

رفتار غیر ارتجاعی ستونهای بتن مسلح تحت تأثیر بارهای تناوبی مبتنی بر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی بتن

عباسعلی تسنیمی^{۱*}، مجید فرزین^۲

۱- دانشیار گروه سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس

* تهران، صندوق پستی ۱۴۳-۱۴۱۱۵

tasnimi@modares.ac.i

(دریافت مقاله: مهر ۱۳۸۲، پذیرش مقاله: خرداد ۱۳۸۴)

چکیده- در این مقاله با استفاده از روشهای عددی رفتار غیر ارتجاعی- تناوبی ۹ ستون بتن مسلح با آرما تورگزاریهای مختلف و تحت بارگذاری تناوبی، در قلمرو ارتجاعی و غیر ارتجاعی بررسی شده و منحنیهای رفتار به دست آمده برای نمونهها، با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. در این تحقیق از دو عامل مهم و مؤثر خواص مکانیکی بتن یعنی چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی، برای بررسی رفتار نمونهها استفاده شده است. برای به دست آوردن این دو عامل، با در دست داشتن مقاومت فشاری بتن و هم چنین با استفاده از رابطه‌ای که در این تحقیق و بدین منظور ارائه شده، می توان استفاده کرد. نتایج به دست آمده نشان می دهد که مدل رفتاری برای تمامی مراحل باربرداری و بارگذاری مجدد، تحت تأثیر منحنی کامل تنش- کرنش بتن خالص قرار دارد.

کلید واژگان: بار یکنوا، باربرداری، بارگذاری مجدد، بار تناوبی، چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی، رفتار غیر ارتجاعی.

۱- مقدمه

مسلح کننده، منحنی تنش-کرنش بتن تحت بار یکنواخت را به شکل گرافیکی نمایش دهد. کلیسون [۷] با استفاده از روش اجزای محدود، از نرم افزار ABAQUS برای تحلیل ستون بتنی مسلح استفاده کرده و نتیجه گرفته است که فاصله خاموت ها و هندسه قرارگیری میلگردهای طولی در رفتار و شکل پذیری بتن مسلح بسیار مؤثرند مقاومت نهایی میلگردهای طولی، در رفتار بعد از نقطه نظیر تنش حداکثر، اثر کمتری دارند. همچنین ماداس و الناشی [۸] یک مدل جدید برای منحنی تنش- کرنش بتن مسلح ارائه کرده اند، این مدل تغییرات ضریب پواسون در طول بارگذاری را در نظر می گیرد. این تحقیق با استفاده از نرم افزار ANSYS [۹] که مبتنی

در زمینه بررسی و تعیین مدل رفتاری بتن و اعضای بتن مسلح، تحقیقات قابل توجهی توسط محققانی مانند مندر و همکاران [۱]، ازومری و شیخ [۲]، کاواشیما و ساکایی [۳]، رین آرت و یانکلو فسکی [۴] و هسو و بان [۵] انجام شده و مدلهایی برای رفتار بتن تحت بار یکنوا، لرزه ای و تناوبی ارائه شده است. استفاده از روش اجزای محدود برای بررسی رفتار ستونهای بتن مسلح در دستور کار بسیاری از این تحقیقات بوده است. یاسلین و ساچ اوغلو [۶] برای تحلیل غیر ارتجاعی ستون بتنی مسلح برنامه ای به نام COLA ارائه کرده اند که می تواند با اطلاع داشتن از هندسه ستون و همچنین ویژگیهای بتن و فولاد

روابط این معیار عبارتند از:

$$f(I_1, J_2) = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0$$

$$f(\xi, \rho) = \sqrt{6}\alpha\xi + \rho - \sqrt{2}k = 0$$

$$\rho = \sqrt{2}J_2, \quad \xi = \frac{I_1}{\sqrt{3}}$$

اندازه مخروط با دو ثابت α و k تعیین می شود.

در حالت فشاری ($\theta = 60^\circ$):

$$\alpha = \frac{2\sin\phi}{\sqrt{3}(3-\sin\phi)}, \quad k = \frac{6c \cos\phi}{\sqrt{3}(3-\sin\phi)}$$

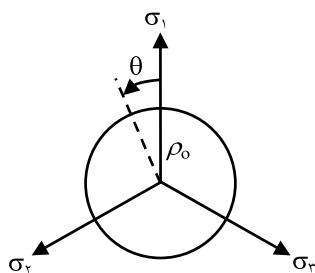
در حالت کششی ($\theta = 0^\circ$):

$$\alpha = \frac{2\sin\phi}{\sqrt{3}(3+\sin\phi)}, \quad k = \frac{6c \cos\phi}{\sqrt{3}(3+\sin\phi)}$$

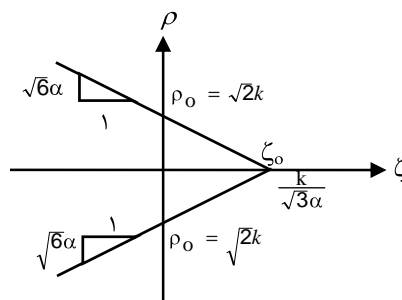
ضریبهای c و ϕ به ترتیب عبارتند از چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی بتن.

۳- مشخصات نمونه‌های مورد مطالعه

در این تحقیق یک ستون کوتاه بتن مسلح به ابعاد mm ۲۵۰×۲۵۰×۱۰۰۰ و متشکل از ۴Φ ۲۰mm به عنوان میلگردهای طولی و ۸Φ ۱۰mm به عنوان میلگردهای عرضی - که بر مبنای ضوابط آیین‌نامه بتن ایران (آبا) طراحی شده بود- در نظر گرفته شد.



ب- صفحه π



الف- صفحه نصف النهار $\theta=0$

شکل ۱ معیار دراگر- پراگر (شکل تعمیم یافته معیار فون- میزز)

بر روش اجزای محدود است، نمونه‌های ستون بتن مسلح را که قبلاً در یک مطالعه آزمایشگاهی مورد بررسی و تحقیق قرار گرفته، مدلسازی کرده و با توجه به دو عامل مهم چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی بتن، رفتار ارتجاعی و غیرارتجاعی آنها را تحت بارهای تناوبی (شبه لرزه‌ای) بررسی کرده است. در این بررسی منحنی رفتار بتن مسلح به روش تحلیل عددی به دست آمده است.

