

مشخصات طراحی سازه ای :

معرفی :

بتن ها با مقاومت – بالا ، دارای برخی مشخصات و خصوصیات مهندسی هستند که با بتن های مقاومت – کم ، تفاوت دارند . تغییرات داخلی ، از بارهای ثابت ، مشخص و کوتاه – مدت و عوامل محیطی ناشی می شوند که شناخته شده هستند . رابطه مستقیم این تفاوت های داخلی تمایز و تفاوت را در خصوصیات مکانیکی مشخص کرده ، باید توسط مهندسان طراح ، در پیش بینی کردن عملکرد و ایمنی سازه ها ، شناسایی شود . این تمایزها ، بسیار مهم هستند ، جهت افزایش مقاومت ها . تست ها و یا آزمونهای بتن – مقاومت بالای تقویت شده ، را بطور نمونه نشان داده اند ، که چنین موادی در بسیاری از موارد ، احتمالاً مشخصه الاستیکی طولی (خطی) را برای سطوح تنش و دسترسی به ماکزیمم تنش ، تعیین می کند . بنابراین ، منحنی تنش و تغییر طول نسبی بتن مقاومت – بالا ، در میزان بسیار بالا کاهش می یابد تا در بتن با مقاومت – پایین .

آزمایشات وسیع و جامعی در چندین مرکز پژوهشی ، صورت گرفت برای درک و استنباط عملکرد بتن با مقاومت بالا . در حالیکه ، اطلاعات معتبر ، امروز در بسیاری از جنبه ها ، قابل دسترس هستند ، برخی از توصیه های نهایی و اصلی ، منتظر نتایج و

عملکرد آینده آنان می باشد. در این مقاله، تاکید بسیاری بر طراحی اعضا و سازه ها شده است. توصیه ها و پیشنهادها، بر اساس و پایه بهترین اطلاعات آزمایشی، عرضه و ارائه شده اند.

ستونهای بارگیری شده بطور محوری :

در روشهای عملی، ستونهای کمی بدرستی، بارگیری محوری می شوند. گشتاورهای خمشی، بعلت کاربرد اساسی بارگذاری و ارتباط و همکاری با عمل قاب محکم، معمولاً بر بارگذاری محوری، اضافه می شوند. ACI318-83، برای طراحی مورد نیاز است و ACI318R-83، این را منعکس می کند. هر چند، اینها برای عملکرد ستونها و حمل کردن بارگذاری محوری، استفاده مفیدی دارند.

. توزیع مقاومت فولادی و بتن :

ویژگی اصلی و اساسی، مقاومت نهایی است. شیوه و روش طرح حاضر، مقاومت صورتی عضو بارگذاری شده بطور محوری را، محاسبه می کند، جهت بررسی و ارزیابی کردن میزان قانون افزایش مستقیم مقاومت مربوط به بتن و فولاد. توجیه این ایده ها و نظرات در تصویر ۶۰۱، مشاهده می شود. منحنی های تنش و تغییر طول نسبی اضافه شده در فشار و تراکم برای، سه بتن با تقویت کردن فولادی، دارای ۶۰.۰۰۰ پسا (414MPa) بازده مقاومت، می باشد. فرضیه معمول و متداول، اینطور می گوید که،

فولاد و تغییر طول نسبی ، در هر مرحله بارگذاری ، یکسان هستند . برای بتن - مقاومت بالا ، زمانیکه بتن به یک محدوده یا دامنه تغییرات غیر خطی مهم میرسد ، فولاد هنوز در محدوده الاستیک است ، بنابراین ، شروع به بدست آوردن سهم بزرگتر بارگذاری می کند . وقتی تغییر طول نسبی در حدود 0.002 است ، شیب منحنی بتن ، نزدیک صفر می باشد که می تواند بعنوان دفرمه شدن (بدشکلی) پلاستیسیه (شکل پذیری) ، همراه با مقدار کم و بدون افزایش تنش ، در نظر گرفته شود .

فولاد به نقطه بازدهی خویش در تغییر طول نسبی مشابه ، در این مورد می رسد . در نتیجه ، بتن در مازیمم تنش خویش می باشد و فولاد در f_y ، بنابراین مقاومت ستون

$$P = 0.85f_c A_c + F_y A_s$$

به شرح ذیل ، پیش بینی می شود :

در اینجا ، معنی این عبارت بدین صورت است :

f_c = مقاومت فشرده سیلندر (استوانه) مربوط به بتن

f_y = بازده مقاومت فولاد

A_c = ناحیه بخش بتن

A_s = ناحیه فولاد

فاکتوریا عامل 0.85 ، برای محاسبه و برای تفاوت‌های مشاهده شده در مقاومت بتن و در

ستونهای مقایسه شده با بتن مخلوط شده در سیلندره‌های (استوانه های) - آزمون -

فشاری ، صورت گرفته است . یک تجزیه و تحلیل مشابه ، برای ستونهای بتن - مقاومت بالا انجام گرفته ، به استثنای فولاد که بازدهی آن ، قبل از اینکه بتن به مقاومت پیک (اوج) خویش برسد ، انجام خواهد گرفت . هر چند ، فولاد به بازدهی خویش در تنش ثابت ادامه خواهد داد ، تا بتن بطور کامل ، عملکرد خویش را انجام دهد . امکان دارد ، پیش بینی مقاومت هنوز بر مبنای معادله (۱-۶) باشد . اسناد و مدارک آزمایش نیز ، از استفاده عامل 0.85 حمایت و پشتیبانی می کنند ، برای بتن مقاومت - بالا .

تأثیرات محدوده فولاد :

فولاد جانبی در ستونها ، بطور کامل در فرم یا شکلِ حلزونیهای (مارپیچی های) مداوم و پیوسته قرار دارند که ، این فولاد دارای ۲ اثر مفید بر عملکرد ستون ، می باشد : (a) موجب افزایش زیادِ مقاومتِ داخلی هستهٔ بتن (نمونه استوانه ای بتن) در حلزون شده ، با محدود کردن هسته در برابر انبساط و یا گسترش جانبی تحت کنترل بارگذاری و (b) همینطور ظرفیت تغییر طول نسبی محوری بتن را افزایش می دهد و اجازه می دهد که بیشتر نرم و قابل انبساط شود (یعنی یک ستون tougher (محکم شده) .

اساس و پایهٔ طرح فولاد حلزونی تحت نظارت نسخه های (نگارش های) AC1318 در سال ۱۹۷۷ ، بوده که ، تاثیر تقویت کنندهٔ حلزونی باید حداقل برای مقاومت از بین

رفته ستون ، یکسان باشد ، البته زمانی که به پوسته خارجی بتن ، مربوط به لاشه سنگ

(سنگ هایی که به مصرف پرکردن می رسد) ، تحت عمل بارگذاری ، نیازی نباشد .

