰

۲.۲. طرح مخلوط بتن خود تراکم

در این مطالعه، طرح مخلوط بتن های خود تراکم به گونه ای اتخاذ شده است که کارایی مناسب توصیه شده *EFNARC* [۲۳] را دارد. *NS*، *NA* و *NC* به ترتیب ۱/۵

، ۰/۲۵ و ۰/۲۵ درصد نسبت به وزن سیمان به صورت جایگزین بخشی از سیمان مصرفی به مخلوط افزوده شدند. طرح مخلوط، مخلوط های شاهد (*control*) و حاوی نانو مواد در جدول ۳ آمده است.

جدول ۳ طرح مخلوط ها

شماره مخلوط	نوع مخلوط	درصد نانو مواد %	شن (kg/m ³)	ماسه (kg/m ³)	پودر سنگ (kg/m ³)	سیمان (kg/m ³)	nano SiO ₂ (kg/m ³)	nano CuO (kg/m ³)	nano Al ₂ O ₃ (kg/m ³)	آب (kg/m ³)	فوق روان کننده (kg/m ³)
۱	Control	۰	۷۵۰	۸۲۸	۲۳۰	۳۷۰/۰	۰	۰	۰	۱۴۸	۷
۲	NS	۱/۵	۷۵۰	۸۲۸	۲۳۰	۳۶۴/۴	۵/۵۵۰	۰	۰	۱۴۸	۷
۳	NC	۰/۲۵	۷۵۰	۸۲۸	۲۳۰	۳۶۹/۰	۰	۰/۹۲۵	۰	۱۴۸	۷
۴	NA	۰/۲۵	۷۵۰	۸۲۸	۲۳۰	۳۶۹/۰	۰	۰	۰/۹۲۵	۱۴۸	۷

۳.۲. آزمایش های انجام شده

آزمایش جریان اسلامپ، T_{50} ، آزمایش قیف V و آزمایش جعبه L برای ارزیابی خواص بتن خود تراکم تازه انجام شد. آزمایش های مقاومت فشاری، مدول الاستیسیته استاتیکی و UPV برای محاسبه Ed انجام شد. قابل ذکر

است که تمامی آزمایش ها در آزمایشگاه بتن دانشکده مهندسی عمران دانشگاه گیلان انجام شده است.

۳.۲.۱. آزمایشات بتن خودتراکم تازه

برای ارزیابی توانایی جریان و چسبندگی بتن خود تراکم از آزمایش جریان اسلامپ و T_{50} استفاده شد. همچنین برای

تعیین توانایی پرکنندگی و جریان و توانایی عبور از آزمایش قیف V و جعبه L شکل دارای ۳ میله گرد استفاده شد.

۲.۳.۲. آماده سازی نمونه ها

مطابق استاندارد $ASTM C192/C192M-16a$ [۲۵] نمونه های استوانه ای استاندارد با قطر ۱۵۰ میلیمتر و ارتفاع ۳۰۰ میلیمتر ساخته شد. نمونه ها درون قالب با یک پارچه مرطوب و یک ورقه پلاستیکی پوشانده شد و در یک محل خشک با دمای ۲۵ درجه سانتیگراد نگهداری شد و پس از ۲۴ ساعت از قالب خارج و تا زمان آزمایش در مخزن آبی با دمای ۲۵ درجه سانتی گراد نگهداری شدند. نمونه ها در سنین ۳، ۷، ۲۸ و ۹۰ روز آزمایش شدند و میانگین نتایج ۳ نمونه به عنوان نتایج نهایی در محاسبات استفاده شد.

۲.۳.۳. آزمایش مدول الاستیسیته و مقاومت

فشاری نمونه های استوانه ای

طبق استاندارد $ASTM C469/c469M-14$ [۲۶] نمونه های استوانه ای با سرعت ۰/۲۵ مگاپاسکال بر ثانیه تحت آزمایش مدول الاستیسیته قرار گرفتند. همچنین طبق استاندارد $ASTM C39/39M-16b$ [۲۷] مقاومت فشاری نهایی نمونه های استوانه ای را نیز بدست آوردیم. با استفاده از رابطه ۱ مدول الاستیسیته استاتیکی نمونه ها محاسبه شد.

$$Ee = (S_2 - S_1) / (e_2 - 0.00005) \quad (1)$$

در این فرمول Ee مدول الاستیسیته استاتیکی بر حسب مگاپاسکال، S_2 تنش مربوط به ۴۰ درصد مقاومت نهایی، S_1 تنش مربوط به کرنش اولیه ۰/۰۰۰۰۵ و e_2 کرنش مربوط به تنش S_2 است.

۲.۳.۴. محاسبه مدول الاستیسیته دینامیکی

با استفاده از رابطه ۲ موجود در استاندارد $ASTM C597-16$ [۲۸]، UPV و چگالی اندازه گیری شده نمونه ها مدول دینامیکی محاسبه شده است.

$$V = \sqrt{\frac{Ed(1-\mu)}{\rho(1+\mu)(1-2\mu)}} \quad (2)$$

Ed مدول الاستیسیته دینامیکی، ρ وزن مخصوص، μ ضریب پواسون دینامیکی و V ، UPV هستند. ضریب پواسون دینامیکی را ۰/۲ اختیار کردیم [۲۹].

از دستگاه پاندیت ($pundit$) با فرکانس انتقال ۵۴ کیلو هرتز و با دقت اندازه گیری ۰/۱ میکروثانیه، به روش انتقال مستقیم برای اندازه گیری UPV استفاده گردید. با استفاده از رابطه ۳، UPV محاسبه شد.

$$V = L/T \quad (3)$$

در این رابطه (T) زمان انتقال موج، (L) مسافت بین دو میدل و (V) سرعت امواج فراصوتی است. میانگین نتایج سه نمونه به عنوان نتایج نهایی در محاسبات استفاده شد.

۳. نتایج آزمایش ها و تحلیل آن ها

۳.۱. نتایج آزمایش های بتن خودتراکم تازه

نتایج آزمایش های بتن خودتراکم تازه و رده آن ها طبق حدود مجاز در جدول ۴ آورده شده است.

جدول ۴ نتایج آزمایش های بتن خودتراکم تازه

شماره مخلوط	نوع مخلوط	درصد نانو مواد %	Slump Flow(mm)	T500 (s)	V Funnel (s)	L box
۱	Control	۰	۸۴۰	۲/۰۳	۹/۱۱	۰/۹۸
۲	NS	۱/۵	۸۱۵	۳/۰۹	۱۰/۸۱	۰/۸۶
۳	NC	۰/۲۵	۸۳۲/۵	۲/۲۵	۹/۳۱	۰/۹۶
۴	NA	۰/۲۵	۸۲۱/۵	۳/۰۷	۹/۵۱	۰/۹۲
حدود EFNARC			۷۶۰ - ۸۵۰ mm (SF3)	(VS2/ VF2) > ۲ s	(VF2) ۹ - ۲۵ s	(PA2) ≥ ۰/۸۰

می باشد و در پایان، سطح بهتری را نسبت به رده های دیگر به وجود می آورد. در رده ($VS2/VF2$) مقاومت در برابر جدا شدگی بهبود می یابد و برای محدود کردن فشار

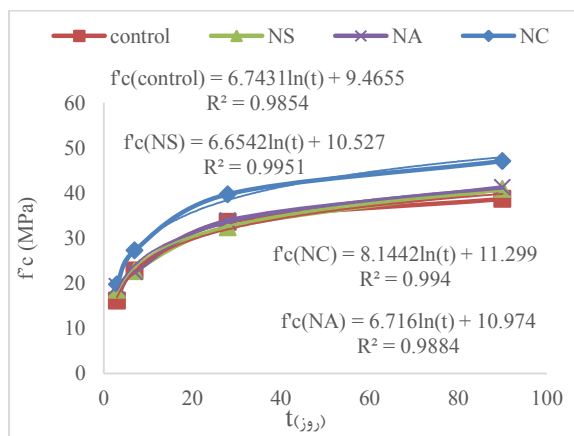
مطابق $EFNARC$ [۲۳] رده $SF3$ برای بتن ریزی های قائم مانند ستون های لاغر و سازه های دارای اشکال پیچیده و پر کردن قالب هایی که تراکم میلگرد بالایی دارند، مناسب

قالب مفید است. رده PA2 نیز برای سازه های مهندسی مناسب است. نتایج نشان می دهند که با افزودن مواد نانو کارایی بتن خود تراکم کاهش می یابد. با این حال تمام محدودیت های توصیه شده توسط EFNARC [۲۳] برای بتن خود تراکم در تمام طرح های اختلاط رعایت شده است.

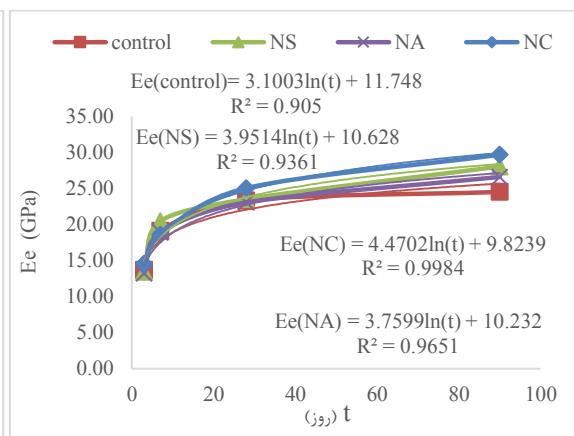
۲.۳. بررسی مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته استاتیکی

در سن ۳ روز مقاومت فشاری بتن های شاهد و حاوی NS، NA و NC به ترتیب ۴۸، ۵۷، ۵۷ و ۴۹ درصد و در سن ۷ روز به ترتیب ۶۸، ۶۹، ۶۶ و ۶۸ درصد مقاومت ۲۸ روزه خود رسیدند. مقاومت فشاری نمونه های حاوی نانو مواد در سنین بالاتر با شدت بیشتری افزایش یافت به طوری که بتن های شاهد و حاوی NS، NA و NC در سن ۹۰ روز به ترتیب ۱۵، ۲۶، ۲۱ و ۱۸ درصد نسبت به مقاومت ۲۸ روزه

افزایش مقاومت دارند. همچنین در سن ۳ روز Ee بتن شاهد و حاوی NS، NA و NC به ترتیب ۵۹، ۵۷، ۵۷ و ۵۸ درصد و در سن ۷ روز به ترتیب ۸۲، ۸۷، ۸۲ و ۷۴ درصد مدول ۲۸ روزه خود رسیدند. مشاهده می شود که در سنین اولیه تا ۳ روز روند افزایش مدول استاتیکی سریع تر از مقاومت فشاری است. یانگ ژو و همکارانش [۳۰] و همچنین ریچارد [۳۱] نیز به همین نتیجه رسیدند. Ee نمونه های حاوی نانو مواد در سنین بالاتر با شدت بیشتری افزایش یافتند به طوری که Ee بتن های شاهد و حاوی NS، NA و NC در سن ۹۰ روز به ترتیب ۵، ۱۹، ۱۵ و ۱۸ درصد نسبت به مدول ۲۸ روزه افزایش یافتند. رابطه های Ee و مقاومت فشاری نمونه ها نسبت به سن (t) را می توان با فرمول لگاریتمی تخمین زد که در شکل های ۱ و ۲ نشان داده شده است.



شکل ۲ رابطه Ee نمونه ها نسبت به سن



شکل ۱ رابطه f_c نمونه ها نسبت به سن

۸ و ۲۱ درصد نسبت به بتن خود تراکم شاهد افزایش داشته اند.