۲- مبانی نظری

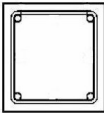
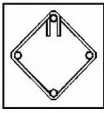
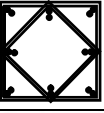
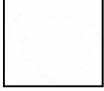
با توجه به مبانی نظری در قلمرو پلاستیسیته، می توان مقاومت اجزای بتنی را با در نظر گرفتن اندرکنش مؤلفه‌های مختلف تانسور تنش تعیین کرد. از طرفی معیارهای گسیختگی که در حالت کلی و سه بعدی، تابعی از تانسور هستند، در بررسی رفتار مصالح برای شرایطی که به گسیختگی یا شکست منجر می شود، مورد استفاده قرار می گیرند. پس از بررسی معیارهای مختلفی که برای گسیختگی بتن می توان به کار گرفت، در این بررسی معیار گسیختگی دراگر- پراگر در نظر گرفته شده است. بر اساس این معیار که شکل تعمیم یافته معیار فون- میزز است، سطح گسیختگی به شکل مخروطی است که نصف النهارها و مقاطع عرضی آن در صفحه π (Plane π) قرار دارد (شکل ۱).

۴- مدل سازی عددی

همانگونه که ذکر شد در این تحقیق برای بررسی و تحلیل عددی نمونه های ستون بتن مسلح، از نرم افزار ANSYS استفاده شده است. در این بررسی برای مدل سازی بتن غیر مسلح، از المان SOLID45 و برای مسلح کردن نمونه ها از المان LINK8، و از معیار دراگر- پراگر برای گسیختگی المان SOLID45 استفاده شده است. با انتخاب این معیار برای رفتار بتن، دو پارامتر اساسی یعنی چسبندگی (c) و زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) باید تعریف شوند. از این رو ضرورت دارد تا این دو عامل مهم به نحو مطلوبی تعیین شوند. برای یافتن این دو عامل روشهای مختلفی وجود دارد، متداول ترین روش، انجام آزمایش سه محوری بر روی نمونه های بتن خالص است. اما به علت محدودیت امکانات آزمایشگاهی، استفاده از این روش در تحقیق آزمایشگاهی میسر نشد اما روشهای دیگری وجود دارد که نتایج به دست آمده از آنها قابل اعتماد است. ذیلاً روشهایی که در این تحقیق برای تعیین c و ϕ استفاده شده اند مختصراً تشریح می شود.

در مطالعه آزمایشگاهی، مدل این ستون در مقیاس $\frac{3}{5}$ طراحی و ساخته شد. نه نمونه مسلح از مدل های مقیاس شده با آرایشهای مختلف فولاد گذاری و با نام گذاری CTL1، CTL2، (از هر یک چهار نمونه) و CTL3 (یک نمونه) و چهار نمونه بدون آرماتور با نام CP برای بررسی اثر محصور کردن و اثر شکلهای مختلف آرماتورهای عرضی بررسی شده است. مشخصات و جزئیات سیزده نمونه فوق در جدول ۱ آورده شده است. لازم است توضیح دهیم که کلیه ضوابط مربوط به آبا [۱۰] و قواعد مدل سازی در نمونه های مقیاس شده رعایت شده است. بنابراین اختلاف فاصله خاموتها بین نمونه ها، ناشی از رعایت همین ضوابط است تا از این طریق، ضمن معادل بودن با نمونه اصلی، اثر آرایش و توزیع میلگردها بر میزان محصور کردن آنها بهتر مشخص شود. یاد آوری می شود که در نامگذاری نمونه ها حروف اول تا سوم به ترتیب جایگزین ستون (C)، میلگردهای عرضی (T) و میلگردهای طولی (L) بوده و عدد آخر مشخص کننده گروه اول تا سوم است. در مورد نمونه های CP نماد (P) به کار رفته است [۱۱].

جدول ۱ مشخصات و جزئیات مقطع نمونه های ستونی مورد آزمایش

نمونه	شکل مقطع	ابعاد نمونه (mm)	میلگردهای طولی		تعداد میلگردهای عرضی
			تعداد	درصد	
CTL۱		۱۵۰×۱۵۰×۶۰۰	۴ Φ۱۲	۲/۰۱	Φ۶@۹cm
CTL۲		۱۵۰×۱۵۰×۶۰۰	۴ Φ۱۲	۲/۰۱	Φ۶@۷/۵cm
CTL۳		۱۵۰×۱۵۰×۶۰۰	۱۶ Φ۶	۲/۰۱	۲ Φ۶@۱۷/۵cm
CP		۱۵۰×۱۵۰×۶۰۰	----	----	----

۴-۱- روش اول

در این روش با استفاده از روابط مور-کولمب، با داشتن مقاومت فشاری و کششی بتن می‌توان با استناد به روابط سه گانه (۱) مقدار ϕ و c را تعیین کرد.

$$f_c = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (\text{الف})$$

$$f_{ct} = \frac{2c \cos \phi}{1 + \sin \phi} \quad (\text{ب}) \quad (1)$$

$$\sin \phi = \frac{f_c - f_{ct}}{f_c + f_{ct}} \quad (\text{ج})$$

بنابراین با داشتن مقاومت فشاری و کششی استوانه‌های نظیر هر یک از نمونه‌های آزمایشی و همچنین با استفاده از روابط ACI [۱۲] و CEB [۱۳]، برای محاسبه مقاومت کششی بر حسب مقاومت فشاری، مقدار c و ϕ آنها مطابق جدول ۲ به دست می‌آید.

در شکل ۲ تغییرات c و ϕ بر حسب مقاومت، در دو

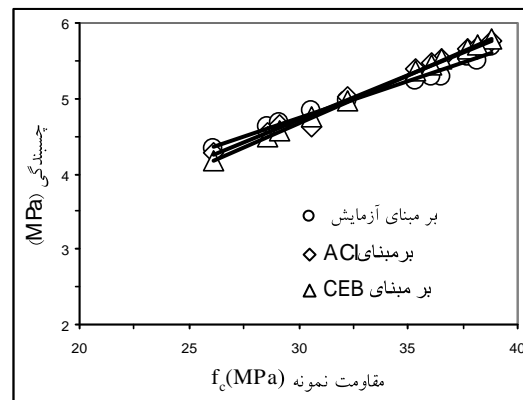
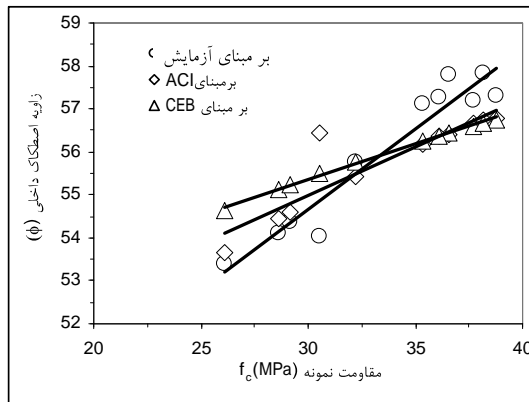
منحنی جداگانه نشان داده شده است. همانطور که از شکل ۲ مشخص است، با افزایش مقاومت، c و ϕ افزایش می‌یابند. نرخ افزایش c برای نتایج آزمایش، بسیار نزدیک به نتایج ACI و CEB است در حالی که برای ϕ ، نرخ افزایش آزمایش بیشتر از نتایج ACI و CEB است اما این اختلاف چندان چشمگیر نیست. بنابراین مقدار c و ϕ به دست آمده، از دقت لازم برخوردار است.