معادله AC1318 ، برای مینیمم نسبت حجمی حلزونی عبارت است از :

در اینجا :

$$P_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

$P_s =$ نسبت حجم تقویت حلزونی برای حجم هسته بتن

$A_g =$ ناحیه (فضای) قرص (ناخالصی) بخش بتن

$A_c =$ ناحیه هسته بتن

$f'_c =$ مقاومت فشرده سلیندري بتن

$f_y =$ بازده مقاومت فولاد حلزونی

افزایش در مقاومت فشرده ستونها ، توسط فولاد حلزونی فراهم و ایجاد شده که بر

مبنای روابط مشتق شده و بطور آزمایشی برای مقاومت بدست آمده ، می باشد :

$$f_c - f_{c''} = 4.0 f_{2'}$$

در اینجا :

$f_c =$ مقاومت فشرده ستون بتن تقویت شده ، بطور حلزونی

$f_{c''} =$ مقاومت فشرده ستون بتن تقویت نشده

تنش در محدوده بتن که بطور حلزونی تولید شده $f_{2'} =$

این رابطه ، می تواند مستقیماً برای معادله (۲-۶) ، نشان داده شود . تنش در محدوده

بتن ، که بطور حلزونی $f_{2'}$ تولید شده ، بر اساس فولاد حلزونی محاسبه می شود ، با

استفاده از معادله کشش قیاسی (hoop).

$$2A_{sp}f_y = f_2 d_c s$$

$$f_2' = \frac{2A_{sp}f_y}{d_c s} \text{ و یا}$$

در اینجا :

$A_{sp} =$ ناحیه فولاد حلزونی

$d_c =$ قطر هسته بتن

$S =$ شیب حلزونی

تحقیقات اخیر که توسط احمد و شاه Ahmad , shah ، صورت گرفت ، تقویت

حلزونی را نشان داده که ، کارآمدی کمتری برای ستونهای بتن مقاومت بالا و ستونهای

بتن سبک وزن ، دارند . آنها (احمد و شاه) همچنین دریافتند که ، تنش در فولاد

حلزونی در بارگذاری پیک ، برای ستونهای بتن - مقاومت بالا و ستونهای بتن - سبک

وزن ، اغلب بطور چشمگیری کمتر است تا در بازده مقاومت که در معادله (۲-۶) ،

فرض شده است . این نتیجه گیریهما ، از پژوهش های آزمایشی در دانشگاه کرنل ، ناشی

شده . تحقیق و پژوهش کرنل ، تأثیر یک تنش در محدوده $f_2 (1-s/dc)$ ، استفاده کردند جهت ارزیابی کردن نتایج ، جایکه f_2 ، محدوده تنش در بتن است که با استفاده از تنش واقعی در فولاد حلزونی ، محاسبه شده که اغلب ، کمتر از f_y می باشد . عبارت یا واژه $(1-s/dc)$ ، کاهش در کارایی حلزونها را منعکس می کند که ، با افزایش یافتن فاصله بندی سیمهای حلزونی ، مرتبط است . بنابراین ، تفسیر و توصیف معادله (6-3a) ، بدین صورت است :

$$f_c - f_c'' = 4.0 f_2 (1 - s / d_c) \quad (6-3b)$$

، نتایج مربوط به تست های کرنل بر ستونها ، با استفاده از مقاومت های مختلف بتن ، نشان می دهد . واضح است که ، مقاومت بدست آمده با معادله (6-3d) ، قابل پیش بینی است و اعتبار یا پایایی برای بتن با وزن نرمال با همه مقاومتها در محدوده تنش ، حداقل 3000 پسا ، می باشد . یک نمودار بر مبنای معادله (6-3a) ، پیش بینی بدون محافظه کاری را برای تنش در محدوده بالا را ، نشان می دهد ، اما همچنین می تواند تنش در محدوده را برای حلزونهای ستون ، نشان دهد که بسیار کمتر از 1000 پسا می باشد . برای این محدوده ، معادله (6-3a) ، نتایج خوبی را ارائه کرده است . از دیدگاه مقاومت ، حضور معادله ACI318 ، برای مینیمم نسبت فولاد حلزونی ، می تواند بطور ایمن ، استفاده شود ، البته برای ستونها با وزن و مقاومت نرمال و به همان سان برای

ستونها با مقاومت - کم (پایین) . تصویر 6.2 ، نیز ، یک حلزونی را که دارای حداقل اثر محدود کننده در ستونهای بتنی - سبک وزن ، نشان می دهد . بتن سبک وزن ، اگر بطور سنگین بارگذاری شود ، شکسته خواهد شد و فشار حاصله را کاهش یا تخفیف می دهد . برای ستونهای سبک وزن تقویت شده بطور حلزونی ، مارتینز ، پیشنهاد می کند معادله (6-3a) توسط $f_c - f_c'' = 18f_2'$ جایگزین شود و معادله (6-3a) باید توسط $\bar{f}_c - f_c'' = 1.8f_2'(1 - S/dc)$ جایگزین شود . این تفاوت در میانگین عملکرد معادله (6-2) مهم است که در ACI318 مشخص شده و باید مجدداً مورد آزمایش قرار گیرد . بنظر می رسد ، ستونهای بتنی سبک وزن نیاز به 2.5 بیشتر فولاد حلزونی دارد تا تطبیق (مطابق) کردن ستونهای وزن نرمال برای رضایت مورد نیاز مقاومت بعد از پوشش لاشه سنگ ، که به ACI318 منعکس شده ، نیاز ندارند . شاید کاربرد حلزونهای سنگین ، مورد سوال واقع شوند . هیچگونه توافق عمومی بر کارایی فولاد حلزونی برای بهبود بخشیدن شکل پذیری ستونهای بتنی مقاومت - بالا ، وجود ندارد ، و اینکه ، افزایش یافتن تغییر طول نسبی محدود شده و مسطح شدن شیب منفی مربوط به منحنی تنش و تغییر طول نسبی در نقطه پیک تنش ، مشاهده می شود . یک مقاله مربوط به احمد شاه ، نشان می دهد که ، محدود شدن حلزونی در مسطح کردن شیب منفی منحنی تنش و تغییر طول نسبی ، برای ستونهای بتنی با مقاومت - بالا و

همینطور ستونهای بتنی با مقاومت – پایین ، تأثیر گذار است . تحقیقات دانشگاه کرنل حاکی از آن است که ، منحنی های تنش و تغییر طول آزمایشی برای مقاومت های مختلف ستونهای بتنی با وزن نرمال و طبیعی با تقویت کننده حلزونی متفاوت ، نشان داده شده است .، سه گروه منحنی ، توسط سه سطح مقاومت بتن با مطالعه ، مشخص شده اند . هر یک از این گروهها ، از سه مجموعه منحنی ، تشکیل شده که با سه مقدار مختلف تقویت جانبی ، منطبق شده اند .

هر مجموعه از منحنی ها ، با خط افقی ، میانگین تطبیق مقاومت ستون تقویت نشده را ، نشان می دهد ، برای مشخص کردن ستونهای محدود شده ویژه یا خاص . همانطور که در تصویر ۶.۳ ، مشاهده می کنید ، منحنی ها ، برای ستونهای بتنی با مقاومت - بالا ، NC167 هستند که دارای کارایی مفید در محدوده تنش 767 پسا (5MPa) می باشند ، که با منحنی های ستونهای بتنی و با مقاومت - پایین تر NC163 همراه با کارایی مفید در محدوده تنش پسا (6MPa) مقایسه شده اند . عملکرد متفاوت آنان ، بوضوح آشکار است ، در نتیجه نه تنها کشش (افزایش طول) در بتن با مقاومت بالا در پیک (اوج) قرار دارد ، بلکه این کشش در بتن با مقاومت پایین ، به حد قابل ملاحظه ای پایین می آید . در واقع ، این حقیقتی است که حتی برای ستونهای NC169 نیز ، همراه با تنش زیاد 2500 پسا دیده شده است . بر اساس شواهد قابل دسترس ، می توان نتیجه گرفت که ، احتمالاً ستونهای بتنی با مقاومت - بالا و چگالی نرمال ، زمانیکه همراه با فولاد کششی همراه می باشند ، می توانند مقاومت مورد نیاز را بخوبی نشان داده و این پیش بینی را بخوبی در معادلات ، منعکس کنند ، اما مشخصه های (خصوصیات) پیک تنش ، احتمالاً جهت مقایسه با ستونهایی با مقاومت - کم ، ناکافی وضعیت می باشد . طراحی ستونهای بتنی سبک وزن همراه با فولاد حلزونی ، باید با دقت بسیار ، صورت گیرد . مسئله مهم و جالب دیگر ، ارتباط داشتن ستونهای تقویت