تحقیقات گذشته نشان می دهد که مقاومت فشاری بتن در سنین اولیه به مقاومت خمیر سیمان، اندازه ی ترک ها و مشخصات ناحیه انتقال بستگی دارد. همچنین مدول الاستیسیته بتن تحت تاثیر مقدار و مشخصات سنگدانه های آن است [۳۲]. از این رو استفاده از یک

با توجه به تغییرات Ee به طور کلی می توان مشاهده کرد که در کوتاه مدت (۳ تا ۷ روز) Ee با شدت زیاد و در سنین بالاتر با شدت کمتری افزایش می یابد. اما شدت افزایش Ee برای بتن های خود تراکم حاوی نانو مواد بیشتر از بتن خود تراکم شاهد است. به طوری که در سن ۹۰ روز Ee نمونه های حاوی NS، NA و NC به ترتیب ۱۴،

$$Ee = 4700\sqrt{f'c} \quad (4)$$

$$Ee = 3300\sqrt{f'c} + 6900 \quad (5)$$

$$Ee = 4500\sqrt{f'c} \quad (6)$$

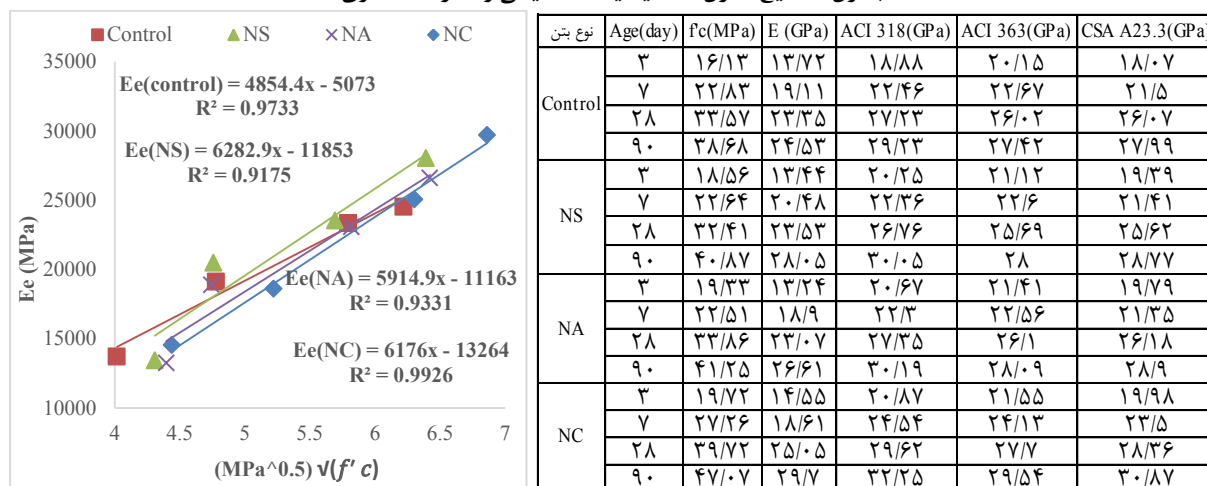
رابطه Ee نسبت به $\sqrt{f'c}$ در سنین مختلف را می توان با رابطه خطی مانند رابطه ۷ با دقت خوبی تخمین زد که در شکل ۳ نشان داده شده است.

$$Ee = ax - b \quad (7)$$

در این رابطه x $\sqrt{f'c}$ است. a و b نیز ضرایب ثابت هستند.

منحنی و رابطه برای توجیه ارتباط مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته بتن های مختلف مناسب نمی باشد و نتایج واقعی بدست نمی آید. فاکتورهای تأثیر گزاری مانند اصطکاک حجم سنگدانه ها، حداکثر اندازه سنگدانه که تأثیر مستقیم بر ناحیه انتقال دارد، نسبت آب به سیمان، سن هیدراتاسیون، همچنین با توجه به این مطالعه، نوع و مقدار نانو مواد استفاده شده نیز باید مدنظر قرار گیرند. نتایج Ee نسبت به $f'c$ نمونه های استوانه ای استاندارد و روابط آیین نامه های (۴) $ACI 318-14$ ، (۵) $ACI 363-10$ و $CSA A23.3-14$ (۶) در جدول ۵ نشان داده شده است.

جدول ۵ نتایج مدول الاستیسیته استاتیکی و مقاومت فشاری



شکل ۳ رابطه Ee نسبت به $\sqrt{f'c}$

مواد نانو بیشتر از نمونه شاهد است. با مقایسه ضریب a در نمونه های حاوی نانو مواد می توان بیان کرد که کاهش ضریب a ممکن است با کاهش مقدار و نوع نانو ذرات رابطه مستقیم داشته باشد زیرا مشاهده می شود که این ضریب با کاهش مقدار نانو مواد از ۱/۵ درصد برای NS به ۰/۲۵ درصد برای NC و NA به ترتیب از ۶۲۸۲/۹ به ۶۱۷۶ و ۵۹۱۴/۹ کاهش می یابد. ضریب b هم ممکن است علاوه بر سایر فاکتورهای تأثیرگذار و متوسط اندازه ذرات، تحت تأثیر جنس، سطح ویژه و مقدار نانو مواد به کار رفته در بتن خودتراکم باشد.

مقاومت فشاری نمونه های استوانه ای استاندارد حاوی NS ، NC و NA در سن ۹۰ روز به ترتیب ۵، ۶ و ۲۱ درصد نسبت به بتن خود تراکم شاهد افزایش داشته اند. نتایج آزمایشگاهی Ee برای نمونه های شاهد و حاوی نانو مواد کمتر از نتایج Ee محاسبه شده است. در سنین اولیه نتایج محاسبه شده از رابطه ۶ و در سن ۹۰ روز نتایج محاسبه شده از رابطه ۵ نسبت به سایر روابط کمترین اختلاف را با نتایج Ee آزمایشگاهی دارند. به طوری که نتایج محاسبه شده از رابطه ۵ نسبت به نتایج آزمایشگاهی، برای نمونه های شاهد و حاوی NS ، NC و NA در سن ۹۰ روز به ترتیب ۱۱، ۰، ۵، ۰ درصد اختلاف دارند. با توجه به ضرایب ثابت رابطه Ee نسبت به $\sqrt{f'c}$ ، برای نمونه های حاوی

۳.۳. بررسی مدل الاستیسیته استاتیکی و

دینامیکی

در جدول ۶، E_e و E_d نمونه های مذکور نشان داده شده است. تغییرات E_e نسبت به E_d را می توان با رابطه خطی

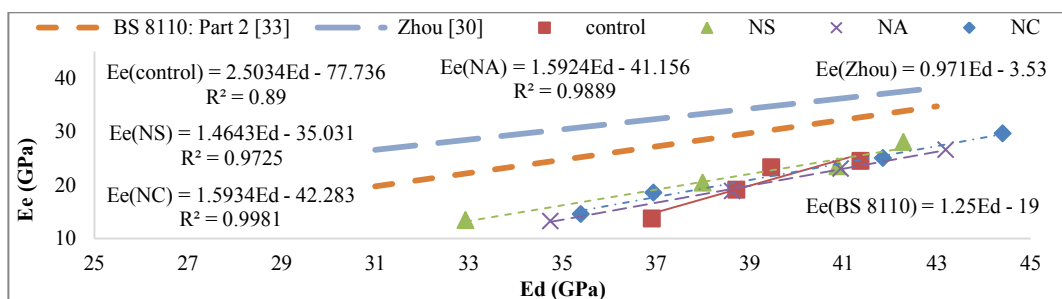
مانند رابطه ۸ با دقت بسیار بالا تخمین زد که این نمودار و روابط در شکل ۴ نشان داده شده اند.

$$E_e = cE_d - d \quad (8)$$

در این رابطه c و d ضرایب ثابت هستند.

جدول ۶ نتایج E_e و E_d

سن	E_d (GPa)				E_e (GPa)			
	control	NS	NA	NC	control	NS	NA	NC
۳	۳۶/۹۱	۳۲/۹۳	۳۴/۷۴	۳۵/۳۹	۱۳/۷۲	۱۳/۴۴	۱۳/۲۴	۱۴/۵۵
۷	۳۸/۷۱	۳۸	۳۸/۶۳	۳۷	۱۹/۱۱	۲۰/۴۸	۱۸/۹	۱۸/۶۱
۲۸	۳۹/۴۶	۴۰/۸۷	۴۰/۹۴	۴۱/۸۵	۲۳/۳۵	۲۳/۵۳	۲۳/۰۷	۲۵/۰۵
۹۰	۴۱/۳۷	۴۲/۲۸	۴۲/۱۹	۴۴/۴	۲۴/۵۳	۲۸/۰۵	۲۶/۶۱	۲۹/۷



شکل ۴ رابطه E_e نسبت به E_d

با دقت در نمودار شکل ۴ مشاهده می شود که همواره E_d از E_e بیشتر است و می توان دریافت که افزودن مواد نانو به بتن خود تراکم باعث افزایش دامنه E_d و E_e شده است و همچنین شیب این نمودار برای بتن های خودتراکم حاوی نانو مواد نسبت به بتن خودتراکم شاهد کاهش یافته است. مشاهده می شود که با افزایش درصد پودر نانو، فارق از نوع آن ضرایب c و d کاهش می یابند. همچنین بر اساس نوع ذرات نانو می توان دریافت که به ترتیب با استفاده از NA ، NC و سپس NS ضرایب c و d کاهش می یابند. البته این کاهش بیشتر تحت تأثیر افزایش مقدار نانو مواد استفاده شده است. با مقایسه این ضرایب در بتن های خودتراکم

حاوی NC و NA ، که به یک مقدار در بتن استفاده شده اند، می توان یافت که نوع ذرات تأثیر ناچیزی بر کاهش ضرایب c و d دارد. همچنین مشاهده می شود که ضرایب ثابت این رابطه نسبت به مطالعه یانگ ژو [۳۰] و رابطه پیشنهادی آیین نامه $BS 8110: Part 2$ [۳۳] برای بتن های معمولی بیشتر است.

قابل ذکر است که نتایج بدست آمده در این مطالعه فقط با بتن های خودتراکم مذکور متناسب است و برای سایر بتن ها، با طرح اختلاط مختلف و حتی نمونه های با ابعاد مختلف، ممکن است متفاوت باشد.

آزمایش‌هایی جهت ارزیابی $f'c$ و Ee و Ed بتن‌های خودتراکم حاوی نانو مواد در سنین ۳، ۷، ۲۸ و ۹۰ روز انجام گرفت. روند افزایش $f'c$ و Ee در کوتاه مدت و بلند مدت و رابطه $f'c$ و Ee و همچنین رابطه Ed و Ee بررسی و نتایج زیر حاصل شد.

۱- روابط لگاریتمی مناسبی برای Ee و $f'c$ بتن‌های خود تراکم شاهد و حاوی نانو مواد، نسبت به سن تعیین شد.

۲- روند افزایش Ee و Ed در سنین اولیه سریع تر از روند افزایش مقاومت فشاری است. $f'c$ و Ee نمونه‌های حاوی نانو مواد در سنین بالاتر با شدت بیشتری افزایش یافت و نمونه حاوی نانو مس با ۲۱ درصد افزایش نسبت به نمونه شاهد بیشترین مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته در سن ۹۰ روز را دارد.

۳- روابطی جدید بین Ee و $f'c$ بتن‌های خودتراکم شاهد و حاوی نانو مواد تعیین شد.

۴- همواره Ed از Ee بیشتر است و روابط خطی مناسب بین Ee و Ed بتن‌های خودتراکم شاهد و حاوی نانو مواد بدست آمد که ضرایب ثابت آن نسبت رابطه پیشنهادی آیین نامه *BS 8110: Part 2* برای بتن‌های معمولی بیشتر است.

۵- مقدار و نوع نانو مواد بر رابطه بین Ee و Ed و همچنین رابطه بین Ee و $f'c$ اثر گذار است.

- [1] Nazari, A., Rafieipour, M.H., Riahi, S. (2011). "The effects of CuO nanoparticles on properties of self-compacting concrete with GGBFS as binder". *Mater. Res. J.* 14, pp 307–316.
- [2] Nazari, A., Riahi, S. (2011). "Effects of CuO nanoparticles on compressive strength of selfcompacting concrete". *Indian Acad. Sci.* 36, pp 371–391.
- [3] Puentes, J., Barluenga, G., Palomar, I. (2015). "Effect of silica-based nano and micro additions on SCC at early age and on hardened porosity and permeability". *Construction and Building Materials* 81, pp 154–161.
- [4] Barluenga, G., Palomar, I., Puentes, J. (2015). "Hardened properties and microstructure of SCC with mineral additions". *Construction and Building Materials* 94, pp 728–736.
- [5] Abd elaty, M.a.a. (2014). "Compressive strength prediction of Portland cement concrete with age using a new model". *HBRC J.* 10 (2), pp 145–155.
- [6] Kim, J.K., Moon, Y.H., Eo, S.H. (1998). "Compressive strength development of concrete with different curing time and temperature". *Cem. Concr. Res.* 28 (12), pp 1761–1773.
- [7] Madandoust, R., Bungey, J.H., Ghayidel, R. (2012). "Prediction of the concrete compressive strength by means of core testing using GMDH-type neural network and ANFIS models". *Comput. Mater. Sci.* 51 (1), pp 261–272.
- [8] American Concrete Institute, ACI 318-14. (2014). "Building Code for Structural Concrete". Detroit, USA.
- [9] American Concrete Institute, ACI 363R-10. (2010). "State of the Art Report on High Strength Concrete". Detroit, USA.
- [10] CSA Technical Committee, Reinforced Concrete Design, A23.3-14. (2014). "Design of Concrete Structures". Rexdale, Ontario, Canada.
- [11] Stock, A.F., Hannant, D.J., Williams, R.I.T. (1979). "The effect of aggregate concentration upon the strength and modulus of elasticity of concrete". *Mag. Concr. Res.* 31 (109), pp 225–234.
- [12] Rancho, J.L. (2005). "Analyzing and determining relationships in elastic properties of concrete using wave propagation and vibration and uniaxial compression". A thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science in Civil Engineering, University of Illinois at UrbanaChampaign, Urbana, Illinois.