۴-۲- روش دوم

با انجام آزمایش مقاومت فشاری تک محوری بر روی نمونه‌های بتن غیر مسلح و اندازه‌گیری زاویه شکست مربوط می‌توان از روابط (۲) استفاده کرد و مقدار تنش نرمال و برشی را روی سطح شکست نمونه به دست آورد [۱۴].

جدول ۲ مقادیر c و ϕ نمونه‌ها بر مبنای نمونه‌های استوانه‌ای و روابط مور-کولمب

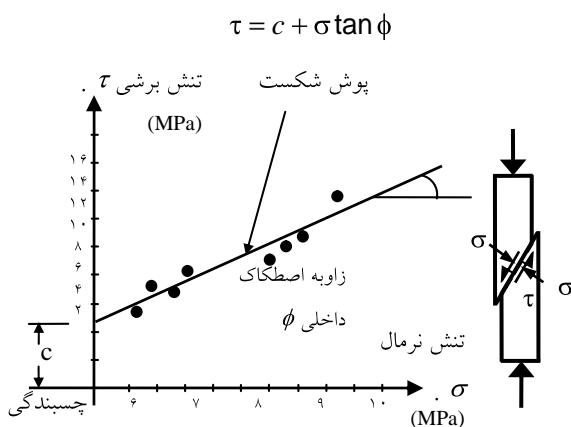
مق بنای رابطه (۱)						نتایج آزمایش نمونه‌های استوانه‌ای			نمونه آزمایشی	
بر اساس CEB		بر اساس ACI		بر اساس آزمایش		مقاومت کششی f_{ct} (MPa)	حد اکثر مقاومت فشاری			
ϕ	c (MPa)	ϕ	c (MPa)	ϕ	c (MPa)		e_o	تنش f'_c (MPa)	استوانه	اصلی
۵۶/۷۶	۵/۷۹	۵۶/۸۷	۵/۷۷	۵۷/۲۹	۵/۶۹	۳/۳۴				
۵۶/۴۵	۵/۵۱	۵۶/۴۲	۵/۵۲	۵۷/۷۸	۵/۲۸	۳/۰۵	۰/۰۰۲۷۹	۳۶/۵۷	۲	
۵۶/۳۸	۵/۴۵	۵۶/۳۵	۵/۴۶	۵۷/۲۸	۵/۲۹	۳/۱۱	۰/۰۰۲۵۹	۳۶/۰۸	۳	
۵۶/۶۱	۵/۶۵	۵۶/۶۷	۵/۶۵	۵۷/۱۸	۵/۵۵	۳/۲۷	۰/۰۰۲۹۰	۳۷/۷۱	۱	CTL۲
۵۶/۲۷	۵/۳۶	۵۶/۱۶	۵/۳۸	۵۷/۱۱	۵/۲۲	۳/۰۸	۰/۰۰۲۸۰	۳۵/۳۴	۲	
۵۵/۱۳	۴/۴۹	۵۴/۴۶	۴/۵۵	۵۴/۱۲	۴/۶۳	۳/۰۰	۰/۰۰۲۲۸	۲۸/۶۲	۳	
۵۵/۷۸	۴/۹۶	۵۵/۴۴	۵/۰۲	۵۵/۷۵	۴/۹۷	۳/۰۶	۰/۰۰۲۳۶	۳۲/۲۴	۱	CTL۳
۵۵/۲۳	۴/۵۶	۵۴/۵۸	۴/۶۵	۵۴/۳۶	۴/۶۸	۳/۰۱	۰/۰۰۱۹۷	۲۹/۱۳	۲	
۵۵/۴۹	۴/۷۵	۵۶/۴۴	۴/۶۱	۵۴/۹۴	۴/۸۳	۳/۰۵	۰/۰۰۱۹۰	۳۰/۵۷	۳	
۵۴/۶۳	۴/۱۶	۵۳/۶۸	۴/۲۸	۵۳/۳۸	۴/۳۲	۲/۸۶	۰/۰۰۱۵۱	۲۶/۱۲	۱	CP
۵۶/۶۷	۵/۷۱	۵۶/۷۶	۵/۶۹	۵۷/۸۴	۵/۵۰	۳/۱۷	۰/۰۰۲۹۲	۳۸/۱۶	۲	
۵۵/۹۵	۵/۱۳	۵۵/۸۰	۵/۱۵	۵۶/۰۹	۵/۰۹	میانگین				



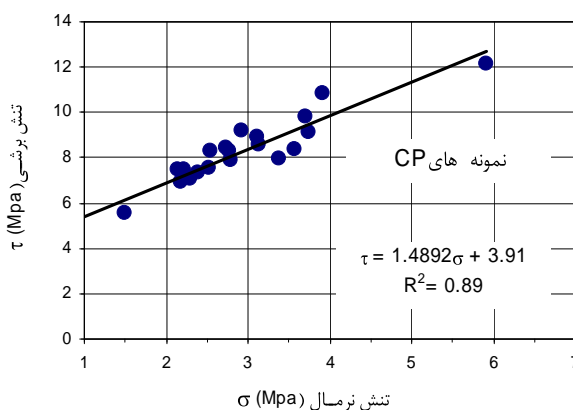
شکل ۲ رابطه بین مقاومت فشاری به ترتیب با c و ϕ برای نمونه‌های استوانه ای

آنها واریسی شود که ذیلا شرح آن آورده می‌شود.

$$\tau = 1/4892\sigma + 3/91 \quad (13)$$



شکل ۳ آزمایش مقاومت فشاری تک محوری همراه با شکست برشی بتن



شکل ۴ رابطه بین c و ϕ برای نمونه‌های غیر مسلح از آزمایش مقاومت فشاری تک محوری

$$\sigma = \frac{P_y \cos^2 \alpha}{A} \quad (\text{الف}) \quad (2)$$

$$\tau = \frac{P_y \sin \alpha \cos \alpha}{A} \quad (\text{ب})$$

در این رابطه P_y نیروی محوری در مرز جاری شدن، A سطح مقطع نمونه و α زاویه شکست با افق است. با استفاده از نتایج آزمایش بر روی نمونه‌های بتنی و ترسیم تنشهای نرمال در مقابل تنشهای برشی، می‌توان ϕ را به دست آورد. شیب خط ترسیم شده برابر ϕ و عرض از مبدأ آن برابر c است (شکل ۳).

بر مبنای این روش و با استفاده از زاویه شکست ۲۱ نمونه ستون غیر مسلح، نتیجه به دست آمده برای مقادیر σ و τ از آزمایش فشار تک محوری در شکل ۴ ترسیم و با استفاده از بهترین خط برازش شده با ضریب همبستگی ۰/۸۹ مقادیر c و ϕ از رابطه (۳) قابل محاسبه است که نتایج در جدول ۳ آورده شده است.

