



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده فنی عمران

پایان نامه جهت اخذ کارشناسی ارشد

مهندسی عمران - سازه

موضوع پایان نامه:

# بررسی اثر مقاوم سازی اتصالات بتن بر روی شکل پذیری آنها FRP آرمه با

استاد راهنما:

جناب آقای دکتر علایی

استاد مشاور:

جناب آقای دکتر کیهانی

نگارش:

سعید شه لی

۸۴۲۲۳۰۶

تابستان ۱۳۸۷



Shahrood university of Technology  
Civil Engineering Department  
M.Sc THESIS

Subject:

**Effect of Retrofitting of R/C Connections  
whith FRP Laminates on their ductility**

TESIS ADVISOR:  
F.ALAEE.Ph.D

CONSULTING ADVISER:  
A.KEYHANI Ph.D

BY:  
SAEID SHAHLI

## Summer2008

## فهرست مطالب

## فصل اول

## ملاحظات بر رفتار ساختمانهای بتن مسلح در حین زلزله

۱-۱- مقدمه.....	۲
۱-۲- ملاحظات بر رفتار ساختمانهای بتن مسلح در حین زلزله.....	۴
۱-۲-۱- مفاهیم سازه ای.....	۴
۱-۲-۲- مفاهیم طراحی و جزئیات سازه ای.....	۷
۱-۳- شکل پذیری.....	۸
۱-۳-۱- شکل پذیری تیر.....	۸
۱-۳-۲- شکل پذیری اتصالات.....	۹
۱-۳-۳- شکل پذیری ستون.....	۱۰
۱-۴- پیش بینی های ویژه در مورد تیرها و ستون ها در آیین نامه ACI.....	۱۱
۱-۴-۱- تیرها.....	۱۱
۱-۴-۲- ستونها.....	۱۲

## فصل دوم

## لزوم تقویت انواع اتصالات به وسیله FRP

۱-۲- لزوم مقاوم سازی به وسیله FRP.....	۱۶
۱-۲-۲- ویژگی های FRP.....	۱۷
۱-۲-۲-۱- مشخصات الیاف FRP.....	۱۸
۱-۲-۲-۲- الیاف شیشه.....	۱۸
۱-۲-۲-۲- الیاف کربن.....	۱۸
۱-۲-۲-۲- الیاف آرمید.....	۱۹

۱۹	۲-۲-۲- رزینهای موجود در ساخت FRP
۲۰	۳-۲-۲- اشکال مختلف مورد استفاده FRP در مهندسی عمران
۲۰	۲-۲-۳-۱- میلگردهای FRP
۲۳	۲-۲-۳-۲- پوشش های FRP
۲۵	۳-۲- موارد استفاده FRP در سازه
۲۵	۲-۳-۱- دورپیچ کردن ستون ها
۲۶	۲-۳-۲- بهبود وضعیت خمش و برش در تیرها
۲۷	۲-۳-۲-۱- مدهای خرابی
۲۸	۳-۳-۲- تقویت اتصالات
۳۰	۴-۲- مشخصات مکانیکی کامپوزیتهای FRP برای مدل سازی اجزای محدود
۳۲	۵-۲- انواع اتصال تیر به ستون
۳۲	۲-۵-۱- انواع اتصال بر اساس شکل اتصال
۳۳	۲-۵-۲- انواع اتصال بر اساس شرایط بارگذاری
۳۴	۲-۵-۳- انواع اتصال از نظر تشکیل حوزه پلاستیک
۳۵	۲-۵-۳-۱- مشخصات اتصال الاستیک
۳۶	۲-۵-۳-۲- مشخصات اتصال غیر الاستیک
۳۷	۶-۲- مروری بر مطالعات تجربی و تحلیلی انجام شده در مورد رفتار اتصالات
۳۷	۷-۲- اهداف تحقیق حاضر

### فصل سوم

#### نحوه مدل سازی اتصال به وسیله نرم افزار ANSYS

۵۱	۱-۳- معرفی اجمالی نرم افزار ANSYS
۵۱	۲-۳- مروری بر مفهوم آنالیز غیرخطی
۵۱	۳-۲-۱- غیرخطی هندسی
۵۱	۳-۲-۲- غیرخطی بودن ماده
۵۳	۳-۳- مدل سازی اجزاء محدود بتن آرمه در ANSYS
۵۳	۴-۳- معیار شکست حاکم بر رفتار بتن در نرم افزار ANSYS
۵۵	۳-۵- پارامترهای مورد نیاز برای مدل سازی اجزاء محدود بتن آرمه
۵۷	۳-۶- المانهای مورد استفاده در ANSYS برای مدل سازی بتن و آرماتور
۵۹	۳-۷- دو روش متفاوت برای مدل سازی اعضای بتن آرمه

۶۰	.....	۸-۳- مدل سازی کامپوزیت های FRP در ANSYS
۶۱	.....	۹-۳- المانهای حجمی SOLID45 و SOLID46
۶۴	.....	۱-۹-۳- نحوه مدل سازی FRP به وسیله SOLID45
۶۵	.....	۲-۹-۳- نحوه مدل سازی FRP به وسیله SOLID46

### فصل چهارم

#### کالیبراسیون یک اتصال با نرم افزار ANSYS

۶۸	.....	۱-۴- مدل سازی یک اتصال تقویت شده با کامپوزیت
۶۸	.....	۱-۱-۴- مشخصات مورد استفاده در ساخت نمونه مورد بررسی
۷۰	.....	۲-۱-۴- مدل سازی غیرخطی در نرم افزار
۷۰	.....	۳-۱-۴- اعمال شرایط مرزی و انجام آنالیز
۷۳	.....	۴-۱-۴- بررسی نتایج
۷۴	.....	۵-۱-۴- دو نکته مهم در مدل سازی اتصال مورد بررسی

### فصل پنجم

#### معرفی اتصال مبنای Base و نحوه تقویت آن

۷۷	.....	۱-۵- معرفی اتصال مبنا و هسته اتصال
۸۰	.....	۱-۱-۵- معرفی اتصال مبنای Base
۸۱	.....	۲-۵- محللهای ممکن برای قرارگیری ورقه های کامپوزیت
۸۳	.....	۳-۴- معرفی نحوه تقویت اتصال مبنای Base
۸۴	.....	۱-۳-۵- اتصالات C <sub>1-0</sub> تا C <sub>1-90</sub>
۸۸	.....	۲-۳-۵- اتصالات C <sub>2-0</sub> و C <sub>2-90</sub>
۹۰	.....	۳-۳-۵- اتصالات C <sub>3-0</sub> و C <sub>3-90</sub>
۹۱	.....	۴-۳-۵- اتصالات C <sub>4-0</sub> و C <sub>4-90</sub>
۹۳	.....	۵-۳-۵- اتصالات C <sub>5-0</sub> و C <sub>5-90</sub>

### فصل ششم

#### نتایج تحلیل نمونه های تقویت شده

۹۶	.....	۱-۶- مقدمه
----	-------	------------

۹۶	۲-۶- مشخصات کلی مدل‌های ساخته شده.....
۱۰۰	۳-۶- نتایج ارائه شده از تحلیل های انجام گرفته.....
۱۲	۴-۶- نتایج به دست آمده از تحلیل نمونه ها.....
۱۰۴	۵-۶- ارائه نتایج.....
۱۰۶	۶-۶- بررسی رفتار کلی اتصالات تقویت شده.....
۱۰۸	۷-۶- بررسی شکل پذیری اتصالات تقویت شده با توجه به نتایج بدست آمده.....
۱۰۸	۶-۷-۱- بررسی نتایج نمونه های C <sub>1-0</sub> تا C <sub>1-90</sub> .....
۱۱۳	۶-۷-۲- بررسی نتایج نمونه های C <sub>2-0</sub> و C <sub>2-90</sub> .....
۱۱۶	۶-۷-۳- بررسی نتایج نمونه های C <sub>3-0</sub> و C <sub>3-90</sub> .....
۱۱۹	۶-۷-۴- بررسی نتایج نمونه های C <sub>4-0</sub> و C <sub>4-90</sub> .....
۱۲۲	۶-۷-۵- بررسی نتایج نمونه های C <sub>5-0</sub> و C <sub>5-90</sub> .....
۱۲۵	۶-۸- خلاصه و نتیجه گیری و پیشنهادها.....
۱۲۵	۶-۸-۱- خلاصه.....
۱۲۷	۶-۸-۲- نتایج تقویت اتصال مبنا.....
۱۲۹	۶-۸-۳- جمع بندی مطالب فصل.....
۱۳۰	۶-۸-۴- پیشنهادها.....
۱۳۸	پیوست ۱.....
۱۴۱	پیوست ۲.....
۱۴۵	مراجع.....

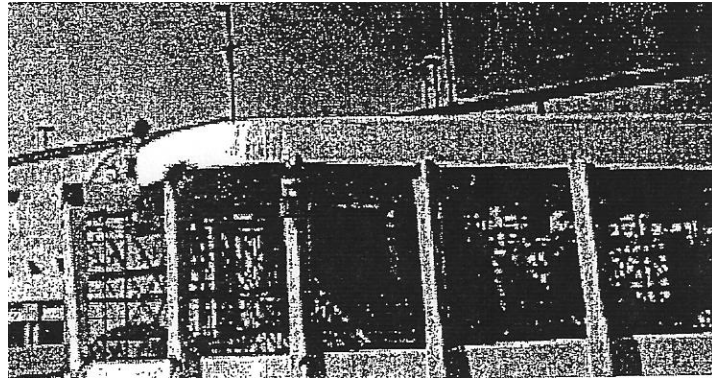
## فصل اول

ملاحظاتى بر رفتار ساختمان هاى بتن مسلح در حين زلزله

اتصالات یکی از اجزاء مهم سازه های بتن آرمه محسوب می شوند. زمانی که یک سازه بتن آرمه برای تحمل بار زلزله طرح می گردد، انتظار می رود سازه در برابر زلزله های متوسط بدون آسیب دیدگی مقاومت کند؛ در برابر زلزله های شدید که برای عمر مفید آن پیش بینی می شود، بدون آسیب دیدگی جدی مقاومت کند [۱] و در برابر زلزله های شدید غیر عادی، دچار تخریب کلی نگردد [۲]. طبیعتاً چنین رفتاری سبب ایجاد تغییر شکل های زیاد در اعضاء قاب های خمشی سازه های مورد بررسی می شود. سهم اتصالات یک قاب خمشی در تحمل تغییر شکل های ناشی از بار زلزله سهم زیادی است. زمانی که قاب خمشی بتن آرمه تحت اثر نیروهای جانبی ناشی از زلزله قرار می گیرد، در اتصالات آن نیروهای برشی قابل توجهی ایجاد می شود. ایجاد نیروهای برشی با تغییر شکلهای زیادی همراه است. بنابراین اتصالات سازه های بتن آرمه علاوه بر مقاومت، باید از شکل پذیری کافی نیز برخوردار باشند [۳]. در طراحی قاب ها برای تحمل زلزله عموماً سعی می شود قاب های خمشی از نوع شکل پذیر باشند. مهندسی سازه به این نوع قاب ها، قاب های خمشی شکل پذیر، و سازه های دارای این قاب ها را سازه های با قاب های خمشی شکل پذیر می گویند [۴].

در سیستم های خمشی شکل پذیر اتصالات سهم به سزایی در رفتار قاب دارند. تغییر در سختی یا مقاومت اتصالات این سازه ها، تأثیر چشمگیری در مقاومت آنها در تحمل بارهای جانبی دارد. در زمان وقوع زلزله، خرابی اتصالات سبب افزایش ناگهانی تغییر مکان طبقه و افزایش امکان خرابی سازه به علت تشدید اثر  $P-\Delta$  می شود. به همین علت اتصال در سازه های خمشی شکل پذیر به عنوان یک نقطه ضعف شناخته می شود. تأثیر عمده اتصالات بر رفتار سازه ای آنها پس از زلزله در لوما پریتا مشاهده گردید. گزارش های موجود پس از این زلزله و بعضی از زلزله های بعد از آن حاکی از آن بود که مهمترین علت خرابی سازه های مختلف که در این زلزله آسیب دیده اند، ایجاد خرابی اتصالات سازه ها بوده است. (شکل ۱-۱) [۳].





شکل ۱-۱- شکست اتصالات زانویی (نورتریج سال ۱۹۹۴) [۳]

برای آنکه اتصالات سازه ای خمشی شکل پذیر، دچار خرابی مشابه آنچه در شکل ۱-۱ دیده می شود نگردند، باید آنها را به نحو مناسبی طرح نمود. طراحی اتصالات تیر- ستون بتن آرمه عموماً برای مهندسی سازه امر دشواری به نظر می رسد. مخصوصاً زمانی که طراح لازم است یک منطقه محدود اتصال را طراحی کند که ابعاد آن بر اساس ابعاد تیرها و ستون های متصل به آن تعیین می شود. این محدوده کوچک نیروهای مختلفی را از تیر و ستون دریافت می کند و در حقیقت یک اتصال، باید این نیروها را که مقادیر در خور توجهی دارند، به همراه تغییر شکل های ناشی از آنها به خوبی تحمل کرده و انتقال دهد. بر اساس ضوابط طراحی موجود برای طرح اتصالات بتن آرمه، در یک اتصال قاب شکل پذیر خمشی، لازم است مقدار قابل توجهی آرماتور عرضی در تیر و ستون (در ناحیه هسته اتصال) قرار داده شود تا به این ترتیب محصور شدگی اتصال رعایت شود. اجرای این سیستم آرماتورگذاری در حجم محدود ناحیه اتصال، امری دشوار است و بتن ریزی این ناحیه را با مشکل روبرو می کند. به همین علت تا به امروز بهبود رفتار اتصالات از مهمترین مسائل مورد بحث در مهندسی عمران بوده و هست.

از طرف دیگر رفتار اتصالات ماهیتاً پیچیده است و عوامل مختلفی بر رفتار اتصالات بتن آرمه اثر می گذارند. به همین علت تحقیقات در این زمینه از سال ۱۹۶۷ آغاز شده و تا کنون نیز ادامه دارد [۳]. اما در این تحقیق در ابتدا به بررسی کلی رفتار ساختمانهای بتن مسلح در حین زلزله می پردازیم و سپس به طور خاص نحوه تقویت اتصالات و شکل پذیری اتصالات را مورد بررسی قرار می دهیم.

## ۲-۱- ملاحظات بر رفتار ساختمانهای بتن مسلح در حین زلزله

### ۱-۲-۱- مفاهیم سازه ای

#### - پیوستگی

یک مشخصه مهم یک سیستم مقاوم باربر جانبی این است که در آن مسیر بار تا شالوده پیوسته باشد؛ از اعضاء منفرد به دیافراگم کف، به اعضاء قائم سیستم باربر جانبی، به شالوده و به زمین، تک تک اعضاء سیستم سازه ای و کلاف آنها به یکدیگر باید مقاومت و طاقت کافی داشته باشند. اعضاء سازه ای و غیر سازه ای باید به خوبی به سیستم سازه ای کلاف شده باشند.

#### - منظم بودن

تغییر ناگهانی در سختی، مقاومت و یا جرم، در ارتفاع و یا پلان، موجب غیر یکنواختی توزیع نیروی جانبی و تغییر شکلهای می شود که بهتر است از آن دوری شود. مشکل عمومی چنین ناپیوستگیهایی، تمرکز تغییر شکلهای غیر الاستیک در محل ناپیوستگی و یا اطراف آن است. نامنظمی در ارتفاع می تواند ناشی از اندر کنش میان دو سازه مجاور باشد که از یکدیگر فاصله کافی ندارند. مجاورت سازه بلند و سازه کوتاه می تواند موجب ضربه میان آنها شود که ممکن است موجب خرابی ستونها در اثر ضربه سقف ساختمان کوتاه باشد.

نوع دیگر نامنظمی، به دلیل اثرات ناخواسته اجزاء غیر سازه ای است، این مساله اغلب در سازه هایی پیش می آید که دارای سیستم باربر جانبی نسبتاً نرم هستند. زیرا در این صورت قسمتهای غیر سازه ای می توانند سهم قابل توجهی از سختی کل سازه داشته باشند. بخصوص قابهای پر شده، اگر بخوبی طراحی شده باشند تاثیر خوبی در عملکرد قاب دارند ولی در صورتیکه در تمام طبقات بطور منظم استفاده نشده باشند و یا در بعضی جاها خراب شوند، موجب بروز طبقه نرم در سازه می شوند.

قابهایی که به طور کامل پر نمی شود، موجب نامنظمی سیستم سازه ای می گردند. اگر اثر آن در نظر گرفته نشده باشد، موجب خرابی برشی ستونها در چنین قابهایی می شود.

نامنظمی جرم، سختی و شکل پذیری در پلان، موجب بازتاب پیچشی قابل توجهی می گردد. بازتاب پیچشی غیر الاستیک نمی تواند با تحلیل الاستیک تعیین شود. پلانهای به شکل L و U و شکل نامتقارن سیستم های باربر جانبی و عدم تقارن در دهانه های پر شده با مصالح بنایی موجب بروز پیچش می شوند.

#### - سختی

کنترل تغییر مکان جانبی باید محور اصلی طراحی در برابر زلزله قرار گیرد. افزایش تغییر مکان موجب افزایش تغییر شکل اجزا و نهایتاً منجر به خرابی قسمتهای سازه ای و غیر سازه ای میگردد. خرابی قسمتهای غیر سازه ای بخش زیادی از هزینه های تعمیر ساختمان را شامل می شود و سقوط این اجزا موجب تلفات جانی بسیار می گردد.

اهمیت دیگر کنترل تغییر مکان این است که اعضای غیر شکل پذیر و یا نیمه شکل پذیر در اثر تغییر شکل زیاد، منهدم می شوند. استفاده از دیوارهای سازه ای برای کنترل تغییر مکان، موجب کاهش خرابی قابهای ضعیف و غیر شکل پذیر می شود.

اهمیت دیگر این موضوع، برای حفظ پایداری سیستم سازه ای است. در سازه های نرم و بخصوص سنگین، انهدام سازه می تواند ناشی از اثرات  $p-\Delta$  باشد.

#### - نزدیکی به ساختمانهای مجاور

نزدیک بودن ساختمانهای مجاور به همدیگر ممکن است موجب خرابی ناشی از ضربه زدن ساختمانها به یکدیگر شود. ضربه زدن می تواند ناشی از بازتاب نامنظم ساختمانهای با ارتفاعهای متفاوت باشد. در این حالت برخورد کف ساختمان مجاور به ستون موجب خرابی آن می شود. خرابی ناشی از ضربه زدن می تواند توسط کنترل تغییر مکان، جداسازی ساختمانها و در یک تراز قرار دادن طبقات ساختمانهای مجاور به حداقل برسد.

## - جرم

جرم بیش از حد موجب افزایش نیروی اینرسی جانبی، کاهش شکل پذیری اعضای باربر قائم و افزایش اثر  $p-\Delta$  می شود. به این دلیل باید حتی الامکان از قرار دادن جرمهای اضافی در سازه خودداری کرد. توزیع نامنظم جرم در ارتفاع و در پلان می تواند موجب بازتاب نامنظم در سازه شود.

## - تعداد و فراوانی سیستم باربر جانبی

سیستم های سازه ای متشکل از چندین سیستم باربر جانبی عملکرد بهتری در هنگام زلزله از خود نشان می دهند. تعداد سیستم سازه ای موجب توزیع مجدد خرابی اعضای منفرد و یا اتصالات می تواند موجب خرابی کل ساختمان شود. تعدد سیستم می تواند به صورت سیستم دوگانه، سیستم متشکل از قابهای متصل که قابلیت توزیع مجدد بین قابها پس از به تسلیم رسیدن یکی از قابها وجود داشته باشد، و یا چندین دیوار برشی در نظر گرفته شود.

## - شکل پذیری

نکته بسیار مهم اینست که شکل پذیری به نحو مناسب در سازه تامین شود. نامنظم بودن توزیع قسمتهای شکل پذیر در پلان و در ارتفاع، موجب مختلف شدن توزیع مجدد نیروها در میان سایر اعضا می شود؛ این امر ممکن است به خرابی سایر قسمتها منجر شود.

## ۱-۲-۲- مفاهیم طراحی و جزئیات سازه ای

### - موقعیت تغییر شکل غیر الاستیک

سازه باید طوری طراحی شود تا تسلیم در جایی که قابلیت تحمل تغییر شکل غیر الاستیک را دارد رخ می دهد. به دلیل اهمیت ستون ها و حساسیت رفتار شکل پذیر آنها تحت بار محوری زیاد، در قابهای بتن مسلح باید احتمال رخ دادن تسلیم در ستونها را به حداقل رسانید. از اینرو فلسفه طراحی تیر ضعیف- ستون قوی باید در نظر گرفته شود. در مواردی که به دلیل لزوم وجود دهانه های بلند و قوی بودن تیر، رعایت این مطلب مشکل باشد، باید ستون را طوری طراحی کرد که تحمل رفتار غیر الاستیک را داشته باشد و یا ترجیحاً از دیوارهای سازه ای استفاده گردد.

### - تعیین عملکرد اجزاء

سازه باید طوری شود تا با تغییر شکل غیر الاستیک مورد انتظار سازگاری داشته باشد. برای مثال، عدم تطابق قطع و وصل میلگردها در تیر، با توزیع لنگر خمشی تیر موجب خرابی تیرها می شود. ملاحظه شده است که قسمتهای غیر سازه ای موجب تغییرات اساسی در رفتار سازه ای شده است. این اندرکنش ها اغلب موجب جذب برش توسط عضو و رخ دادن مفصل پلاستیک در دور از جایی که مورد نظر بوده می شوند.

### - فولاد گذاری عرضی

فولاد گذاری عرضی در تیرها، ستونها، تیر- ستونها، اتصالات و دیوارها مزایای متعددی دارد، از قبیل محبوس کردن بتن، مقاومت در برابر برش، جلوگیری از کمانش میلگردهای طولی و افزایش گیرداری میلگردها و بتن. خاموتهای عرضی ستونها باید طوری باشند تا در صورت جدا شدن بتن پوششی نیز اثر خود را از دست ندهند. فولادهای طولی باید طوری توزیع شوند تا خاموتهای عرضی به خوبی چفت و بست شوند و حلقه های خاموت توسط قلابهایی از میان ستون با هسته بتنی درگیر شوند.

## - اتصالات

تامین مقاومت و طاق فقط برای اعضاء کافی نیست و اتصالات میان آنها نیز باید از مقاومت و طاق مناسب برخوردار باشند. خاموت گذاری عرضی در اتصالات باید به میزان کافی باشد و محورهای اعضاء متصل شونده در محل اتصال باید از یک نقطه بگذرند. پیوستگی میان اعضا و اتصالات از اهمیت زیادی برخوردار است، میلگردهای طولی تیر و ستون در محل اتصال باید امتداد داشته باشند. لازمه گیرداری مناسب میلگردها و بتن تحت بارگذاری غیر الاستیک متناوب، وجود خاموتهای عرضی کافی و پوشش بتن اطراف میلگرد است.