شدهٔ حلزونی است که بطور کلی ، سطح تنش تقویت شده با حلزونهای طراحی شده ، منطبق شده و اینکار توسط ACI318 ، انجام می شود و باید متذکر شد که ، ستونهایی که با چنین چیزی تقویت نشده اند ، دارای مقاومت کافی نیستند . در ستونهایی که دارای قطر بزرگتر هستند ، تنش محدوده ، بطور چشمگیری کاهش می یابد ، بنابر فرضیه های اصولی ، این مقدار ثابت می ماند . این موضوع مستقیماً پیرو معادلهٔ (۲-۶) می باشد . برای ستونهای بزرگتر ، نسبت A_g/A ، بسیار کوچکتر شده ، در نتیجه ، نسبت فولاد حلزونی مورد نیاز کوچکتر و کارایی تنش محدوده نیز بطور متناسبی کوچک می شود . تنش محدوده ، که توسط حلزونهای طراحی شده ACI318 ، برای بتن ها با مقاومت بالا و کم ، در 15in و 50 ، تولید شده و قطرهای ستون اصلی ، در جدول 6.1 ، مقایسه شده اند .

تست ها و آزمایش ها ، نشان می دهند حتی ستونها با مقاومت پایین یا کم ، تنش محدوده را ، از 238 به 83 پسا (psi) ، کاهش داده و (1.64 تا 0.57MPa) بدست آمده تحت نظر ACI318 ، یک ستون با ظرفیت بسیار بالای کشش ، تولید خواهد کرد ، بدون اینکه ، مقاومت خویش را از دست بدهد . برای بتن با مقاومت بالا ، شاهد کاهش تنش محدوده از 825 به 263 پسا ، هستیم که موجب تولید یک ستون با ظرفیت کشش بدون حداکثر نقطهٔ پیک ، می شود . حتی در تنش محدودهٔ بالا (پسا) 825 ،

یک ستون با مشخصه نامطلوب همراه با اُفتِ مقاومت بعد از تنش پیک ، تولید می شود . علاوه بر این بعضی از داده ها یا اطلاعاتِ آزمایشی و تجربی در این ستونها با مقاومت - بالا ، قابل دسترس هستند و از تیرهای اتصالی و جانبی استفاده می کنند ، تا از حلزونها .

بارگذاری مکرر (چندگانه) :

بتن با مقاومت - بالا ، بطور نسبی فارغ از گسستگی (شکاف) داخلی می باشند ، حتی در بارگذاریِ اصلی ، البته زمانیکه بارگذاری بطور یکنواخت صورت گرفته باشد . از طرف دیگر ، گزارش شده بتن با مقاومت - بالا دارای شکنندگی بیشتری است تا بتن با مقاومت - پایین (کم) و این کمبود مربوط به شکل پذیری و پیشرفت تدریجی رشدِ شکاف ها (ترک) ، است . برخی از پژوهش های تجربی نشان می دهد که ، فرسودگی ضرورتاً ، بستگی به مقاومت و تراکم (فشردگی) دارد . تحقیقات اخیر ، حاکی از آن است ، نقص و عیب در بتن و در خصوص بارگذاری مکرر ، می تواند بطور تقریبی توسط بتنِ مربوط به پوش منحنی ، صورت گیرد و مستقیماً با منحنی و افزایش طول نسبی ، منوتونیک کوتاه - مدت ، ارتباط دارد . برای بتن با مقاومت - بالا ، هر کاربرد بارگذاری ، موجب آسیب کمتر می شود . هر چند ، تعداد چرخه ها (دوره ها) جهت داشتن نقص ، زیاد چشمگیری نمی باشند ، و این بدلیل شیب خمیدگی بزرگتر است که مربوط به

پوش منحنی (منحنی محاطی) پیک می باشد . با اینکه کارهای مهمی در این خصوص ، صورت گرفته ، اما مجدداً پژوهش و تحقیقات بیشتری نیاز است که به جنبه های بتن با مقاومت – بالا ، پردازد ، البته بدون در نظر گرفتن محدوده فولاد و یا فرآیند بارگذاری مکرر و مختلف ، قبل از طراحی ، باید به توصیه های مطرح شده عمل کرد .

بارگذاری طویل (طولانی) مدت :

در اکثر ساختارها(سازه ها) بتن ، مشروط به بارگذاری طولانی مدت می باشد . کشش وابسته به زمان ، با این تنش ها ، ارتباط دارند و دارای تأثیر عمیق بر عملکرد سازه هستند . چنین کشش هایی ، مستقیماً با انحراف بلند – مدت مرتبند و در اینجا ، شاهد اتلاف نیروی پیش تنش و گسستگی هستیم . احتمالاً ، مقاومت بتن ، بعلاوه بارگذاری طولانی – مدت با شدت بالا ، کاهش می یابد ، و همچنین بدلیل ظرفیت و توانایی سازه بتنی افزایش یافته (منظور مقاومت) و با تنش های بالای محلی . با وجود وارفنگی بتن (خزش) تعدیل و تنظیم شده اند .

وارفنگی بتن ، در ضریب وارفنگی بتن (خزش) ، بدین صورت توصیف شده است :

$$C_c = \frac{\text{کشش خزش}}{\text{کشش الاستیک اولیه}}$$

و یا بوسیله ضریب خزش ویژه محاسبه می شود :

کشش خزش در هر واحد تنش = δ_c

این دو می توانند با مدول الاستیسی ، ارتباط داشته باشند : $C_c = E_c \delta_c$

یک توافق کلی در مورد خزش بتن با مقاومت - بالا وجود دارد که بطور چشمگیری کمتر از خزش با مقاومت - پایین می باشد . اکثر اطلاعات و داده های اخیر نشان میدهد که ، برای بتن ها با مقاومت حدوداً 10.000 پسا ، این بتن ، دارای یک خزش ویژه است که فقط در حدود ۲۰٪ مقاومت - بالا دارد و بتن با مقاومت - پایین دارای یک ضریب وارفتگی (خزش) در حدود ۳۰٪ می باشد . در نتیجه ، برای ستونهای بتنی با مقاومت بالا ، که در راستای محوری (موازی محوری) بارگیری شده اند ، و وارفتگی بتنی (خزش) در آن کوتاه شده و سطح تنش ارائه شده ، کمتر از ستونهای بتنی با مقاومت - پایین ، می باشد . علاوه بر این ، توزیع بارگذاری بین بتن و فولاد و ستونهای بتنی با مقاومت - بالا ، باسپری شدن زمان ، موجب تغییرات کمتری خواهد شد . توزیع الاستیک تنش ها ، احتمالاً بیشتر حفظ می شود . اُفت تنش در عضو پیش فشرده ، بعلاوه کوتاه شدن خزش ، بسیار کمتر از سطح تنش بتن است . اما ، این مزیت احتمالاً حذف می شود اگر ، فشارهای بارگذاری طویل المدت ، مجاز بوده باشد .