این نتایج با مقادیر محاسبه شده از روابط مور-کولمب (c و ϕ) مقایسه شده است. چنانچه از این جدول مشخص است اختلاف بین نتیجه به دست آمده از رابطه (۳) و میانگین نتایج حاصل از روابط مور-کولمب برای مقادیر c و ϕ به ترتیب برابر ۲۱ و ۱۰ درصد است.

از آنجا که رفتار غیر ارتجاعی نمونه‌های بتنی مسلح در تحلیل عددی از حساسیت بالایی برخوردار است برای تخمین مقدار صحیح c و ϕ لازم است به طریقی مقدار

جدول ۳ مقایسه مقادیر c و ϕ بر مبنای نتایج آزمایش و رابطه مور-کولمب

نتایج تحلیل عددی		مور-کولمب		f_{ct} (MPa)	f_c (MPa)	نیروی فشاری (kN)	نمونه ستون غیر مسلح
ϕ_A (درجه)	c_A (Mpa)	ϕ_c (درجه)	c_c (Mpa)				
۵۳/۹۳	۳/۸۰	۵۱/۵۸	۳/۴۸	۳/۱۷	۳۰/۷۲	۶۹۱/۲۳	۱
۵۴/۸۲	۴/۴۶	۵۵/۳۶	۳/۳۰	۳/۰۵	۳۶/۹۱	۸۳۰/۴۰	۲
۵۳/۵۶	۳/۵۳	۴۹/۹۵	۳/۵۱	۳/۱۸	۲۸/۱۷	۶۳۳/۷۵	۳
۵۳/۲۵	۳/۳۱	۴۸/۶۷	۳/۵۰	۳/۱۵	۲۶/۰۶	۵۷۶/۲۵	۴
۵۳/۶۰	۳/۵۶	۵۰/۹۰	۳/۳۶	۳/۰۵	۲۸/۴۶	۶۴۰/۲۸	۵
۵۵/۹۲	۵/۲۷	۵۷/۶۹	۳/۴۰	۳/۱۷	۴۴/۴۶	۱۰۰۰/۲۸	۶
۵۵/۱۸	۴/۷۳	۵۵/۸۰	۳/۴۲	۳/۱۷	۳۹/۴۰	۸۸۶/۵۹	۷
۵۴/۵۵	۴/۲۶	۵۴/۵۰	۳/۳۱	۳/۰۵	۳۵/۰۲	۷۸۷/۹۳	۸
۵۴/۳۶	۴/۱۳	۵۳/۸۸	۳/۳۲	۳/۰۵	۳۳/۷۴	۷۵۹/۱۹	۹
۵۴/۲۶	۴/۰۵	۵۳/۶۹	۳/۲۹	۳/۰۲	۳۳/۰۴	۷۴۳/۵۰	۱۰
۵۴/۲۲	۴/۰۲	۵۳/۳۶	۳/۳۳	۳/۰۵	۳۲/۷۳	۷۳۶/۳۲	۱۱
۵۵/۲۱	۴/۷۴	۵۵/۸۶	۳/۴۲	۳/۱۷	۳۹/۵۵	۸۸۹/۸۶	۱۲
۵۴/۰۶	۳/۹۰	۵۲/۷۷	۳/۳۳	۳/۰۵	۳۱/۶۲	۷۱۱/۵۰	۱۳
۵۴/۸۵	۴/۴۸	۵۵/۶۰	۳/۲۶	۳/۰۲	۳۷/۰۸	۸۳۴/۳۲	۱۴
۵۵/۱۹	۴/۷۳	۵۵/۸۰	۳/۴۲	۳/۱۷	۳۹/۴۰	۸۸۶/۵۹	۱۵
۵۴/۱۹	۳/۹۹	۵۳/۲۵	۳/۳۲	۳/۰۵	۳۲/۵۳	۷۳۱/۷۵	۱۶
۵۴/۹۳	۴/۵۴	۵۵/۸۵	۳/۲۶	۳/۰۲	۳۷/۶۶	۸۴۷/۳۹	۱۷
۵۵/۳۲	۴/۸۳	۵۶/۱۷	۳/۴۲	۳/۱۷	۴۰/۳۳	۹۰۷/۴۹	۱۸
۵۴/۵۵	۴/۲۶	۵۴/۶۶	۳/۲۸	۳/۰۲	۳۵/۰۲	۷۸۷/۹۳	۱۹
۵۳/۷۵	۳/۶۷	۵۱/۵۵	۳/۳۵	۳/۰۵	۲۹/۵۰	۶۶۳/۷۹	۲۰
۵۳/۴۳	۳/۴۴	۴۹/۲۹	۳/۵۳	۳/۱۹	۲۷/۲۷	۶۱۳/۴۹	۲۱
۵۴/۴۳	۴/۱۸	۵۱/۰۹	۳/۲۱	میانگین	$\phi_e = ۵۶/۱۲$ $c_e = ۳/۹۱$	نتیجه آزمایش:	

نتایج به دست آمده از روش فوق باشد- به عنوان داده های ورودی به برنامه ANSYS داده شد، سپس این نمونه ها تحت بارگذاری یکنواخت قرار گرفتند. در صورتی که مقاومت (حداکثر) به دست آمده از هر یک از این نمونه ها به مقدار نظیر به دست آمده در آزمایش نزدیک باشد، نتیجه می شود که مقادیر c و ϕ مربوط به آنها می توانند برای تحلیل نمونه های اصلی به کار روند. در شکل ۵ نمونه مش بندی شده که مورد تحلیل قرار

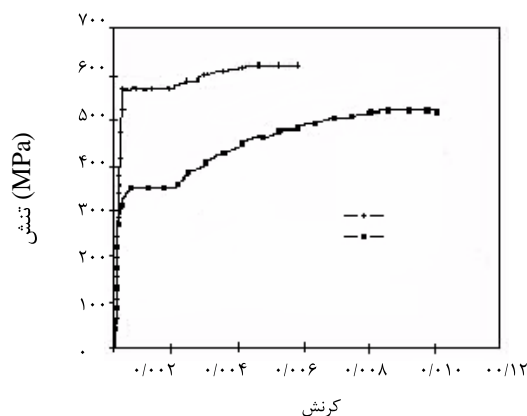
۴-۳- واریسی c و ϕ

برای واریسی مقادیر c و ϕ بدست آمده از این روش، ۶۳ نمونه ستون بتنی غیرمسلح به ابعاد نمونه های اصلی (۶۰×۱۵×۱۵ cm) با برنامه ANSYS مدل سازی و تعریف شد. در تحلیل این نمونه ها از معیار دراگر- پراگر برای شکست آنها استفاده شده است و محدوده قابل قبول مقادیر c و ϕ که در برگیرنده مقادیر بسیار نزدیک به