### ۱-۳- تعریف شکل پذیری

سازه هایی که می توانند تغییر شکلهای بزرگ را تحمل کنند مقاومت خوبی در برابر زلزله خواهند داشت، و نیز سازه هایی را که شکل پذیری زیادی داشته باشند، می توان برای بارهای جانبی کوچکتری طرح نمود. دلیل این امر آن است که انرژی جذب شده در محدوده تغییر شکلهای غیر الاستیک عامل مهمی برای مستهلک کردن ارتعاش و کنترل تغییر شکلهای مربوطه است. قابلیت تغییر شکل که در ناحیه غیر الاستیک وجود دارد، معیار شکل پذیری بوده و آن را با ضریب شکل پذیری ( $\mu$ ) بیان می کنند که بر حسب تعریف عبارت است از نسبت تغییر شکل حداکثر به تغییر شکل حد تسلیم.

### ۱-۳-۱- شکل پذیری تیر:

در یک تیر بتن آرمه شکل پذیری ممکن است بر اساس مقطع تیر و یا بر اساس رفتار کلی تیر تعریف شود. هر چند رفتار یک مقطع عرضی تعریف مناسب تری را ارائه نموده و با استفاده از آن محاسبات بعدی آسانتر خواهد بود. بدین منظور از منحنی لنگر انحناء مقطع تیر استفاده و ضریب

شکل پذیری به صورت  $m = \frac{\phi_U}{\phi_y}$  محاسبه می شود [۱۰ و ۹۳] در این رابطه  $\phi_U$  و  $\phi_y$  انحنای

مناظر با حالت گسیختگی و حالت جاری شدن مقطع تیر می باشد. مهم ترین عوامل شکل پذیری

تیرهای بتن آرمه می توان گفت:

- ۱- هر قدر میزان درصد آرماتور طولی کششی بیشتر باشد شکل پذیری کمتر می شود.
  - ۲- هر قدر میزان درصد آرماتور فشاری بیشتر باشد شکل پذیری بیشتر می شود.
  - ۳- هر قدر میزان مقاومت مصالح بتن بیشتر باشد و مقاومت تسلیم فولاد کمتر باشد انحناء نهایی مقطع تیر بیشتر می شود.
  - ۴- عامل دیگر شکل پذیری شکل مقطع تیر می باشد. زائده در ناحیه فشار مانند T برای تیرها سبب افزایش شکل پذیری می شود به خصوص اگر یال تیر T شکل پهن باشد.
  - ۵- فولاد گذاری عرضی. با جلوگیری کردن از خرابی برشی ناگهانی و نگهداری آرماتورهای فشاری و محصور کردن ناحیه فشاری بتن باعث افزایش شکل پذیری می شود.
- عمدتاً شکل پذیری بین ۴ و ۶ مقدار حداقل مناسبی برای تیرها و ستون ها می باشد هر چند در تیرها این عدد می تواند به ۱۲ نیز برسد.

#### ۱-۳-۲- شکل پذیری اتصالات:

اتصال تیر به ستون در قاب های خمشی بتن آرمه باید بتواند تغییر شکل ها و نیروهای ناشی از عملکرد غیر ارتجاعی تیر با ستون را تحمل نماید. در اتصالات، خرابی هسته اتصال به همراه عدم وجود مهار کافی برای آرماتور می تواند سبب کاهش شکل پذیری گردد.

برای تامین شکل پذیری اتصال، محصور کردن هسته اتصال با استفاده از فولادهای عرضی خاص و نیز کنترل های مربوط به طول مهاری تاثیرات ویژه ای از خود نشان می دهد. به عنوان مثال در اتصالات گوشه در سقف های آخر هر ساختمان ممکن است یک وضعیت بحرانی وجود داشته باشد. به دلیل اینکه این اتصال توسط تعداد کمتری از تیرها و ستون ها محصور می گردد. به طور کلی اتصالات از دیدگاه تامین شکل پذیری کافی می توانند یک نقطه ضعف به شمار روند [۴] و کنترل اتصالات از نظر شکل پذیری امر بسیار مهمی است.

### ۱-۳-۳- شکل پذیری ستون:

برای سنجش شکل پذیری از منحنی های بار تغییر مکان جانبی و یا لنگر دوران استفاده می شود. عمدتاً ستون های با میلگردهای عرضی به صورت تنگ بسته از شکل پذیری کافی برخوردار نیستند و ستون های با آرماتورهای عرضی دور پیچ شکل پذیری بیشتر دارند. اگر بار محوری ستون کمتر از حالت متوازن آن باشد ستون شکل پذیرتر است ولی در حالتی که بار محوری بیش از بار متوازن باشد ستون با تنگ بسته از شکل پذیری کافی برخوردار نیست [ ۱۰]. علاوه بر این دو در مورد نیروی برشی ایجاد شده در ستون به هنگام اعمال بارهای متناوب بزرگ مانند زلزله در نزدیکی تکیه گاههای انتهایی ستون در تراز کف طبقات که نقاط حداکثر لنگر خمشی می باشند از مواردی است که سبب کاهش شکل پذیری می شوند.



## ۴-۱- پیش بینی های ویژه در مورد تیرها و ستونها در آئین نامه ACI

### ۴-۱-۱- تیرها:

مبنای محدودیت های مربوط به ابعاد بتن، مقدار فولاد طولی و عرضی، مهارى و غیره را که در آئین نامه ACI آمده است، در قسمتهای قبلی کم و بیش روشن نمودیم. اهم نکاتی که مطرح است عبارتند از:

تنظیم فولاد کششی و فشاری و ابعاد مقطع بطوریکه خرابی بصورت شکل پذیر (یعنی در کشش فولاد) صورت گیرد. برای این منظور البته باید در صد فولاد کششی ( $\rho$ ) به مقداری کمتر از ( $\rho_b$ ) محدود شود، مثلاً اگر مقدار فولاد کششی به  $0.5\rho_b$  محدود شود و حدود درصد حداکثر و حداقل نیز مراعات گردد اطمینان کافی در رفتار شکل پذیری برای تیر تامین خواهد شد.

محاسبه نشان می دهد که مراعات چنین محدودیت هایی، در محل اتصال تیر و ستون که محل

احتمالی تشکیل مفصل پلاستیک خواهد بود، برای تامین شکل پذیری دورانی  $\psi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$  بین

مقادیر ۱۲ تا ۱۸ ( که احتمالاً در زلزله های شدید احتیاج خواهد بود) تغییر شکل نسبی فشاری در بتن به مقداری می رسد که بتن به تنهایی و بدون دورپیچی قادر به تحمل آن نخواهد بود. در اینصورت لزوم استفاده از سلاح نگاهدارنده از اطراف برای بتن در طول منطقه مفصل پلاستیک حس می شود. این سلاح سه عمل اصلی خواهد داشت:

الف- نگاهداری هسته بتنی از اطراف و بالا بردن شکل پذیری آن در فشار

ب- تامین تکیه گاه برای فولاد طولی فشاری برای جلوگیری از کمانش غیر الاستیک

ج- مقاومت مشترک با بتن دور پیچ شده در مقابل نیروی برشی عرضی در مقطع این تکیه گاه برای

فولاد طولی نیز مهم است زیرا همانطور که در بخشهای قبلی دیدیم در حالت بارگذاری متناوب

معکوس میلگردهای طولی در فشار و کمانش غیر الاستیک خواهند بود. از آنجا که بارگذاری

معکوس بعلت اثر بوشینگر، ضریب ارتجاعی مماسی را (که عامل تعیین کنند در کمانش غیر

الاستیک است) تقلیل می دهد و این حالت با وجود ترکهای باز، احتمال کمانش در میلگردهای

طولی بیشتر می نماید، توصیه شده است که سلاح عرضی نزدیک به یکدیگر و فاصله تنگها از ۸ برابر قطر میلگرد طولی (که نظیر است با لاغری ۳۲) تجاوز نکند.

#### ۱-۴-۲- ستونها:

در قسمت قابهای بتن آرمه دیده می شود که اصل « ستون قوی- تیر ضعیف » تعیین کننده مهمی در روش طرح و محاسبه قابها است. ACI برای تامین این حالت معین می نماید که جمع مقاومت خمشی ستونهایی که به گره اتصال تیر و ستون ختم می شوند، در نامساعدترین وضع بارگذاری، حداقل باید  $1/2$  برابر جمع مقاومت خمشی تیرهایی باشد که به این گره متصل می گردد. مشخصات محاسباتی نیوزیلند این نسبت را  $1/5$  توصیه می کند. در گره هایی که این محدودیت تامین شود، سلاح عرضی با فواصل کم، فقط لازمست که در طول کوتاهی از ستون و آنهم در دو انتها نزدیک گره ها قرار داده شود. در غیر اینصورت سلاح عرضی با فواصل کم را باید در تمام طول ستون تعبیه کرد [۵].

در این فصل سعی می شود معیارهای مختلف گسیختگی بتن به شکل تابعی از وضعیت تنشها معرفی گردد. برای این منظور ابتدا باید تعریف مشخصی از گسیختگی ارائه شود. رسیدن به تنش تسلیم، شروع ترکها، ظرفیت باربری و یا عبور از یک حد تغییر شکل را می توان بعنوان معیارهایی برای گسیختگی تعریف نمود. در این رساله گسیختگی، حداکثر ظرفیت باربری یک نمونه آزمایشگاهی و یا عضو بتنی تعریف می شود، که می تواند به دو صورت فشاری و یا کششی در دو حالت ترد و یا شکل پذیر باشد.

در گسیختگی کششی با ایجاد ترکهایی عمود بر جهت تنش اصلی کششی، عضو، تمام مقاومت کششی خود را از دست می دهد. و در گسیختگی فشاری با ایجاد ترکهای معین متعدد، بتن از هم پاشیده شده و مقاومت خود را در تمام جهات از دست می دهد.

برای مدتها معیار کولمب با محدود نمودن تنش کششی بعنوان معیاری برای گسیختگی بتن مطرح بود. اما بتدریج مشخص شد که این روش نمی تواند معیار مناسبی برای گسیختگی بتن باشد و تنها

به جهت سهولت آن، می تواند برای تخمین اولیه مورد استفاده قرار گیرد، زیرا رفتار واقعی بتن بسیار پیچیده بوده و بستگی به نوع سیمان، سنگدانه ها و چسبندگی این دو، نحوه بارگذاری و بسیاری پارامترهای دیگر دارد.

رفتار بتن تحت شرایط تنش متفاوت، بسیار متغیر است. لذا مدل ریاضی که بتواند رفتار بتن را تحت تنشهای مختلف بیان کند بسیار پیچیده و غیر قابل استفاده در مسائل عملی خواهد بود. به همین علت، معمولاً از مدل‌های ساده تر که بیشتر بر روی پارامترهای اساسی در مسئله تاثیر دارد استفاده می شود. که در فصل سوم به بیان نحوه مدل سازی بتن در نرم افزار خواهیم پرداخت.

## فصل دوم

### لزوم تقویت انواع اتصالات بوسیله FRP

## ۲-۱- لزوم مقاوم سازی بوسیله FRP

همانطور که اشاره شد بسیاری از سازه های بتن آرمه به خاطر حوادث طبیعی مانند زلزله و باد و یا بر اثر خستگی مصالح و یا عوامل خوردنده آسیب دیده اند. از آنجا که این سازه ها اهمیت زیادی داشته و تعداد آنها فراوان است. و جایگزین کردن آن با سازه جدید از نظر اقتصادی و اجرایی عملی نیست. در حالی که تعمیر و تقویت سازه های فوق امری ضروری و مقرون به صرفه می باشد. امروزه از روشهای متنوعی برای تعمیر و تقویت سازه های بتن آرمه استفاده می شود.

با توجه به اثر پواسون کرنش طولی بتن تحت فشار سبب ایجاد کرنش جانبی در مقطع عضو بتنی شده و با ایجاد ترک های داخلی پیش رونده کرنش جانبی به سرعت افزایش می یابد. محصور نمودن بتن سبب ایجاد نیروی کششی در اعضای محصور کنند و در نتیجه اعمال فشار جانبی به هسته بتنی می گردد. از جمله اثرات این اقدام افزایش ظرفیت باربری و ایجاد عملکرد شکل پذیر در سازه های بتنی می باشد. دو اثر ذکر شده از مهمترین علل محصور نمودن سازه های بتنی است که یکی از راه های تقویت و بهبود رفتار یک سازه می باشند.

دورپیچ کردن بتن توسط فولاد و مواد پلیمری باعث افزایش مقاومت و شکل پذیری بتن می گردد. با توجه به مشکلات خاص استفاده از دورپیچ کردن فولادی به دلیل بالا بودن مدول الاستیسیته فولاد بخش بزرگی از بارهای محوری توسط فولاد تحمل می شود که این امر باعث کماتش زود هنگام فولاد می شود.

از سوی دیگر ضریب پواسون فولاد بیشتر از بتن بوده و باعث می شود که در بتن و فولاد که تنش های متفاوتی ایجاد شود که سرانجام باعث جدا شدگی دو ماده از هم می شود. هم چنین مشکلات ناشی از خوردگی نصب و اجرای ورق های فولادی و هم چنین هزینه بالای اجرای دور پیچ های فولادی همگی از معایب اجرای دورپیچ های فولادی می باشد.

امروزه استفاده از دورپیچ های پلیمری به دلیل خواص فوق العاده آن، مقاومت و سختی بالا، وزن اندک، مقاومت در برابر خوردگی، این مواد و طراحی بهینه، نصب آسان و سریع، هماهنگی با

معماری سازه، کارآیی اجرای خوب و انعطاف پذیری بیشتر در طراحی هزینه کل کمتر نسبت به ورق های فولادی مورد توجه قرار گرفته است.

در دو دهه اخیر استفاده از کامپوزیت های FRP برای مقاوم سازی اجزای گوناگون سازه ای رشد فزاینده ای یافته است. اثرات استفاده از ورقه های کامپوزیتی برای محصور نمودن بتن در ستون های بتن آرمه بسیار چشمگیر و کارا می باشد. به گونه ای که اهتمام ویژه ای به منظور مقاوم سازی این قسمت از سازه با FRP به عمل آمده است.

## ۲-۲- ویژگیهای FRP

FRP یک مصالح ترکیبی است که یک فیبر با مقاومت و سختی بالا درون یک محیط (matrix) قرار گرفته است و نقش باربری را فیبر انجام می دهد و ماتریس صرفاً جهت نگهداری الیاف می باشد. و از تنش متمرکز بر روی فیبرها می کاهد. و از آن ها در برابر شرایط محیطی محافظت می کند. جهت گیری الیاف و موقعیت آن ها بر روی محیط مشخص و از پیش طراحی شده است.

انواع FRP بستگی به

۱- درصد حجم الیاف استفاده شده

۲- طول الیاف

۳- امتداد الیاف

۴- نوع الیاف استفاده شده در ماتریس، دارد.

مصالح کربن، شیشه، آرامید به صورت الیاف و epoxy , polyster , Kevlar به صورت ماتریس در FRP استفاده می شوند. که در ادامه به بررسی خواص هر یک از الیاف به صورت جداگانه خواهیم پرداخت:



(b) الیاف با مبنای قیری، که از تقطیر زغال سنگ بدست می آیند، از الیاف PAN ارزانتر

هستند؛ ولی مقاومت و مدول الاستیسیته کمتری دارند

$$(c) (E = 37/4 - 140 \text{ GPa}, \epsilon_u = 2/1\%, \sigma_u = 765 - 2350 \text{ MPa})$$

۲-۲-۱-۳- الیاف آرامید [۵]

آرامید یکی از انواع ساده پلی آمیدهای آروماتیک است. این الیاف مصنوعی اولین بار توسط دوپونت آلمانی با نام کولار ساخته شد. امروزه ۴ نوع از الیاف کولار موجود هستند. کولار ۴۹ که برای مسلح سازی بتن ساخته می شود و دارای مدول الاستیسیته  $(E = 120 \text{ GPa}, \epsilon_u = 2/0 - 2/7\%, \sigma_u = 2700 - 3500 \text{ MPa})$  می باشد.

مقاومت کششی الیاف کولار عموماً حدود ۵۵٪ و مقاومت برشی این الیاف ۱۸۰٪ بیش از الیاف شیشه است [۱۳]. همچنین در تحقیقات آزمایشگاهی مختلفی مشاهده شده است که قابلیت کار کردن با الیاف کولار نسبت به دو نوع کربن و شیشه بیشتر است. به علاوه با وجود آنکه مقاومت کششی الیاف کولار در حدود ۱۰٪ کمتر از مقاومت کششی الیاف کربن است، قیمت الیاف کربن تقریباً دو برابر الیاف کولار می باشد [۱۳].

که در جدول زیر خلاصه ای از مشخصات انواع FRP آمده است:

نوع الیاف	مدول الاستیسیته GPa	تنش کششی $N/mm^2$
Carbon	240-640	2500-4000
Glass	70	2000
PES/PP	10-15	1200-3000
Steel 37	210	370

جدول شماره ۱-۲



با توجه به جدول بالا و توضیحات ارائه شده باید گفت که انواع FRP دارای ویژگیهای خاصی می باشند و هر کدام از انواع آن کاربرد ویژه ای دارند که به طور مختصر به مقایسه کلی خصوصیات الیاف با یکدیگر می پردازیم.

در هنگامی که FRP در مکانی استفاده می شود که محیط به شدت قلیایی یا اسیدی می باشد در این شرایط C FRP بیشترین مقاومت را نسبت به دیگران انواع FRP دارد.

در هنگامی که شرایط محیطی به شدت الکتریکی باشد C FRP بدترین عملکرد را دارد و می توان از G FRP یا A FRP استفاده کرد.

در هنگامی که FRP تحت تاثیر بارگذاری ضربه ای قرار می گیرد. A FRP و G FRP عملکرد بهتری نسبت به CFRP دارند. در برابر خزش و خستگی C FRP عملکرد خوبی دارد و G FRP به شدت حساس می باشد در نهایت با توجه به موارد بالا بهتر این است که پس از به کارگیری FRP در سازه آن را به وسیله پوشش مناسب محافظت کنیم. تا استفاده بهینه از FRP کرده باشیم.

## ۲-۲-۲- رزین های موجود در ساخت FRP

رزین یا ماتریس به کار رفته در ساخت FRP به صورت یک محیط چسباننده برای نگهداری الیاف در کنار هم عمل می کند [۵]. بنابراین رزین با مقاومت پایینی که دارد، نقش چندان مهمی در خواص مکانیکی کامپوزیت ساخته شده بر عهده ندارد. علاوه بر نگهداری الیاف در کنار هم، رزین موجود در کامپوزیت FRP به عنوان عامل محافظت الیاف در برابر عوامل محیطی و همچنین عامل توزیع تنش روی وجه ورقه کامپوزیت نیز محسوب می شود [۶]. چسب به کار رفته در کامپوزیت می تواند یک ترکیب ترموست یا ترموپلاستیک باشد. چسب های ترموست در مقابل درجه حرارت سخت هستند و با افزایش حرارت روان نمی شوند. رزین های ترموپلاستیک در مقابل حرارت ذوب و در اثر سرد شدن مجدد سخت می شوند. رزین های ساخته شده با پلی استرهای غیر اشباع، وینیل استر و اپوکسی، آمینو، فنولیک، متاکریلات و اورتان انواع رزین های ترموست هستند. پلی

وینیل کلراید (PVC)، پلی اتیلن و پلی پروپیلن (PP) از انواع رزین های ترموپلاستیک هستند [۶].

### ۲-۲-۳- اشکال مختلف مورد استفاده در مهندسی عمران

در حال حاضر دو نوع کلی از کامپوزیت های FRP در ساخت و بهسازی سازه ها در مهندسی عمران به کار می روند. این دو نوع عبارتند از میلگردهای کامپوزیت و کامپوزیت های پوششی. علاوه بر این دو نوع، مقاطع ساخته شده کامپوزیت به صورت I شکل، نبشی و ... نیز امروزه در نقاط مختلفی از جهان تولید می شوند و تحقیقات متعددی در سراسر دنیا روی این نوع از کامپوزیت های FRP، که با تکنولوژی خاصی ساخته و اجرا می شوند انجام شده و در حال انجام است [۷]. در این قسمت مطالبی در مورد میلگردهای FRP و پوشش های FRP بیان می شود.

### ۲-۲-۳-۱- میلگردهای FRP

یکی از کاربردهای FRP، استفاده از آن به صورت میلگرد است. بسیاری از سازه های بتنی آرمه در محیط های خورنده در اثر حمله سولفات ها، کلریدها و انواع مواد خورنده دیگر، دچار خرابی های مختلفی از قبیل ریزش بتن پوشش و خوردگی آرماتورها می شوند. تعمیر این سازه ها هزینه بسیار زیادی را در بر خواهد داشت؛ به طوری که تعمیر و تعویض سازه های بتن آرمه خسارت دیده در سراسر دنیا هر ساله میلیونها دلار هزینه دارد [۵]. برای رفع این مشکل تکنیک های مختلفی تا کنون توسعه داده شده است. از بین این روشها می توان به حفاظت کاتودیک و همچنین ایجاد پوشش اپوکسی روی آرماتورها اشاره کرد. با این وجود هر یک از این روشها موفقیت نسبی داشته اند. برای رفع کامل این مشکل جایگزینی تمام آرماتورهای سازه ای بتنی آرمه توسط یک ماده مقاوم در برابر خوردگی راه حل مناسبی است [۵].

به دلیل مقاومت بسیار زیاد FRP در مقابل خوردگی این ماده به صورت میلگرد نیز ساخته شده است. در حال حاضر کارخانجات متعددی هستند که میلگردهای FRP تولید می کنند، که می

توان کارخانه های C-Bar, ISOROD, CFCC, TECHNORA, FIBRA-ROD و LEADLINE را نام برد [۵].

الیاف به کار رفته در ساخت میلگردهای کامپوزیت از سه نوع کربن، شیشه (از نوع E-Glass) و کولار هستند. تنش های تسلیم این میلگردها حداقل  $660 \text{ MPa}$  و حداکثر  $3000 \text{ MPa}$  و مدول الاستیسیته آنها بین  $41/5 \text{ GPa}$  تا  $147 \text{ GPa}$  است. حداکثر کرنش قابل تحمل توسط این میلگردها بین  $1/3$  تا  $3/6$  درصد می باشد [۵].

از خواص میله های با FRP می توان به مواد زیر اشاره کرد [۵].

۱- مقاومت در برابر خوردگی: مقاومت FRP در برابر خوردگی مهمترین ویژگی آرماتورهای FRP می باشد. به عبارت بهتر این ویژگی میلگردهای FRP تنها عاملی است که سبب استفاده از آنها به جای آرماتورهای فولادی شده است. در مناطق ساحلی با توجه به رطوبت بسیار زیاد و خوردگی بالای محیط این ویژگی عامل بسیار مطلوب و علت اصلی استفاده از میلگرد FRP به شمار می رود.