- [13] De Graft-Johnson, J.W.S., Bawa, N.S. (1969). "Effect of mix proportion, water-cement ratio, age and curing conditions on the dynamic modulus of elasticity of concrete". *Build. Sci.* 3 (3), pp 171–177.
- [14] Yildirim, H., Sengul, O. (2011). "Modulus of elasticity of substandard and normal concretes". *Constr. Build. Mater.* 25 (4), pp 1645–1652.
- [15] Trtnik, G., Kavcic, F., Turk, G. (2009). "Prediction of concrete strength using ultrasonic pulse velocity and artificial neural networks". *Ultrasonics* 49 (1), pp 53–60.
- [16] Kolluru, S.V., Popovics, J.S., Shah, S.P. (2000). "Determining elastic properties of concrete using vibrational resonance frequencies of standard test cylinders". *Cem. Concr. Aggr.* 22 (2), Pp 81–89.
- [17] Sun, Z., Voigt, T., Shah, S.P. (2005). "Temperature effects on strength evaluation of cement-based materials with ultrasonic wave reflection technique". *ACI Mater. J.* 102 (4), pp 272–278.
- [18] Voigt, T., Sun, Z., Shah, S.P. (2006). "Comparison of ultrasonic wave reflection method and maturity method in evaluating early-age compressive strength of mortar". *Cem. Concr. Compos.* 28 (4), pp 307–316.
- [19] Neville, A.M. (1981). "Properties of Concrete". Pitman Books Limited, New York.
- [20] Han, S.H., Kim, J.K. (2004). "Effect of temperature and age on the relationship between dynamic and static elastic modulus of concrete". *Cem. Concr. Res.* 34 (7), pp 1219–1227.
- [21] Lydon, F.D., Balendran, R.V. (1986). "Some observations on elastic properties of plain concrete". *Cem. Concr. Res.* 16 (3), pp 314–324.
- [22] American Society for Testing Material, ASTM C33/C33M–16. (2016). "Standard Specification for Concrete Aggregates". West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
- [23] EFNARC. (2005). *The European Specification and guidelines for self-compacting concrete*, May.
- [24] US Research Nanomaterials, Inc, 3302 Twig Leaf Lane, Houston, TX77084, USA, www.us-nano.com
- [25] American Society for Testing Material, ASTM C192/C192M –16a. (2016). "Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory". West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
- [26] American Society for Testing Material, ASTM C469/C469M–14. (2014). "Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression". West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
- [27] American Society for Testing Material, ASTM C39/C39M–16b. (2016). "Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens". West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
- [28] American Society for Testing Material, ASTM C597–16. (2016). "Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete". West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
- [29] Neville A.M. (2005). "Properties of concrete". Pearson Education Pte. Ltd., Singapore.
- [30] Zhou, Y., Gao, J., Sun, Z., Qu, W. (2015). "A fundamental study on compressive strength, static and dynamic elastic moduli of young concrete". *Construction and Building Materials* 98, pp 137–145.
- [31] Lew, H.S., Reichard, T.W. (1978). "Mechanical properties of concrete at early ages". *ACI J. Proc.* 75 (10), pp 533–542.
- [32] Venkateela, G., Sun, Z., Najm, H. (2013). "Prediction of early age normal concrete compressive strength based on dynamic shear modulus measurements". *J. Mater. Civ. Eng.* 25 (1), pp 30–38.
- [33] BS 8110, Part 2. (1985). "Code of practice for special circumstances". British Standards Institution, London.

مطالعه ظرفیت خمشی تیرهای بتن سبک تقویت شده با ورق CFRP

در شرایط آماده سازی سطحی مختلف



کامران رحیمی
دانشجوی کارشناسی ارشد عمران گرایش سازه
دانشگاه گیلان، ایران



رحمت مدندوست
دانشیار گروه عمران دانشکده فنی دانشگاه گیلان، ایران

چکیده

در صنعت سازه کاهش بار مرده ساختمان منجر به تضعیف اثر نیروی زلزله می گردد. در این شرایط استفاده از بتن سبک اهمیت خاصی یافته و این نوع بتن را با بتن های نرمال قابل رقابت می کند. چنانچه سازه های بتن آرمه به دلایل گوناگونی آسیب بینند، روش مناسب و مدرن به منظور تقویت و بهسازی، استفاده از ورق های FRP می باشد. از این ورق ها در اجزای سازه ای به ویژه تیر، برای عملیات مقاوم سازی مانند نصب در سطح کششی استفاده می گردد. مزایای ورق FRP؛ بالا بودن مقاومت ورق نسبت به وزن خود، دوام بالا و سهولت اجرای کار می باشد که مسئله بالا بودن هزینه الیاف کربن را پوشش می دهد. در سال های اخیر برای افزایش ظرفیت باربری و جلوگیری از پدیده جداسدگی ورق، تحقیقاتی صورت گرفته و روش های آماده سازی سطحی مختلفی معرفی شده که اخیراً توسط محققین، روش شیارزنی به عنوان جایگزین روش های مرسوم، ارائه شده است. در این مطالعه آزمایشگاهی، ۸ تیر بتن مسلح با دو نوع بتن سبک سازه ای و نرمال، در ابعاد یکسان $1200 \times 100 \times 160$ میلی متر به دو روش آماده سازی نصب خارجی (EBR) و شیارزنی (GM) با ورق های CFRP تقویت شده و تحت بارگذاری ۴ نقطه ای قرار گرفته اند ناحیه فشاری تیرهای بتن سبک، با انجام یک روش پیشنهادی تقویت شد. نتایج به دست آمده نشان می دهد که افزایش ظرفیت باربری تیرهای بتن سبک و نرمال، در تیر تقویت شده به صورت GM نسبت به تیر شاهد، به ترتیب ۲۵ و ۲۷ درصد، افزایش کرنش گسیختگی ورق در روش شیارزنی نسبت به روش نصب خارجی، در تیر بتن سبک ۴۵ و تیر بتن نرمال ۱۰ درصد بوده و با تقویت ناحیه فشاری تیرهای بتن سبک، مود گسیختگی از شکست ترد به نرم تبدیل می شود. واژه های کلیدی: تیر بتن سبک، روش شیار زنی، جداسدگی ورق CFRP، روش نصب خارجی، ظرفیت باربری نهایی

۱. مقدمه

پیش به چشم می خورد. این بتن، با کاهش بار مرده ساختمان، هنگام زلزله از نیروی وارد برسازه کاسته و در صورت تخریب آن، وزن مصالح آوار شده کم خواهد بود [۱ و ۲]. بتن سبک نسبت به بتن نرمال ضعف هایی چون

سبک سازی ساختمان از اولویت های مهم طراحان و محققین می باشد. در این شرایط نام بتن سبک بیش از

پایین بودن وزن مخصوص و مقاومت فشاری دارد اما خصوصیتی مانند آنچه در بالا ذکر شد این نوع بتن را با بتن نرمال قابل رقابت کرده است. سازه های بتن مسلح موجود بر اساس آیین نامه های قدیمی طراحی شده و الزامات آیین نامه های جدید زلزله را ارضا نمی کنند. از این رو ضرورت تقویت و بهسازی سازه ها با روش های مقاوم سازی قابل اعتماد، آسان، سریع و اقتصادی [۳] مانند استفاده از ورق های *FRP*، احساس می شود. به همین منظور، عطاری و همکاران تیرهای بتن مسلح را با ورق های *CFRP* (دارای الیاف کربن) و *GFRP* (دارای الیاف شیشه) تقویت کرده و پس از آزمایش ۴ نقطه ای روی آنها، نتیجه گرفتند ظرفیت خمشی در حالت استفاده هم زمان الیاف کربن و شیشه، ۱۱۴ درصد نسبت به تیر کنترل بالا رفت [۴]. اغلب برای مقاوم سازی تیرهای بتن آرمه، از ورق های *CFRP* به علت داشتن ظرفیت تنش بالاتر نسبت به انواع الیاف دیگر، رفتار ارتجاعی تا حد گسیختگی، مدول الاستیسیته بالا تا حدود ۷۰۰ گیگاپاسکال، کرنش نهایی ۳ - ۲٫۵ درصد (تقریباً ۱۰ برابر فولاد معمولی) استفاده می گردد [۵]. آیین نامه های مختلف مانند *ACI-440* و *fib* ضوابط طراحی و اجرایی را برای بهتر شدن اتصال ورق به سطح بتن ارائه داده اند. [۶ و ۷]. از روش های متداول در اتصال ورق به تیرهای بتنی، نصب خارجی یا *EBR*^۱ می باشد. باروس و همکاران، ورق و لمینت های *CFRP* را به صورت *EBR* به کمک رزین اپوکسی درشکاف های سطح کششی بتن قرار دادند و نتیجه گرفتند که لمینت های نصب شده در حالات نصب یک و دو لایه دچار پدیده جداشدگی شدند [۸]. علاوه بر این مستوفی نژاد و طباطبایی کاشانی، پس از تقویت تیرهای بتنی به روش *EBR*، به این نتیجه رسیدند که گرچه ظرفیت باربری تیرها نسبت به تیر شاهد، تا ۱۳ درصد بالا رفته اما ورق از سطح بتن جدا شده است [۹]. این مسئله، موجب شد تا مستوفی نژاد و محمودآبادی راهکاری جدید ارائه داده و روش شیارزنی روی سطح

کششی بتن^۲ (*GM*) را معرفی کنند [۱۰]. بهبود پیوند و چسبانندگی رزین در کنار افزایش ظرفیت باربری ورق در اثر آماده سازی اولیه و افزایش اصطکاک ورق با سطح بتن نتیجه ای بود که مدندوست و همکارش در یک تحقیق تجربی گرفته [۱۱] و دقیقاً در روش شیارزنی این مهم به وقوع می پیوندد. مستوفی نژاد و مقدس، برای ارزیابی چسبندگی ورق *CFRP* به سطح بتن، از روش های آماده سازی سطحی نصب خارجی و شیارزنی استفاده کرده و نتیجه گرفتند که پس از تسلیم میلگردها، در روش *EBR*، جداشدگی ورق و در روش *GM*، پارگی ورق رخ داد. با افزایش درصد فولاد میلگرد های خمشی، ظرفیت باربری تیرها در روش شیارزنی نسبت به نصب خارجی در کمترین حالت ۷ و در بیشترین حالت ۲۲ درصد افزایش پیدا کرد. سطح زیر نمودار بار - خیز وسط دهانه تیرهای تقویت شده به روش شیارزنی بیش از تیرهای تقویت شده به روش نصب خارجی شد که نشان از شکل پذیری بیشتر روش *GM* نسبت به *EBR* بود. ظرفیت باربری نهایی تیرهای تقویت شده نسبت به تیر شاهد، در روش *EBR*، ۲۷ درصد و در روش *GM*، ۳۹ درصد افزایش پیدا کرد [۱۲]. هدف اصلی در این مطالعه آزمایشگاهی جلوگیری از شکست ناشی از جداشدگی بوده و برای کسب حداکثر میزان ظرفیت باربری ورق، از روش آماده سازی سطحی شیارزنی استفاده شده است. نکته قابل تامل در این مطالعه، تقویت تیرهای بتن مسلح سبک با ورق *CFRP* می باشد که تاکنون مطالعه خاص و قابل توجهی روی آن نشده است.