شده، با مقادیر به دست آمده از روش دوم در جدول ۳ مقایسه شده است. همانطور که نتایج جدول ۳ نشان می‌دهد، مقدار C حاصل از آزمایش، ۶ درصد کمتر از میانگین حاصل از تحلیل عددی و ۲۰ درصد بیشتر از رابطه مور-کولمب است اما مقدار ϕ حاصل از آزمایش، ۳ درصد بیشتر از میانگین حاصل از تحلیل عددی و ۱۰ درصد بیشتر از رابطه مور-کولمب است. بنابراین رابطه (۴) می‌تواند برای تعیین C و ϕ نمونه‌های مسلح اختیار شود:

$$\begin{aligned} \phi &= C/14 f_c + 49 / 471 & (4) \\ c &= C/1065 f_c + C/513 \end{aligned}$$

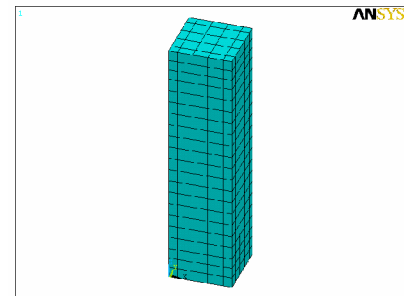
چنانچه اشاره شد برای مدلسازی میلگردها از المان سه بعدی LINK8 استفاده شد که برای تعریف آن باید سطح مقطع المان، مدول الاستیسیته و نسبت پواسون مشخص و همچنین رفتار آن معلوم باشد، به همین منظور معیار سخت شوندگی سینماتیک دو قسمتی (BKIN) برای بیان رفتار فولاد تعریف می‌شود. این مدل، معیار تسلیم فون-میزز همراه با قانون جریان وابسته و سخت شوندگی سینماتیک را در بر دارد. منحنی تنش-کرنش فولاد مصرفی که از آزمایش به دست آمده، در شکل ۷ نشان داده شده است.



شکل ۷ منحنی تنش-کرنش میلگردهای مصرفی برای استفاده در مدل دو خطی

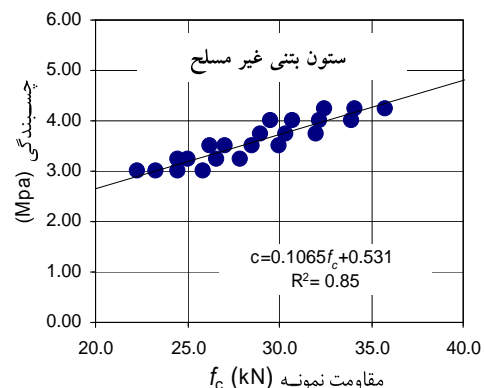
در فرایند مدلسازی، میلگردها با استفاده از المان LINK8

گرفته، نشان داده شده است.

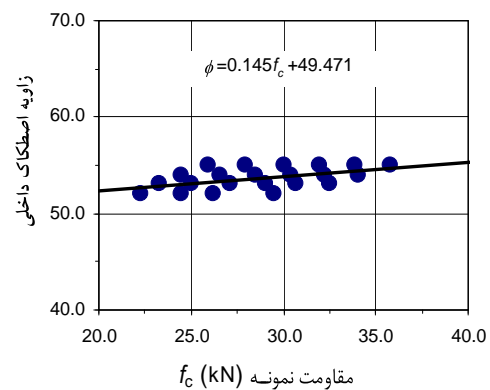


شکل ۵ نمونه استوانه‌ای بتنی غیر مسلح و مش بندی آن

همچنین بهترین منحنی برازش شده بر نتایج حاصل از این تحلیل عددی برای نمونه‌هایی که حداکثر مقاومت آنها به مقدار نظیر به دست آمده در آزمایش نزدیک بود (نمونه‌های منتخب) در شکل ۶ نشان داده شده است.



الف- تغییرات چسبندگی



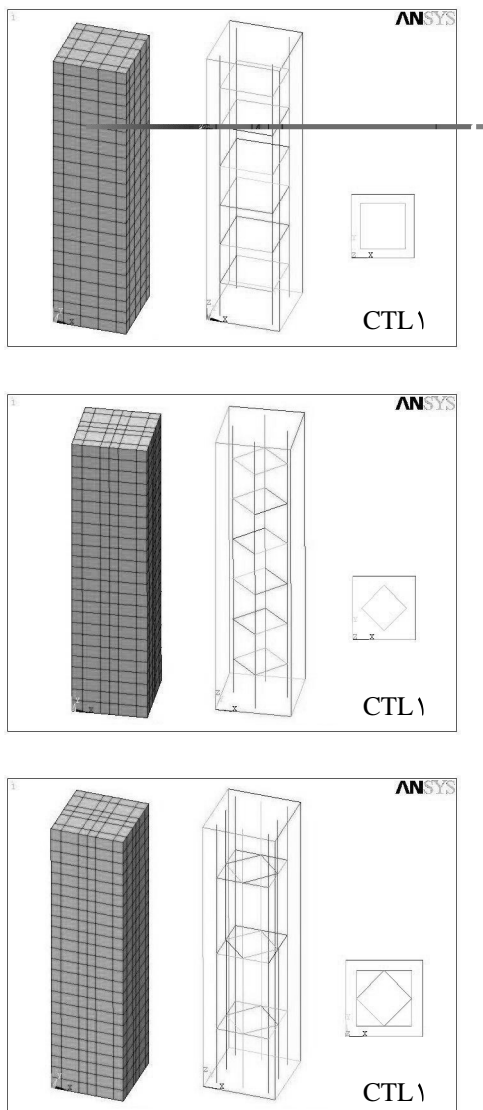
ب- تغییرات زاویه اصطکاک داخلی

شکل ۶ تغییرات C و ϕ نسبت به مقاومت نمونه منتخب

ستونهای بتنی غیر مسلح

مقادیر C و ϕ که بر حسب مقاومت از روابط (۴) محاسبه

داده‌ها زمان زیادی را به خود اختصاص ندهد.



شکل ۸ المان بندی و نحوه قرار گرفتن میلگردها در نمونه‌های ستونی

نمونه‌های CTL1، CTL2 و CTL3 تحت بارگذاریهای تناوبی منظم قرار گرفته است. به این ترتیب که در هر گام، بار به میزان معینی اعمال شده و در گام بعدی بار برداشته می‌شود و به صفر می‌رسد. تغییرات بار و تعداد گامهای اعمال آن در شکل های ۹-الف تا ۹-ج نشان داده شده است.