۲- مقاومت: عموماً کامپوزیت های FRP مقاومت کششی بسیار زیادی دارند که از مقاومت آرماتورهای فولادی بسیار بیشتر است. این خاصیت استفاده از میلگردهای FRP را برای اعضاء بتن آرمه مخصوصاً در اعضای پیش ساخته به نحو مطلوبی ممکن ساخته است. مقاومت کششی میلگرد FRP نوعاً به مقاومت کششی و میزان الیاف و نیز به سطح مقطع الیاف مورد استفاده در ساخت آن بستگی دارد. مقاومت کششی میلگرد FRP بین  $1100$  تا  $3000 \text{ MPa}$  برای CFRP و بین  $900$  تا  $1100 \text{ MPa}$  برای GFRP و  $1350$  تا  $1650 \text{ MPa}$  برای AFRP گزارش شده است. مقاومت فشاری این میلگردها کمی کمتر از مقاومت کششی آنها است (در حدود  $60$  تا  $80$  درصد).

۳- مدول الاستیسیته: مدول الاستیسیته میلگردهای FRP کمتر از آرماتورهای فولادی است. مدول الاستیسیته میلگردهای GFRP بین  $100$  تا  $150 \text{ GPa}$ ، و برای GFRP حدود  $45 \text{ GPa}$ ، و برای آرامید  $60 \text{ GPa}$  می باشد.

۴- وزن واحد حجم: وزن واحد حجم آرماتور FRP بسیار کمتر از وزن مخصوص آرماتورهای فولادی است. به عنوان مثال میلگردهای CFRP در حدود  $\frac{1}{4}$  آرماتورهای فولادی وزن دارند. نسبت بسیار زیاد مقاومت به وزن میلگردهای FRP یکی از مهمترین مزایای این میلگردها می باشد.

۵- عایق بودن الکتریکی: FRP قابلیت عدم هدایت الکتریکی بسیار خوبی دارد. به عبارت بهتر این مواد از نظر مغناطیسی و الکتریکی خنثی هستند. به همین خاطر استفاده از آرماتورهای FRP، در اماکنی که میدان الکتریکی یا مغناطیسی مشکل آفرین هستند، از قبیل بیمارستان ها، فرودگاه ها و مراکز رادار بسیار مناسب است.

۶- خستگی: خستگی یکی از پدیده های مهم در طیف وسیعی از مصالح سازه ای می باشد و عدم توجه به آن زمینه ساز شکست های غیر منتظره ای در سازه ها می شود. در مقایسه با فولاد، رفتار مواد FRP در مقابل خستگی بسیار عالی است. به طوری که برای تنش های کمتر از نصف مقاومت نهایی، این مواد شکست ناشی از خستگی نخواهند داشت.

۷- خزش: خزش در تمام مصالح سازه ای مطرح است. رفتار خزشی کامپوزیت های FRP بسیار خوب است؛ به گونه ای که اغلب کامپوزیت های موجود در بازار خزش ندارند.

۸- چسبندگی: چسبندگی بتن و آرماتور در سازه های بتن مسلح بسیار مهم است. در تحقیقات صورت گرفته در زمینه چسبندگی آرماتورهای FRP به بتن، نتایج موجود نشان میدهد که این میلگردها چسبندگی قابل قبولی با بتن برقرار می کنند.

۹- خم شدن آرماتورهای FRP: برای اجرای آرماتوربندی در تنگ ها و قلاب ها و حتی در انتهای آرماتور طولی لازم است آرماتور خم گردد. اما خم کردن آرماتورهای FRP بسیار سخت تر از آرماتورهای فولادی است. با این حال رعایت این مسأله می تواند در کارخانه سازنده بر اساس نقشه های موجود برای سازه انجام پذیرد.

۱۰- ضریب انبساط حرارتی: ضریب انبساط حرارتی آرماتورهای فولادی و بتن به ترتیب در حدود  $(1/^\circ\text{C}) \times 10^{-6}$  و  $12 \times 10^{-6}$  است. این ضریب برای میلگردهای FRP بسیار متفاوت است به گونه ای برای CFRP در حدود  $(1/^\circ\text{C}) \times 10^{-6}$  (۰/۶-۱/۰) و برای GFRP، بین  $(1/^\circ\text{C}) \times 10^{-6}$  (۹-۱۰) می باشد. حتی در مورد آرمید ضریب انبساط حرارتی منفی مشاهده می شود. (در حدود  $(1/^\circ\text{C}) \times 10^{-6}$  [(-۶) - (-۲)]).

۲-۲-۳-۲ پوشش های FRP [۶]:

پوشش های FRP عمدتاً برای بهسازی رفتار سازه های موجود یا تعمیر خرابی های ایجاد شده در سازه های فعلی به کار می روند. این پوشش ها نوعاً به بیرون یک عضو بتن آرمه می چسبند. سه نوع از این پوششها برای تعمیر و بهسازی رفتار سازه ها به کار می روند.

الف) پوشش های دست ساز

در این نوع پوشش ابتدا سطح عضو بتن آرمه آماده شده و یک لایه چسب روی آن مالیده می شود. سپس الیاف بافته شده را در یک راستا یا چند راستا با دست روی سطح می چسبانند. به این ترتیب پس از خشک شدن، یک لایه پوشش کامپوزیت به صورت چسبیده به کنار عضو ایجاد می شود. در این روش الیاف قبل از استفاده در کارخانه به صورت گونی (یک جهته یا چند جهته) بافته می شوند.

ب) ورقه ها یا صفحات پیش ساخته شده کامپوزیت

در این حالت کامپوزیت ها به صورت صفحات یا تسمه های یک جهته ساخته می شوند. در اعضای تخت مانند دال ها و تیرها تسمه های پیش ساخته FRP روی سطح تمیز شده عضو با استفاده از چسب، چسبانده می شوند. عرض این تسمه ها معمولاً بین ۵۰ تا ۱۵۰ میلیمتر متغیر است [۶]. در این تکنیک استفاده از کامپوزیت ها، سطح اعضای بتن آرمه موردنظر ابتدا با ماسه با فشار هوا (Sandblast) به خوبی تمیز و سپس مضرس می شود تا از چسبندگی کافی بین بتن و FRP اطمینان حاصل شود. برای ستون ها از ورقه های پیش ساخته که در آنها الیاف به صورت حلقه ای قرار دارند استفاده می شود. سپس از آماده سازی سطح عضو بتنی، یک لایه چسب روی آن قرار می گیرد و صفحه موردنظر در راستای مشخص بر روی عضو چسبانده می شود و با کشیدن سیم هایی روی ورقه چسبانده شده، چسب اضافی از بین ورقه و بتن خارج می گردد. یکی از حالت های بحرانی در استفاده از این نوع ورقه ها زمانی است که ورقه به صورت تا شده با زاویه  $90^\circ$  روی یک عضو می چسبد.

ج) ورقه های ماشینی

در این سیستم الیاف به صورت خشک یا پیش آغشته شده به چسب به کار می روند. یک محفظه حرارتی یا کوره نگه دارنده همراه برای عمل آوری کامل لایه های چسبیده به عضو بتن آرمه به کار می روند. کارخانجات مختلفی هستند که انواع ورقه ها و پوششهای FRP را تولید می کنند. از جمله این کارخانه ها می توان سیکا و فرسینه اشاره کرد.

## ۲-۳- موارد استعمال FRP به صورت دورپیچ در سازه:

۱- دور پیچ کردن ستون ها

۲- بهبود وضعیت خمشی و برش در تیرها

۳- تقویت اتصالات به منظور جبران کمبود فولادهای عرضی در ناحیه اتصال

که هر کدام از موارد فوق را به طور مختصر در ادامه توضیح خواهیم داد.

### ۲-۳-۱ دور پیچ کردن ستون ها:

ستون ها عموماً اعضای فشاری می باشند و همانطور که بیان شد FRP در فشار عملکرد مناسبی ندارد به همین دلیل FRP را بر روی ستون دورپیچ می کنند این کار سبب می شود که نیروی فشاری ستون به صورت نیروی کششی در FRP تبدیل شود. و سبب بهبود عملکرد ستون می شود. تحت تاثیر زلزله مکانیسم شکست در ستون بر سه نوع می باشد:

۱- شکست برشی: در این نوع شکست ابتدا ترک های مایل بوجود می آید و پس بتن کنده

می شود و خاموت ها بیرون می افتند که این نوع شکست مطلوب نمی باشد.

۲- شکست در مفاصل پلاستیک: در ابتدا ترک های خمشی بوجود می آید پس کاور بتن

جدا می شود. و در نهایت آرماتور های طولی کمانش می کنند این نوع شکست مناسب

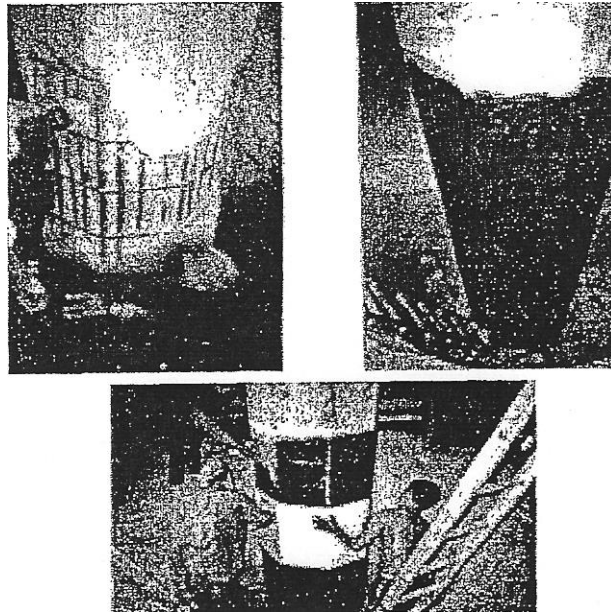
است چون جذب انرژی زیاد دارد و شکل پذیر است و در هنگام زلزله عملکرد مناسبی از

خود نشان می دهد.

۳- **Lap Splice debundng**: در این حالت وصله های ستون خراب می شوند بتن ترک

می خورد ظرفیت خمشی ستون به شدت کاهش پیدا می کند. راه حل جلوگیری در این

حالت دورپیچ کردن ستون به وسیله FRP می باشد که به صورت ادامه وار باشد (spiral).



شکل ۲-۲- نمونه ای از ستون های تقویت شده با پوشش FRP [۶]

### ۲-۳-۲- بهبود وضعیت خمش و برش در تیرها:

تقویت خمشی برای تیرهای بتن آرمه غالباً با چسباندن صفحه های (ورقه های) FRP در سطح زیرین تیر انجام می شود.



## ۲-۳-۱-۲-۱- مدهای خرابی

در تیرهای تقویت شده به وسیله FRP مدهای خرابی متفاوتی مشاهده شده اند از قبیل اینکه:

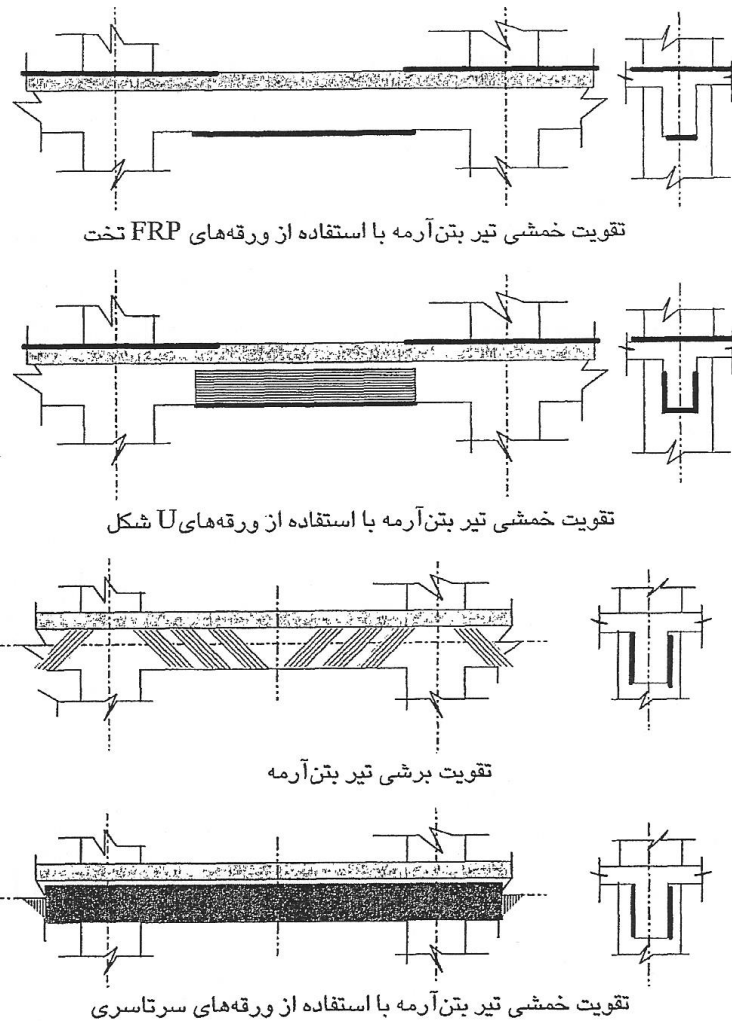
(شکل ۲-۳)

- ۱- فولاد کششی جاری می شود و سپس FRP گسیخته می شود.
- ۲- قبل از اینکه فولاد ناحیه کششی جاری شود بتن در فشار می شکنند.
- ۳- شکست برشی در تیر اتفاق می افتد.
- ۴- لایه FRP در طول میلگرد ها به همراه کاور جدا می شود.
- ۵- شکست در نقطه ای از تیر اتفاق می افتد که ترک موجود می باشد.
- ۶- لایه FRP فقط جدا می شود.

در بین حالت های فوق شکست برشی و جدا شدگی بدون هشدار قبلی اتفاق می افتد و شکست ترد اتفاق می افتد.

برای اینکه تیر دارای مکانیسم شکست نرم باشد باید حالت شکست در خمش اتفاق بیفتد این بدان معناست که تقویت تیرها نباید به گونه ای باشد که شکست را از حالت خمشی به حالت برشی منتقل کند.

چون شکست برشی برای ما مطلوب نمی باشد. و تیرها باید به نحوی تقویت شوند که شکست در حالت خمش اتفاق بیفتد.



شکل ۲-۳ استفاده از FRP برای تقویت دال ها و تیرها [۶]

### ۲-۳-۳- تقویت اتصالات به منظور جبران کمبود فولادهای عرضی در ناحیه اتصال

شکل پذیری از مهم ترین معیارهایی است که در طراحی سازه های بتن آرمه مد نظر آیین نامه های مختلف قرار میگیرد. در مورد اتصالات فراهم ساختن مقاومت کافی برای اتصال و تامین شکل پذیری اتصال امر بسیار مهمی است. به بیان دیگر اطمینان از رفتار صحیح اجزاء سازه ای مانند تیر و ستون وابسته به انتقال صحیح و مطمئن بارهای وارده از طریق اتصال تیرو ستون قبل از شکست آن ها می باشد. به طوری که در بسیاری از سازه های بتن آرمه که در اثر زلزله دچار خرابی شده اند شکست اتصالات سبب شکست کل سازه گردیده است.

تقویت اتصالات بتن آرمه از این دیدگاه از یک سو امر بسیار مهمی محسوب می شود. و از سوی دیگر با توجه به پیچیدگی رفتار اتصال و کوچک بودن ابعاد اتصال در مقایسه با سایر اجزاء سازه ای مسأله دشواری به نظر می رسد.

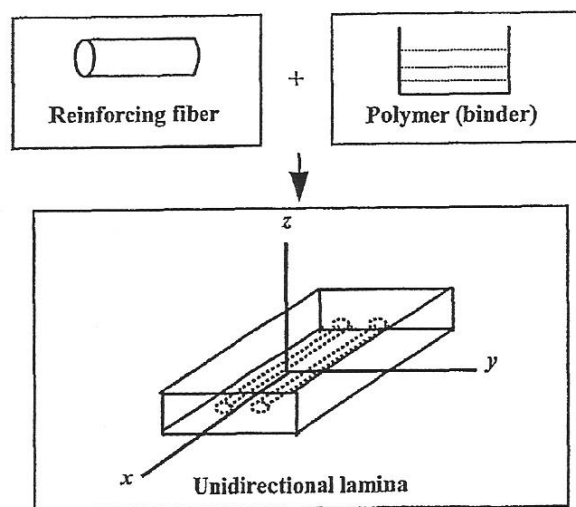
از این رو آیین نامه های طراحی سازه های بتن آرمه برای طرح اتصالات ضوابط مختلفی ارائه کرده اند. این ضوابط عمدتاً برای اطمینان از وجود مقاومت کافی و محصور شدگی اتصال به منظور تامین شکل پذیری لازم در باربری نهایی تنظیم گردیده اند.

در بسیاری از سازه های بتن آرمه به دلیل دشواری اجرا جزییات آرماتور گذاری مورد نظر آیین نامه ها، اجرا نمی گردند. از طرفی با توجه به تغییر خود آیین نامه ضوابط آیین نامه های قدیم و جدید سازگار نمی باشد. به همین علت تقویت اتصالات بتن آرمه به منظور جبران ضعف ناشی از کمبود آرماتور گذاری عرضی مسأله حائز اهمیتی محسوب می شود. پس از ارائه مطالب در خصوص لزوم تقویت سازه های بتن آرمه به وسیله FRP و بیان ویژگی های الیاف FRP در ادامه تحقیق به بیان مشخصات مکانیکی کامپوزیت های FRP استفاده شده در این پایان نامه می پردازیم.

## ۴-۲- مشخصات مکانیکی قابل توجه کامپوزیت های FRP برای مدلسازی اجزاء محدود

آخرین مطلبی که در این قسمت به آن پرداخته می شود، خصوصیات مکانیکی مواد FRP است. از آنجا که در این پایان نامه، تقویت اتصالات با استفاده از ورقه های FRP موردنظر بوده و برای بررسی اثرات استفاده از این ورقه ها بر عملکرد اتصال، مدل سازی غیر خطی صورت خواهد گرفت، شناخت خصوصیات رفتاری FRP مورد استفاده اهمیت ویژه ای دارد. از طرف دیگر همانگونه که انواع الیاف موجود دارای مشخصات مکانیکی مختلفی هستند، FRP ساخته شده با این الیاف نیز دارای خصوصیات متفاوتی می باشد.

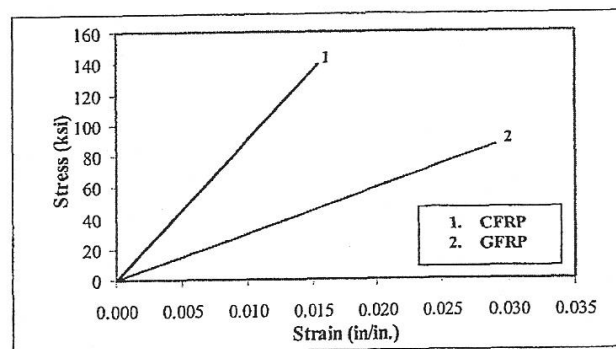
همانطور که قبلاً اشاره گردید، مواد کامپوزیت از ۲ بخش اصلی تشکیل یافته اند. یکی از اجزاء که نقشی مشابه میلگرد در بتن دارند، الیاف است که در جزء دوم یعنی رزین به کار رفته در ساخت FRP محصور شده است [۸]. شکل ۴-۲ کلی کامپوزیت های FRP را به صورت یک ورقه یک جهته نشان می دهد.



شکل ۴-۲- شکل شماتیک اجزاء تشکیل دهنده یک ماده کامپوزیت [۸]

الیاف استفاده شده برای تقویت اتصالات مورد مطالعه در این پایان نامه از جنس کربن هستند. در تحقیقات مشابه عمدتاً از این نوع الیاف و نیز از الیاف کولار، برای تقویت خمشی اعضاء بتن آرمه استفاده گردیده است؛ زیرا الیاف کربن، مقاومت نهایی بسیار زیادی دارند. از طرفی به خاطر کرنش نهایی کمتر این الیاف نسبت به الیاف شیشه، شاید با استفاده از الیاف کربن تأثیر نرم بودن FRP بر

شکل پذیری اتصال کمتر لحاظ می شود و بیشتر تأثیر نحوه قرارگیری ورقه بر روی اتصال نشان داده می شود. هر چند در بعضی از تحقیقات گذشته از الیاف شیشه برای بهبود شکل پذیری اعضاء استفاده شده است. رفتار الیاف کربن عموماً الاستیک خطی است [۸]. شکل ۲-۵ منحنی تنش- کرنش CFRP و GFRP را نشان میدهد. این منحنی مربوط به تنش و کرنش ماده در راستای الیاف است.



شکل ۲-۵ منحنی تنش- کرنش ورقه FRP ساخته شده با الیاف شیشه و کربن [۸]

بدیهی است که برای مدل سازی غیر خطی FRP نیاز به داشتن مقادیر مدول الاستیسیته، ضریب پواسون و مدول برشی ماده داریم. این مشخصات باید در راستاهای (صفحات) مختلف تعریف شوند. ابتدا این مقادیر را نامگذاری می کنیم.  $E_x$  مدول الاستیسیته ماده در راستای الیاف و  $E_y$  و  $E_z$  مدول الاستیسیته کامپوزیت در جهت عمود بر الیاف است. ضریب پواسون برای مواد اورتوتروپیک از مواردی است که باید به دقت مورد توجه قرار گیرد. ضریب پواسون اصلی در مدل سازی های غیر خطی تعریف می گردد. این ضریب عبارت است از نسبت کرنش راستای  $y$  به کرنش در راستای  $x$ ، زمانی که تنش اعمال شده در راستای  $x$  باشد. مقدار  $\nu_{yx}$  که ضریب پواسون غیر اصلی نامیده می شود، عبارت است حاصلضرب  $\nu_{xy}$  در نسبت  $E_y$  به  $E_x$  (رابطه ۲-۱)، که مقدار آن کمتر از  $\nu_{xy}$  است. [۸]

$$\nu_{yx} = \frac{E_y}{E_x} \cdot \nu_{xy} \quad (1-2)$$

در این رابطه  $E_x$  مدول الاستیسیته جهت X (جهت الیاف) و  $E_y$  مدول الاستیسیته جهت عمود بر الیاف است.

اما در ادامه این مطالب قبل از اینکه به بیشینه تحقیق در زمینه تقویت اتصالات بپردازیم انواع اتصالات تیر به ستون را مورد بررسی قرار می دهیم تا ایده تقویت اتصالات بهتر بیان شود.