۲. برنامه آزمایشگاهی

۲-۱ مشخصات تیرها، لوازم و تجهیزات آزمایش

در مطالعه پیش رو، تعداد ۸ تیرمسلح شامل ۴ تیر بتن نرمال و ۴ تیر بتن سبک ساخته و آماده تقویت شد (شکل ۱-۲). بدین منظور تیرهای ساخته شده پس از ۲۴ ساعت از قالب خارج و ۲۸ روز در آب نگهداری شدند. پس

^۱Externally Bonded Reinforcement

با رزین اپوکسی دو جزئی تقویت گردید. با هدف رسیدن به نتایج حاصل از خمش، طرح تیر طوری صورت گرفت که ظرفیت خمشی از ظرفیت برشی پایین تر باشد. تیرها تحت آزمایش بارگذاری ۴ نقطه ای استاتیکی خمشی قرار گرفتند. مراحل آزمایش در آزمایشگاه سازه دانشکده فنی دانشگاه گیلان انجام شد و از دستگاه تست خمش تا ظرفیت ۳۰۰ کیلونیوتن، کرنش سنج (LVDT) برای محاسبه خیز میانی تیرها در وسط تیر و دستگاه دیتا لاگر محاسبه تغییرات کرنش ورق متناسب با بار وارده توسط یک کرنش سنج الکتریکی در وسط تیر (ناحیه خمش خالص) صورت گرفت. برای تقویت تیرها از ورق کربنی SikaWrap.200C به مقاومت کششی ۳۹۰۰ مگاپاسکال و کرنش نهایی ۱,۵ درصد و رزین اپوکسی دو جزئی Sikadur.330 به مقاومت کششی ۳۰، مدول الاستیسیته خمشی ۳۸۰۰، مدول الاستیسیته کششی ۴۵۰۰ مگاپاسکال و کرنش نهایی ۰,۹ استفاده شد.

از گذشت زمان لازم برای خشک شدن سطح کششی تیرها، اقدامات مربوط به تقویت و آماده سازی سطحی آن ها صورت گرفت. دانه بندی مصالح طبق استاندارد ASTM C136 انجام شده است. جزئیات طرح مخلوط بتن های ساخته شده در جدول ۱ آمده است. بدین منظور از سیمان پرتلند تیپ ۲ کارخانه سیمان هگمتان به وزن مخصوص ۳,۱۵ گرم بر سانتی متر مکعب، از ماسه رودخانه ای و گردگوشه تحت عنوان ماسه ۶-۰ کارخانه لوله سازی شمال که وزن مخصوص آن در حالت اشباع با سطح خشک ۲۶۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب و جذب آب ۲,۴ درصد بوده و از لیکا به قطر ۳ تا ۱۲ میلی متر محصول کارخانه لیکا ساوه، برای ساخت بتن استفاده و جهت مسلح کردن تیرها، برای خمش از دو میلگرد فولادی به قطر ۱۰ میلی متر در ناحیه های کششی و فشاری و در برش از خاموت هایی به قطر و فاصله ۸ و ۵۰ میلی متر استفاده شد. برای جلوگیری از شکست ترد بتن سبک که در تحقیقات پیشین به آن اشاره شده است [۱۳]، شیاری به عمق و عرض ۱۰ × ۸ میلی متر در ناحیه فشاری آن ایجاد شد و



شکل ۲-۱: تیرهای بتن آرمه ساخته شده

جدول ۱: طرح مخلوط بتن های ساخته شده

بتن	سیمان kg/m ³	آب kg/m ³	شن kg/m ³	ماسه kg/m ³	لیکا (kg/m ³) (۶-۱۲,۵) - (۳-۶) mm	مقاومت مشخصه MPa
نرمال	300	150	990	990	0	۲۲
سبک	360	140	0	550	420-200	۲۳

ساخت تیرها، سطح کششی بتن، با فرچه سنگ تروست طوری ساییده گردید تا لایه ضعیف بتن برداشته شده و سنگدانه های آن نمایان گشت. سپس آلودگی و گرد و خاک سطح شست و سو داده شد و منافذ سطحی با رزین پر شد. پس از خشک شدن سطح، ورق CFRP به طول و

۲-۲ تقویت تیرها در شکل ۲-۲ نوع تقویت تیرها نمایش داده شده است. تیرهای CB و LWCB به عنوان تیر شاهد ساخته شدند. سطح کششی تیرهای CB-EBR و LWCB-EBR توسط یک لایه ورق CFRP تقویت شد. بدین منظور پس از

طول و عرض ۸×۹۰۰ و به عمق ۱۰ میلی متر در سطح کششی ایجاد شد و پس از شست و سوی این ناحیه، ورق به طول و عرض ۶۰×۹۰۰ میلی متر روی سطح کششی با رزین چسبانده شد. ناحیه فشاری تیرهای بتن سبک هم با رزین اپوکسی تقویت شدند (در تیر *LWCB* تقویت فشاری انجام نشد). بدین منظور یک شیار به عمق و عرض ۸×۱۰ میلی متر در سطح فشاری تیر ایجاد شد و پس از شست و سوی این ناحیه، رزین اپوکسی درون شیار ریخته شد.



الف) به ترتیب از راست: تقویت ناحیه فشاری با رزین، شیارزنی ناحیه کششی تیرهای بتن سبک و نرمال



ب) تقویت ناحیه کششی تیرهای بتن مسلح سبک و نرمال با ورق *CFRP*
شکل ۲-۲: تقویت تیرهای بتن مسلح سبک و نرمال با ورق *CFRP*

انتهای تیر، پس از چند ثانیه، ورق از میانه پاره شد. پس مود شکست از نوع جداشدگی گزارش شد. در تیر *CB-GM*، پیش از آن که ناحیه فشاری دچار انهدام شود، ورق در موقعیت زیر بار متمرکز، پاره شده و به همراهش پوشش بتن طوری که میلگردهای کششی قابل مشاهده باشند، جدا شد. این مود شکست، مزیت روش شیاری را نسبت به روش نصب خارجی نشان می دهد. نتایج در تیر *LWCB*، مشابه با تیر *CB* بود. نتایج در تیر *LWCB-EBR* مشابه با تیر *CB-EBR* بود با یک تفاوت که بر خلاف تیر بتن نرمال، در تیر بتن سبک، ورق به تنهایی جدا شده و همراه آن ضخامتی از پوشش بتن بلند نشد. در تیر *LWCB-GM* هم نتایج مشابه تیر *CB-GM* مشاهده شد. نکته قابل تامل، تاثیر رزین در جلوگیری از انهدام ناحیه فشاری

۳. ارائه نتایج و تحلیل

۳-۱: مشاهدات آزمایشگاهی

در شکل ۳-۱ مود گسیختگی تیرها نمایش داده شده است. مود شکست در تیر *CB*، ظهور ترک های خمشی در ناحیه کششی و انهدام بتن فشاری بود. در تیر *CB-EBR*، ورق به همراه ضخامت کمی از پوشش بتن، دچار پدیده جداشدگی شد و ناحیه فشاری سالم ماند. طبق تحقیقات پیشین [۱۴]، معمولا جداشدگی از میانه تیر آغاز و به انتهای ورق سرایت می کند. در این مطالعه، برای دو انتهای تیر، ضخامت پیوند در ناحیه تماس ورق و سطح بتن با رزین اپوکسی بیش تر شد و مشاهده گردید که جداشدگی ورق از میانه آغاز شد، اما به علت چسبندگی بالای ورق به سطح بتن در دو

بتن نرمال نزدیک کرده است. پس از مقایسه نتیجه فوق با مطالعه مستوفی نژاد و خزاعی [۱۵] نتیجه شد که مود شکست در هر دو مطالعه مشابه می باشد.

تیرهای بتن سبک بود که مود شکست را از ترد به نرم تبدیل کرد. به نظر می رسد تقویت ناحیه فشاری، افزایش ضخامت پیوند ورق و سطح بتن در نواحی انتهایی ورق و استفاده از لیکای مناسب سازه ای، عملکرد بتن سبک را به



الف) تیرهای بتن نرمال (به ترتیب از راست): $CB.GM - CB.EBR - CB$



ب) تیرهای بتن سبک (به ترتیب از راست): $LWCB.GM - LWCB.EBR - LWCB$

شکل ۳-۱: مود گسیختگی تیرهای بتن مسلح تقویت شده با ورق CFRP

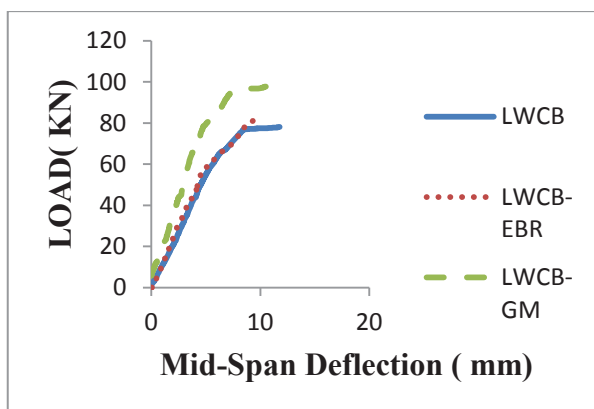
۲-۳: نمودار بار - خیز وسط دهانه تیرهای بتن مسلح

۲۲ درصد بیش از بتن سبک بود. ظرفیت باربری نهایی تیرهای بتن سبک و بتن نرمال تقویت شده به روش GM نسبت به تیر شاهد به ترتیب ۲۵ و ۲۷ درصد و در روش EBR ، به ترتیب ۶ و ۱۵ درصد افزایش داشته است. بنابراین ظرفیت خمشی تیرهای هر دو نوع بتن در روش GM نسبت به روش EBR افزایش بیشتری داشته و در بتن نرمال این درصد افزایش در هر دو روش تقویت بیش از بتن سبک بوده است. با توجه به شکل ۲-۳-۲ و مقایسه نتایج روش تقویت GM نسبت به روش تقویت EBR ، در شکل پذیری تیرهای بتنی نتیجه شد که این مقدار در تیرهای بتن سبک و بتن نرمال به ترتیب ۴ و ۶۶ درصد افزایش داشته است. افزایش شکل پذیری در بتن نرمال بیش از بتن سبک بوده و مشخص است که در هر دو روش، استفاده از ورق، شکل پذیری تیرهای بتنی را کاهش داده است. بیشترین مقدار مربوط به شکل پذیری، برای نمونه های شاهد بوده که در آن ها از ورق استفاده نشده است. از مقایسه بتن های سبک و نرمال نتیجه شد که در حالت تقویت تیر به روش شیازنی، خیز نهایی وسط دهانه

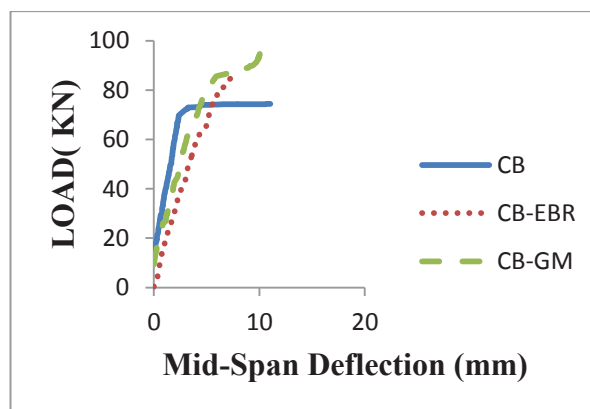
نمودار بار - خیز وسط دهانه تیرهای بتن مسلح در شکل ۳-۱ و مشاهدات آزمایشگاهی به همراه خلاصه نتایج در جدول ۲ نمایش داده شده است. همانطور که انتظار می رفت، در تیرهای شاهد خیز نهایی بیشتری رخ داده و استفاده از ورق $CFRP$ ، خیز نهایی تیرهای بتنی تقویت شده را کاهش داد. خیز نهایی تیر بتن سبک در روش شیازنی ۱۰ و در روش نصب خارجی ۱۸ درصد و خیز نهایی تیر بتن نرمال در روش شیازنی ۹ و در روش نصب خارجی ۳۱ درصد (نسبت به تیر شاهد) کاهش یافت. خیز نهایی تیرهای بتن سبک تقویت شده به روش GM ، ۱۰،۵ میلی مترو تیر تقویت شده به روش EBR ، ۹،۶ میلی متر قرائت شد که نشان دهنده افزایش ۹،۵ درصدی خیز نهایی در روش شیازنی نسبت به نصب خارجی می باشد. خیز نهایی تیر بتن نرمال در روش GM ، برابر ۱۰،۴ میلی متر و در روش EBR برابر ۷،۶ میلی متر خوانده شد که افزایش ۳۲ درصدی را گزارش می دهد. از نتایج فوق برمی آید که خیز نهایی تیرها در روش GM نسبت به روش EBR افزایش یافته است. این درصد افزایش در بتن نرمال حدود

بیشتر بودن ظرفیت باربری نهایی و شکل پذیری تیرهای تقویت شده به روش شیارزنی نسبت به روش نصب خارجی، هر دو مطالعه مشابه می باشند اما به علت تفاوت های طراحی و اجرایی مانند: ابعاد، طرح اختلاط، اجرا و مقاومت مشخصه بتن، دقت تجهیزات و لوازم آزمایش و ... ، در مطالعه مستوفی نژاد و خزاعی درصد افزایش ها بالاتر می باشد. مثلاً ظرفیت باربری نهایی تیرهای بتن نرمال تقویت شده به روش GM نسبت به تیر شاهد در بیشترین و کم ترین مقدار ۱۰۶ و ۵۸ درصد و در تیرهای تقویت شده به روش EBR ، ۷۵ و ۳۰ درصد افزایش داشته که در مطالعه حاضر ۲۷ و ۱۵ درصد می باشد.