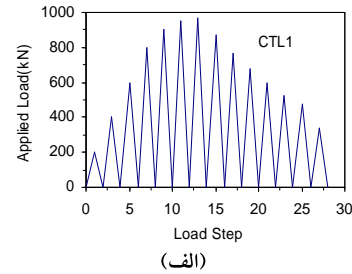
بر روی یالهای المانهای SOLID45 قرار داده و دو انتهای آنها به گره‌های گوشه بسته شد. از طرفی گره‌های بالا و پایین ستونها باید طوری تغییر شکل پیدا کنند که اثر فک‌های صلب دستگاه اعمال بار (هنگام آزمایش) بر روی آنها شبیه‌سازی شود. به همین منظور گره‌های پایین ستونها در جهت قائم کاملاً مقید شده و تغییر مکان آنها در این جهت برابر صفر است. گره‌های بالا نیز در جهت قائم به هم وابسته شده و تغییر مکان قائم همه آنها برابر است. در نتیجه با اعمال بار به یک نقطه از سطح فوقانی ستون، این بار به تمام نقاط منتقل می‌شود. با توجه به این تمهیدات می‌توان سطوح فوقانی و تحتانی ستون را صلب در نظر گرفت. جابه‌جایی افقی گره‌های بالا و پایین نمونه‌ها در فایل ورودی ANSYS برابر صفر در نظر گرفته شده است. شکل هندسی، نحوه المان بندی و میلگرد گذاری هر یک از نمونه‌های CTL1، CTL2 و CTL3 در شکل ۸ نشان داده شده است [۱۵].

۵- بارگذاری

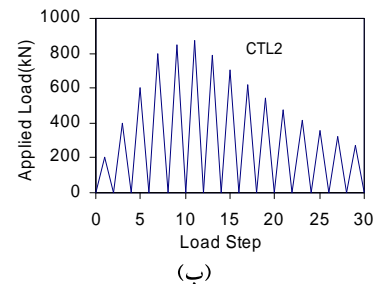
در نرم افزار ANSYS با توجه به اینکه مدل‌سازی‌ها با استفاده از پلاستیسیته غیر وابسته انجام شده، سرعت بارگذاری، تأثیری بر نتایج ندارد اما نکته قابل تأمل این است که در نرم افزار، هر چه تعداد زیرگامهای بارگذاری (Substep) بیشتر شود، بر دقت نتایج نیز افزوده می‌شود. به همین دلیل به جای این‌که بار به طور ناگهانی اعمال شود، به تدریج و افزایشی اعمال شد تا به حد مورد نظر برسد. از طرفی اگر تعداد زیر گامهای بارگذاری زیاد شود، سرعت اجرای برنامه کم و حجم اطلاعات خروجی زیاد می‌شود. به همین دلیل سعی شده تا بارگذاری‌ها حتی‌المقدور در ۱۰ گام انجام شود تا نتایج از دقت مناسبی برخوردار باشند و همچنین اجرای برنامه و تحلیل

شکلی است که در نهایت به منحنی پوش می‌رسد و اگر در بارگذاری مجدد، بار همچنان ادامه پیدا کند، منحنی از پوش عبور نخواهد کرد. بنابراین برای تحلیل کافی است رفتار بتن و فولاد به برنامه داده شود و منحنی تنش- کرنش ستون بتنی مسلح از آن استخراج شود. اما با توجه به محدودیت های این نرم افزار، رفتار بعد از نقطه حداکثر منحنی تنش- کرنش به طور یکنواخت به دست نمی‌آید. فقط با باربرداری و بارگذاری مجدد می‌توان منحنی پوش را شبیه‌سازی کرد.

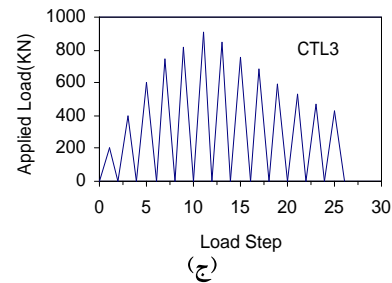
در این تحقیق برای بیان رفتار بتن از دو مدل تسنیمی و یانگ- اسمیت استفاده شده است. برای شاخه صعودی مدل تسنیمی و برای شاخه نزولی مدل یانگ- اسمیت به کار رفته است. علت اینکه از دو مدل استفاده شده این است که در منحنی تنش- کرنش بتن بجز نقطه حداکثر منحنی تنش-کرنش که نظیر f_c' است دو پارامتر مهم دیگر نیز وجود دارد و لازم است که مدل مورد استفاده، هر دو پارامتر را با دقت قابل قبولی در بر گیرد. یکی مدول ارتجاعی اولیه است که در حقیقت شیب مماس بر منحنی تنش-کرنش در مبدأ است. بر طبق ACI این مماس، همان قسمت خطی مفروض است که مبدأ را به نقطه معادل $0.45 f_c$ بر روی منحنی متصل می‌کند. باید اضافه شود که در واقع رفتار غیرخطی بتن از مقاومت نظیر f_c 0.3 (معادل ترکهای مویینه) آغاز می‌شود، اما از آنجا که ترکهای ناشی از اختلاف سختی ملات و دانه‌بندی بتن در مقاومت نظیر f_c 0.5 تا $0.7 f_c$ روی می‌دهد، حد ناحیه خطی رفتار با کمی اختلاف نظر بین محققان در تراز مقاومتی f_c 0.45 تا $0.5 f_c$ منظور می‌شود. در هر حال در این تحقیق، این پارامتر با استفاده از مدل تسنیمی- که دقت بهتری نسبت به مدل یانگ- اسمیت که مقادیر بالایی را ارائه می‌کند برخوردار است- تعیین می‌شود. پارامتر دوم، نقطه عطف بعد از حداکثر تنش است که مدل یانگ اسمیت، این پارامتر را با دقت قابل قبولی در بر می‌گیرد. منحنی تنش-کرنش هر یک از نمونه‌های فوق در شکل



(الف)



(ب)



(ج)

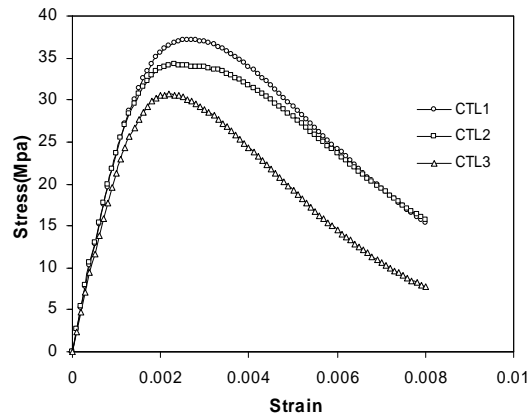
شکل ۹ بارگذاری نمونه‌های ستونی مسلح

۶- تحلیل نمونه‌ها و نتایج

کلیه مراحل در تحلیل نمونه‌ها با استفاده از دستورات APDL که یک زبان برنامه نویسی در محیط ANSYS است انجام شده. لازم است یادآوری شود که به کمک APDL می‌توان عملیاتی را که در نرم افزار پیش بینی نشده، تعریف و از آنها استفاده کرد. برای آنکه بتوان در مراحل مختلف بارگذاری تناوبی (سیکلی) نتایج را ثبت کرد، در هر گام بارگذاری، نمونه تحلیل شده و هنگام باربرداری، مجدداً تحلیل می‌شود به بیان دیگر در هر حلقه بارگذاری- باربرداری، هر نمونه دو بار تحلیل می‌شود. با توجه به این که منحنی تنش-کرنش بتن تحت بار یکنوا، همان پوش منحنی های باربرداری و بارگذاری مجدد است، به همین دلیل در بررسی رفتار ستونهای بتنی تحت بار تناوبی، نقاط روی منحنی پوش به عنوان نقاط هدف در نظر گرفته شده است. به این معنا که در بارگذاری مجدد، مسیری که منحنی بارگذاری مجدد طی می‌کند به

۱۰ نشان داده شده است.