## ۲-۵- انواع اتصال تیر به ستون:

۱- بر اساس شکل

۲- بر اساس شرایط بارگذاری و نحوه تغییر شکل اتصال تحت تاثیر بار زلزله

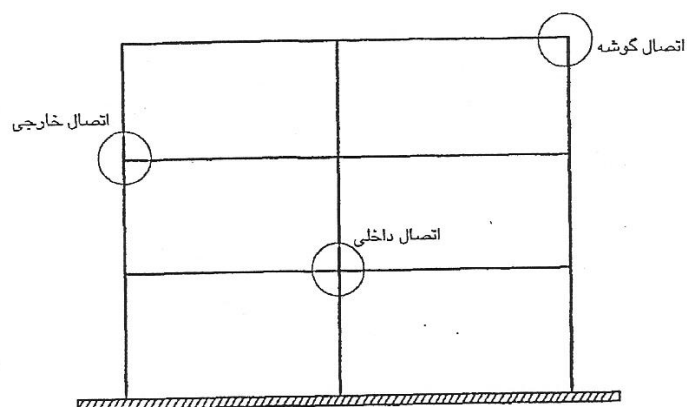
۳- بر اساس تشکیل ناحیه پلاستیک در قاب

## ۲-۵-۱- انواع اتصال بر اساس شکل اتصال

الف) اتصال داخلی

ب) اتصال خارجی

ج) اتصال گوشه



شکل ۲-۶ انواع اتصالات

که رفتار اتصالات گوشه به دلیل آنکه هسته اتصال از محصور شدگی کمتری برخوردار است از دو نوع دیگر اتصالات بحرانی تر است. و پس از آن رفتار اتصالات خارجی بحرانی تر از اتصالات داخلی است.

## ۲-۵-۲- انواع اتصال بر اساس شرایط بارگذاری و نحوه تغییر شکل اتصال تحت اثر بار

### زلزله:

توصیه نامه طراحی اتصالات تیر-ستون در قاب های بتن آرمه منتشر شده توسط کمیته ACI-ASCE352 در فصل دوم اتصالات بتن آرمه را به دو دسته نوع ۱ و نوع ۲ تقسیم کرده است. [۹]

#### الف) اتصال نوع ۱:

این اتصال بر اساس تعریف توصیه L ACI-ASCE352 اعضای را به هم متصل می کند که بر اساس ACI-318 برای تامین مقاومت مورد نیاز طراحی شده اند. ولی تغییر شکل های غیر الاستیک قابل توجهی را تحمل نمی کنند (در واقع در آیین نامه آبا همان اتصالات با شکل پذیری کم می باشند که طبق بند ۲۰-۳-۴ آیین نامه طراحی می شوند)

#### ب) اتصال نوع ۲:

این نوع اتصال اعضای را به هم متصل می کند که علاوه برداشتن مقاومت کافی دامنه تغییر شکل های آن ها به محدوده غیر الاستیک نیز کشیده می شود. به عبارت دیگر اتصال نوع ۱ در آن دسته از سازه های خمشی به کار می رود که صرفاً برای تحمل بارهای ثقلی و بارهای باد نه چندان شدید. طرح می شود. در این سازه ها لازم است تا اتصال مقاومت کافی داشته باشد ولی تغییر شکل های چندان زیادی را تحمل نمی کند. اتصال نوع ۲ علاوه بر آنکه مقاومت کافی دارد عناصری را به هم متصل می کند که به دلیل داشتن شکل پذیری زیاد عموماً جذب انرژی زیادی در رفتار چرخه ای (مثلاً هنگام وقوع زلزله) دارد بنابراین این اتصالات مناسب برای اغلب سازه های بتن آرمه که با نام سازه های خمشی شکل پذیری شناخته می شوند و برای طرح آن ها بار زلزله در نظر گرفته می شود از این نوع می باشند (همان اتصالات با شکل پذیری زیاد در آیین نامه آبا می باشند که طبق ضوابط بند ۲۰-۵-۴ طراحی می شوند).

برخی از تفاوت های مورد نظر آیین نامه ACI در طراحی اتصالات نوع ۱ و ۲ در پیوست ۲ بیان شده است. [۹ و ۱۴]

## ۲-۵-۳- تقسیم بندی اتصال از نظر تشکیل حوزه پلاستیک:

چنانچه یک اتصال تیر- ستون بتن آرمه تحت اثر بارهای وارد شده بر آن به آستانه شکست برسد. این شکست ممکن است به شکل های مختلفی صورت بگیرد. به طور کلی دو نوع رفتار مشخص از اتصالات بتن آرمه شناخته شده است. رفتار اول شکست اتصال در تیر اتفاق می افتد. به عبارت بهتر بدلیل آنکه ظرفیت خمشی ستون های اتصال بسیار بیشتر از ظرفیت خمشی تیر است. تیر دچار شکست شده و ناحیه پلاستیک (مفصل پلاستیک) در تیر تشکیل می گردد. این رفتار مبنای نظریه (تیر ضعیف، ستون قوی، می باشد) در این مکانیزم شکست عموماً یک رفتار نرم مشاهده می شود که این رفتار نرم و شکل پذیر سبب جذب انرژی زیادی در سازه در هنگام وقوع زلزله می گردد. در مکانیزم دیگر ستون دچار شکست می گردد. این پدیده طبیعتاً زمانی اتفاق می افتد که تیرهای اتصال مقاومت خمشی بسیار زیادی دارند و هم چنین مهار آرماتورها در هسته اتصال به خوبی صورت گرفته است. یکی از پارمترهای تعیین کننده در طراحی اتصالات تیر به ستون در سازه های خمشی شکل پذیر نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر (MR) است.

$$MR = \frac{\sum MC}{\sum MB} \quad -2-2$$

این نسبت در آیین نامه ACI352 نیز مطرح شده است. تحقیقات نشان می دهد که برای جلوگیری از تشکیل مفصل پلاستیک در اتصال و ستون باید MR بیش از ۱/۴ باشد. [۱۵]

با این مقدمه می توان اتصالات را به دو دسته الاستیک و غیر الاستیک تقسیم بندی نمود. آنچه در مورد تشکیل مفصل پلاستیک در تیر و یا ستون گفته شد. یک نگاه کلی بر رفتار قاب خمشی است. با اندکی وقت می توان از همین دریچه به رفتار اتصال به طور مشخص نگاه کرد.

ضابطه طراحی تیر ضعیف و ستون قوی در سازه های خمشی شکل پذیر بتن آرمه قاب را چنان طراحی می کند که ستون و اتصال تحت تاثیر زلزله تقریباً در محدوده الاستیک عمل کند.

برای اینکه یک اتصال بتن آرمه در محدوده خطی بماند باید ۲ شرط زیر برقرار باشد.



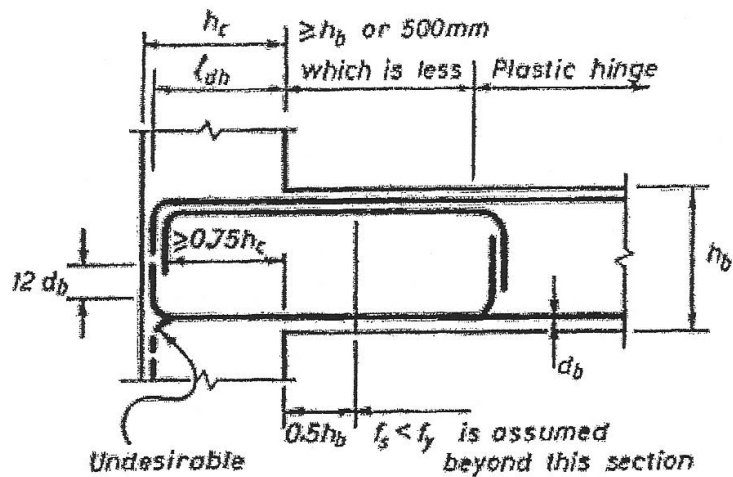
۱- لغزش مهاری آرماتورهای طولی تیر سبب ایجاد شکست در اتصال نگردد. این مسئله در اتصالات کناری و گوشه اثر مهمی دارد.

۲- هسته اتصال در اثر تحمل نیروهای وارده بر آن مخصوصاً نیروهای برشی روی هسته دچار شکست نشود رعایت ضابطه تیر ضعیف ستون قوی سبب ایجاد نوعی از اتصال به نام اتصال خطی می گردد.

هر چه تیر قوی تر باشد هسته در معرض خطر بیشتری قرار می گیرد و هرچه تیر ضعیف تر باشد مفصل پلاستیک در ناحیه ای دورتر از اتصال در تیر تشکیل می شود. اما در اتصالات بیشترین تنش و کرنش در آرماتورهای طولی تیر درست در بر اتصال ایجاد می شود هم چنین در حالتی که تیر اتصال بسیار قوی باشد. می توانند سبب شکست هسته اتصال و وارد شدن ستون به ناحیه غیر خطی شوند. در تقویت این نوع اتصالات استفاده از آرماتورهای عرضی در محدوده اتصال به جهت محصور کردن بتن این ناحیه بسیار حائز اهمیت است.

#### ۲-۵-۳-۱- مشخصات اتصال الاستیک [۱۶]

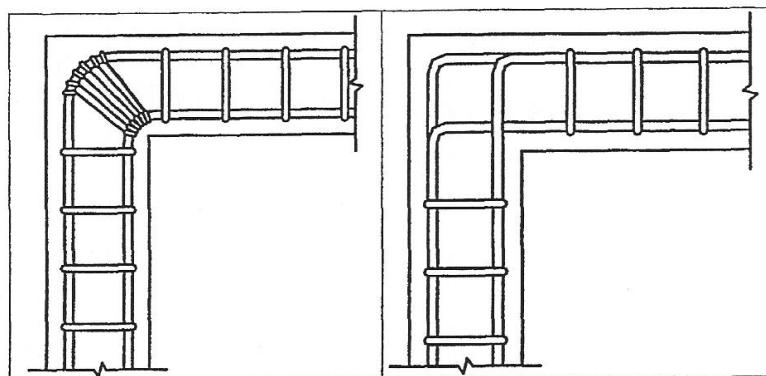
مهمترین ویژگی یک اتصال خطی آن است که ناحیه تسلیم آرماتورهای تیر درست در بر اتصال قرار ندارد. این مسأله سبب می شود که ناحیه تسلیم (پلاستیک) کمتر به داخل هسته کشیده شود؛ و لذا هم نیروی کششی ناشی از آرماتورهای تیر در کنار هسته کمتر است و هم لغزش مهاری کمتری اتفاق می افتد. برای برقراری چنین وضعیتی کافی است انتهای تیر در محل اتصال به ستون قوی تر گردد [۱۶]. به عنوان مثال با قرار دادن آرماتورهای اضافی در این ناحیه مطابق شکل ۲-۷، محل تشکیل مفصل پلاستیک در تیر به ناحیه ای جلوتر از بر اتصال منتقل شود. به نظر می رسد هر چه تیر قوی تر باشد، هسته در معرض خطر بیشتری قرار دارد. بنابراین رعایت طول نشان داده شده در شکل ۲-۷ برای ناحیه تقویت شده انتهای تیر الزامی است.



شکل ۲-۷- تغییر محل تشکیل مفصل پلاستیک از مقطع انتهایی بر ستون [۱۶]

### ۲-۵-۳-۲- مشخصات اتصال غیر الاستیک [۱۶]

در اتصال غیر الاستیک بیشترین تنش و کرنش در آرماتورهای طولی تیر درست در بر اتصال ایجاد می شود. همچنین در حالتی که تیر اتصال بسیار قوی باشد، می تواند سبب شکست هسته اتصال و وارد شدن ستون به ناحیه غیر خطی بشود. در تقویت این نوع اتصالات، استفاده از آرماتورهای عرضی در محدوده اتصال به جهت محصور کردن بتن این ناحیه بسیار حائز اهمیت است. با این وجود در مورد اتصالاتی که در طرح آنها ضابطه «تیر ضعیف- ستون قوی» رعایت نشده، هیچ تضمین خاصی در مورد رفتار مناسب آنها در زلزله وجود نخواهد داشت.



شکل ۲-۸- جزئیات مناسب آرماتورگذاری در یک اتصال گوشه [۱۰]

در ادامه روند تحقیق پس از بررسی ویژگی های انواع FRP و بررسی انواع اتصالات موجود در سازه های بتن آرمه به بررسی مطالعات تجربی و تحلیلی انجام شده در مورد رفتار اتصالات می پردازیم.

## ۲-۶ - مروری بر مطالعات تجربی و تحلیلی انجام شده در مورد رفتار اتصالات:

اولین تحقیقات آزمایشگاهی در مورد رفتار اتصالات تیر به ستون بتن آرمه در سال ۱۹۶۰ توسط انجمن سیمان پرتلند آمریکا انجام گردید. نتیجه این تحقیقات در سال ۱۹۶۷ توسط هانسن و کونر منتشر شد [۱۷].

این آزمایش ها به عنوان یک مرجع استاندارد برای مطالعات بعدی محسوب می شد. از سال ۱۹۶۰ به بعد تحقیقات دیگری توسط محققین دیگر در آمریکا، کانادا، ژاپن و نیوزیلند انجام گرفت. اهداف عمده این تحقیقات شامل ۲ بخش بودند:

۱- تعیین جزییات آرماتور گذاری لازم در اتصالات تیر ستون بتنی برای دستیابی به شکل

پذیری کافی اتصال تحت تاثیر بار زلزله

۲- جلوگیری از لغزش مهاری آرماتورها در اتصالات کناری

نتایج این تحقیقات در سال ۱۹۷۶ سرانجام منجر به انتشار اولین توصیه های طراحی توسط کمیته مشترک ACI ASCE352 گردید. همزمان با این مساله آیین نامه های دیگری در نقاط مختلف دنیا توسعه یافتند از سال ۱۹۶۰ تا ۱۹۸۰ میلادی تحقیقات گوناگونی در سراسر دنیا در مورد

اتصالات بتن آرمه انجام گرفته از مهم ترین آن ها [۱۷]

۱- ۱۹۶۷ هانسن و کونر رفتار اتصالات خارجی

۲- ۱۹۶۹ هیگاشی و اوارا رفتار اتصالات داخلی

۳- ۱۹۷۱ هانسن رفتار اتصالات داخلی و خارجی

۴- ۱۹۷۱ پارک رفتار اتصالات خارجی

۵- ۱۹۷۲ کورنیدا رفتار اتصالات خارجی

- ۶- ۱۹۷۲ پاتن رفتار اتصالات خارجی
- ۷- ۱۹۷۲ رتین رفتار اتصالات خارجی
- ۸- ۱۹۷۴ پارک رفتار اتصالات داخلی
- ۹- ۱۹۷۵ پرتیلی رفتار اتصالات داخلی
- ۱۰- ۱۹۷۶ گوکلان رفتار اتصالات داخلی
- ۱۱- ۱۹۷۷ رایروین رفتار اتصالات داخلی
- ۱۲- ۱۹۷۸ پارک رفتار اتصالات داخلی
- ۱۳- ۱۹۸۰ پوپوف رفتار اتصالات داخلی

در بسیاری از این تحقیقات بار شبیه سازی شده زلزله به صورت تاریخچه زمانی بر اتصالات ساخته شده در آزمایشگاه وارد می گردید. در اغلب موارد با اعمال تاریخچه باربر اتصالات مورد بررسی شکل پذیری به صورت ضریب شکل پذیری انحنای تغییر مکان محاسبه شد.

علاوه بر این تحقیقات که به صورت فهرست وار ارائه گردیدند، از سال ۱۹۸۰ به بعد نیز تحقیقات مفصلی در زمینه اتصالات و رفتار آنها انجام گرفته است. به بعضی از این تحقیقات ذیلاً اشاره می گردد.

۱- در سال ۱۹۸۲ رونالد، مین هایت و جیرسا که اعضاء انجمن ASCE میباشند، تحقیقی در مورد مقاومت برشی اتصالات بتن آرمه انجام دادند [۱۷]. این محققین ادعا کردند که تحقیقات موجود تا آن زمان، برای ارائه یک مقدار برای مقاومت برشی اتصال بتن آرمه کافی نبوده اند. به همین دلیل این محققین ۱۵ نمونه آزمایشگاهی را در تحقیق خود مورد بررسی قرار دادند. مهمترین هدف این محققین یافتن عوامل اصلی تأثیرگذار بر مقاومت برشی اتصالات بود. پارامترهایی که این محققین در تحقیق خود مورد بررسی قرار دادند، عبارت بودند از؛ آرماتورهای طولی و عرضی تیر و ستون، بار محوری ستون، هندسه و شکل اتصال.

۲- در سال ۱۹۸۳ احسانی و وایت تحقیق خود را در مورد رفتار اتصالات بتن آرمه خارجی تحت اثر بار زلزله منتشر کردند [۱۸]. در این تحقیق پارامترهای مورد بررسی عبارت بودند از: نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر، تنش برشی در اتصال و مقدار آرماتورهای عرضی اتصال.

این مطالعه آزمایشگاهی نشان داد که اولاً بر اساس تشکیل مفصل پلاستیک در اتصال، لازم نیست نسبت مقاومت خمشی کوچکتر از  $1/40$  باشد. ثانیاً حداکثر تنش برشی در اتصالات بتن آرمه خارجی باشد به  $\sqrt{f'_c}$  (MPa) محدود شود. این امر در رفتار اتصالات خارجی تأثیر عمده ای دارد. ثالثاً تأثیر آرماتورهای عرضی زمانی که دو نکته فوق رعایت شوند، بسیار چشمگیر خواهد بود.

۳- در سال ۱۹۸۴ اودا و همکاران تحقیق مفصلی در مورد لغزش مهاری آرماتورهای تیر در اتصالات بتن آرمه کناری انجام دادند [۱۹]. این محققین در تحقیق خود در کنار توسعه یک مدل عددی مناسب برای محاسبه نیروی بیرون کشیدگی آرماتور تیر بر حسب مقدار لغزش مهاری، تعداد ۲۲ نمونه آزمایشگاهی را نیز مورد بررسی قرار دادند. در این تحقیق برای استفاده از مدل عددی مورد بحث، تنش چسبندگی بر حسب لغزش مهاری بر اساس تست های آزمایشگاهی و یافتن این منحنی از نتایج آزمایش استفاده شد.

این تحقیق نشان داد که رابطه بین تنش و پیوستگی و لغزش مهاری آرماتورها به مقاومت بتن، قطر آرماتورها و هندسه سطح میلگردها، مقدار پوشش آرماتورها و تاریخچه بار بستگی دارد. این تحقیقات یکی از اساسی ترین تحقیقات موجود در مورد لغزش مهاری آرماتورها در اتصالات بتن آرمه کناری می باشد.

۴- در سال ۱۹۸۶ آبرامز تحقیق در مورد تأثیر نسبت مقیاس در رفتار اتصالات بتن آرمه انجام داد [۲۰].

این محقق ۱۸ نمونه آزمایشگاهی را مورد بررسی قرار داد که مقیاس کوچک، متوسط و بزرگ داشتند ( $\frac{1}{12}, \frac{1}{4}$  و  $\frac{3}{4}$ ). نمونه های یاد شده تحت اثر بارهای جانبی رفت و برگشتی قرار گرفتند. این

تحقیق نشان داد که در اتصالات کوچکتر، شدت کاهش سختی در طی روند انجام آزمایش بیشتر بوده و نیز چسبندگی بین بتن و آرماتور کمتر است.

۵- در سال ۱۹۸۹، سروشیان و همکاران طی یک مطالعه آزمایشگاهی- تجربی به بررسی رفتار بیرون کشیدگی میلگردهای خم شده از داخل اتصالات خارجی پرداختند [۲۱]. این محققین ابتدا ۷ نمونه آزمایشگاهی را مورد بررسی قرار دادند. پارامترهای متغیر در بین این نمونه ها قطر میلگردها، میزان محصور شدگی بتن اتصال و مقاومت فشاری بتن بود. در این تحقیق یک مدل تجربی برای بیان رابطه بین نیروی بیرون کشیدگی و لغزش در اتصالات مورد بحث ارائه شد. همچنین یک مدل تحلیلی برای پیش بینی رفتار بیرون کشیدگی آرماتورها در اتصالات کناری بسط داده شد. این مدل برای بررسی ضوابط ACI در مورد آرماتورهای خم شده و طول مهاری آنها،  $l_{dh}$ ، به کار رفت.

۶- در سال ۱۹۹۰، راسو و همکاران مقاله ای با عنوان حل تحلیلی برای یافتن ارتباط بین چسبندگی و لغزش آرماتورها در اتصالات بتن آرمه منتشر ساختند [۲۲]. در این تحقیق جامع برای بررسی رفتار آرماتور، معادلات دیفرانسیل حاکم بر آن نوشته شد. منحنی تنش- کرنش فولادها دو خطی و منحنی تنش پیوستگی- لغزش به صورت یک تابع نمایی و نیز خطی در نظر گرفته شد. برای حالت اول حل معادلات حاکم، با استفاده از سری ها انجام شده و برای حالت دوم در مقاله مورد بحث حل بسته ارائه گردید. همچنین معادلات بدست آمده برای بیان رفتار اتصالات تحت اثر بارهای چرخه ای حل شدند.

۷- در سال ۱۹۹۲ پانتازوپولو و بوناسی در مطالعات تحلیلی خود به سوالاتی در مورد اتصالات بتن آرمه پاسخ دادند [۲۳]. این محققین با بررسی مکانیک اتصالات تحت بارهای جانبی فرمول بندی خاصی را برای رفتار اتصالات بر اساس همسازی کرنشها و تعادل تنشها بدست آوردند. پارامترهای مورد بررسی در این تحقیق قیود خارجی و تغییر در مقاومت بتن در برابر کرنش قطری اتصال بود. همچنین در روابط تحلیلی توسعه یافته، تأثیر تنگ ها و نیروی محوری ستون به وضوح بررسی شد.

در این تحقیق ارتباط بین طرح اتصالات و تغییر شکل نسبی طبقات ارائه گردید. از مهمترین نتایج بدست آمده در این تحقیق، آن است که مقاومت برشی اتصال با مقاومت فشاری بتن ارتباط مستقیم دارد.

۸- در سال ۱۹۹۲، ها و همکاران به بررسی پاسخ اتصالات ساخته شده با بتن مقاومت بالا در برابر بارهای رفت و برگشتی پرداختند [۲۴]. مطالعه رفتار این اتصالات، توسعه یک نگرش جدید برای طراحی آنها و بررسی انرژی جذب شده در آنها از اهداف عمده این تحقیق بود. در این مطالعه آزمایشگاهی، ۸ نمونه اتصال خارجی با شکل های مختلف آرماتورگذاری با رعایت ضوابط ACI-352 ساخته شد و مورد آزمایش قرار گرفت. در این تحقیق به مفاهیمی همچون تغییر طول میلگردها در ناحیه مفصل پلاستیک و لغزش میلگرد نیز توجه شد.

۹- در سال ۱۹۹۲ تسونوس و همکاران مطالعه ای در مورد رفتار لرزه ای اتصالات خارجی تیپ ۲ که در آنها از آرماتورهای عرضی مورب در ناحیه هسته اتصال استفاده شده بود انجام دادند [۲۵]. شاید بتوان تحقیقات انجام شده از این به بعد را نسبت به تحقیقات گذشته کمی تخصصی تر قلمداد کرد. در تحقیقات قبلی بیشتر به بررسی مفاهیم پایه از قبیل تأثیرات آرماتورگذاری و ابعاد و ... توجه شده بود، در حالی که در تحقیقات مشابه این تحقیق، بیشتر به کاربرد و برخی حالات خاص و تأثیرات آنها در رفتار اتصال پرداخته شده است. در این تحقیق ۲۰ نمونه آزمایشگاهی با مقیاس  $\frac{1}{4}$  مورد بررسی قرار گرفت. در این نمونه ها آرماتورهای عرضی، نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر و تنش بررسی اتصال از پارامترهای مورد تغییر بودند.