شاه تیرها و دال ها (صفحات بتنی) :

مشخصات مواد ، که در فصل ها و در بخش 6.2 ، توصیف شده اند ، تأثیر و یا اثر ، عملکرد آنان در شاه تیرهای بتنی با مقاومت – بالا را نشان می دهد . در برخی موارد ، بهبود و پیشرفت دیده می شود : در موارد دیگر ، این عملکرد با رضایت کمتری همراه خواهد بود . در بسیاری از روشها یا شیوه ها ، شاه تیرها ، با مقاومت – بالا ، طبق قوانین مشابه موجود جهت ، توصیف عملکرد شاه تیرهای بتنی با مقاومت – پایین استفاده می شوند . هر چند ، برخی از پرسش های باقیمانده ، باید جواب داده شوند .

توزیع تنش متراکم :

توزیع تنش متراکم (فشرده) در شاه تیرها ، مستقیماً با شکل مربوط به منحنی تنش و افزایش طول نسبی ، با تراکم محوری ارتباط دارد . در نتیجه ، برای بتن با مقاومت – بالا که در شکل های مختلف به نمایش در آمدند (تصویر 6.1 را مشاهده کنید) ، منطقی است که ، انتظار داشته باشیم تفاوت در توزیع تنش متراکم و انعطاف پذیر ، بویژه در روشهای (صفحه ۳۳) بارگذاری ، مشاهده شود . در روش U.S. همانند ACI318 و ACI318 ، مناسب است که ، از بخش های شاه تیر استفاده کرد که ، بر مبنای شرایط هایی در یک وضعیت فرضی ضعف (سقوط) اصلی در شکل توزیع تنش متراکم استوار شده اند ، در یک شاه تیر ساخته شده از بتن با مقاومت – پایین ، احتمالاً مقاومت اسمی و لحظه ای با دانستن نیروی داخلی T و بازوی اهرم داخلی بین آنان ،

محاسبه می شود . شکل واقعی توزیع تنش متراکم در گسستگی اصلی ، همواره دارای متغیری بالاست ، حتی در محدوده یک دامنه (شعاع) مقاومت های ارائه شده بتن که احتمالاً شاید ربطی به موضوع نداشته باشند ، اگر (a) اهمیت سازگاری (انعطاف پذیری) تراکم C را بدانیم و (b) سطح شاه تیر در هر عملکرد را ، محاسبه کنیم . اینها ، امکان دارد ، در شرایطی از سه ویژگی پارامترهای ارائه شده توزیع تنش ، تشکیل شوند (تصویر 6.4(a) را مشاهده کنید) .

$K_1 =$ نسبت میانگین برای حداکثر تنش متراکم در شاه تیر

$K_2 =$ نسبت عمق برای سازگاری تراکم در عمق محور خنثی

$K_3 =$ نسبت حداکثر تنش در شاه تیر برای حداکثر تنش در

تطبیق کردن بارگذاری سیلندری ، بطور محوری .

برای اهداف طراحی معمولی و متداول ، عملکرد صحیح و درست ، توزیع تنش تراکم مستطیل معادل (برابر) است که در تصویر 6.4(b) نشان داده شده ، همراه با بزرگی سازگاری (انعطاف پذیری) تراکم و خط عملکرد مشابه همانند مورد قبلی . چنین توزیع برابر ، بطور ویژه ای مربوط به ACI318 می باشد که آن را بدین صورت ACI318 ، تفسیر کرده است . با مقدار یکسان از تراکم بتن فرضی و برابر برای $0.85f'_c$ که یک پارامتر جداگانه β_1 می باشد ، جهت توصیف و تعریف بزرگی (اهمیت) و خط عملکرد ، بنظر کافی می رسد . برای بتن با مقاومت - بالا ، منحنی تنش و - افزایش طول نسبی ، بیشتر خطی (طولی) است تا سهمی شکل (پارابولیک) . بنابراین ، دلیل آن ، احتمالاً پارامترهای بلوک (قطعه) تنش می باشد که مختلف هستند . پژوهش آزمایشی یا تجربی تأیید کرده اند که ، تفاوتها و یا اختلافها ، می توانند وجود داشته باشند و جایگزینهایی برای بلوک تنش مستطیلی ، مطرح شده اند ، همانطور که در تصویر 6.4.(C) این مورد نشان داده شده است . هر چند ، تفاوتهایی نیز در مقدارهای مقاومت محاسبه شده ، برای شاه تیرها و ستونهای خارج از مرکز (غیر مدّور) که بستگی به نسبت های فولاد و عوامل دیگر دارند . ACI 318R پیشنهاد می کند ، بر مبنای بلوک تنش مستطیلی برابر ، مقاومت انعطاف پذیر اسمی از یک شاه تیر تقویت شده جداگانه است که ، تقویت شده و می تواند به شرح ذیل ، محاسبه شود :

$$M_N = A_s f_y d (1 - 0.59 p \frac{f_y}{f'_c})$$

جاییکه

M_n = مقاومت لحظه ای اسمی در بخش in-lb

A = محیط یا ناحیه تقویت کشش

f_y = بازده مقاومت تعیین شده تقویت ، پسا

d = فاصله از قیبر بی نهایت متراکم برای مرکز ثقل تقویت کشش

p_1 = نسبت تقویت کشش

f'_c = مقاومت متراکم تعیین شده بتن ، پسا

ضریب 0.59 ، می تواند برای معادل سازی $K_2 / K_1 / K_3$ ، نشان داده شود . اختلاف یا

تغییر آزمایشی $K_2 / K_1 / K_3$ با مقاومت متراکم بتن ، بر مبنای پژوهش در چندین مرکز ،

در تصویر 6.5 بوضوح مشخص است که ، تفاوتها یا اختلافها ، جبران کننده هستند و

ضریب ترکیب شده ، بخوبی توسط مقدار ثابت 0.59 ، نشان داده شده . این شرایط

تقویت با نتایج آن در عکس 6.6 ، به تصویر کشیده شده اند که ، پیشگویی ها (پیش

بینی ها) بدست آمده از مقاومت انعطاف پذیر ، از بلوک تنش مستطیلی ، یک بلوک

تنش سه گوشه (مثلث) استفاده کرده است و یک توزیع بر مبنای منحنی تنش و افزایش

طول نسبی مشتق شده بطور تجربی (آزمایشی) همراه با داده های تست برای شاه

تیرهایی که نسبت های تقویت و مقاومت بتن متفاوتی برای 11.000 پسا ($76MP_a$) دارند . مقدار تست ، بهترین پیشگویی بوده اند که از منحنی تنش و افزایش طول نسبی واقعی استفاده کرده اند ، اما هم توزیع راست گوشه (مثلی) و هم مستطیلی ، مرزهای پایین تر قابل قبولی را جهت مقادیرهای تجربی و تئوری ، ارائه می دهند . بر مبنای این تحقیقات مشابه ، بنظر می رسد که ، برای شاه تیرهای تقویت شده ، وجود و حضور متدهای ACI 318 ، می تواند بدون تغییرات ، مورد استفاده قرار گیرد ، حداقل برای مقاومت های بتن تا بالای 12,000 پسا ($83MP_a$) . برای شاه تیرهای بیش از حد تقویت شده ، که مجاز به استفاده ACI 318 ، نیستند و یا برای اعضای ترکیب شدن تراکم محوری و خمش ، تفاوتها بسیار مهم هستند و احتمالاً رخ خواهند داد .