حالت، بارگذاری آنقدر ادامه می‌یابد تا به نقطه نظیر بر روی منحنی پوش برسد. در نرم‌افزار ANSYS منحنی تنش- کرنش با رسیدن به نقطه نظیر حداکثر، به خودی خود قابل برگشت نیست و نرم افزار بعد از این مرحله بدون تغییر در تنش، فقط افزایش کرنش را با تنش ثابت ارائه می‌دهد. بنا بر این با رسیدن به اولین نقطه از قلمرو رفتار غیر ارتجاعی، مشخص می‌شود که منحنی تنش- کرنش به مقدار نظیر حداکثر (در مرحله مربوط) رسیده و باید باربرداری بعدی شروع شود. به همین ترتیب برای سیکل های بعدی نیز عمل شده و در نهایت منحنی‌های تنش-کرنش بتن مسلح تحت بارگذاری تناوبی- که مرادف تغییرات درونی بتن (C و ϕ) است- به دست می‌آید. در جدول ۴ مقادیر تنش در ترازهای f_c' و $0.185f_c'$ ، $0.70f_c'$ و $0.55f_c'$ در مرحله غیر ارتجاعی و همچنین مقادیر C و ϕ نظیر- که با داشتن f_c' و استفاده از رابطه (۴) محاسبه شده- ارائه شده است. شکل‌های ۱۱ تا ۱۳ منحنی‌های تنش-کرنش به دست آمده از خروجی ANSYS را برای هر نمونه و نتایج آزمایشگاهی هر یک نشان می‌دهند. چنانچه از این منحنی‌ها بر می‌آید در دو نمونه CTL1 و CTL2 که از آرایش کامل میلگردهای عرضی برخوردار نیستند، منحنی‌های تحلیل عددی با منحنی آزمایش تطبیق کاملی ندارد اما در مورد نمونه CTL3 این تطبیق در حد خوبی به دست آمده است که علت آن را می‌توان اثر محصور شدگی بیشتر بتن و در نتیجه اثر محصور شدگی بیشتر دانست. از نکات قابل توجه در تحلیل عددی این است که در مراحل رفتار غیرارتجاعی که پس از گذر از حد جاری شدن مصالح در نظر گرفته می‌شود، کار برد معیار دراگر- پراگر با محدودیت قابل توجهی روبه‌رو است و در نتیجه نتایج قابل اعتمادی را نمی‌توان به دست آورد. از این رو روش ارائه شده در این تحقیق می‌تواند در رفع این کاستی، مورد ارزیابی و استفاده قرار گیرد.



شکل ۱۰ منحنی تنش-کرنش نمونه استوانه ای نظیر هر یک از نمونه های اصلی (مدل تسنیمی + یانگ- اسمیت

مرحله قبل از f_c' : (مدل تسنیمی) [۱۶]:

$$\sigma(\varepsilon) = \psi\varepsilon^4 + \eta\varepsilon^3 + E_c \cdot \varepsilon$$

$$\psi = \frac{2E_c}{\varepsilon_o^3} - \frac{3\sigma_{max}}{\varepsilon_o^4}$$

$$\eta = \frac{4\sigma_{max}}{\varepsilon_o^3} - \frac{3E_c}{\varepsilon_o^2}$$

مرحله بعد از f_c' : (مدل یانگ- اسمیت):

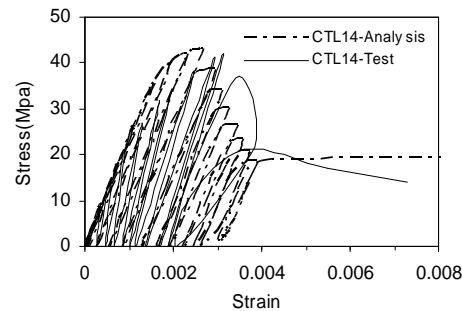
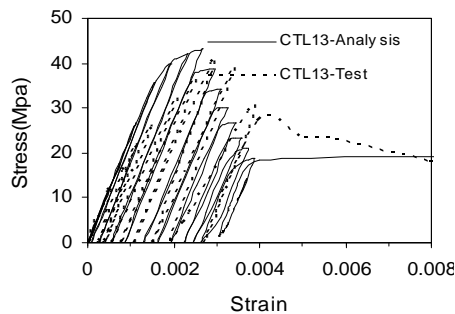
$$U = \frac{\sigma(\varepsilon)}{f_c'} U$$

$$U = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} S$$

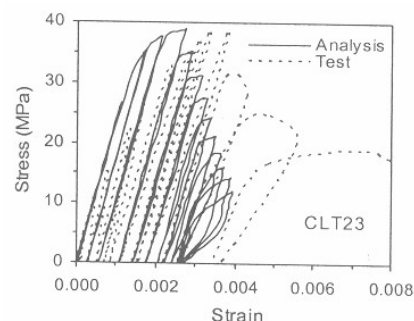
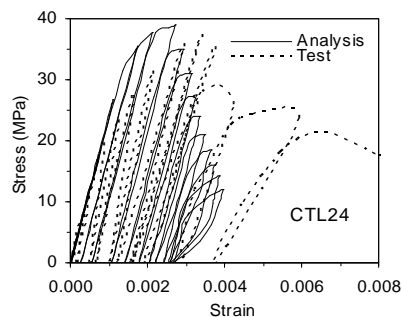
نسبت تنش در هر لحظه به تنش پیشینه:
نسبت کرنش در هر لحظه به کرنش پیشینه:
از روی منحنی های تنش-کرنش به دست آمده سه نقطه در قسمت غیر ارتجاعی (بعد از نقطه نظیر حد اکثر تنش) به عنوان نقاط هدف انتخاب می‌شود. با به دست آوردن C و ϕ ، در گامهای بعد برای مدل هر یک از نمونه‌ها، با اعمال بارگذاری‌های رفت و برگشتی تا مرحله حداکثر مقاومت، دو مقدار C و ϕ تغییری نمی‌کند. با رسیدن به این مرحله، مجدداً باربرداری شده و کرنش پلاستیک حاصل با کرنش پلاستیک نظیر در نمونه آزمایشگاهی مقایسه می‌شود. در این هنگام بارگذاری مجدد انجام می‌شود اما قبل از اینکه بارگذاری مجدد به نمونه اعمال شود، باید مقادیر جدید C و ϕ را که متناسب با ساختار درونی بتن تغییر می‌کنند، به برنامه وارد کرد. در این