و ظرفیت باربری نهایی تیر بتن سبک نسبت به تیر بتن نرمال به ترتیب، ۴ و ۳ درصد افزایش داشته است. نزدیکی نتایج دو نوع بتن در این مطالعه، مویید این نکته است که بتن سبک با بتن نرمال قابل رقابت بوده و علت این امر را می توان در مواردی چون استفاده از لیکای سازه ای با کیفیت و اجرای مناسب دانست. با توجه به مودگسیختگی در تیرهای بتن سبک می توان نتیجه گرفت که تقویت ناحیه فشاری با رزین اپوکسی در تیرهای $LWCB-EBR$ و $LWCB-GM$ موجب تغییر مود شکست تیر از انهدام ناحیه فشاری شد. نتایج مطالعه پیش رو با مطالعه مستوفی نژاد و خزاعی [۱۵]، مقایسه شد و مشاهده گردید که در

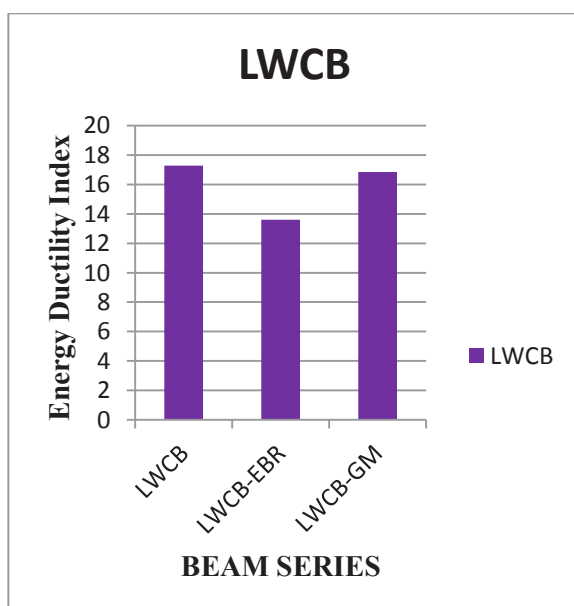


ب) تیرهای بتن سبک

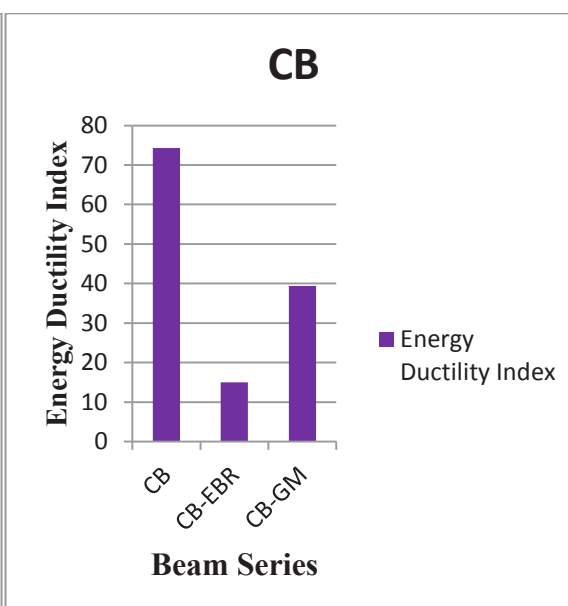


الف) تیرهای بتن نرمال

شکل ۱-۳-۲: نمودار بار - خیز وسط دهانه تیرهای بتن مسلح نرمال و سبک



ب) تیرهای بتن سبک



الف) تیرهای بتن نرمال

شکل ۲-۳-۲: ضریب جذب و استهلاک انرژی تیرهای بتن مسلح نرمال و سبک

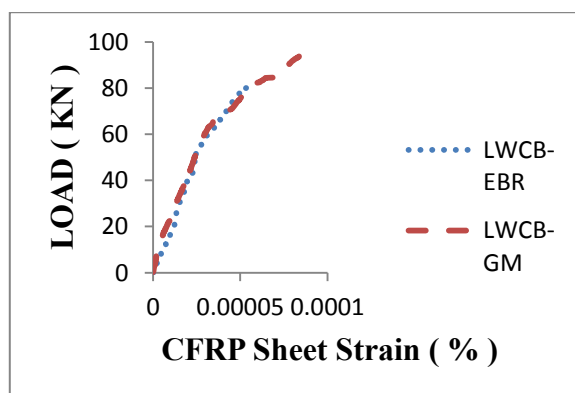
جدول ۲: مشاهدات آزمایشگاهی به همراه نتایج حاصل از نمودار بار - خیز وسط دهانه
(خیز به میلی متر و ظرفیت باربری به کیلونیوتن)

$\frac{\Delta u}{\Delta y}$	$\frac{Pu}{Pu}$ تیر کنترل	$\frac{\Delta y}{\Delta y}$ تیر کنترل	حد گسیختگی		حد جاری شدن		مود شکست	تیر ها
			Pu	Δu	Py	Δy		
۳,۶۶	۱	۱	۷۴,۴	۱۱,۰۳	۷۲,۱۹	۳,۰۱۵	شکست خمشی	CB
۱,۵۳	۱,۱۵	۱,۶۴	۸۵,۹	۷,۶	۶۴,۷	۴,۹۵	جداشدگی ورق	CB-EBR
۲,۵۴	۱,۲۷	۱,۳۱	۹۴,۷	۱۰,۰۴	۶۷,۲	۳,۹۵	پارگی ورق	CB-GM
۲,۸۸	۱	۱	۷۸,۱	۱۱,۷	۴۴,۰۲	۴,۰۹	شکست خمشی	LWCB
۲,۴۵	۱,۰۶	۰,۹۶	۸۲,۷	۹,۶	۴۳,۴	۳,۹۱	جداشدگی ورق	LWCB-EBR
۲,۵۶	۱,۲۵	۱,۰۰۲	۹۷,۶	۱۰,۵	۶۷,۵	۴,۱	پارگی ورق	LWCB- GM

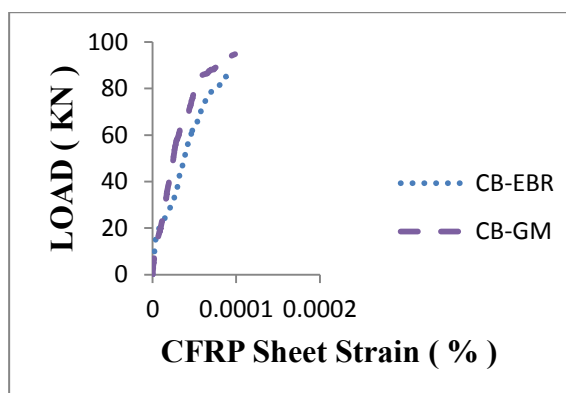
۳-۳: نمودار بار - کرنش ورق کربنی

عدد واقعی در ۱۰۰ می توان تغییرات کرنش ورق را به صورت درصدی بیان نمود. میزان کرنش ورق در هر دو شرایط آماده سازی سطحی در بتن نرمال بیش از بتن سبک بوده است. در تیرهای تقویت شده به روش EBR به علت پدیده جداشدگی ورق از سطح کششی بتن، از تمام ظرفیت ورق استفاده نشد و به علت افزایش ضخامت پیوند ورق و سطح بتن، ورق پس از جداشدگی از سطح در وسط پاره شد. اعداد ثبت شده نشان از پارگی ورق پس از جداشدگی می دهند که آن هم به علت شکل پذیری پایین ورق است. نزدیکی و تشابه تغییرات کرنش ورق، در دو روش آماده سازی سطحی، برای تیرهای بتن سبک نسبت به تیرهای بتن نرمال، به وضوح قابل مشاهده است.

شکل ۳-۳ روند تغییرات کرنش ورق را نسبت به بار وارده نشان می دهد. در هر دو نوع بتن، کرنش ورق با افزایش بار بالا رفت. افزایش کرنش نهایی ورق در لحظه گسیختگی تیر، در روش شیارزنی نسبت به روش نصب خارجی در بتن سبک ۴۵ و در بتن نرمال ۱۰ درصد بود. از بند ۳-۱ می دانیم در روش تقویت شیارزنی، محل پارگی ورق زیر بارمتمرکز است و از آن جایی که محل نصب کرنش سنج الکتریکی در این مطالعه در ناحیه خمش خالص یا بین دو بار متمرکز (وسط تیر) می باشد، بنابراین کرنش نهایی ورق طبق اطلاعات کارخانه سازنده (۱,۵ درصد) ثبت نشده است. لازم به ذکر است عدد واقعی کرنش ورق در نمودار فوق به صورت تقسیم بر ۱۰۰ نمایش داده شده که با ضرب



ب) تیرهای بتن سبک



الف) تیرهای بتن نرمال

شکل ۳-۳: نمودار بار - کرنش ورق CFRP در تیرهای بتن مسلح نرمال و سبک

۴- نتیجه گیری

با توجه به مشاهدات آزمایشگاهی، نمودار بار - خیز وسط دهانه، نمودار بار - کرنش ورق *CFRP* و جداول و شکل‌های ارائه شده، نتایج زیر قابل استخراج است.

* در اثر تقویت ناحیه فشاری تیرهای بتن سبک با رزین اپوکسی دو جزئی، مود شکست از گسیختگی ترد به نرم تبدیل شد.

* مود شکست بتن‌های سبک و نرمال در تیرهای شاهد، انهدام ناحیه فشاری، در تیرهای تقویت شده به روش *EBR*، پدیده جداشدگی ورق از سطح بتن و در تیرهای تقویت شده به روش *GM*، پارگی ورق و جداشدن پوشش بتن بود.

* ظرفیت باربری نهایی تیرهای بتن سبک و بتن نرمال تقویت شده به روش شیارزنی نسبت به تیر شاهد به ترتیب ۲۵ و ۲۷ درصد و در تیرهای تقویت شده به روش نصب خارجی، به ترتیب ۶ و ۱۵ درصد افزایش داشته است.

میزان افزایش باربری نهایی در روش شیارزنی نسبت به روش نصب خارجی، نمایانگر برتری روش *GM* در بتن سبک و نرمال است.

* حداکثر خیز نهایی وسط دهانه در تیرهای شاهد گزارش شد. در اثر استفاده از ورق برای تقویت تیرها، خیز نهایی تیر بتن سبک در روش شیارزنی ۱۰ و در روش نصب خارجی ۱۸ درصد و خیز نهایی تیر بتن نرمال در روش شیارزنی ۹ و در روش نصب خارجی ۳۱ درصد کاهش یافته است. از مقایسه نتایج دو روش تقویت *EBR* و *GM* نتیجه شد که خیز وسط دهانه تیر بتن سبک و نرمال در روش شیارزنی نسبت به روش نصب خارجی به ترتیب ۹٫۵ و ۳۲ درصد افزایش داشته است.

۶- قدردانی

از پدر و مادر فرهیخته و دانشمند خویش، استاد بزرگوار و ارجمندم جناب دکتر مدندوست، آقای دکتر صدری نژاد گراند و دلسوز و در نهایت از دوستان متعهد و توانمند آقایان حسینی و بیداد که در این امر، حقیر را یاری نمودند، نهایت تشکر و قدردانی را دارم.

* افزایش شکل پذیری تیر بتن سبک و بتن نرمال در روش شیارزنی نسبت به روش نصب خارجی به ترتیب ۴ و ۶۶ درصد گزارش شد. افزایش شکل پذیری در بتن نرمال بیش از بتن سبک بود و استفاده از ورق، موجب کاهش شکل پذیری تیرهای بتنی شد. بیشترین مقدار مربوط به شکل پذیری تیرهای بتنی، مربوط به نمونه‌های شاهد بود که در آن‌ها از ورق استفاده نشد.