نتایج بدست آمده از این تحقیق حاکی از تأثیر بسیار زیاد آرماتورهای برشی در ناحیه اتصال بر مقاومت لرزه ای می باشد؛ به طوری که فقدان این آرماتورها، مکانیزم جدیدی را در انتقال برش اتصال ایجاد می کند. همچنین این تحقیق نشان داد رعایت ضوابط در مورد طرح اتصالات، تأثیرات بسیار خوبی را بر رفتار لرزه ای اتصالات مورد بررسی به جای می گذارد.

۱۰- در سال ۱۹۹۲ السیوات و ساچی اوقلو مقاله با ارزشی در مورد لغزش مهاری آرماتورهای تحت اثر بارهای چرخه ای ارائه کردند [۲۶]. در این مقاله یک مدل تحلیلی برای بیان رابطه نیرو- تغییر مکان آرماتورها مهار شده در بتن ارائه شد. این مدل امروزه یکی از مدل های مورد استفاده در بحث لغزش مهاری آرماتورها در اتصالات می باشد. در این مقاله آرماتورها در دو قسمت حساب شده است. این دو قسمت عبارتند از؛ میزان میلگردها و لغزش آرماتورها. میزان میلگردها با استفاده از تعیین توزیع کرنش در طول آرماتور مهار شده در بتن محاسبه شده است. چسبندگی در طول الاستیک ثابت فرض شده و در ناحیه پلاستیک، چسبندگی اصطکاکی از لحاظ گردیده است. روش ارائه شده در این تحقیق برای آرماتورهای تحت کشش و فشار در هر دو نوع اتصال داخلی و خارجی کاربرد دارد.

۱۱- در سال ۱۹۹۴، لو و همکاران در یک تحقیق آزمایشگاهی بر روی اتصالات ساخته شده با مقیاس  $\frac{1}{4}$  به بررسی جزئیات آرماتورگذاری کششی در اتصالات گوشه قاب های بتن آرمه پرداختند [۷]. در این تحقیق که بر روی ۲۰ نمونه اتصال گوشه تحت بار استاتیکی انجام گرفت، محققین مسائلی چون مکانیزم شکست اتصالات، مدل ترک خوردگی، توزیع کرنش در آرماتورهای کششی و ظرفیت باربری اتصال را بررسی کردند.

۱۲- در سال ۱۹۹۴، کرامر و شهروز نیز به بررسی پاسخ لرزه ای اتصالات گوشه پرداختند [۲۷]. در این مطالعه آزمایشگاهی، ۴ اتصال گوشه مورد بررسی قرار گرفت. تفاوت این اتصالات در جزئیات اجرای اتصال بود. از مواردی که در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفته است، می توان به شکل ترک خوردگی، تغییر مکان نسبی داخل طبقه، مکانیزم شکست، مقاومت و سختی، رابطه لنگر- دوران و جذب انرژی اتصال اشاره کرد. یکی از نتایج این تحقیق که قبلاً نیز به آن اشاره شد، آن است که قبل از رسیدن اتصال به ظرفیت خمشی تیر آن، شکست اتفاق می افتد. این پدیده که در اتصالات گوشه از اهمیت خاصی برخوردار، است در ۲ نمونه از نمونه های مورد بررسی در تحقیق یاد شده مشاهده گردیده است. هر چند با به کارگیری یک سیستم مرکب برای جزئیات



آرماتورگذاری در محدوده اتصال، این محققین توانستند در ۲ نمونه از نمونه های مورد بررسی نیز از شکست به صورت یاد شده جلوگیری کنند.

۱۳- اسکات نیز از جمله محققین است که بین سالهای ۱۹۹۶ تا ۲۰۰۰ تحقیقاتی را در زمینه اتصالات انجام داده است [۲۸-۳۰]. تحقیقات این محقق که در قالب رساله دکترای دانشجوی او هامیل انجام شده را می توان به دو بخش تقسیم کرد. بخش اول قسمت آزمایشگاهی این تحقیقات است [۲۸ و ۳۰]. در این قسمت ۱۷ نمونه اتصال خارجی مورد بررسی قرار گرفتند. پارامترهای متغیر بین این ۱۷ نمونه عبارت بودند از: عمق تیر، درصد آرماتور کششی تیر، جزئیات آرماتورگذاری کششی تیر و بار ستون. ۱۵ اتصال تحت بار استاتیکی و ۲ اتصال تحت بار دینامیکی (لرزه ای) آزمایش شدند. از موارد مورد بررسی در این تحقیق کرنش در طول آرماتورها و نیز تنش چسبندگی در طول آرماتور کششی تیر بود. در این تحقیق همچنین توصیه هایی برای اجرای جزئیات مختلف در اتصالات صورت گرفت. شایان ذکر است از جزئیات آرماتورگذاری مهمی که در این تحقیق به آن پرداخته شد، تأثیر خم شدن آرماتورهای طولی تیر به داخل ستون و نیز خم شدن آنها به صورت U شکل به داخل اتصال بود. همچنین از بتن با مقاومت بالا نیز در تعدادی از نمونه ها استفاده شد.

در قسمت دوم، این محققین به دنبال ساختن یک مدل اجزاء محدود مناسب برای مدل سازی کامپیوتری اتصالات خارجی بودند [۲۹]. به این منظور از نرم افزار SBETA استفاده کردند. در این بخش، نتایج آنالیز غیر خطی اجزاء محدود مدل ساخته شده با نرم افزار، با نتایج تست های آزمایشگاهی انجام شده در بخش قبل مقایسه شد. در این قسمت نیز تأثیرات پارامترهای مختلف بررسی گردید. از نکات قابل ذکر در این تحقیق، مدل سازی لغزش مهاری آرماتورها با استفاده از المان های غیر مسلح بتن بین المانهای بتن و المانهای گسترده آرماتور می باشد.

۱۴- آخرین تحقیقی که در اینجا به آن اشاره می شود، مربوط به هاکوتو و همکاران در سال ۲۰۰۰ است [۳۱]. در این تحقیق آزمایش بار لرزه ای بر روی اتصالات تیر- ستون خارجی و داخلی با

جزئیات آرماتورگذاری کمتر از مقادیر استاندارد صورت گرفت. این اتصالات عموماً مربوط به قبل از سال ۱۹۷۰ میلادی هستند. در اتصالات داخلی مورد بررسی در این تحقیق، هسته اتصال با کمبود آرماتور عرضی ساخته شد. همچنین بعضی از اتصالات پس از تقویت با ژاکت بتنی مورد بررسی قرار گرفتند. پس از بررسی رفتار لرزه ای اتصالات مورد بحث، محققین یاد شده به شکل پذیری محدود اتصالات با کمبود آرماتور عرضی و همچنین افزایش شکل پذیری اتصالات تقویت شده به عنوان نتایج تحقیق خود اشاره کردند. در اتصالات خارجی مورد بررسی از آرماتورهای عرضی بسیار کمی در اتصال استفاده شد. در یکی از اتصالات ساخته شده نیز میلگرد تیر به داخل ستون خم گردید. در این جزئیات اجرایی، آرماتور بالایی تیر به سمت بالا و آرماتورهای پایینی به سمت پایین خم می شدند. این سیستم در بسیاری از سازه های قدیمی مورد استفاده بوده است. در بقیه نمونه های مورد بررسی در این تحقیق، آرماتورهای تیر به صورت عادی در هسته خم شدند. از نتایج به دست آمده از این قسمت از تحقیق نیز می توان به تأثیرات بسیار زیاد کمبود آرماتور برشی و ضعف لرزه ای اتصالات ساخته شده قبل از سال ۱۹۷۰ به این جهت، و نیز تأثیر مثبت استفاده از تقویت های بتنی جدید بر رفتار لرزه ای اتصالات خارجی اشاره نمود.

در تحقیقات بالا عموماً به تأثیر جزئیاتی در اجرای اتصال و تأثیر و نحوه اجرای آرماتورهای درون اتصال بر رفتار اتصال پرداخته شده است. به عبارت دیگر پارامترهایی که تغییر در آن ها در تحقیقات گذشته به عنوان عامل موثر در بهبود رفتار اتصال معرفی گردیده است، پارامترهایی هستند که جزیی از یک اتصال محسوب می شوند. تقویت اتصالات بتن آرمه به صورت خارجی و با استفاده از تکنیک های دیگری از قبیل ژاکت های بتنی و فولادی ایده آل است که می توان آن را جدید دانست و به عبارت دیگر پس از آنکه تحقیقات گسترده ای تا قبل از دهه ۹۰ میلادی در مورد رفتار اتصالات انجام گرفت. تقریباً تأثیر چند پارامتر محدودی که می توان آن ها را در طراحی و اجرای اتصالات بتنی به نحو مطلوب تغییر داد شناخته شد. از طرفی تأثیر این پارامترها محدود به حد مشخصی است.

به عنوان مثال نمی توان آرماتورهای عرضی هسته را تا هر حد دلخواه افزایش داد. هر چند افزایش آن ها تاثیر مثبت بر عملکرد اتصال می گذارد. به همین علت و نیز به علت پیدایش مواد جدید مانند کامپوزیت های FRP و به کارگیری آن ها در تقویت سازه ها و مخصوصاً سازه های بتن آرمه ایده تقویت اتصالات بتن آرمه با استفاده از این مواد شکل گرفت علاوه بر این می توان تقویت اتصالات را با استفاده از روشهای دیگر یعنی استفاده از ورقه های فولادی و یا ژاکت های بتنی محافظ اتصال را روش های قدیمی تری دانست هر چند قدمت این روش ها نیز به حدود سال ۱۹۹۰ بر می گردد و تا سال ۲۰۰۰ نیز ادامه داشته است.

در تحقیق قباره ۴ اتصال با مقیاس بزرگ تحت بار لرزه ای آزمایش شدند از پارامترهای مهم مورد بررسی این محققین می توان به تاثیر مقدار آرماتورهای برشی اتصال و تیر اشاره کرد. از نتایج بدست آمده از این آزمایش دو مطلب مورد توجه است ۱- استفاده از ژاکت های فولادی عملکرد اتصال را به ظرفیت مورد نظر آیین نامه های جدید رساند. ۲- یک روش تحلیلی برای طراحی ژاکت های فولادی ارائه شد [۵].

بیده و همکاران ۶ نمونه اتصال با مقیاس  $\frac{1}{4}$  ساختند این اتصالات خارجی بر اساس آیین نامه های قبل از سال ۱۹۷۰ میلادی طرح گردیدند. ژاکت های فولادی تحت بار دینامیکی قرار گرفتند پارامترهای مورد بررسی در این تحقیق :

۱- مقدار آرماتورهای عرضی تیرو ستون

۲- میزان ضخامت ورقه های فولادی

۳- ژاکت های فولادی یک بار به تنهایی دور ستون قرار گرفتند و یک بار دور تیر و ستون باهم قرار گرفتند. نتیجه تقویت صورت گرفته به ظرفیت برشی و انرژی جذب شده توسط اتصال کمک شایانی کرد.

مسلم با FRP ۶ نمونه اتصال با مقیاس  $\frac{1}{4}$  ساخت. در ابتدا دو اتصال را تا نزدیک شکست تحت بارگذاری قرار گرفت سپس با تزریق اپوکسی و با استفاده از ورقه های FRP تقویت اتصال صورت

گرفت و سپس آزمایش مجدد با ۴ نمونه دیگر از ابتدا تقویت شدند و آزمایش شدند. در این تحقیق از دو نوع FRP با نام های glass و CFRP استفاده شد که شکل پذیری را تا ۴۲٪ افزایش داد. همانگونه که در بالا اشاره شد تاریخچه مقاوم سازی اتصالات نشانگر آن است که در ابتدا دور پیچ های فولادی بسیار رواج داشته است. تا اینکه محققین به معایب استفاده از دور پیچ های فولادی پی بردند. و خصوصیات FRP از قبیل اجرای آسان و سریع و نسبت مقاومت به وزن بالا و مقاومت در برابر خوردگی و سازگاری با بتن و اقتصادی بودن: FRP سبب شد تا دانشمندان بیش از پیش علاقمند به استفاده از FRP نسبت صفحات فولادی باشند و همین سبب گردید که در دو دهه گذشته اثر دورپیچ کردن FRP در محل اتصال تیر به ستون جهت افزایش کارایی و مقاومت اتصال بسیار مورد بررسی قرار گرفته است. که برخی از این مطالعات به صورت آزمایشی و برخی دیگر به صورت تئوری بوده است.

اما از محققینی که در سالهای اخیر در این زمینه مطالعات بسیاری هم در زمینه آزمایشگاهی و هم مدل سازی اجزاء محدود انجام داده اند. پروین می باشد. که استاد دانشگاه تولدو در شهر اوهایو می باشد. در مطالعات پروین بیشتر افزایش مقاومت خمشی با استفاده از glass و CFRP مد نظر بوده پارامترهای مورد بررسی در این مطالعات

۱- استفاده از ورقه های FRP با ضخامت های متغیر ۲- وضعیت آرماتورگذاری خاص در

#### محل اتصال

(آرماتورهای طولی تیر در ناحیه کششی در حدود ۵ سانتیمتری بر ستون قطع شده تا تاثیر استفاده از ورقه های FRP بر تقویت خمشی اتصالات به طور تشدید شده ای بررسی شود. نمونه های پروین تحت بار استاتیکی تا حد شکست آزمایش شدند که نتایج آن:

۱- تاثیر چشمگیر ورقه های FRP در تقویت خمشی اتصالات و افزایش مقاومت خمشی

اتصال تا حدود ۶۰٪

۲- تاثیر استفاده از ورقه های FRP در زیر تیر در انتقال برش بین تیر و ستون

### ۳- کاهش دوران نهایی اتصالات تقویت شده در این مطالعات

در قسمت دوم از تحقیقات انجام شده توسط پروین و گراناتا از نرم افزار ANSYS برای ساخت یک مدل اجزاء محدود غیر خطی از اتصال تقویت شده با FRP استفاده شده است. در این دسته از تحقیقات نیز محققین از انواع ورقه های FRP با مدول الاستیسیته و جنس و ضخامت گوناگون استفاده کردند. نتایج به دست آمده از این دسته تحقیقات نیز مشابه نتایج آزمایشگاهی بوده است. در کنار این مجموعه تحقیقات، در سال ۲۰۰۲ تحقیق بسیار ارزشمندی توسط آنتونوپولوس و تانازیس در مورد تحلیل اتصالات بتن آرمه تقویت شده با FRP انجام گرفت [۳۲]. در این تحقیق یک مدل تحلیلی برای اتصالات بتن آرمه تقویت شده با ورقه های FRP ارائه شده است. این مدل معادلاتی را برای کرنش ها و تنش ها در مراحل مختلف بارگذاری (قبل و بعد از تسلیم آرماتورهای تیر و ستون) در نظر می گیرد. حل معادلات یاد شده به صورت عددی انجام شده است. همچنین این مدل اطلاعات مفیدی را در مورد برش اتصالات تقویت شده به صورت تابعی از مقدار و شکل قرارگیری ورقه های چسبیده به اتصال در اختیار می گذارد.

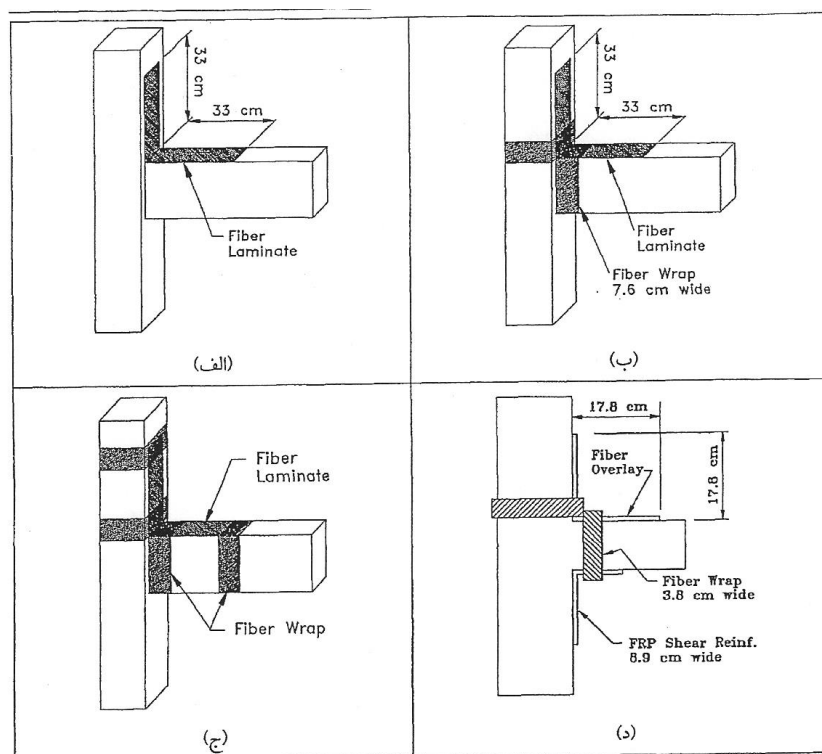
### ۲-۷- اهداف تحقیق حاضر

با مروری بر تاریخچه تحقیقات انجام شده در مورد تقویت اتصالات بتن آرمه با استفاده از ورقه های FRP می توان نکات زیر را به عنوان ضعف فعالیت های انجام شده قبلی معرفی کرد:

- ۱- در تحقیقات صورت گرفته توسط پروین و گراناتا بیشتر تقویت خمشی اتصال مورد بحث بوده است. به همین خاطر نمی توان توجهی به مسأله شکل پذیری پیدا کرد.
- ۲- به جهت شکل خاص تقویت های انجام شده توسط این محققین، افزایش لنگر خمشی در اتصالات تقویت شده با کاهش دوران نهایی همراه بوده است. این مسأله ضرورت استفاده از شیوه های دیگری را برای تقویت اتصالات به منظور بررسی دقیق تر تأثیر استفاده از ورقه های FRP در بهبود شکل پذیری اتصالات تداعی می کند.

۳- در تحقیق انجام شده توسط مسلم، اتصالات داخلی آن هم با یک شیوه خاص، یعنی دور پیچ شدن تمام اتصال درون یک ژاکت FRP تقویت شده اند. این مسأله نیز ضرورت بررسی سایر اتصالات و تقویت آنها به شکل های دیگری را نیز یادآور می شود.

۴- در نگاه بعضی از محققین در زمینه رفتار اجزاء بتن آرمه، به دلیل خطی بودن رفتار کامپوزیت های FRP یک نگرش منفی نسبت به افزایش شکل پذیری اتصالات با استفاده از FRP وجود دارد. علت ایجاد چنین نگرشی را می توان در استفاده از ورقه های FRP صرفاً در ناحیه کششی و به منظور تقویت خمشی جستجو کرد.



شکل ۲-۹- شکل های مختلف تقویت به کار رفته توسط پروین و گراناتا [۱۱ و ۱۲-۳۳]

در تحقیق حاضر، هدف اصلی بهبود شکل پذیری اتصالات بتن آرمه با استفاده از ورقه های FRP می باشد. به این منظور تعدادی اتصال بتن آرمه کناری با استفاده از ورقه های FRP به شکل های گوناگون تقویت شده است. هر یک از حالت های تقویت در نظر گرفته شده مبین منطق خاصی هستند که در تعریف نمونه ها به تفصیل شرح داده خواهد شد.

این نمونه ها پس از تعریف توسط نرم افزار ANSYS به صورت سه بعدی مدل سازی شده و آنالیز غیر خطی صورت گرفته است.

برای هر نمونه، منحنی لنگر- دوران رسم شده و شکل پذیری اتصال و نیز مقدار افزایش مقاومت خمشی آن محاسبه گردیده است که در ادامه در فصل ۶ مطالب ارائه گردیده است.

## فصل سوم

نحوه مدل سازی اتصال توسط نرم افزار Ansys



### ۳-۱- معرفی اجمالی نرم افزار ANSYS

نرم افزار ANSYS در سال ۱۹۷۱ توسط شرکت آمریکایی سوانسون که یک شرکت معتبر در ساخت نرم افزارهای اجزای محدود است، ساخته شد. این نرم افزار جزء اولین نرم افزارهایی است که قادر به انجام آنالیزهای غیر خطی، مکانیک شکست، مخازن و ... می باشند. طی ۳۰ سالی که از عمر ANSYS می گذرد، نگارش های مختلفی از آن عرضه گردیده است. آخرین نگارش موجود آن ANSYS 11 و نسخه مورد استفاده ما در این پایان نامه نیز ANSYS 11 می باشد.

### ۳-۲- مروری بر مفهوم آنالیز غیر خطی:

به طور کلی غیر خطی شدن یک مساله می تواند در دو شکل ظاهر شود:

۳-۲-۱- **غیر خطی هندسی:** این نوع غیر خطی بودن در برگیرنده تغییرات هندسه سازه

است در این نوع مسائل ماتریس سختی سازه  $[K]$  تابعی از بردار تغییر مکان ها  $[U]$  و مشتقات آن است.

۳-۲-۲- **غیر خطی بودن ماده:** این نوع مسائل ممکن است در اثر وجود یک رابطه غیر

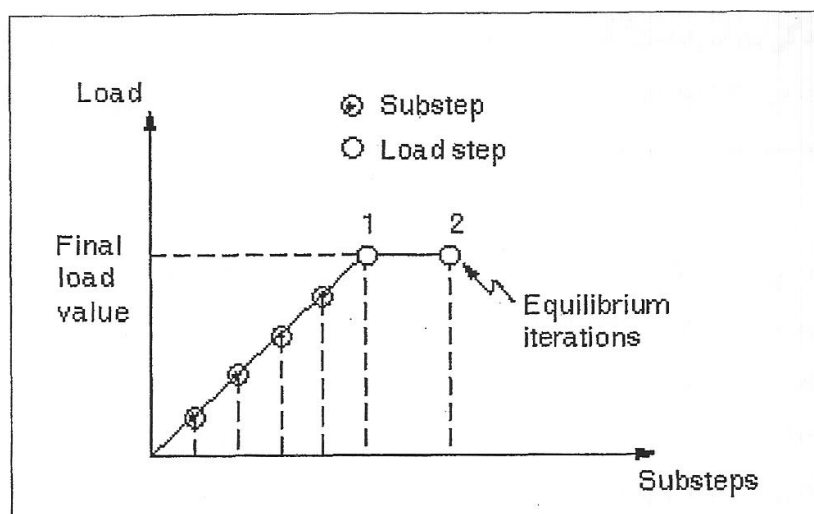
خطی بین تنش و کرنش مواد به وجود آید در این مواد تنش تابع غیر خطی از کرنش است. از مصادیق این نوع مواد بتن است. در سازه های بتن آرمه هر دو ماده بتن و فولاد رفتار کاملاً غیر خطی دارند. در Ansys انواع مختلفی از مواد غیر خطی قابل تعریف هستند. از بین این مواد بتن به عنوان یک ماده غیر خطی مشخص شناخته شده است و می توان ماده ای را به نام بتن در فهرست مواد غیر خطی آن معرفی کرد.