محدود کردن کشش متراکم :

در حالیکه بتن با مقاومت - بالا ، به تنش پیک در یک کشش متراکم میرسند ، این پیک یا اوج ، در بتن با مقاومت بالا بیشتر است تا بتن با مقاومت - کم و همینطور کشش استفاده شده در تست های متراکم تک محوری در بتن با مقاومت - بالا و در تست های شاه تیر ، پایین تر (کمتر) است . اینطور پیشنهاد شده که ، این نتایج ظاهراً بعلاّی انرژی آزاد شده از آزمایش کردن تجهیزات می باشد . تصویر 6.7 ، نوسان یا اختلاف کشش بتن را در شکستگی و در تراکم زیاد شاه تیرهای بتن تقویت شده جداگانه ، و یا ستونهای بارگذاری شده (غیر مدّور) بدون فولاد جانبی تقویت شده را ، نشان می دهد . مقدار ثابت کشش در فیبر بسیار متراکم بتن 0.003 ، توسط ACI 318 ، تعیین شده اند و جهت نشان دادن نتایج رضایت بخش آزمایش ها برای مقاومت - بالا و مقاومت پایین بتن ، بکار گرفته شده است .

تأثیر فولاد تقویت شده و متراکم :

با در نظر گرفتن ، ظرفیت کشش بسیار محدود شده بتن با مقاومت - بالا در تراکم ، لازم و ضروری است که شکل پذیری شاه تیرهای ساخته شده از بتن با مقاومت - بالا ، ارزیابی و بررسی شود . شاخص شکل پذیری خمیدگی μ ، بدین صورت ، توصیف می شود :

$$\mu = \frac{\Delta_k}{\Delta_y}$$

Δ_u = خمیدگی شاه تیر در بارگذاری شکستگی

Δ_y = خمیدگی شاه تیر در بارگذاری تولید شده

بازده کشش فولاد

تست ها یا آزمایش هایی توسطِ pastor (پاستور) از شاه تیرهای ساخته شده از بتن با مقاومت – بالا تشکیل شده که ، بطور خلاصه شده در جدول 6.2 (ردیف یاسری A) و جدول 6.3 (ردیف B) نشان داده شده است . شاه تیرهای ردیف A ، بطور جداگانه تقویت شده اند بدون فولاد متراکم و یا فولاد تقویت شده . این ردیف ها (سری ها) شامل شاه تیرهایی ، همراه با مقاومت بتن از 3700 تا 9265 (پسا) (26 تا 64MPa) هستند ، برای شاه تیر با مقاومت بالا . نسبت کشش فولاد از 0.29_{pb} تا 1.11_{pb} ، متفاوت است ، جاییکه ، $pb =$ نسبت تقویت برای شرایط های کشش توازن یافته می باشد . نتایج ، یک قابلیت شکل پذیری را برای شاه تیرهای ، همراه با مقاومت های بالای بتن نشان میدهد .

براساس این نتایج ، ردیف ها در جدول 6.3 ، خلاصه شده اند . این شاه تیرها ، شامل تفاوت در مقدار تراکم فولاد (۵۰ تا ۱۰۰ درصد) و محدوده فولاد جانبی در فرم یا شکل مماس در فاصله بندی 6.3 و 12in ، می باشد . همه شاه تیرهای قابل قیاس برای A4

مربوط به اولین سری (ردیف) و همراه با بتن با مقاومت بالا بودند که ، تیرهای اتصالی و فشار یا تراکم فولاد نداشتند .

از شاه تیرهای B1 و B2 ، مقایسه شده با شاه تیر A4 ، می توان نتیجه گرفت که ، تیرهای اتصالی در $12\text{in}(30,5\text{mm})$ شاخص قابلیت شکل پذیری افزایش یافته اند ، اما ، این مقدار زیاد چشمگیری نیست . شاخص قابلیت شکل پذیری زمانی بطور برجسته افزایش می یابد که فاصله گذاری تیر اتصالی به $6\text{in}(15,2\text{mm})$ در شاه تیرهای B3 و B4 ، کاهش یافته باشد ، اما هیچگونه مسیر یا گرایش بالایی نشان ندهد زمانی که به $3\text{in}(7,6\text{mm})$ کاهش می یابد . یک مقایسه بین شاه تیرهای B3 و B4 ، تأثیر مفید را در افزایش یا اضافه کردن بیشتر تراکم فولاد ، نشان می دهد ، اگر چه واضح است ، این عمل در مقایسه با شاه تیرهای B5 و B6 ، امکان پذیر نیست .

حداقل نسبت های کشش فولاد :

مجموعه های ACI318 ، یک محدوده بالا بر ، نسبت کشش فولاد می باشد ، برای شاه تیرها در ۷۵٪ نسبت توازن یافته آنان و اطمینان از اینکه باید شکستگی رخ دهد و تسلیم شدگی فلز تدریجی خواهد بود . محدودیت کمتر نسبت کشش فولاد ، موجب محافظت در برابر شکستگی ناگهانی شاه تیرهای تقویت شده و ترک خوردگی بتن می

شود . در اینجا ، عبارت ACI 318 برای مینیمم (حداقل) نسبت فولاد ، مشخص شده است :

$$P_{\min} = \frac{200}{f_y \mu} \quad \text{برای } f_y \text{ در پسا} \quad (6.10)$$

$$P_{\min} = 1. \frac{38}{f_y \mu} \quad \text{برای } f_y \text{ در } MP_a$$

این عبارت ، از لنگر مقاوم بخش ترک خورده (شکافته شده) ، مشتق شده است که باید حداقل بر مبنای مدوله (پیمانانه ، قدر مطلق) گسیختگی یا تخریب باشد .

بنابراین ، قسمت دوم عبارت برای بزرگتر بودن و برای بتن مقاومت - بالا ، شناخته شده است تا در بتن با مقاومت کم ، این نشان می دهد که ، مقاومت بتن باید در یک نسخه (نگارش) اصلاح شده معادله (6.10) ، شامل شده باشد ، همراه با مدوله های گسیختگی که در $7.5\sqrt{f'_c}(0.62\sqrt{f'_c})$ استفاده شده است که بدین شرح ، مشخص می شود :

$$P_{\min} = \frac{2.7\sqrt{f'_c}}{f_y} = 200 / f_y (1.38 / f_y) \quad (6.11)$$

این معادله نشان می دهد که ، معادله مناسبی برای همه مقاومت های بتن از 3000 تا 12000 پسا (21 تا 83 MPa) ، می باشد .

برش و کشش قطری :

در شیوه US ، طراحی برای برش ، بر مبنای شرایط بارگذاری تجزیه شده صورت می گیرد . کل مقاومت برش ، از دو بخش تشکیل شده است : V_s که از خاموت ها (میله گردهای کم قطر که بصورت قاب - بسته ای آرماتورهای طولی را در بر می گیرند) تهیه شده و V_c که بطور ظاهری از توزیع بتن ، فراهم شده اند . توزیع ظاهری بتن ، شامل یک روش توصیف نشده است ، توزیع هایی که هنوز بتن در رأس یک ترک قطری فرضی ، ترک نخورده است ، این مقاومت با مصالح دانه ای (ماسه و شن یا مخلوطی از آن) بهم پیوسته یا متصل شده . در امتداد سطح ترک قطری پدید آمده و مقاومت میخ چوبی ، با تقویت کردن فولاد اصلی ، حاصل شده است . بتن مقاومت - بالای بارگذاری شده ، با فشار بدون محوری به ناگهان می شکند (دچار شکستگی می شود) و احتمالاً در سطح ، شاهد شکستگی خواهیم بود که هموار و صاف می باشد .