* با افزایش بارگذاری، کرنش ورق تقریباً به صورت ارتجاعی بالا رفته و درصد افزایش کرنش ورق در روش *GM* بیش از روش *EBR* بوده است. افزایش کرنش نهایی ورق در لحظه گسیختگی تیر، در روش شیارزنی نسبت به روش نصب خارجی در بتن سبک ۴۵ و در بتن نرمال ۱۰ درصد بوده است. بنابراین در روش شیارزنی ظرفیت بیشتری از ورق نسبت به روش نصب خارجی استفاده شد.

۵- پیشنهادات برای تحقیقات آینده

۱- استفاده از ورق الیاف شیشه در تقویت تیرهای بتن مسلح سبک و مقایسه ظرفیت باربری و شکل پذیری تیرهای مسلح

۲- استفاده از کرنش سنج الکتریکی در ناحیه زیر بار متمرکز و مقایسه تاثیر موقعیت کرنش سنج الکتریکی

۳- انجام روش‌های دیگر آماده سازی سطحی نظیر شیارزنی منقطع و ... در تقویت تیرهای بتن مسلح

۴- تقویت ناحیه فشاری تیرهای بتن مسلح سبک با میلگرد فولادی یا میلگرد های *FRP* و مقایسه مود شکست تیرهای بتن مسلح با حالت استفاده از رزین اپوکسی.

- [1] Saradhi Babu, Danneti., Ganesh Babu, K., Wee Tiong-Huan. (2006). "Effect of polystyrene aggregate size on strength and moisture migration characteristics of lightweight concrete". *Cement & Concrete Composites*, 28, 520-527.
- [2] Saradhi, D., Ganesh Babu, K. (2003). "Behavior Of Lightweight Expanded Polystyrene Concrete Containing Silica Fume". *Cement & Concrete Research*, 33, 755-762.
- [3] حاجی رضایی، کامین. (۱۳۹۳). "بررسی اثر آرایش الیاف CFRP در افزایش باربری جانبی دیوارهای برشی کوبله تقویت شده در تیر همبند". دلتناوز، دانشگاه آزاد قزوین.
- [4] Attari, N., Amziane, S., Chemrouk, M. (2012). "Flexural strengthening of concrete beams using CFRP, GFRP and hybrid FRP sheets". *Construction and Building Materials*, 37, 746-757.
- [5] Carolin, Auder. (2003). "Carbon Fiber Reinforced Polymers For Strengthening Of Structural Elements". *Doctoral Thesis, ISBN:LTU-DT-3/18-SE PP*, 15-80.
- [6] ACI Committee 440, ACI 440.2R-08. *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures, USA*.
- [7] International Federation for Structural Concrete, 2001, *Externally bonded FRP reinforcement for RC structures, fib Bulletin 14*.
- [8] Barros, J.A.O., Dias, S.J.E., Lima, J.L.T. (2007). "Efficacy of CFRP-based techniques for the flexural and shear strengthening of concrete beams". *Cement & Concrete Composites*, 29, 203-217.
- [9] Mostofinejad, D., Tabatabaei Kashani, A. (2013). "Experimental study on effect of EBR and EBROG methods on debonding of FRP sheets used for shear strengthening of RC beams". *Composites: Part B*, 45, 1704-1713.
- ۱۰- مستوفی نژاد، داود، خزاعی، کامیار. (۱۳۹۱). "تعیین طول موثر شیار در روش شیپارزنی جهت جلوگیری از جداسازی ورق CFRP از سطح بتن". چهارمین کنفرانس ملی سالیانه بتن ایران - تهران.
- ۱۱- مدندوست، رحمت، صادقی چهارده، علی. (۱۳۹۵). "ارزیابی روش کاشت پیچ و تأثیر آن بر مشخصات مکانیکی نمونه های مقاوم سازی شده با CFRP تحت بارگذاری خمشی". دومین کنفرانس بین المللی دستاوردهای نوین پژوهشی در عمران، معماری و مدیریت شهری.
- [12] Mostofinejad, D., Moghaddas, Amirreza. (2014). "Bond-efficiency-of-EBR-and-EBROG-methods-in-different-flexural-failure-mechanisms-of-FRP-strengthened-RC-beams". *Construction and Building Materials*, 54, 605-614.
- ۱۳- صدر ممتازی، علی، مومنی نژاد، کسری. (۱۳۹۳). "رفتار خمشی تیرهای بتنی مسلح با سنگدانه لیکا تقویت شده به وسیله میلگرد های GFRP به روش NSM". پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه گیلان، گیلان.
- [14] Jumaat, M.Z., Rahman, M.A., Alam, M.A., Rahman, M.M. (2011). "Premature failures in plate bonded strengthened RC beams with an emphasis on premature shear: A review". *Journal Of Structural Engineering*, 4, 367-373.
- [15] Mostofinejad, D., Khozaei, K. (2015). "Effect of GM patterns on ductility and debonding control of FRP sheets in RC strengthened beams". *Construction and Building Materials*, 93, 110-120.

مطالعه رفتار غیر خطی ستونهای CFT

تحت تاثیر بار گذاری محوری دینامیکی



امیر ایازی

استادیار سازه، گروه عمران
عضو هیأت علمی دانشگاه آزاد اسلامی
واحد شهر قدس



حامد امیری

کارشناسی ارشد مهندسی عمران سازه
دانشگاه آزاد اسلامی خمین



محسن شریفی

کارشناسی ارشد مهندسی عمران سازه
دانشگاه آزاد اسلامی اسلامشهر

چکیده

ستون های فولادی پر شده با بتن که با نام اختصاری *CFT* شناخته می شوند تواما خواص مصالح فولادی و بتنی را دارا می باشند. در این ستونها به دلیل محصور شدگی بتن، مقاومت فشاری و شکل پذیری بتن افزایش می یابد و بر این اساس استفاده از مقاطع *CFT* به عنوان ستون های در معرض بارهای شدید فشاری بسیار سودمند خواهد بود. در مقاطع *CFT* وجود فولاد در دورترین تار های کششی و فشاری مقطع به طور موثری سبب افزایش حداکثر مقاومت خمشی مقطع می گردد. همچنین وجود فولاد با مدول الاستیسیته زیاد در دورترین تارهای مقطع باعث افزایش ممان اینرسی و در نتیجه افزایش سختی مقطع می گردد. در شرایط حاضر با توجه به افزایش روز افزون استفاده از این نوع ستون ها مطالعه هر چه بیشتر رفتار و عملکرد ستونهای *CFT* ضرورت دارد و لذا بر این اساس در تحقیق حاضر با استفاده از روش عناصر محدود و نرم افزار *ABAQUS* رفتار غیر خطی ستونهای *CFT* تحت بارگذاری رفت و برگشتی دینامیکی مورد بررسی قرار می گیرد. برای این منظور ۳ نمونه ستون *CFT* با مقطع دایره ای با بتن های رده *C20* و *C30* و *C40* تحلیل شده و تاثیر افزایش مقاومت فشاری بتن در ظرفیت باربری ستونهای *CFT* مورد مطالعه قرار گرفته است. نتایج مقاومت نهایی بدست آمده از تحلیل هر یک از نمونه ها با مقاومت نهایی حاصل از روابط ارائه شده در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان مورد مقایسه قرار گرفته است که نتایج حاصل نشان دهنده عملکرد قابل قبول ستون های *CFT* تحت بارهای دینامیکی می باشد.

کلمات کلیدی: ستونهای *CFT*، تیوب فولادی، ستون کوتاه، بار محوری دینامیکی

مقدمه

مقاطع فولادی پر شده با انواع رده های مختلف بتن با ارتفاع های مختلف و ترکیبات گوناگون به عنوان ستون و تیر- ستون در انواع سازه ها بکار می رود. ستون *CFT* می تواند خصوصیات سازه را در مقابل لرزه بهبود بخشد و

در دو جهت عمود بر هم مقاومت لرزه ای مشابه ای ایجاد نماید [۴]. اجزای تشکیل دهنده آن رفتار کامپوزیتی از خود نشان داده و پوسته فلزی در راستای طولی و عرضی ستون را تقویت می نماید و فشار محدود کننده ای برای بتن ایجاد می نماید [۸]. با توجه به ضخامت قوطی

فولادی در ستون مرکب، این ستون ها معمولا ظرفیت برشی بسیار بالایی از خود نشان می دهند همچنین با سخت شدن هسته بتنی از کمناش جانبی ستون کامپوزیتی جلوگیری می کند [۳].

در این مقاله به بررسی تاثیر مقاومت فشاری بتن در ظرفیت باربری ستونهای *CFT* تحت بارگذاری رفت و برگشتی محوری (دینامیکی) با استفاده از روش عناصر محدود و نرم افزار *ABAQUS* پرداخته شده است.

روش تحقیق

در این پژوهش سه ستون فولادی با مقطع دایره ای یکسان پر شده با بتن با رده های مقاومتی مختلف تحت بارهای

رفت و برگشتی محوری (دینامیکی) قرار گرفته و نتایج آنها با یکدیگر مقاسه شده اند. مشخصات مصالح کلیه ستون های مدل شده در جدول ۱ آمده است که در آن f_c' مقاومت فشاری بتن، E_c مدول الاستیسیته بتن، E_s مدول الاستیسیته فولاد، ν_c ضریب پواسن بتن، ν_s ضریب پواسن فولاد می باشد. ستون های مدنظر با اسامی *CT* معرفی شده اند و بر اساس مقاومت های مختلف بتن، اندیس های آنها مشخص شده اند. R_t معرف شعاع بیرونی مقطع تیوب دایره ای و T_t معرف ضخامت ستون فلزی می باشد که مشخصات آنها در جدول ۲ آمده است.

جدول ۱ - پارامترهای محاسبه شده در مقاطع

f_c' (N/m ²)	E_c (N/m ²)	E_s (N/m ²)	ν_c	ν_s
2×10^7	2.4×10^{10}	2×10^{10}	0.2	0.3
3×10^7	2.74×10^{10}	2×10^{10}	0.2	0.3
4×10^7	3.16×10^{10}	2×10^{10}	0.2	0.3

جدول ۲ - مشخصات کلی ستون های مدل

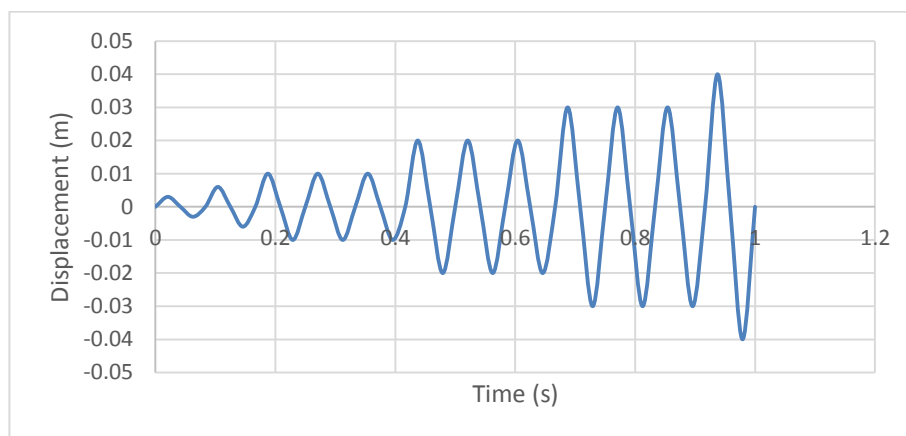
نوع باگذاری	نمونه	f_c' (N/m ²)	h(m)	R_t (m)	T_t (m)
دینامیکی	CT20	2×10^7	3	0.5	0.01
	CT30	3×10^7	3	0.5	0.01
	CT40	4×10^7	3	0.5	0.01

بارگذاری و تحلیل دینامیکی

در این مقاله جهت بررسی رفتار لرزه ای ستون های فولادی پر شده با بتن هر نمونه تحت بارهای رفت و برگشتی دینامیکی قرار گرفته است. که نمودار تغییر مکان اعمالی بر روی نمونه بر حسب زمان در شکل ۱ نمایش داده شده است.

مشخصات مدل المان محدود

در مدل سازی ستونهای فولادی پر شده با بتن این پژوهش، از نرم افزار *ABAQUS 6.11* استفاده شده است. جهت مدل سازی هسته بتنی از المان *3D Solid* ایزوپارامتریک هشت گرهی *C3D8R* استفاده شده است. این المان دارای قابلیت هایی چون مدل کردن خزش و تغییر شکل های پلاستیک را داراست و برای مدل سازی جداره فولادی از المان *Sell Element* چهاروجهی *S4R* استفاده شده است.