در حل یک مساله غیر خطی عوامل بسیار مهمی دخالت دارند به طوری که عدم دقت در وارد کردن و معرفی آنها باعث می شود که حل کاملاً غلطی ارائه شود. از جمله این عوامل می توان بارگذاری را نام برد به طوری که تغییر در نحوه اعمال بار منجر به تغییر در روند حل و مقدار نتایج خواهد شد.

در یک آنالیز غیر خطی بار به صورت تدریجی به سازه اعمال می گردد. این کار در Ansys طی دو روند کاملاً متمایز صورت می پذیرد. اول آنکه بار در مراحل مختلف تحت عنوان گام بارگذاری وارد می شود.

در هر گام بارگذاری، زمان یک پارامتر نمادین برای نشان دادن زمان انتهای بارگذاری است. روند دومی که در اعمال بار طی می کنیم. قطعه قطعه کردن هر گام بارگذاری است. به هر یک از این قطعه های اعمال بار زیر گام می گوئیم. به مجموعه این بارگذاری های قطعه قطعه و متوالی تاریخچه بارگذاری گفته می شود.

مفهوم گام و زیر گام در شکل ( ۱-۳ ) نشان داده شده است. در هر گام بارگذاری تعداد زیر گام می تواند بر حسب ضرورت زیاد یا کم گردد. این بدان معنا است. که در مراحل اولیه بارگذاری می توان هر گام را با تعداد کمتری زیر گام حل کرد. ولی در بارهایی نزدیک به بار شکست، هم گام ها و هم چنین زیر گام های آنها را ریزتر در نظر گرفت. اهمیت رعایت نکاتی از این قبیل تا حدی است که میزان یا نحوه اعمال برخی از پارامترها برای هر مساله خاص یا مسئله دیگری فرق می کند. در حل یک مدل غیر خطی بتن آرمه طبیعتاً این پارامترها باید متناسب با همان حل تنظیم گردند. لذا در بخش های بعدی که منحصراً بتن و مدل سازی آن ها در Ansys است در مورد پارامترهای مهم در حل غیر خطی یک مدل بتن آرمه به تفصیل شرح داده خواهد شد.



شکل ۱-۳ «مفهوم گام و زیر گام در آنالیز غیر خطی»

### ۳-۳- مدل سازی اجزاء محدود بتن آرمه در Ansys:

نکته بسیار مهمی که در مدل سازی اجزاء محدود بتن آرمه یا هر نرم افزار یا برنامه رایانه ای باید به آن پرداخت نحوه وارد شدن مساله ترک خوردگی المان ها در روند حل است. هم چنین غیر همگن و غیر ایزوتروپیک بودن بتن به پیچیدگی حل می افزاید. بسیاری از آنالیزهای اولیه اجزاء محدود اعضا بتن آرمه ترک خوردگی را با استفاده از مدل های از پیش تعریف شده برای ترک خوردگی در محاسبات وارد می ساختند با چنین نگرشی در هر مرحله از بارگذاری هندسه المان ها تغییر می یافت لذا این دسته از آنالیزها وقت گیر و محدود بودند. [۸] مدل دیگری که در آنالیزهای اجزاء محدود به کار می رود مدلی است که هاله ای از ترک خوردگی را در نظر می گیرد این مدل بتن ترک خورده را به صورت یک ماده اورتو تروپیک در نظر می گیرد. به این معنا که پس از ترک خوردن المان، مدول الاستیسیته را در راستای عمود بر ترک ایجاد شده در آن المان صفر منظور می کند. هر دو روش دارای قدمتی حدود ۳۵ سال می باشد [۸] روش دوم روش مورد استفاده در Ansys است.

### ۳-۴- معیار شکست حاکم بر رفتار بتن در نرم افزار Ansys:

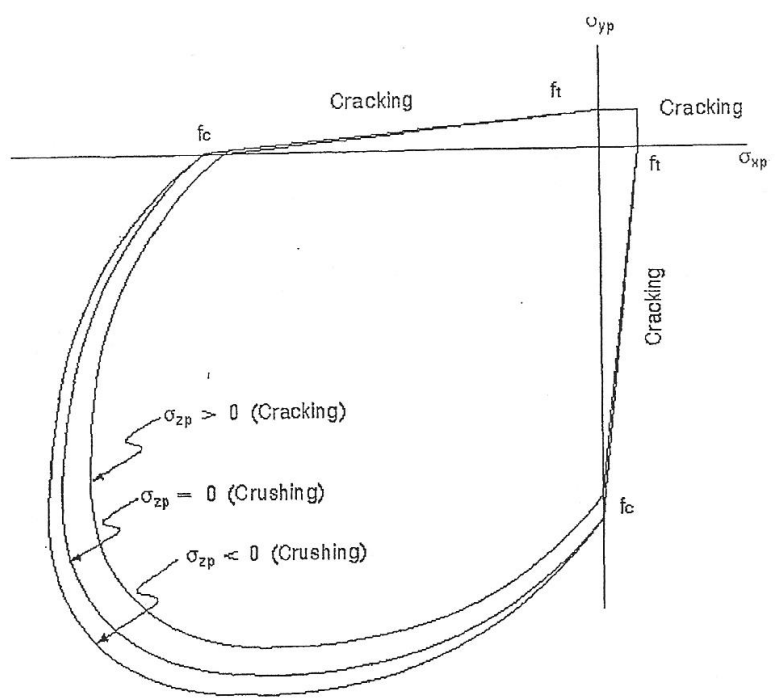
بتن یکی از موادی است که تئوری غیر ارتجاعی بسیار پیچیده ای بر رفتار آن حاکم است و معیارهای شکست مختلفی برای آن عرضه شده است. از آنجا که در عمل شکست بتن با ترک خوردگی و خرد شدگی بتن همراه است مدل مورد استفاده در نرم افزار Ansys قابلیت در نظر گرفتن هر دو پدیده فوق را دارد. در Ansys معیاری که برای شکست بتن در نظر گرفته شده است معیار ۵ پارامتری ویلیام وارنک است در این معیار سطح شکست بتن به صورت زیر تعریف می گردد. (که در پیوست ۱ آمده است).

$$\frac{F}{F_c} - S \geq 0 \quad 1-3$$

در این رابطه  $F$  تابعی از تنش های اصلی،  $S$  سطح شکست و  $F_c$  تنش خردشدگی تک محوری بتن است. پارامترهای مختلفی در تشکیل و محاسبه رابطه فوق دخالت دارند. در واقع این

پارامترها پل ارتباط کاربر بین مدل ریاضی و یک مدل واقعی یک قطعه یا یک سازه بتن آرمه می باشد.

سطح شکست سه محوره بتن بر اساس این معیار در شکل (۲-۳) نشان داده شده است [۳۴] و [۳۵]. دو تنش اصلی در راستای  $X$  و  $Y$  با  $\sigma_{xp}$  و  $\sigma_{yp}$  معرفی شده اند. مدل شکست به صورت تابعی از  $\sigma_{zp}$  (تنش اصلی در راستای  $Z$ ) محاسبه می گردد. به عنوان مثال اگر  $\sigma_{yp}$  و  $\sigma_{xp}$  هر دو منفی (فشاری باشند و  $\sigma_{zp}$  مثبت کششی) باشد، ترک خوردگی ممکن است در راستای عمود بر  $\sigma_{zp}$  ایجاد شود. اما اگر  $\sigma_{zp}$  نیز منفی باشد، المان ممکن است خرد گردد. به طور کلی در یک المان بتن ترک خوردگی زمانی اتفاق می افتد که تنش اصلی کششی در هر راستا بیرون از سطح شکست واقع شود. پس از ترک خوردگی، مدول الاستیسیته بتن در راستای موازی با آن تنش اصلی صفر منظور می شود. همچنین خرد شدگی المان زمانی اتفاق می افتد که هر سه تنش اصلی، فشاری بوده و خارج از سطح شکست محاسباتی واقع شوند. در چنین حالتی در تمام راستاها مدول الاستیسیته صفر منظور می شود و این به معنای حذف آن المان می باشد [۸ و ۳۴].



شکل ۲-۳ سطح شکست محاسباتی ویلیام-وارنک [۳۵]

### ۳-۵- پارامترهای مورد نیاز برای مدل سازی اجزاء محدود بتن آرمه:

نرم افزار Ansys بتن را با نام مشخص (concrete) و با پلاستیسیته اشاره شده در قسمت قبل می شناسد. برای معرفی بتن آرمه در نرم افزار Ansys پارامترهای زیر به عنوان پارامترهای ورودی مورد نیاز هستند.

۱- مدول الاستیسیته بتن ( $E_c$ )

۲- حداکثر تنش فشاری تک محوره بتن ( $f'_c$ )

۳- حداکثر تنش کششی بتن (مدول گسیختگی  $f_t$ )

۴- ضریب پواسون ( $\nu$ )

۵- ضریب انتقال برش ترک های باز و بسته ( $\beta_c, \beta_t$ )

۶- منحنی تنش- کرنش تک محوره فشاری بتن

دو پارامتر حداکثر تنش کششی و حداکثر تنش فشاری بتن، بیشترین تاثیر را در شکل سطح شکست محاسباتی ویلیام وارنک دارند. در روند انجام این تحقیق مقدار مدول الاستیسیته بتن از رابطه (۲-۳) محاسبه شده برای محاسبه مقدار تنش کششی قابل تحمل برای بتن که معمولاً در حدود ۱۰ تا ۱۵ درصد مقاومت فشاری آن است از رابطه (۳-۳) استفاده شده و ضریب پواسون بتن هم ۰/۲ در نظر گرفته شده.

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c} \quad (۲-۳)$$

$$f_t = 2\sqrt{f'_c} \quad (۳-۳)$$

دو پارامتر  $\beta_c, \beta_t$  از مهمترین پارامترهای ورودی در مدل سازی بتن آرمه با Ansys می باشند.  $\beta_t$  ضریب انتقال برش در ترک های باز (در ناحیه کششی) و  $\beta_c$  ضریب انتقال برش در ترک های بسته در ناحیه فشاری است هر دو ضریب مقداری بین صفر و یک دارند. مقادیر متفاوتی برای  $\beta_t$  پیشنهادی شده محققین  $\beta_t$  را بین ۰/۰۵ تا ۰/۳ پیشنهاد کردند [۸]. که با توجه به تحلیل های صورت گرفته مقادیر پایین  $\beta_t$  منجر به قطع آنالیز می شود که مقادیر  $\beta_t$  بین ۰/۲۵ تا ۰/۳۵ برای

$\beta_t$  مناسب بود. برای  $\beta_c$  تحقیقات انجام شده عدد ۱ را توصیه می کنند که در Ansys کمتر از ۱ توصیه شده که ۰/۹۹ در نظر گرفته شده.

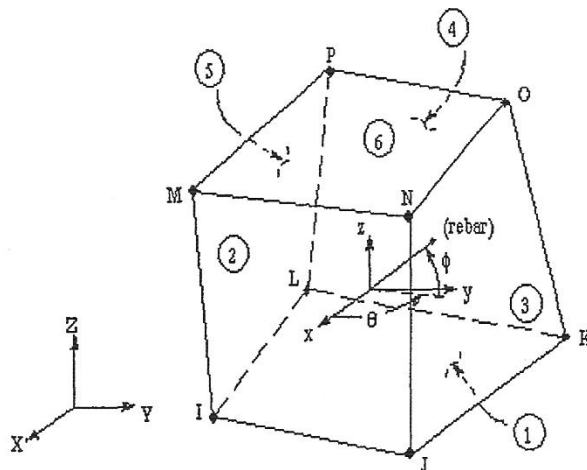
در طول انجام این تحقیق مشاهده شد که اگر قابلیت خرد شدن در المانهای بتن وجود داشته باشد، مدل اجزاء محدود به کار رفته با مشکل شکست زود هنگام روبرو می شود. خرد شدگی بتن با افزایش بار اعمال شده توسعه پیدا می کند و المان های ناحیه فشاری یکی پس از دیگری خرد می شوند. این مسأله با کاهش چشمگیر در سختی موضعی این نواحی همراه است و مدول الاستیسیته المان های ناحیه فشاری در تمام راستاها یکی پس از دیگری صفر می گردد. در چنین حالتی مدل مورد بررسی یک تغییر مکان ناگهانی و بزرگ از خود نشان میدهد و سپس حل متوقف می گردد. در یک مدل واقعی معمولاً شکست فشاری خالص چندان محتمل نیست [۸] حتی در یک آزمایش فشاری که نمونه ای از بتن تحت تنش فشاری تک محوره قرار می گیرد. تنش های ثانویه کششی در اثر پدیده پواسون ایجاد می گردند. و با توجه به ضعف بتن در کشش این مسئله سبب ترک خوردگی و شکست نمونه می گردد [۸] بنابر این در طی انجام این تحقیق با ایده گرفتن از روش مرجع [۸] قابلیت خرد شدگی از المان های بتن گرفته شده.

این کار با قرار دادن عدد (-۱) به جای مقاومت فشاری بتن صورت می گیرد.

زمانی که قابلیت خرد شدن را از المان های بتن سلب می کنیم، لازم است، رفتار تک محوره ناحیه فشاری بتن را بر اساس یک منحنی شناخته شده برای نرم افزار تعریف کنیم این مسئله از قابلیت های بسیار مهم Ansys است. که می توان ماده ای با نام مشخص بتن (concrete) داشت که منحنی رفتاری آن نیز در قالب یک پلاستیسیته مشخص مثلاً با نام MISO تعریف گردد. [۳۴]

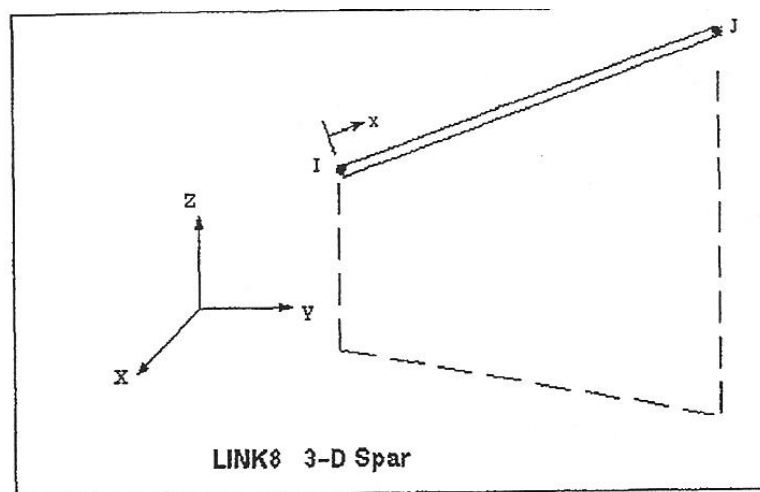
### ۳-۶- المان های مورد استفاده در Ansys برای مدل سازی بتن و آرماتور:

الف) المان Solid 65 ، تنها المانی است که قادر به مدل سازی بتن آرمه در نرم افزار می باشد المان Solid 45 هم می تواند مدل سازی را انجام دهد ولی قادر به تحلیل ترک خوردگی و خرد شدن بتن نیست و مدل سازی آرماتور نیز با آن غیر ممکن است. المان Solid 65 یک المان سه بعدی می باشد که قابلیت مدل ترک خوردگی در ناحیه کششی و خرد شدگی بتن در نواحی فشاری را دارا می باشد. برای مدل کردن ماده ای با حالت کامپوزیت استفاده می شود. با ۸ گره تعریف می شود. هر گره دارای سه درجه آزادی  $X, Y, Z$  می باشد و این المان هر دو مسئله غیر خطی هندسی و مادی را در بر می گیرد. در سه راستا می توان در این المان میلگرد تعریف کرد. راستای میلگردها در المان Solid 65 با استفاده از دو زاویه  $\theta$  و  $\phi$  معرفی می شود. میلگردها تحمل کشش و فشار دارند ولی برش تحمل نمی کنند. قابلیت تغییر شکل های غیر ارتجاعی در آن وجود دارد. حجم میلگردها را به صورت نسبتی از حجم المان ها معرفی می کنند. بدیهی است که هر میلگرد می تواند جنس متفاوتی با دو میلگرد دیگر داشته باشد. همچنین می تواند در سه راستای متعامد ترک خوردگی، خرد شدن و تغییر شکل های غیر ارتجاعی بتن را در نظر بگیرد.



شکل ۳-۳ المان Solid 65

ب) المان 8 Link : یک المان خرپایی می باشد. المان 8 Link دارای دو گره می باشد هر گره دارای سه درجه آزادی حرکت می باشد قابلیت تحمل تغییر شکل های غیر ارتجاعی تنها مشخصه که در تعریف این المان وارد می گردد. مساحت آن در برنامه تعریف می شود. از این المان برای مدل سازی آرماتور استفاده می شود. از قابلیت های دیگر المان امکان استفاده آن در مسائل پلاستیسیته، خزش و سخت شدگی تنش است به طور کلی المان با معرفی دو گره و سطح مقطع و مشخصات مصالح تعریف می شود.



شکل ۳-۴ المان 8 Link



### ۳-۷- دو روش متفاوت برای مدل سازی اعضاء بتن آرمه:

همانگونه که اشاره شد در المان Solid 65 قابلیت تعریف آرماتور در سه راستای مختلف وجود دارد. این مدل که به مدل smeard معروف است دو ایراد کلی دارد. اول آنکه برای آرماتورها موقعیت مشخصی در نظر نمی گیرد، بلکه تنها درصدی از آرماتور را در نظر می گیرد. و دوم آنکه بین میلگرد و بتن چسبندگی کامل در نظر گرفته شده و به سختی می توان ارتباط دیگری بین آن دو در نظر گرفت [۱].

جهت بر طرف کردن این دو نقیصه دو راه حل کلی وجود دارد که منجر به ایجاد دو روش متفاوت برای مدل سازی سازه های بتن آرمه در Ansys می گردد.

۱- حجم های مدل خود را در نواحی اطراف آرماتورها ریزتر می کنیم این عمل در واقع سبب می شود که در آن نواحی حجم های ریزتری با نسبت زیاد آرماتور داشته باشیم به عبارت بهتر می توان گفت که آرماتور را با المان Solid 65 مدل کرده ایم و المانی که در صد بالایی از حجم آن در راستای آرماتور از جنس فولاد درست کننده می باشد [۱].

۲- آرماتور با Link 8 مدل شود

مزایای استفاده از المان Link 8:

۱- باعث سهولت در مدل سازی می شود.

۲- مورد تاکید راهنمای نرم افزار

۳- ارتباط بین گره های میلگرد و بتن را به هر شکل دلخواه ایجاد کرد.

۴- زمان انجام آنالیز مدل ساخته شده به مراتب کمتر از مدل های ساخته شده با روش حجم

های ریز

۵- آرماتور دقیقاً سر جای خود مدل می شود.

در این سیستم مدل سازی المان های خطی آرماتور (Link 8) را به دو صورت می توان تعریف نمود.

۱. با رسم خط و سپس شبکه بندی به گونه ای که گره های ایجاد شده روی این خط (گره های آرماتور) درست روی گره های ایجاد شده در شبکه بندی بتن باشد. آن گاه می توان درجات آزادی گره هایی را که در یک موقعیت قرار دارند با استفاده از معادلات وابسته سازی به هم مرتبط نمود.

۲. روش دیگر آن است که ابتدا بتن را با استفاده از المان Solid 65 شبکه بندی کنیم. پس آرماتورهای طولی را در موقعیت مورد نظر بین گره های ایجاد شده در بتن با استفاده از دستور Createlement رسم کنیم در این روش دیگر نیازی به معادلات وابسته سازی نیست هر چند رسم آرماتور در این روش نیاز به حوصله و دقت بیشتر دارد.

### ۳-۸- مدل سازی کامپوزیت های FRP در Ansys :

دو دسته المان را می توان برای مدل سازی کامپوزیت مناسب دانست یک دسته المان های صفحه ای و دسته دیگر المان های حجمی هر چند در گذشته حتی از المان های خرپایی نیز برای مدل سازی FRP استفاده شده است [۸]. تحقیقات نشان می دهند که مدل ترک خوردگی سازه های بتن آرمه تقویت شده با FRP در مدل های ساخته شده با المان صفحه ای چندان واقعی نیست علت این امر آن است که المان های صفحه ای دارای ضخامت واقعی نمی باشد. بنابر این تنش و کرنش بدست آمده در سطوح ورقه های FRP می توانند دچار خطا گردد. با نگاهی به راهنمای Ansys المان هایی که می توانند برای مدل سازی FRP مورد استفاده قرار گیرند عبارتند از:

۱- Solid 46      ۲- Solid 191      ۳- Solid 164      ۴- Solid 64

۵- Solid 45      ۶- SHELL 91      ۷- Solid 99      ۸- SHELL 41

۹- SHELL 163      ۱۰- SHELL 181

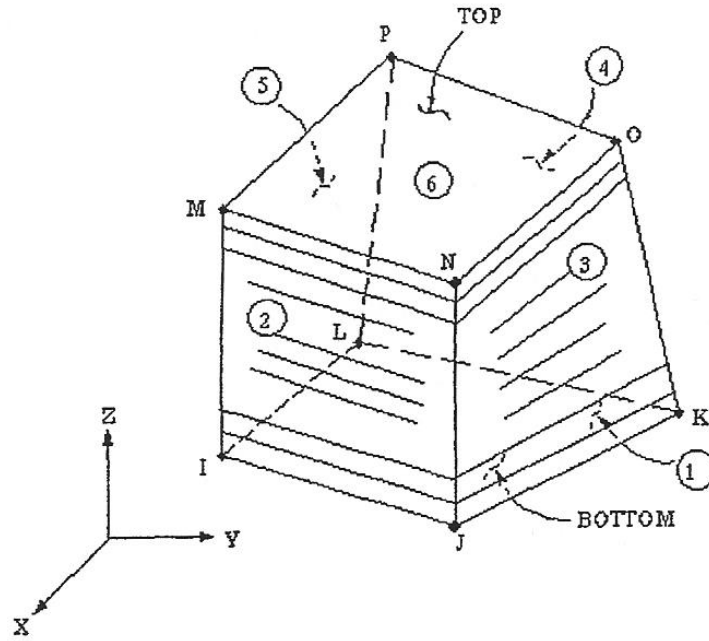
المان های Solid 45, Solid 191, SHELL 91 و SHELL 99 در ANSYS به عنوان المانهای لایه ای معرفی شده اند. این المان ها مشخصاً برای مدل سازی کامپوزیت ها به کار

می روند. المان SOLID46 یک المان حجمی ۸ گره ای است. همچنین المان های SHELL91 و SHELL99 المان های صفحه ای ۸ گره ای با ۶ درجه آزادی در هر گره هستند. بنابراین زمانی که قرار است ورقه کامپوزیت در کنار المان های بتن مدل گردد، استفاده از این دو المان در کنار المان های هشت گره ای SOLID 65 آن هم با ۳ درجه آزادی در هر گره، مناسب به نظر نمی رسد؛ زیرا چسبندگی بین بتن و ورقه FRP به طور کامل قابل وارد شدن در مدل سازی نمی باشد.