بر عکس ، در بتن با مقاومت کم ، سطح شکستگی ، بسیار عمیق است . در شاه تیرهایی که با مقاومت برش ، کنترل شده اند ، حالت تنش دو محوری است که از فشار یا تراکم قطری در مسیری از نقطه بارگذاری ترکیب شده ، برای حمایت کردن کشش قطری در مسیر عمودی ، انتظار می رود . ترک های کششی قطری ، در شاه تیرهای بتنی با

مقاومت - بالا ، دارای سطح هموار و صافی است که احتمالاً نقص در بهم پیوستن مصالح دانه ای می باشد . تست ها و آزمایشات تأیید کردند که ، کاهش پیوستگی مصالح دانه ای ، در مقاومت بتن ، تأثیر دارد . بنابراین ، نقص یا کمبود مقاومت برش ، برای طراحی معادله های حاضر ، در نظر گرفته نشده است . داده ها یا اطلاعات Frantz (فرانتز) از دانشگاه Connecticut (کانک تیکات) ، نشان می دهد که ، توزیع بتن محاسبه شده V_c ، برای بتن مقاومت - بالا ، کافی است . داده های نیلسون از دانشگاه گرنل ، متدهای طراحی را نشان میدهد که ، برای بتن مقاومت بالا ، زیاد محافظه کارانه ، بنظر نمی رسند . پژوهش و تحقیقات صورت گرفته توسط Ahmad (احمد) ، حاکی از آن است ، توزیع مقاومت برش مربوط به بتن بطور مطلوبی با معادله $ACI\ 318\ (11-3)$ ، پیش بینی شده است ، برای نسبت های مدت زمان برش 2.5 و یا کمتر و نسبت های پایین برای فولاد ، در معادله ACI ، مطلوب بنظر نمی رسند . علاوه بر این ، بررسی های آنان نشان می دهد که ، معادله $ACI\ 31883$ نیز ، برای شاه تیرهای بتنی - مقاومت بالا با نسبت های کم فولاد ، مناسب و محافظه کارانه نیست . تحقیقات اخیر راسل و رولر که برای شاه تیرها با نسبت بالای فولاد مارپیچ ، صورت گرفته ، حاکی از آن است ، معادله های $ACI\ Code$ (کد) ایمن هستند . تأثیر مفید بتن با مقاومت - بالا برای شاه تیرهای پیش تنیدگی شده ،

مشخص شده بود ، با استفاده از تجزیه و تحلیل بر مبنای مدل‌های تراس (خرپا ، تیر مشبک) توسط کافمن و رمی یرز . بتن با مقاومت - بالا ، مقاومت مربوط به قطعات تراس (خرپا) افزایش می دهد ، و اینکار کارآیی تقویت web (جان تیر ، تیغه تیر) را در حین به حرکت درآوردن خاموت ، بالا برده و همچنین ظرفیت و توانایی حمل کردن - بارگذاری ستونها یا پایه ها را ، افزایش می دهد . البته ، هم اکنون هیچگونه اطلاعاتی در خصوص در نظر گرفتن حداقل نیازهای تقویت جان تیر ، برای محافظت شکستگی ترد و شکننده ناشی شده از ترک قطری حساس ، در دسترس نیست .

آجر چینی ، تکیه گاه (مهاربندی) و توسعه یا گسترش طول :

متمدهای ACI 318 طراحی شده برای توسعه طول و مهار بندی (تکیه گاه) کشش فولاد ، بر مبنای آزمایشات ، بطور کلی از بتن هایی استفاده می کنند مقاومتهای تراکمی یا فشرده دارند و بیشتر از 4000 پسا ، نیستند . اگر چه ، برخی از اطلاعات بدست آمده اخیر ، که در مورد بتن با مقاومت بالا است ، داده های کافی و موثری را ، ارائه نکرده اند .

کراکینگ (شکافتگی) :

مدوله (پیمانہ) شکستگی ، اندازه گیری دقیق از مقاومت کششی بتن برای استفاده در پیش بینی بارگذاری کراکینگ مارپیچ ، در فصل ۵ ، گزارش شده که $11.7\sqrt{f'_c}$ بوده ، برای وزن نرمال و طبیعی بتن ها ، با مقاومت‌هایی در محدوده 3000 تا 12000 پسا (21 تا ۸۳ MPa) . ظاهراً اینطور که پیداست ، مقدار ACI 318 از $7.5\sqrt{f'_c}$ ، بسیار کم است . هر چند ، برای شرایط عمل آمدن بتن مثلاً هفت روز این عمل در محیط نمناک صورت گرفته و سپس هوا باید خشک باشد ، مقدار $7.5\sqrt{f'_c}$ احتمالاً برای دامنه تغییرات کامل مقاومت ، مساعد است . بنابراین ، توصیه می شود ، این مقدار تغییر نکند . فرض کنید یک مدوله شکستگی کمتر از مقدار واقعی برای یک قطعه مارپیچ است که نه محافظه کارانه است و نه محافظه کارانه نیست ، اما نتیجه ساده آن یک پیش بینی ناصحیح از کراکینگ بارگذاری ، محاسبه می باشد . این نتیجه از یک برآورد ناصحیح از خمیدگی الاستیک (ارتجاعی) و خزش (وارفتگی) ، بدست آمده است .

مقاومت کشش مستقیم ، بندرت اندازه گیری می شود ، اما جالب است در مطالعه کردن کراکینگ برش - تیغه تیر در قطعات نشان داده شده بتن ، یک نمونه یا مثال می باشد . هر دو مدوله گسیختگی (شکستگی) و مقاومت چند دسته ای کشش بتن با مقاومت - بالا ، با مقدارهای توضیح داده شده در متن بالا ، برای بتن با مقاومت - کم ، منطبق هستند . در این خصوص ، معادلات ، بطور آزمایشی برای برش مارپیچ و مقاومت

برش پیچشی می توانند در محاسبات بتن با مقاومت - بالا ، بر مبنای مواد مقاومت - کم ، مورد استفاده قرار گیرند . هر چند ، در مورد جنبه های دیگر در بخش 6.3.5 ، بحث و گفتگو شده است .