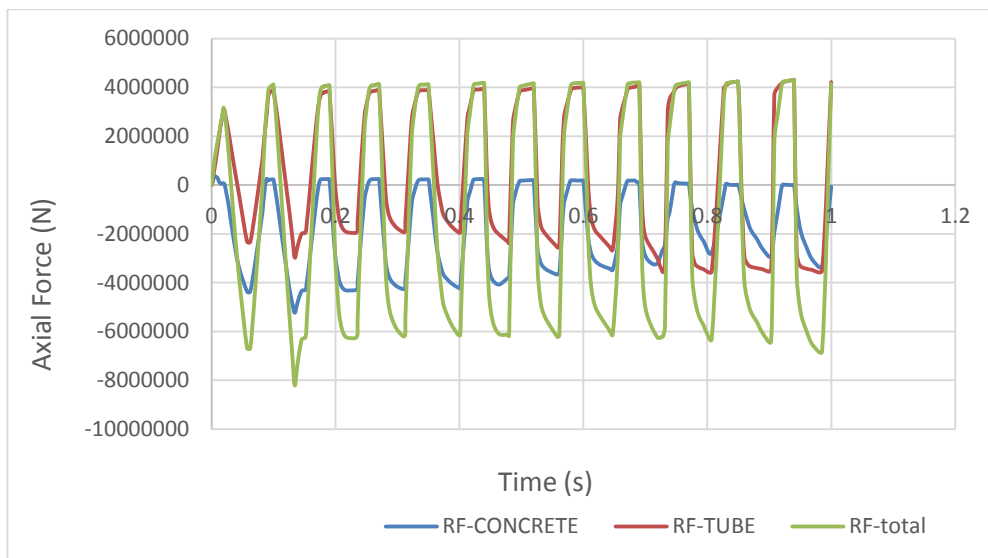


شکل ۱- منحنی تغییر مکان به زمان اعمالی بر نمونه ها

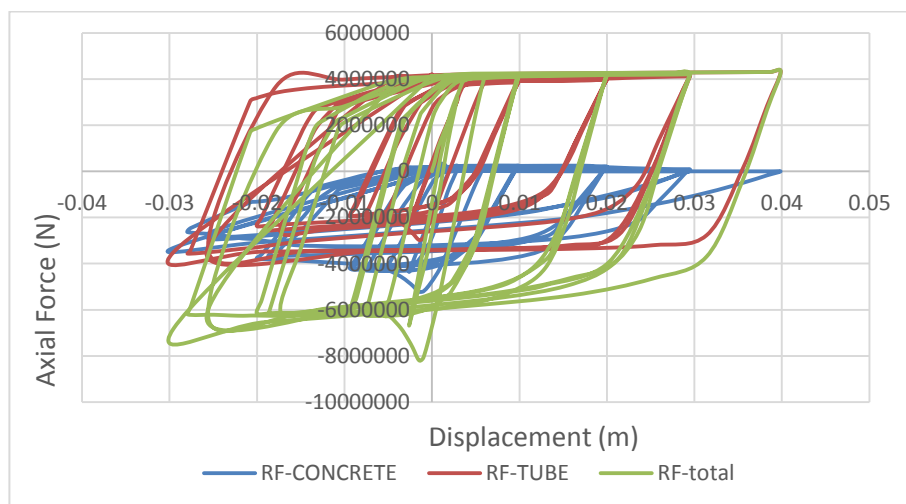
منحنی های نیرو اعمالی به تغییر مکان حاصله از تحلیل نرم افزار

تاثیری به سزایی بر عملکرد نهایی مقطع ندارد و عملکرد ستون *CFT* در کشش به عملکرد مقطع فولادی وابسته می باشد. اما در ناحیه فشاری مقطع فولادی و هسته بتنی هر دو در تحمل نیروی محوری اعمالی سهیم می باشند و با افزایش مقاومت هسته بتنی سهم هسته در تحمل نیرو به طور چشمگیری افزایش می یابد.

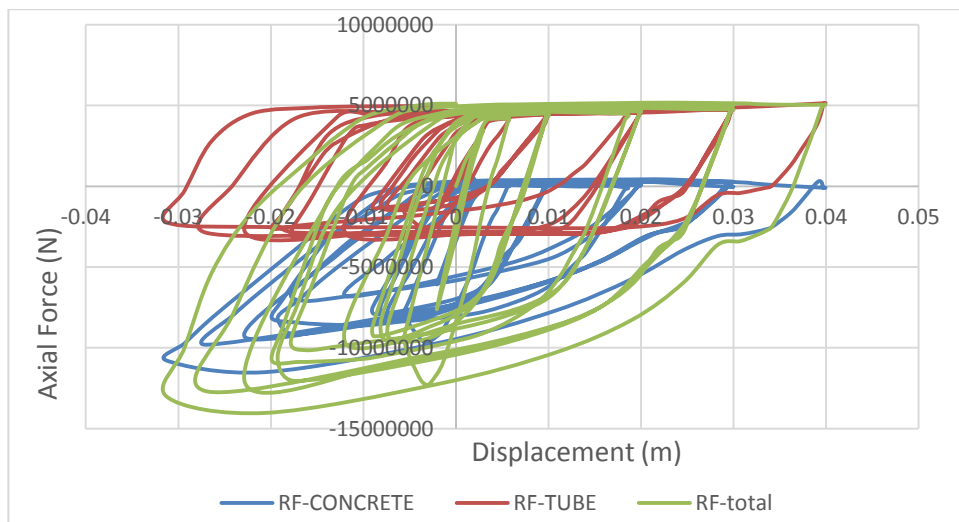
شکل های ۲ الی ۵ منحنی های حاصل از نیروی محوری اعمالی به تغییر مکان؛ به نسبت هر کدام از اجزاء مقطع فولادی و هسته بتنی برای هر ستون *CFT* را به صورت مجزا نشان می دهد. همانگونه که در منحنی ها مشخص می باشد در قسمت کششی بتن با مقاومت های مختلف



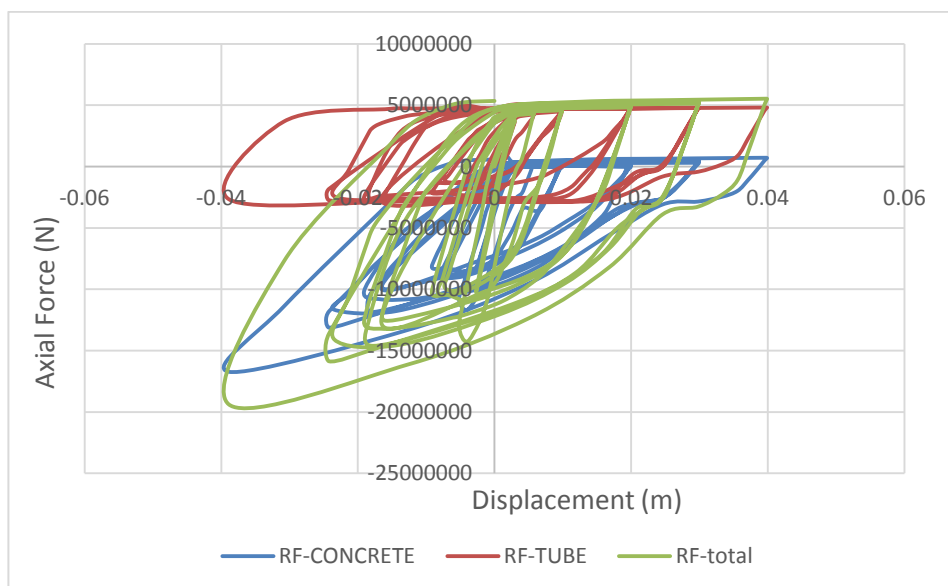
شکل ۲- منحنی بار محوری اعمالی به تغییر مکان ستون *CT20*



شکل ۳- منحنی نیروی محوری حاصله نسبت به تغییر مکان *CT20*



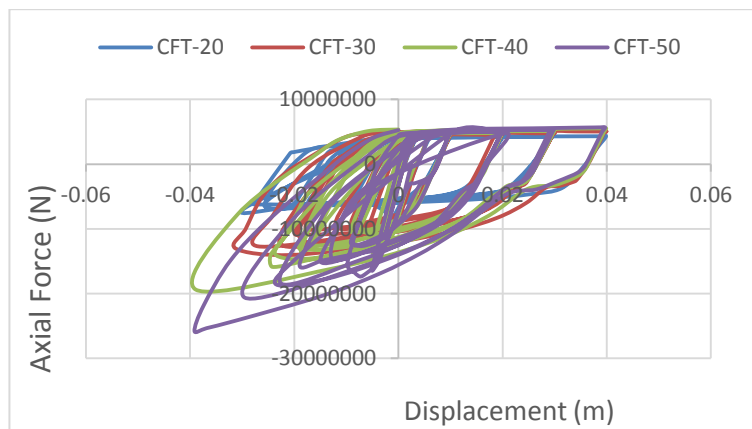
شکل ۴- منحنی بارمحوری اعمالی به تغییر مکان ستون CT30



شکل ۵- منحنی بارمحوری اعمالی به تغییر مکان ستون CT40

تحمل می نماید. ترکیب بتن و فولاد محصول کامپوزیتی پدید می آورد که در کشش و فشار مقاومت قابل قبولی را دارا می باشد. همانطور که در نمودارهای نشان داده شده در شکل (۶) مشاهده می شود افزایش مقاومت فشاری بتن در کشش تاثیر به سزای در عملکرد ستون *CFT* ندارد، اما با افزایش مقاومت فشاری بتن در قسمت فشاری مقاومت نهایی ستون *CFT* نیز به طور چشمگیری افزایش می یابد.

شکل ۶ منحنی های هیستریزیس حاصل از نیروی محوری رفت و برگشتی (دینامیکی) به تغییر مکان را برای هر ستون *CFT* با مقاومت های مختلف را نشان می دهد. به طور کلی شکل ۶ بیانگر عملکرد قابل قبول ستون های کامپوزیتی در فشار و کشش تحت بارهای محوری می باشد. در ناحیه کششی فولاد در تحمل نیرو بیشترین سهم را داراست و در فشار بتن سهم عمده ای از بار اعمالی را



شکل ۶- منحنی مقایسه ای نمودار هیستریزیس ستونها

جاری نشده باشد در آن نیروی طولی اضافی و تنش دو بعدی ایجاد می گردد. فولاد از تحمل تنش جاری شدن در راستای طولی ناتوان است. و سختی الاستیک موثر مقطع فولادی کاهش می یابد و مقطع فولادی بخشی از باربری خود را به بتن واگذار می کند. در حالیکه انبساط سریع بتن، تاثیر منفی بر ظرفیت طولی فولاد دارد، ظرفیت باربری بخش بتنی مقطع مختلط افزایش می یابد. چرا که اثر محصور کنندگی مقطع فولادی، مقاومت محوری هسته بتنی را خصوصا در مقاطع دایروی افزایش می دهد. این افزایش مقاومت محوری بتن، پر رنگ تر از کاهش مقاومت طولی فولاد می باشد. در نتیجه مقاومت کلی مقطع مختلط *CFT* افزایش می یابد. مقطع توخالی دایره (لوله) به طور موثری می تواند با اعمال فشار جانبی به هسته بتنی تنش پیرامونی را ارتقاء دهد [۱].

بحث و مقایسه با روابط آیین نامه مبحث دهم

از آنرو که ستون های *CFT* تحت تحلیل مقاومت فشاری طراحی اعضای محوری با مقطع پر شده با بتن مطابق فرمول (۱۰-۸-۹) بدست می آید [۱]:

$$P_{no} = F_y A_s + C_2 \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) f_c$$

که در آن C_2 برای مقاطع فولادی توخالی دایره ای شکل برابر ۰,۹۵ می باشد.

در ستون های با نسبت L/D کم (ستون کوتاه)، مقاومت سطح مقطع کنترل کننده می باشد این دسته از ستون های مختلط هنگامی به مقاومت نهایی می رسند که فولاد و بتن هر دو به حد مقاومت خود برسند (حد جاری شدن فولاد و شکست بتن). خروج از مرکزیت تاثیر ناچیزی بر رفتار این نوع ستون دارد. در ستون کوتاه وقتی که بار فشاری هم محور به یک ستون کوتاه مقطع فولادی پر شده با بتن وارد می شود بتن و فولاد هر دو شروع به تغییر شکل طولی می نمایند. در مقادیر کرنش ابتدایی نسبت پواسون فولاد بر نسبت پواسون بتن غالب است. این واقعیت موجب می گردد که مقطع فولادی انبساط جانبی بیشتری داشته باشد و درگیری بین فولاد و بتن کم شود. در این مرحله از بارگذاری بتن و فولاد به طور مستقل بار را تحمل می کنند. بدین ترتیب تنش طولی در طول تیوپ فولادی تقریبا ثابت باقی می ماند. در کرنش حدود ۰,۰۰۱ ترکهای موئین در بتن ایجاد می گردد و در این مرحله انبساط جانبی بتن افزایش می یابد و به انبساط جانبی ثابت فولاد نزدیک می شود. انبساط جانبی فزاینده بتن مجددا درگیری بین فولاد و بتن را ایجاد می کند و پیوستگی بتن و فولاد زیاد می شود [۱].