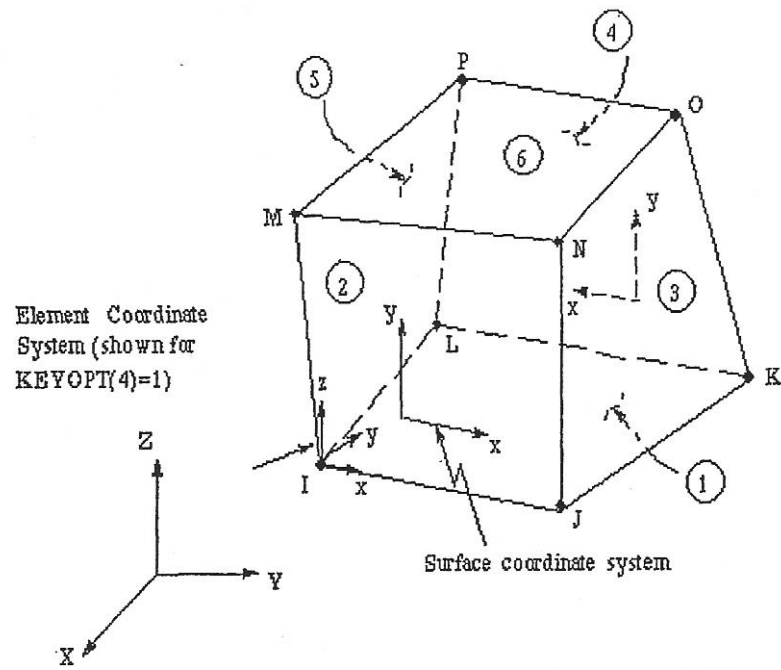
### ۳-۹- المان های حجمی SOLID45 و SOLID 46

از آنجا که در این تحقیق برای مدلسازی FRP از المانهای حجمی استفاده شده است، در این قسمت به توضیحات بیشتری در مورد این المان ها می پردازیم. این المان ها هر یک با ۸ گره تعریف می شوند که هر گره دارای سه درجه آزادی می باشد (حرکت در راستای X و Y و Z). که هندسه و موقعیت قرارگیری المانهای SOLID45 و SOLID46 در اشکال (۳-۵) و (۳-۶) نشان داده شده است.

مهمترین تفاوت دو المان SOLID45 و SOLID46 را می توان غیر خطی بودن المان SOLID45 دانست. که با توجه به این که FRP یک مصالح خطی می باشد به نظر می رسد مدل سازی آن با المان SOLID46 منطقی تر باشد که نحوه مدلسازی این دو المان در ادامه آمده است.



شکل ۳-۵ موقعیت قرارگیری گره ها و دستگاه مختصات محلی المان SOID46



شکل ۳-۶ موقعیت قرارگیری گره ها و دستگاه مختصات محلی المان SOID45

جدول ۳-۱

$E_x=62000$	در جهت الیاف	مدول الاستیسیته Mpa
$E_y=4800$	در دو جهت عمود بر الیاف	
$E_z=4800$		
$\nu_{xy} = 0/22$		ضرایب پواسون
$\nu_{xz} = 0/22$		
$\nu_{yz} = 0/3$		
935	در جهت الیاف	مقاومت کششی Mpa
26	عمود بر الیاف	
14		
10	در جهت الیاف	مقاومت فشاری Mpa
152		
232/94		
$G_{xy}=3270$		مدول برشی Mpa
$G_{xz}=3270$		
$G_{yz}=1860$		

مشخصات کامپوزیت استفاده شده در مدل سازی غیر خطی

### Soild45 بوسیله FRP سازی ۱-۹-۳- نحوه مدل سازی

روش حل استفاده از یک نوع ماده غیر ایزوتروپیک با معرفی نقطه تسلیم کششی و فشاری برای کامپوزیت ها است برای تعریف این ماده که در ANSYS با نام ANISO شناخته شده لازم است نقاط تسلیم کششی و فشاری را برای هر راستا X, Y, Z معرفی کنیم. هم چنین برای رفتار پس از تسلیم ماده در هر راستا لازم است. شیب منحنی تنش کرنش فشاری و کششی در آن راستا تعریف شود. در واقع این ماده رفتار دو خطی کششی و فشاری را برای هر راستا در نظر می گیرد. نرم افزار برای ماده ای که به این صورت تعریف می گردد معیار معروف فون- مایسز سطح تسلیم را حساب می کند. مرجع [۱۳] این معیار را می توان به عنوان معیار مناسبی برای بررسی وضعیت ورقه کامپوزیت چسبنده به بتن معرفی کرده و به کار برده است. مقادیر معرفی شده در ANISO باید دو شرط مهم را برآورده سازند شرط اول که به نام ارضاء معادلات سازگاری شناخته می شود. بر اساس رابطه زیر کنترل می گردد.

$$\frac{\sigma_{+X} - \sigma_{-X}}{\sigma_{+X} \sigma_{-X}} + \frac{\sigma_{+Y} - \sigma_{-Y}}{\sigma_{+Y} \sigma_{-Y}} + \frac{\sigma_{+Z} - \sigma_{-Z}}{\sigma_{+Z} \sigma_{-Z}} = 0 \quad (4-3)$$

در این رابطه  $\sigma_{+X}, \sigma_{+Y}, \sigma_{+Z}$  تنش های تسلیم کششی در سه راستای X, Y, Z,  $\sigma_{-X}, \sigma_{-Y}, \sigma_{-Z}$  تنش های تسلیم فشاری نظیر آن ها هستند. [۳۴]

هم چنین مشخصات معرفی شده برای ماده ANISO باید بتوانند یک سطح تسلیم بوجود آورند این شرط بر اساس روابط زیر کنترل می گردد.

$$M_{ij} = \frac{K}{\sigma_{+j} \sigma_{-j}} \quad j=1,2,3 \quad (5-3)$$

$$K = \sigma_{+x} \sigma_{-x} \quad (6-3)$$

$$M_{11}^2 + M_{22}^2 + M_{33}^2 - 2(M_{11}M_{22} + M_{22}M_{33} + M_{11}M_{33}) < 0 \quad (7-3)$$

در روابط فوق  $\sigma_{+j}$  و  $\sigma_{-j}$  به ترتیب تنش های تسلیم کششی و فشاری در راستای j هستند در روابط فوق  $j=X, Y, Z, XY, YZ, X$  با حل همزمان معادله (۴-۳) و نا معادله (۷-۳) و با داشتن خصوصیات

مربوط به ماده کامپوزیت در ۲ راستا (دو صفحه) می توان مقادیر مورد نیاز را در راستای سوم بدست آورد.

شایان ذکر است که زمانی که چنین راه حلی را بر می گزینیم باید از المان Solid 45 یا یک المان غیر خطی صفحه ای استفاده کنیم یکی از مسایل مهمی که در حل غیر خطی با آن روبرو هستیم آن است که زمانی که در المان های ناحیه فشاری تنش به حوالی تنش تسلیم فشاری می رسد و شیب منحنی تنش کرنش فشاری در آستانه تغییر قرار می گیرد. در بعضی از موارد آنالیز دچار قطع زودرس می گردد و بنابر این این راه حل نیز چندان راه حل ساده ای نیست جدول زیر یک نمونه از تعریف ANISO در Ansys آورده شده است.

	x	y	z
Tens YLd	935	26	14
Tens Tang	100	100	100
Creep YLd	10	152	232/939
Creep tang	100	100	100
Shr YLd	47	47	47
Shr tang	100	100	100

جدول ۲-۳ تعریف ماده ANISO در Ansys

### ۳-۹-۲- نحوه مدل سازی FRP به وسیله SOLID 46

المان لایه ای SOLID 46 برای مدل کردن کامپوزیت های FRP به کار می رود. در این المان می توان مواد کامپوزیت را حداکثر تا ۱۰۰ لایه تعریف کرد و هر لایه می تواند از نظر جنس، ضخامت و زاویه قرارگیری الیاف با لایه دیگر متفاوت باشد. هندسه، موقعیت قرارگیری گره ها و سیستم مختصات محلی این المان در شکل ۳-۵ نشان داده شده است. خصوصیات ماده ای که برای این المان تعریف می شود، خصوصیات اورتوتروپیک است. به این معنا که مدول الاستیسیته، ضریب پواسون و مدول برشی برای ماده کامپوزیت در راستاهای (صفحات) مختلف متفاوت است. در چنین

حالتی در تخصیص ماده به المان، محور  $X$  تعریف شده در معرفی خصوصیات ماده به صورت پیش فرض محور  $X$  محلی المان در نظر گرفته می شود [۳۴]. همان گونه که اشاره شد المان SOLID 46 یک المان خطی است که با توجه به رفتار FRP که رفتار خطی دارد پلاستیسیته خاصی در تحلیل رفتار ماده ای که با این المان مدلسازی می گردد در نظر گرفته نمی شود. بلکه قابلیت که در نرم افزار برای پیش بینی رفتار لایه های کامپوزیت قرار داد شده است یک نوع خاصی از معیار شکست است که در ANSYS با نام TB Comp, (Tb,fail) شناخته می شود



## فصل چهارم

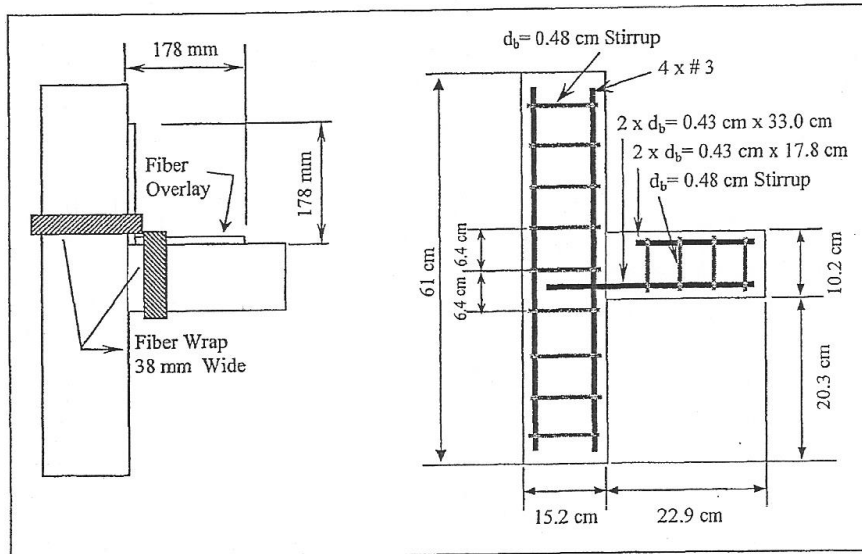
کالیبراسیون یک اتصال با نرم افزار ANSYS

#### ۴-۱- مدل سازی یک اتصال تقویت شده با کامپوزیت

در این قسمت لازم است یک اتصال بتن آرمه تقویت شده با ورقه های FRP را در نظر گرفته و آن را با استفاده از ANSYS، مدل کنیم. به این جهت نمونه مورد مطالعه پروین و گراناتا را انتخاب کرده ایم [۱۲]. در تحقیق انجام گرفته توسط این محققین اتصال بتن آرمه مورد بررسی ابتدا بدون هیچگونه تقویتی تا حد ایجاد ترک در تیر، تحت بارگذاری استاتیکی قرار گرفته است. پس از این مرحله روی اتصال ورقه های FRP چسبانده شده و آزمایش ادامه داده شده است. با آنکه ابعاد اتصال مورد مطالعه این محققین با ابعاد نمونه های مورد بررسی در تحقیق حاضر متفاوت بوده است، لیکن این تنها تحقیق در دسترس در این زمینه بوده است که اتصال را تحت اثر بار استاتیکی مورد بررسی قرار داده است.

#### ۴-۱-۱- ابعاد، مشخصات و مصالح مورد استفاده در ساخت نمونه مورد بررسی

ابعاد و آرماتورگذاری نمونه و شکل قرارگیری ورقه های FRP به کار رفته در تقویت اتصال مورد مطالعه در شکل ۴-۱ نشان داده شده است. همانگونه که در این شکل مشخص است، آرماتورهای تیر در ناحیه لنگر منفی در فاصله ای حدود ۵ سانتیمتری از بر ستون قطع شده اند. علت این عمل آن است که هدف اصلی تحقیق صورت گرفته توسط پروین و گراناتا، تقویت مقاومت خمشی اتصال و بررسی اثر ورقه های FRP به این منظور بوده است؛ لذا با قطع آرماتورهای یاد شده قبل از رسیدن به مقاطع انتهایی تیر در نزدیکی ستون، این مقاطع از نظر تحمل خمش کاملاً تضعیف شده است.



شکل ۴-۱- ابعاد و آرماتورگذاری و تقویت اتصال مورد بررسی در مرجع [۱۳]

در شکل ۴-۱ دو نوع از کامپوزیت های FRP در تقویت اتصال مشاهده می شود. روی قسمتی از تیر و ستون نوعی از کامپوزیت قرار دارد که از ۱۲ لایه تشکیل یافته و ضخامت آن به ۳mm می رسد. علاوه بر این در انتهای تیر در بر اتصال و بالای اتصال (در ستون) از FRP به صورت کمربندی دور تیر و ستون و لایه کامپوزیت روی آن دو، استفاده شده است. بر اساس آنچه در تحقیق یاد شده آمده است، استفاده از کمربندی ها به منظور جلوگیری از جدا شدن ورقه های FRP از روی تیر و ستون صورت گرفته است. کمربند دور تیر از ۱۲ لایه و با ضخامت ۳mm و کمربند دور ستون از ۱۶ لایه و با ضخامت ۴mm ساخته شده است. شایان ذکر است این نمونه، نمونه 3 B-C از نمونه های آزمایشگاهی مورد مطالعه پروین و گراناتا بوده است. در تحقیق انجام شده توسط این محقق، مقاومت فشاری بتن در حدود ۳۰MPa بوده است. همچنین تمام آرماتورهای به کار رفته با مقاومت بالا (۴۲۰Mpa) بوده اند. در مورد مصالح FRP، متأسفانه در تحقیق یاد شده تنها به ذکر این که FRP به کار رفته از جنس کولار بوده، اکتفا شده است. لذا در مدل سازی غیر خطی انجام شده، مشخصات موردنیاز برای FRP بر حسب مشخصات تیپ موجود برای FRP از جنس کولار در نظر گرفته شده است.

#### ۴-۱-۲- مدل سازی غیر خطی در نرم افزار

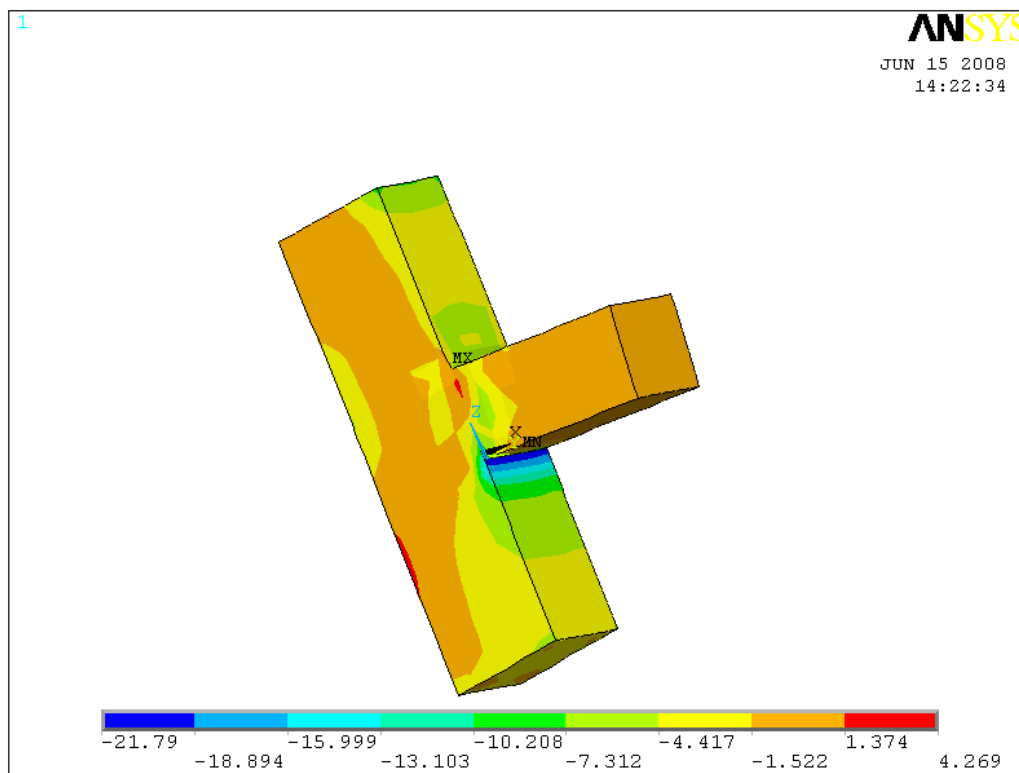
با توجه به مجموعه نکاتی که تا کنون در مورد مدل سازی بتن آرمه گفته شده است، اتصال تقویت شده مورد مطالعه، با عنایت به روش دوم مدل سازی مورد اشاره در قسمت ۳-۷-۴، مدل سازی گردید. همچنین ورقه های FRP با استفاده از حجم هایی مدل شدند. شکل ۴-۲-الف، شکل تنش های ایجاد شده برای اتصال مورد بحث را نشان می دهد. همچنین شکل ۴-۲-ب شبکه بندی مدل ساخته شده را نشان می دهد. یک نکته مهم در المان بندی سازه های تقویت شده با FRP آن است که حجم های ایجاد شده در FRP هم اندازه حجم های ایجاد شده در بتن می باشند به همین جهت باید بعد المان های بتن و FRP چنان انتخاب گردد که نسبت ابعاد مختلف المان های ایجاد شده از حد متعارف تجاوز نکند زیرا در صورت ایجاد المان های زیاد از حد زمان زیادی جهت تحلیل نمونه ها به وسیله نرم افزار صرف خواهد شد.

جهت قرارگیری لایه های کامپوزیت روی تیر و ستون موازی راستای تیر و ستون است. در این لایه ها به دلیل آنکه عمدتاً در چنین آزمایشی در آنها کشش ایجاد می شود، تنش فشاری چندانی به وجود نمی آید. در مورد کمر بند دور تیر که تحت کشش و خمش کار می کند نیز نگرانی خاصی در مورد تنش های فشاری نداریم. زیرا این لایه ها عمود بر محور تیر قرار دارند. بنابراین بر اساس آنچه در قسمت قبل گفته شد، در مدل ساخته شده برای تعریف FRP از المان SOLID46 و از ماده اورتوتروپیک استفاده گردیده است.

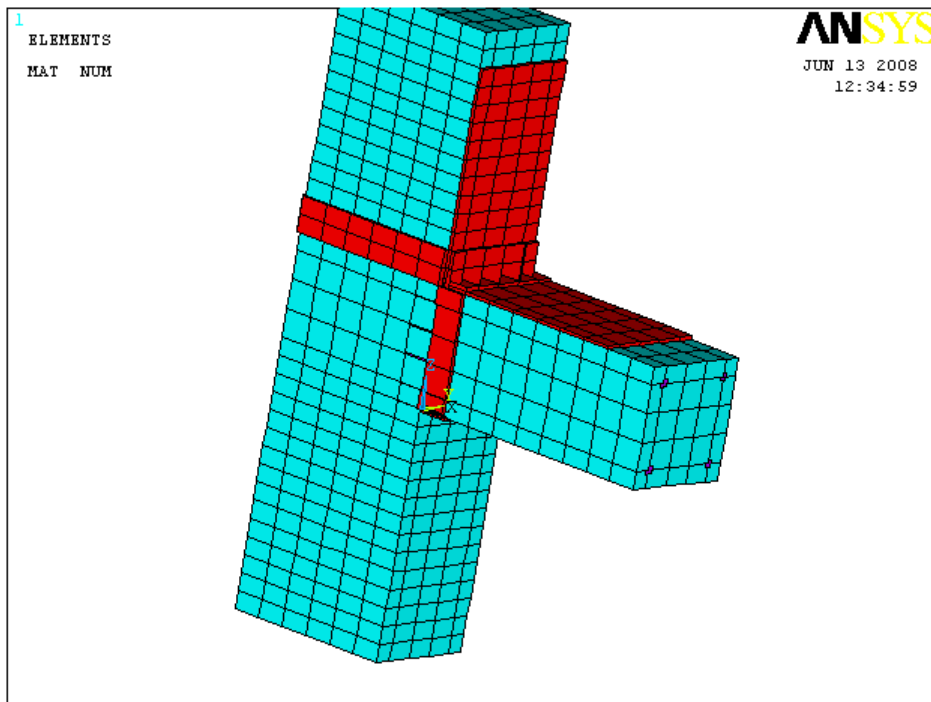
#### ۴-۱-۳- اعمال شرایط مرزی و انجام آنالیز

شکل ۴-۳ شمای کلی دستگاه آزمایش به کار رفته در تحقیق پروین و گراناتا را نشان میدهد. در مدل ساخته شده در ANSYS شرایط مرزی نظیر این سیستم آزمایشگاهی بر اساس آنچه در شکل ۴-۳ نشان داده شده است، به صورت گیرداری ستون در بالا و پایین و اعمال بار متمرکز در

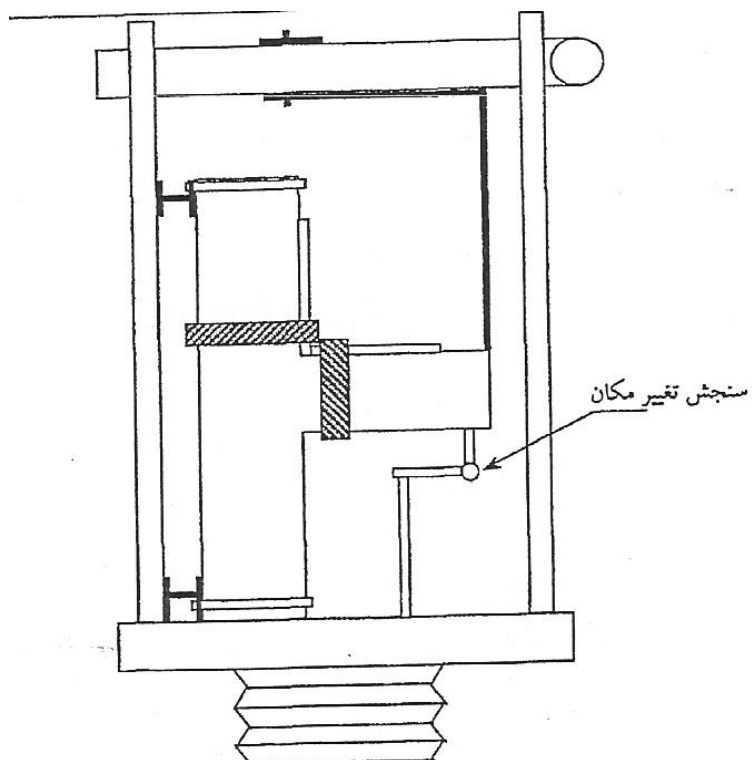
انتهای تیر اعمال گردید. پس از این مرحله معرفی ملزومات کلی آنالیز غیر خطی از قبیل معیار همگرایی و تعداد زیر گام ها و غیره تعریف شد و آنالیز غیر خطی اتصال صورت گرفت.