خمیدگی های الاستیک (ارتجاعی) :

عدم قطعیت اصلی در پیش بینی کردن خمیدگیهای الاستیک شاه تیرهای بتنی تقویت شده ، (a) مدوله های الاستیک E_c ، (b) مدوله های شکستگی f_r و (c) اثر گشتاور اینرسی هستند که ، بستگی به گسترش گراکنیگ شاه تیر دارند . برای مدوله های الاستیک ، معادله فصل ۵ ، استفاده می شود ، مگر اینکه مقدار مدوله ، شناخته شده باشد :

$$E_c = 40,000\sqrt{f'_c} + 1.0 \times 10^6 \text{ psi}$$

(6-12)

$$(E_c = 3320\sqrt{f'_c} + 6900 \text{ MPa})$$

معادله (6.12) ، باید با فاکتور یا عامل تصحیح ، تغییر کند $1.5(w/c/145)$] برای واحدهای SI $1.5(wc/2300)$ برای چگالی های بتن به استثنای $(2320 \text{ kg/ft}^3 \text{ m}^3)$ $145/b/$ در مورد مدوله های شکستگی ، در بخش 6.3.7 ، بحث شده است . برای پیش بینی خمیدگیهای یک مقدار از $7.5 \sqrt{f'_c}$ ، از محاسبه گشتاور کراکنیگ ماریچی

مربوط به شاه تیر ، استفاده می شود . معادله برای اثر گشتاور اینرسی I_e در ،

ACI318 شامل شده که به شرح ذیل می باشد :

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \quad (6-13)$$

$M_{cr} =$ گشتاور کراکینگ

$M_a =$ ماکزیمم (حداکثر) گشتاور

$I_g =$ گشتاور قرص اینرسی بخش

گشتاور اینرسی بخش تغییر شکل داده و ترک خورده (دچار شکستگی شده) . $I_{cr} =$

این یک اصل و مبنا برای محاسبه خمیدگی شاه تیر محسوب می شود که ، اعتبار و

پایایی را برای ، بتن با مقاومت - بالا و به همین ترتیب ، شاه تیرها بتنی نرمال را پدید

می آورد ، البته بر اساس اطلاعات قابل دسترس 6.43,6.47,6.34 .

خمیدگیهای وابسته به زمان :

خمیدگیهای وابسته به زمان شاه تیرها ، بعلاوه خزش و انقباض یا کاهش هستند که ،

لزوماً با ، بکار گرفتن افزایش دهنده ها محاسبه شده اند جهت خمیدگیهای الاستیک

محاسبه شده . این شیوه ، برای قطعات بتن - با مقاومت بالا ، بسیار معتبر است اما ،

داده های آزمایشی نشان می دهد که ، افزایش دهنده ها ، احتمالاً بعلاوه خزش

پایین تر ، بسیار کم هستند ، البته در بتن با مقاومت بالا طبق ACI318 ،

خمیدگیهای بلند - مدت با استفاده از افزایش دهنده $\frac{E}{1+50p'}$ ، بدست می آید :

P' = نسبت تقویت برای تقویت فشار (تراکم) پیش تنیده نشده است

E = فاکتور وابسته به زمان

فاکتور وابسته به زمان ، با تصویر 6.8 و استفاده از ACI318 ، ارائه شده است .

پژوهش های اخیر ، افزایش دهنده های بلند - مدت را ارائه و معرفی کرده و تغییرات

در آنان با زمان صورت می گیرد ، می توانید این اطلاعات را در تصویر 6.9 ، مشاهده

کنید که خلاصه شده اند . نتایج بدست آمده ، طی یکسال در سن بارگذاری ،

نشان می دهد که :

(a) . برای شاه تیرهای بتنی 3600 پسا (2/5MPa) ، افزایش دهنده های یک - سال

به ترتیب 0.50,0.60,0.85 هستند برای شاه تیرها با P'/P که مساوی 0.0.5 و 1.0

و کمتر از مقدار یکسال - ACI318, 1.10, 1.40 و 0.80 ، می باشند که برای

مقاومتهای کم ، بتن ، مشخص شده اند .

(b) . برای شاه تیرهای بتنی با مقاومت بالا ، افزایش دهنده ها خمیدگی ، هنوز کمتر

از مقدارهای ACI318 ، هستند . بطور مثال ، برای شاه تیرهای مقاوم - بالا بدون

فشار فولاد . مقدار 0.55 در یک سال ، فقط ۴۰٪ مربوط به مقدار ACI318 و ۶۵٪

مربوط به مقدار آزمایشی برای بتن با مقاومت - کم بوده است .

(c) . تأثیر فشار فولاد ، احتمالاً در شاه تیرهای بتنی مقاومت - بالا ، کمتر اهمیت دارد

تا در شاه تیرهای بتنی مقاومت - کم . برای شاه تیرهای بتنی مقاومت - کم ، با

افزودن فشار فولاد ، دارای ناحیه یا محیط مساوی کاهش کشش فولاد و خمیدگیهای

یک ساله می باشد که ۴۱٪ است . برای بتن مقاومت - بالا ، شاه تیر با فشار فولاد ، در

حدود ۳۵٪ کاهش را نشان می دهد . می توان انتظار داشت که این عملکرد بعلاوه نقش

فشار فولاد است که اساساً خزش مربوط به بتن را در منطقه فشار تحت تحمل بارها ،

کاهش می دهد ، پس بتن با مقاومت - بالا همراه با ضریب خزش ، در این خصوص ،

کمتر می تواند بجا کمک کند . اندازه گیریهای خمیدگی ، بطور پیوسته و مداوم در

تحقیقات ، توصیف شده اند . نتایج و اطلاعات بدست آمده ، که حاصل آزمایشات طولی

مدت هستند نشان می دهند شاه تیرها همراه با مقاومتهای فشرده f'_c برای 12000

پسا (83MPa) مناسب هستند . مقاومت بتن ، باید بعنوان یک پارامتر در معادله ها در

نظر گرفته شود ، جهت پیش بینی کردن خمیدگیهای بلند - مدت . مقاومت بتن فقط

تحت تأثیر مستقیم خمیدگیهای بلند - مدت نیست ، بلکه دلیل آن ضریب کم خزش و

تأثیر فشار فولاد است .

بارگذاری مکرر (پی در پی) :

با مراجع به بخش 6.2.3، بنظر می رسد بتن با مقاومت بالا، بدلیل آزادی نسبی از میکرو کراکینگ (ریز - شکافتگی) داخلی در بار مفید، مقاومت بیشتری دارد برای بارگذاری مکرر که شامل شده از، از تعداد بزرگ سیکل ها (چرخه ها) در دامنه تغییرات کم تنش، مثلاً در پل ها. اگر قابلیت شکل پذیری یک مولفه مهم تلقی می شود، باید در طراحی، مقاومت متزلزل آن محاسبه شود، اهمیت آن برای فولاد تقویت شده جانبی در فرم یا شکل خاموت ها و یا رکابی ها و همینطور تقویت فشار می باشد. در حالیکه، در سراسر این تحقیق در مورد بتن با مقاومت - کم، زیاد بحث شد، اما اطلاعات اندکی در خصوص شاه تیرهای بتنی با مقاومت - بالا، در بارگذاری مکرر، در دسترس است. 6.3.11 شاه تیرهای بتنی پیش فشرده شده :

در مورد پیگیری های بتن مقاومت - بالا، قبلاً در این فصل بطور مفصل بحث و گفتگو شد، حالا می خواهیم در مورد اثر عملکرد شاه تیرهای بتنی پیش فشرده (پیش تنیده)، صحبت کنیم. باید یادآوری کرد که اثر آن از ضریب خزش کم، حاصل می شوند. اطلاعات در مورد سطوح مشابه تنش بتن، خمیدگی وابسته به زمان شاه تیرهای بتنی مقاومت - بالا، بسیار کم است. از طرف دیگر، امکان دارد خزش کم بتن، تأثیر اندکی بر خمیدگیهای شاه تیر از پیش فشرده داشته باشد، بعلت خمیدگی خزش بالایی بدلیل

پیش فشرده شدن ، و در بسیاری موارد با خمیدگی خزش زیرین ، به علت بارهای حفظ شده ، محاسبه شده است . این نتیجه ، فقط خمیدگیهای خالص و کوچک را همراه با کل بارهای حفظ شده ، حاصل شده است . برای سطح ارائه شده تنش بتن ، نیروی پیش فشرده را بدلیل خزش حذف کرده که می توان انتظار داشت ، این نیرو ، برای شاه تیرهای پیش فشرده با استفاده از بتن مقاومت بالا ، بسیار کوچک است . البته تنش بتن نیز این مزایا را خنثی می کند .