در پدیده محصور شدگی، مقطع فولادی علاوه بر تنش های طولی به خاطر فشار داخلی ناشی از انبساط بتن تحت تنش محیطی قرار می گیرد [۷]. اگر مقطع فولادی هنوز

و مقاومت کششی طراحی اعضاء محوری با مقطع پر شده با بتن مطابق فرمول (۱۰-۸-۱۷) بدست می آید [۲]:

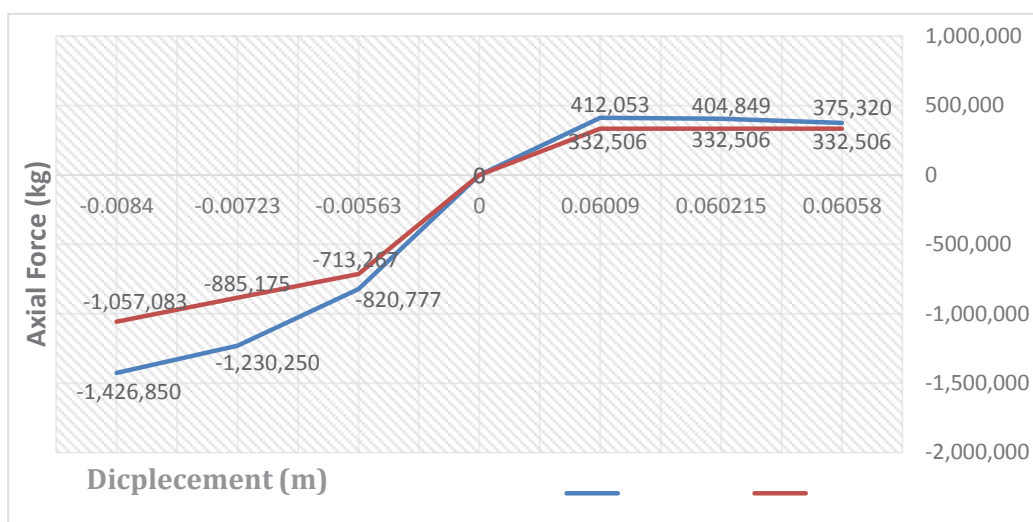
$$P_t = \phi_t (A_s f_y + A_{sr} F_{ysr})$$

که در آن ϕ_t برای مقاطع فولادی توخالی دایره ای شکل برابر ۰,۹۰ می باشد.

با محاسبه روابط آئین نامه مبحث دهم و استخراج منحنی های متناظر جدول مقادیر زیر بدست می آید. و در شکل زیر مقایسه ای بین منحنی مقادیر ماکزیموم نتایج تحلیلی بدست آمده با نرم افزار آباکوس و منحنی مقادیر متناظر محاسبه شده مطابق بند ۱۰-۲-۸-۲ مبحث دهم مقررات ملی سال ۱۳۹۲ را نشان می دهد.

جدول ۳- مقایسه مقادیر تحلیلی با روابط آیین نامه مبحث دهم

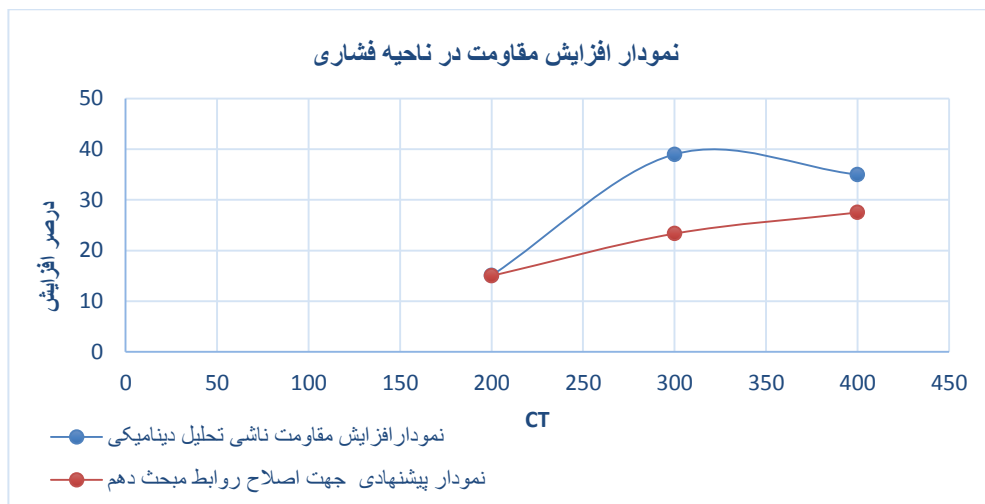
درصد افزایش نسبت به مبحث دهم	نیروی دینامیکی محوری بدست آمده مطابق روابط مبحث دهم (KG)	نیروی دینامیکی محوری بدست آمده از نرم افزار آباکوس (KG)	جابجایی محوری (m)	نام ستون
13	332,506	375,320	0.00298	CT-40
22	332,506	404,849	0.00557	CT-30
24	332,506	412,053	0.00599	CT-20
	0	0	0	
15	-713,267	-820,777	-0.004	CT-20
39	-885,175	-1,230,250	-0.0031	CT-30
35	-1,057,083	-1,426,850	-0.0084	CT-40



شکل ۷ - نمودار مقایسه ای مقادیر تحلیلی با روابط آیین نامه مبحث دهم

با مقایسه نتایج بدست آمده از تحلیل با نرم افزار آباکوس و مقدار محاسباتی بدست آمده مطابق مبحث دهم در ناحیه کششی (جدول شماره ۳) مشاهده می گردد مقدار تحلیل در حدود ۱۰ درصد از مقادیر آیین نامه ای بیشتر می باشد. و در ناحیه فشاری مقادیر تحلیلی با افزایش مقاومت فشاری به صورت خطی از مقادیر آیین نامه ای بیشتر می گردد. پیشنهاد می گردد در طراحی ستون های CFT اثر لاغری ستون ها به صورت مجزا در روابط ارائه شده در نظر گرفته شود. و با توجه به نتایج تحلیلی بدست آمده می توان در ستونهای CFT برای محاسبه مقاومت فشاری طراحی

اعضای محوری با مقطع فولادی پر شده با بتن مقادیر محاسباتی آیین نامه در ضریب $C_2 * 1.15 + \frac{(f_c - 200)}{4f_c}$ ضرب گردد. همچنین برای محاسبه مقاومت کششی طراحی اعضاء محوری با مقطع پر شده با بتن ضریب ϕ_t را برابر یک در نظر گرفت. در شکل ۸ نمودار درصد افزایش مقامت فشاری ستون CFT نسبت به مقاومت های مختلف بتن مشخص گردیده است. که بیانگر افزایش اختلاف میان نتایج حاصل از تحلیل با نرم افزار آباکوس و مقادیر آیین نامه ای با بالا رفتن مقامت فشاری بتن می باشد در صورت اصلاح روابط آیین نامه نمودار دوم بدست می آید که به رفتار استخراج شده از تحلیل نزدیکتر می باشد.



شکل ۸- نمودار مقایسه ای افزایش مقاومت ناشی از تحلیل و روابط پیشنهادی جهت اصلاح آیین نامه در ناحیه فشاری

۳- در روابط ارائه شده در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در ناحیه کششی از مقاومت کششی بتن صرف نظر گردیده است که نتایج حاصل از تحلیل درست بودن روابط را تأیید می نماید.

۴- به طور کلی افزایش مقاومت فشاری بتن در ناحیه کششی در رفتار ستون CFT تاثیر نداشته اما مقایسه نتایج تحلیل نرم افزار با مقادیر آیین نامه مبحث دهم حاکی از آن است که روابط آیین نامه در حدود ۱۰ درصد محافظه کارانه می باشد.

۵- افزایش مقاومت فشاری بتن در ناحیه فشاری در رفتار ستون CFT موثر و باعث افزایش چشمگیر ظرفیت

نتایج

۱- با توجه به نتایج بدست آمده از تحلیل با نرم افزار آباکوس مشخص گردید در کشش، مقطع فولادی به طور موثری در برابر نیروی محوری مقاومت می کند و در فشار بتن با به تاخیر انداختن کمانش موضعی حین بارگذاری عمدتاً مقاومت کمانشی مقطع فولادی را افزایش می دهد.

۲- به طور کلی ستون های کامپوزیتی عملکرد قابل قبولی در فشار و کشش تحت بارهای محوری دینامیکی از خود نشان می دهند.

۷- پیشنهاد می گردد جهت بهبود روابط موجود در مبحث دهم مقررات ملی در طراحی ستونهای *CFT* در ناحیه فشاری رابطه آیین نامه را در ضریب $1.15 * \frac{(f_c - 200)}{4f_c}$ ضرب و در ناحیه کششی ضریب ϕ_t را برابر یک در نظر گرفت.

باربری می گردد که در مقایسه با روابط آیین نامه مبحث دهم مشاهده می گردد با افزایش مقاومت فشاری اختلاف مقادیر تحلیلی با آیین نامه به صورت خطی افزایش می یابد.

۶- پیشنهاد می گردد روابط طراحی آیین نامه در ناحیه کششی و فشاری برای لاغری های مختلف به صورت مجزا ارائه گردد.

منابع

- ۱- ناطقی الهی، فربرز. (۱۳۹۳) " طرح و محاسبه ستون های مختلط فولادی پر شده با بتن."،
- ۲- دفتر امور مقررات ملی ساختمان، مبحث دهم. (۱۳۹۲) "طرح و اجرای ساختمانهای فولادی".، نشر توسعه ایران.
- ۳- زیبا سخن، حسن، (۱۳۹۳)، " بررسی اثر فشردگی جداره بر استفاده از سخت کننده طولی در ستون های *CFT* تحت بار چرخه ای جانبی"، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان.
- ۴- بهشت آئین، امیر، " تقویت ستون های فولادی با استفاده از مقاطع *CFT*"، هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد فسا.

5- Maha M. Hassan *, Hazem M. Ramadan, Mohammed N. Abdel- Mooty Sherif A, "Behavior of concentrically loaded CFT braces connections ". Mourad 2014 .

6- TsuMie, 514-8507, Japan, "Design and Construction of Concrete-Filled Steel Tube Column System in japan" Department of Architecture, Faculty of Engineering, Mie University, 1514 Kamihamo –cho.

7- Xilin LU. And Weidong LU, " Seismic Behavior of CONCRETE AND STEEL COMPOSITE COLUMNS UNDER CYCLIC LOADING".

8- Deg Y, Tuan, C.Y, Zhou Q, Xiao Y, 2011, "Flexural strenght analysis of non-post-tensioned and post tensioned concrete-filled circular steel tubes", VOL .67, pp.192-202.

9- Matsui ,C., Tsuda, T., Ozaki, I., and Ishibashi , Y, "Strength of slender Concrete Filled Stell Tubular Columns " J.Struct. cnstr .ENG., AIJ.

10- L.H.Han, F-Y. Liao, Z. Tao, Z.Hong Performance of concrete filled steel tube reinforced concrete columns subjected to cyclic bending. Journal of Constrauctional steel Research.

11- X .Chang, Y.Y.Wei, Y.C.Yun, "Analysis of steel-reinforced concrete-filled-steel tubular column under cyclic loading, Construction and Building Materials

12- Deg Y, Tuan, C.Y, Zhou Q, Xiao Y, 2011, "Flexural strenght analysis of non-post-tensioned and post tensioned concrete-filled circular steel tubes".

13- Khayat, K.H., J. Assaad, and J. Daczko 2004, Comparison of field-oriented test methods to assess dynamic stability of self-consolidating concrete. ACI Materials Journal.

14- Moon j., Roeder W.ch., Lehman E.D., Lee H-E., 2012 "Analytical modeling of circular concrete-filled steel tubes", Engineering Structures .

15- Lu H ., Han L. H., Zhao X.L., 2009, "Analytical behavior of circular concrete-filled thin-walled steel tubes subjected to bending" Thin -Walled Structures.