جدول ۴ نقاط هدف در نمونه های CTL1، CTL2 و CTL3 بر روی منحنی پوش

$0.55f'_c$		$0.7f'_c$		$0.85f'_c$		f'_c		نمونه
ϕ (Deg)	C (MPa)	ϕ (Deg)	C (MPa)	ϕ (Deg)	C (MPa)	ϕ (Deg)	C (MPa)	
۵۲/۷۴	۲/۹۳	۵۳/۶۳	۳/۵۹	۵۴/۵۳	۴/۲۴	۵۵/۴۲	۴/۹۰	CTL۱
۵۲/۴۳	۲/۷۰	۵۳/۲۳	۳/۲۹	۵۴/۰۴	۳/۸۹	۵۴/۸۴	۴/۴۸	CTL۲
۵۲/۵۰	۲/۷۵	۵۳/۳۲	۳/۳۶	۵۴/۱۵	۳/۹۷	۵۴/۹۷	۴/۵۷	CTL۳



شکل ۱۱ منحنی تنش- کرنش به دست آمده از تحلیل عددی و آزمایش- نمونه CTL۱ تحت بار تناوبی

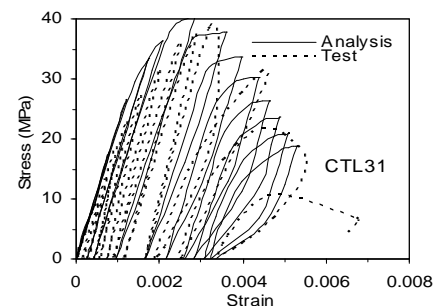


شکل ۱۲ منحنی تنش- کرنش به دست آمده از تحلیل عددی و آزمایش- نمونه CTL۲ تحت بار تناوبی

آمده از آزمایش، موارد زیر برای استفاده در مدل رفتاری بتن مسلح قابل استنتاج است.

۱- در تحلیل غیرخطی و تناوبی اعضای بتن مسلح تحت فشار، می توان عوامل ϕ و C را از طریق تحلیل عددی نمونه استوانه ای تحت بار محوری به دست آورد.

۲- در مرحله ارتجاعی و ارتجاعی- خمیری تا رسیدن به تنش حداکثر، سختی منحنی باربرداری و بارگذاری مجدد می تواند برابر با سختی مماسی یا در مرحله ارتجاعی سختی وتری متناظر با $0.45\sigma_{max}$ در نظر گرفته شود. به عبارت دیگر در مراحل الاستیک و الاستوپلاستیک، ϕ و C



شکل ۱۳ منحنی تنش- کرنش به دست آمده از تحلیل عددی و آزمایش- نمونه CTL۳ تحت بار تناوبی

۷- نتیجه گیری

با توجه به تحلیلهای انجام شده و مقایسه با نتایج به دست

[7] Claesson, C., "Finite Element Analysis of Confined Concrete Columns", Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Sweden, S-412 96, 2000, 20 pp.

[8] Madas, P., Elnashai, A.S., "A New Passive Confinement Model for Analysis of Concrete Structures Subjected to Cyclic and Transient Dynamic Loading", Earthquake Eng. And Str. Dynamics, Vol. 21, No. 5, May 1992, pp. 409-431.

[9] ANSYS Release 5.4, Help.

[۱۰] آیین نامه بتن ایران (آبا)، سازمان مدیریت و برنامه ریزی، مرکز مدارک اقتصادی- اجتماعی و انتشارات، ۱۳۷۷.

[۱۱] تسنیمی، عباسعلی، "مدل رفتاری اعضای بتنی تحت بارهای فشاری تناوبی"، کمیته ملی کاهش اثرات بلایای طبیعی، ۱۳۸۰.

[12] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary, (ACI 318-02/ACI 318R-02) American Concrete Institute, Detroit, MI. 2002.

[13] CEB, Model Code for Seismic Design of Concrete Structures, Bull. d'Inf. CEB, 165, 1985 Paris.

[14] Cheong, H.K. & Macalevey, N., "Experimental Behavior of Jacketed Reinforced Concrete Beams", Journal of Structural Engineering, June 2000, pp.692-699.

[۱۵] فرزین، مجید، "تعیین مدل رفتار غیرارتجاعی- رزه ای اعضای فشاری قابهای بتنی مسلح" پایان نامه کاشناسی ارشد، سازه، دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۱.

[16] Tasnimi, A.A., "Strength and Deformation of Mid-Rise Shear Walls under Load Reversal", Engineering Structures, Vol 22, 2000, pp.313-322.

[17] Kwon, M. & Spacone, E., "Three-Dimensional Finite Element Analyses of Reinforced Concrete Columns", Computers and Structures 80 (2002), pp.199-212.

هر دو ثابت است.

۳- در قلمرو پلاستیک در هر مرحله از باربرداری C و ϕ برابر با C و ϕ مرحله بارگذاری قبلی است و در هر مرحله از بارگذاری مجدد C و ϕ متناسب با تغییرات ساختار درونی بتن، تغییر می کند و رابطه (۴) برای به دست آوردن C و ϕ در تمام مراحل رفتاری نتایج قابل قبولی را به دست می دهد.

۴- در قلمرو پلاستیک و در هر مرحله از بارگذاری مجدد می توان از منحنی تنش- کرنش بتن به عنوان حد منحنی رفتاری استفاده کرد.

۸- منابع

[1] Mander, J.B., Priestley, M.J.N. & Park, R., "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", Journal of Structural Engineering, American Society Civil Engineers, Vol.114, No.8 August 1988, pp.1804-1826.

[2] Sheikh, S.A. & Uzumeri, S.M., "Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns", The Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.108, No.ST.12 December, 1982, pp.2703-2722.

[3] Sakai, J. & Kawashima, K., "An Unloading and Reloading Stress-Strain Model for Concrete Confined by tie reinforcements", 12WCEE, 2000, pp.1431.1-8.

[4] Yanklevsky, D.Z. & Reinhardt, H.W., "Model for cyclic Compressive Behavior of Concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, 1987, Vol 113, pp.228-240.

[5] Bhan, B.Y. & Hsu, C.T., "Stress-Strain Behavior of Concrete under Cyclic Loading", ACI Materials Journal, March-April, 1998, pp.178-193.

[6] Yaclin, C. & Saatcioglu, M., "Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Columns", Computers and Structures 77 (2000), pp.539-555.