ستونهای خارج از مرکز (غیر متعارف) :

توزیع تنش فشرده

همانطور که در بخش 6.3.1 ، در مورد شاه تیرها ، بحث کردیم ، متوجه شدیم که ، شکل توزیع تنش فشار در شاه تیرهای بتنی مقاومت - بالا ، مناسب است و با شاه تیرهای بتنی مقاومت - کم ، متفاوت است ، شکل متفاوت منحنی تنش و تغییر طول نسبی فشار ، در تصویر 6.1 ، نشان داده شده است . برای شاه تیرهای بتنی تقویت شده با مقاومت کنترل شده توسط بازده مقاومت تقویت ، شکل واقعی قطعه تنش فشار در محاسبه مقاومت ظاهری مارپیچی ، ورد استفاده قرار گرفته که از اهمیت کمی برخوردار است بشرطی که بازوی اهرم داخلی برای مقاومت فشار ، نزدیک به مقدار واقعی ، باشد . قطعه تنش مستطیلی متداول و معادله ها ، برای تعیین کردن مقاومت

ظاهری مارپیچ ، بر مبنای قطعه تنش مستطیلی ، بطور طبیعی رضایت بخش و یا قابل قبول می باشد. شاه تیرهایی که بیش از اندازه تقویت شده اند طبق ACI318 ، مجاز نیستند ، پس نتیجه می گیریم که ، شیوه های امروز نتایج کافی را برای همه شاه تیرهای طراحی شده تحت قوانین و شروط ACI318 تولید کرده است ، حالا چه بتن با مقاومت - کم و چه بتن با مقاومت - بالا ، مورد استفاده قرار گیرد .

در مورد خمش ترکیب شده و بار محوری ، یعنی ستونهای خارج از مرکز ، از نقص قطعات در فشار مارپیچی ، نمی توان اجتناب کرد . برای قطعاتی که دارای ناهم مرکزی نسبی و کمی هستند ، نقص (شکستگی) با بتن شروع خواهد شد تا ، به محدوده تغییر شکل نسبی برسد .

برای چنین مواردی ، یک تفسیر دقیق مربوط به قطعه تنش فشار بتن می تواند مهم باشد .

اثر متقابل نمودار برای ، مقاومت ستونهای کوتاه :

بررسی های تحلیلی و محدود ، تشکیل شده از ستونهای خارج از مرکز مقایسه شده با پیش بینی های روش تفسیری ACI318R ، بر مبنای قطعه تنش مستطیلی ، برابر است با توزیع تنش دوزنقه ای بتن ، شکل کلی دوزنقه ، متفاوت است و میزان سازی از کاملاً مستطیل برای بتن با مقاومت - کم و کاملاً مثلث برای مقاومت های خیلی بالا ،

صورت می گیرد ، همانطور که در بخش 6.3.1 بحث شده تصویر 6.10 یک مقایسه مربوط به نمودار اثر متقابل متفاوت را ، نشان می دهد ، در ارتباط با ظرفیت بار محوری P_n و ظرفیت مارپیچی M_n برای یک 14×14 in و ستون ساخته شده از 1200 پسا (MPa83) مقاومت بتن . تقویت ، با ۴ میل گرد NO.11 ، دارای بازده مقاومت پسا $f_y = 60,000$ ، فراهم شده است . مقاومت تحت بار محوری ترکیب شده و خمش با اولین قطعه تنش مستطیلی متداول (خط پر) و سپس با استفاده از یک دوزنقه متغیر – متقارن (خط چین) ، محاسبه شده بود . برای خارج از مرکزیهای نسبتاً بزرگ ، زمانیکه گشتاور تسلط یافته و نقص شروع شده توسط بازده تقویت کششی ، دو منحنی ، تقریباً غیر قابل تشخیص هستند . برای خارج از مرکزیهای کوچک ، ACI318 ، در مقدارهای بزرگتر برای نیروی محوری و گشتاور ، ناشی شده در یک خارج از مرکزی ارائه شده ، تا در آنهایی که در محاسبه دقیق ، بدست آمده اند . تفاوت یا اختلاف از ۱۵٪ در نمودار اثر متقابل مرتبط با گشتاور ، برای بار محوری ، بر مبنای محاسبه های تطبیقی ، پیدا و مشخص شده اند . شیوه های AC318 ، در محدودیت تغییر طول نسبی بتن فرض شده و در فشار 0,003 مشترک است . این مطلب در بخش 6.3.2 نشان داده شده که ، البته برای بتن با مقاومت – بالا ، کمتر محافظه کارانه است تا برای بتن با مقاومت – کم . با وجود کارآیی تقویت جانبی ، که توسط مارپیچ های پیوسته در ستونهای بتنی

با وزن نرمال فراهم و ایجاد شده است ، کارآیی محدودیت تغییر طول نسبی ، بزرگتر از این مقدار است و تجزیه و تحلیل سازگاری تغییر طول نسبی ، می تواند بر مبنای تغییر طول نسبی 0.003 باشد . هر چند ، هیچ نوع توجیه ظاهری برای افزایش یافتن محدودیت فرضیه های تغییر طول نسبی با مقادیرهای داده شده در بالا (متن بالا) ، وجود ندارد .

اثرات اندک و مختصر :

متد بزرگ سازی گشتاور با در نظر گرفتن ستونهای بتنی تقویت شده ، بنظر می رسد که بطور کلی برای بتن با مقاومت - بالا ، معتبر و پایا است . یک استثنا در معادله ها ، برای محاسبه - کردن تأثیر استحکام مارپیچی ، موجود است . دو معادله جایگزین ، در ACI318 برای استحکام مارپیچی ، ارائه شده اند که ، شامل فاکتورهایی برای محاسبه و تأثیر خزش (وارفتگی) بتن در یک روش تقریبی ، هستند . پایایی این معادلات ، در بتن با مقاومت بالا ، مورد پرسش و سوال واقع شده و ضریب خزش کمتر ، بطور چشمگیری برای بتن مقاومت بالا ، تشخیص داده است . البته تا این موقع ، هیچگونه اطلاعات آزمایشی در این خصوص در دسترس نبوده . علاوه بر این ، محاسبه ها ، باید ترکیب و ارزیابی شود با استفاده از E_c در معادله (6-12) ، ارائه و عرضه شده است .

خلاصه :

6.5.1 مرور :

یک خلاصه کوتاه از مشخصه های ویژه و خاص بتن با مقاومت - بالا ، ارائه شده و همچنین عملکرد و طرح قطعه های بتنی تقویت شده و سازه ها ، به تصویر کشید شده است .

بطور کلی ، برای ستونهای بارگذاری شده بطور محوری ، افزودن مستقیم بتن و توزیع مقاومت فولاد ، معتبر و پایا هستند ، همینطور برای قطعات بتن با مقاومت - کم . فولاد جانبی ، نقش بسیار مهمی را ، ضرورتاً برای بهبود بخشیدن قابلیت شکل پذیری و دوام ، ایفا می کند .