شکل ۴-۲- (الف) شکل تنش های ایجاد شده در المان؛



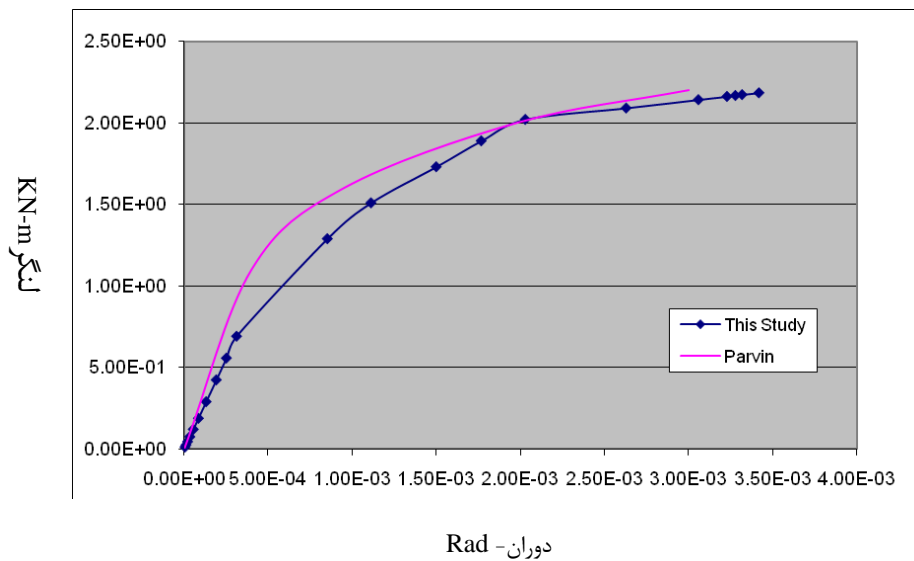
شکل ۴-۲- (ب) شبکه بندی اتصال مورد بررسی



شکل ۴-۳- شمای کلی آزمایش انجام شده در مرجع

### ۳-۱۰-۴- بررسی نتایج آنالیز

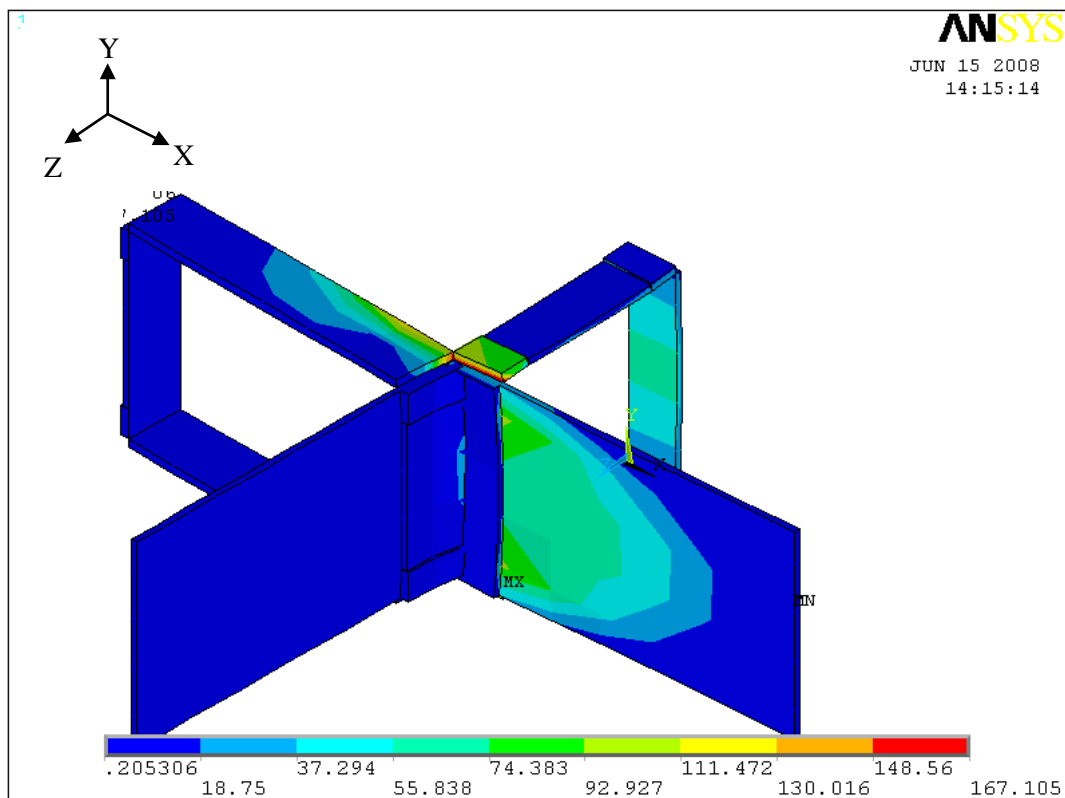
پس از انجام تحلیل، نتایج حل مورد بررسی قرار گرفت. تنها نتیجه مشخصی که از آزمایش صورت گرفته در مرجع [۲۹] وجود دارد، منحنی لنگر- دوران نمونه مورد مطالعه است. این منحنی در شکل ۴-۴ در کنار منحنی به دست آمده از تحلیل غیر خطی انجام شده در تحقیق حاضر، رسم گردیده است که مشاهده می شود انطباق قابل قبول بین نتایج آزمایشگاهی و مدل ساخته شده توسط نرم افزار برقرار می باشد.



شکل ۴-۴- منحنی لنگر- دوران به دست آمده از تحلیل غیر خطی حاضر در کنار منحنی آزمایشگاهی همچنین برای بررسی وضعیت المان های مربوط به FRP در کشش (برای کنترل پارگی لایه ها) و به جهت اطمینان از وضعیت تنش های فشاری ایجاد شده در FRP، تنش های ایجاد شده در راستای X در المان های کامپوزیت در شکل ۴-۵ نشان داده شده است. با نگاهی به این شکل و همچنین مقادیر تنش های فون- مایسز محاسبه شده در لایه های FRP، می توان نتیجه گرفت انتظار ما مبنی بر اینکه تنش های ایجاد شده در ورقه های FRP نباید چندان زیاد باشند، انتظار درستی بوده است. شایان ذکر است که استفاده از تنش های فون- مایسز برای بررسی وضعیت ورقه های FRP، بر اساس مرجع [۱۳] صورت گرفته است.

#### ۴-۱-۵- یک نکته بسیار مهم در مدل سازی اتصال مورد بررسی

در مدل سازی انجام شده برای اتصال مورد بررسی یک نکته بسیار مهم و قابل تأمل به دست آمده است. ذکر این نکته که آخرین قسمت از مطالب این فصل را به خود اختصاص داده است، در مدل سازی های مشابه به شدت راه گشا می باشد. همانطور که اشاره گردید، آرماتورهای خمشی اصلی تیر در ناحیه کششی بالای تیر (در لنگر منفی)، در فاصله حدود ۵ سانتی متری انتهای تیر قطع شده اند. یعنی در این فاصله هیچ آرماتوری وجود ندارد. زمانی که این عضو را تحلیل غیر خطی می کنیم، در مراحل اولیه بارگذاری ترک هایی خمشی در تیر ایجاد می شوند و اولین ترک ها در همین محدوده بدون آرماتور ایجاد می شود. یعنی در همان زیر گام های اولیه، تعدادی از گره ها هستند که سختی اطراف آنها در راستای عمود بر ترک هایی ایجاد شده صفر گردیده است و هیچ عامل نگهدارنده ای در کنار آنها نیست.



شکل ۴-۵- کانتور تنش فون- مایسز در ورقه های FRP بر حسب MPa



در چنین حالتی حل غیر خطی صورت گرفته در مراحل اولیه قطع می گردد. برای جلوگیری از این عدم همگرایی و قطع حل، گره های موجود در ناحیه بدون آرما تور انتهای تیر را با یک سری المان های مجازی به هم می بندیم.

خاصیت مهم این المان ها که از نوع LINK8 با سطح مقطع بسیار کم هستند، آن است که جنس ماده تخصیص یافته به آنها از بتنی است که هر دو قابلیت ترک خوردگی و خردشدگی را از آن گرفته ایم. به این ترتیب هرگاه المان های اطراف یک گره در این نواحی ترک خورده باشند، باز هم یک عامل بسیار ضعیف از ناپایداری آن گره ها جلوگیری می کند.

فصل پنجم

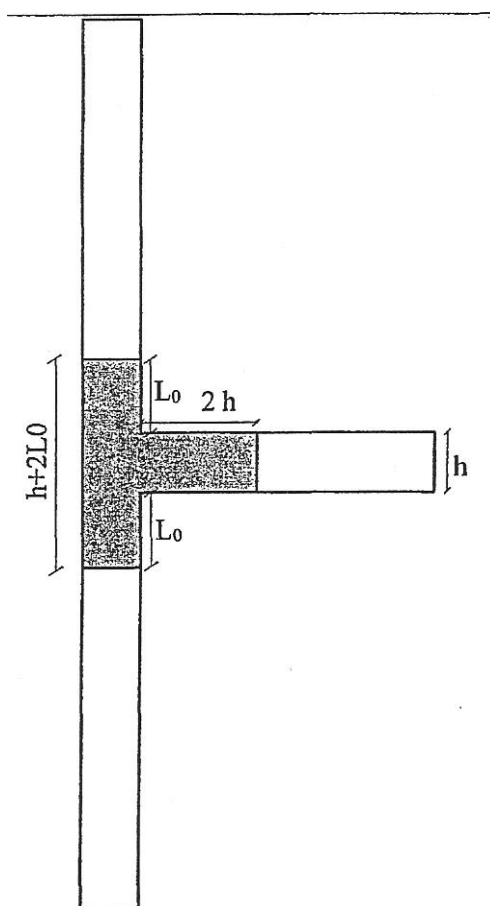
معرفی اتصال مبنا Base و نحوه تقویت آن

## مقدمه

در این فصل قصد آن را داریم که پس از معرفی اتصال مبنا به بررسی نحوه تقویت آن بپردازیم و محل های ممکن برای قرارگیری ورقه های کامپوزیت را معرفی نماییم.

### ۵-۱- معرفی اتصال مبنا و هسته اتصال

در نواحی اطراف اتصال در طولی برابر  $L_0$  و در ستون و طولی مساوی دو برابر عمق تیر در تیر آرماتورهای عرضی با سایر نواحی متفاوت در نظر گرفته شده است. به این ناحیه ناحیه اتصال گفته می شود.



شکل ۵-۱ محدوده اتصال بر اساس آیین نامه ACI- 318

طول  $L_0$  در ستون برابر حداکثر سه مقدار زیر در نظر گرفته می شود.

الف) ارتفاع مقطع عضو در بر اتصال

ب)  $\frac{1}{4}$  دهانه آزاد

ج) ۴۵cm

حداکثر فواصل آرماتور عرضی در ناحیه اتصال در تیر به صورت حداقل چهار مقدار زیر تعیین شده است.

۱.  $\frac{1}{4}$  عمق موثر تیر

۲. ۸ برابر کوچکترین قطر میلگردهای طولی

۳. ۲۴ برابر قطر میلگرد های حلقه شده

۴. ۳۰ سانتیمتر

در ستون ها آرماتور های عرضی مورد نظر آیین نامه در ناحیه اتصال به صورت تنگ بسته نباید از مقدار در روابط زیر کمتر باشد

$$A_{sh} = 0.3 \left( s \cdot h_c \times \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left[ \frac{A_y}{A_{cn}} - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.9 \left( s \times h_c \times \frac{f'_c}{f_{yh}} \right)$$

در این روابط  $s$  فاصله بین آرماتور های عرضی  $h_c$  بعد سطح مقطع هسته ستون که از مرکز تا مرکز آرماتور محصور کننده اندازه گیری می شود.  $f'_c$  و  $f_{yh}$  به ترتیب مقاومت فشاری مشخصه بتن و مقاومت تسلیم آرماتورهای عرضی و  $A_{cn}$  ,  $A_y$  به ترتیب مساحت کل مقطع و مساحت سطح مقطع ستون که بر اساس پشت تا پشت آرماتور طولی اندازه گیری می شود هستند.

هم چنین برای حداکثر فاصله آرماتورهای عرضی در ناحیه اتصال حداقل دو مقدار زیر باید رعایت گردند.

۱-  $\frac{1}{4}$  حداقل بعد عضو

۲- ۱۰ cm

در این اتصال آرماتور گذاری طولی تیر و ستون به صورتی تنظیم شده که منطق تیر ضعیف ، ستون قوی رعایت گردیده. بررسی اثر تقویت بوسیله FRP بر روی یک اتصال کاملاً مناسب باید صورت گیرد تا اثرات تقویت اتصال به خوبی نمایان شود که اتصال Base دارای چنین شرایطی می باشد.

## ۵-۱-۱- معرفی اتصال مبنای Base

همانگونه که قبلاً اشاره گردید، در این اتصال ضوابط موردنظر آئین نامه ACI در فصل ۲۱ تماماً رعایت گردیده است. ابعاد، آرماتورگذاری طولی و عرضی تیر و ستون این اتصال در شکل ۴-۲ به دقت نشان داده شده است.

### شکل ۵-۲- اتصال مبنای Base

آرماتورگذاری طولی تیر و ستون به صورتی تنظیم شده که منطق «تیر ضعیف- ستون قوی» رعایت گردد. علت تعریف یک نمونه مبنا به این شکل بررسی تأثیرات استفاده از ورقه های FRP برای تقویت یک اتصال کاملاً مناسب بر اساس آخرین ضوابط آئین نامه ای موجود بوده است. به عبارت بهتر چنین نمونه ای از نظر آئین نامه ای وضعی در عملکرد خود نشان نمی دهد. بنابراین می توان اثرات استفاده از ورقه های FRP در تقویت آن را به طور خالص بررسی کرد. شایان ذکر است آرماتور طولی تیر این نمونه به گونه ای تنظیم شده که نسبت آرماتور موجود در حدود  $0.3\rho_{max}$  باشد. همچنین نسبت آرماتور طولی ستون در حدود  $3/5\%$  می باشد.

انتظاری که از رفتار این نمونه می رود، تشکیل ناحیه پلاستیک و مقطع شکست اتصال در تیر می باشد. شایان ذکر است که آرماتورهای برشی تیر در خارج از ناحیه اتصال بر اساس محاسبات برش و در ستون بر اساس ضوابط آئین نامه ای تعیین شده اند.

#### ۵-۲- محل های ممکن برای قرار گیری ورقه های کامپوزیت:

برای پیش بینی محل های مناسب برای قرار گیری ورقه های کامپوزیت باید محل های شکست را به خوبی بشناسیم زیرا در لحظه شکست اتصال احتمالاً آرماتور طولی تیر و ستون هنوز امکان باربری و تحمل کرنش بیشتری را دارند بنابراین می توان گفت به تاخیر انداختن شکست می تواند اولین ایده تقویت باشد. انواع حالت های شکست ممکن در اتصال به صورت زیر می باشند .

۱- هنگامی که مفصل پلاستیک در تیر تشکیل می شود.

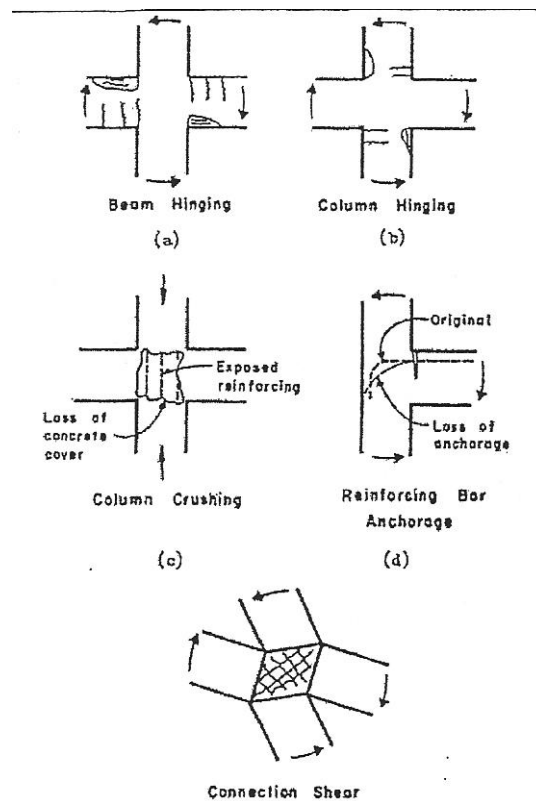
۲- حالتی که مفصل پلاستیک در ستون تشکیل می شود.

۳- حالتی که هسته اتصال با کمبود پوشش بتن کافی برای آرماتور ستون مواجه شده و دچار خرابی می گردد.

۴- حالتی که آرماتور های کششی تیر به دلیل کمبود مهار کافی از جای خود بیرون آمده اند.

۵- حالتی که هسته اتصال با ایجاد ترک های قطری برشی دچار شکست شده است.

آنچه در مراجع موجود در مورد شکست اتصال بیشتر به چشم می خورد آن است که شکست هایی از نوع حالت ۳ تا ۵ کمتر متحمل هستند [۱۷]. به علاوه در مورد شکستی به صورت حالت ۴ تحقیقات نشان می دهد که یکی از مزایای استفاده از ورقه های FRP در تقویت اتصالات کاهش لغزش میلگرد مهاری است [۴].



شکل ۵-۳- انواع شکست های محتمل در اتصالات بتن آرمه

بنابر این ایده تقویت اتصالات با استفاده از ورقه های FRP از تقویت نواحی پلاستیک شده اتصال در تیر و ستون آغاز می شود. در شکل ۵-۳ انواع شکست های محتمل در اتصال آمده است. بنابراین می توان گفت به تأخیر انداختن شکست می تواند اولین ایده تقویت اتصال باشد؛ هر چند تأثیر چنین عملی بر شکل پذیری اتصال نیاز به بررسی دارد.

به طور کلی شکل پذیری یک عضو خمشی بتن آرمه در اثر رفتار غیر ارتجاعی آرماتورهای آن ایجاد می شود. اگر شرایطی فراهم شود که آرماتورهای کششی عضو خمشی بتوانند تغییر شکل‌های پس از تسلیم بیشتری بدهند، به شکل پذیری آن عضو کمک شده است. در اتصالات به نظر می رسد در حالتی که شکست اتصال در تیر باشد (اتصال با تیر ضعیف- ستون قوی) این مسأله کاملاً به شکل پذیری اتصال کمک خواهد کرد.



در کنار این مسأله یکی از عوامل مهم در شکل پذیری اتصال را می توان محصور شدگی بتن اتصال دانست. در واقع اگر بتوان شرایطی را فراهم کرد که بتن ناحیه فشاری کمی دیرتر دچار شکست گردد، شاید آرماتور کششی بتواند با تحمل کرنش های بیشتر به شکل پذیری مقطع کمک کند. در این تحقیق به این ایده، «ایده شکل پذیری» گفته می شود. بر اساس دو ایده شکست و شکل پذیری، نمونه های تقویت شده ای به صورتی که در این فصل ارائه شده است، تعریف گردیده اند.

### ۵-۳- معرفی نحوه تقویت اتصال مبنای Base:

نمونه Base نمونه ای است که تیر و ستون آن از نظر آرماتورهای طولی و عرضی ضوابط آیین نامه ای را ارضا می کند. این اتصال به دلیل آنکه از نظر آیین نامه رفتار مناسبی به نظر می رسد که با تقویت آن می توان تاثیرات خاص استفاده از کامپوزیت را به طور مشخص بررسی کرد. حالت هایی که بر اساس دو ایده شکست و شکل پذیری برای تقویت اتصال در نظر گرفته شده اند.

که ذیلاً به آنها پرداخته می شود. در نام گذاری اتصالات از حرف C استفاده شده است. و هر اتصال با یک شماره شناخته می شود. این شیوه نام گذاری صرفاً به جهت سادگی انتخاب گردیده است. هم چنین در این پایان نامه ۵ تقویت اصلی وجود دارد که با نام های  $C_1$  تا  $C_5$  مشخص شده اند که همانطور که در ادامه توضیح داده خواهد شد این ۵ نمونه با توجه به ایده شکل پذیری بیشتر تعریف شده اند که در بعضی از نمونه ها زوایای مختلف قرار گیری FRP نیز در نظر گرفته شده است.

نکته دیگری که در مراحل ابتدایی تعریف نمونه های تقویت شده با آن روبرو هستیم، موقعیت قرار گیری ورقه های FRP است. از این نظر نیز تحقیقات انجام شده را می توان به دو دسته کلی تقسیم کرد. دسته اول که تنها به بررسی اثرات استفاده از FRP

در بهبود عملکرد خمشی اتصالات دقت داشته اند، اکثراً این ورقه ها را در ناحیه خمش منفی تیر قرار داده اند. تحقیقات پروین و گراناتا عمدتاً از این نوع هستند [۱۲ و ۳۳] در دسته دوم از تحقیقات انجام شده، کل محدوده اتصال در پوشش کاملی از لایه های کامپوزیت محصور شده است. بارزترین تحقیقات صورت گرفته به این شکل متعلق به مسلم و همکاران اوست [۱۵ و ۴]

همچنین پانتلایدز نیز در این زمینه تحقیقاتی انجام داده است. علاوه بر این دو شکل تقویت اتصالات، پروین و گراناتا در تحقیقات خود دو شیوه دیگر از قرار گیری ورقه های FRP را بر روی اتصال مطرح ساخته اند.

به این ترتیب در تاریخچه موضوع تنوع چندانی در شکل قرار گیری ورقه های FRP در تقویت اتصالات به چشم نمی خورد. علاوه بر این، عدم توجه کافی به مساله شکل پذیری در این تحقیقات منطق خاصی را برای استفاده از این ورقه ها در افزایش شکل پذیری اتصال، در پیش رو، قرار نمی دهد تا با بهره گیری از نتایج قبلی بتوان شیوه جدیدی را به کار بست. بنابر این در ادامه روند انجام این پایان نامه برای تعریف نمونه های تقویت شده. با توجه به محل های مناسب برای قرار گیری ورقه های کامپوزیت و ایده شکل پذیری نمونه های مورد نظر تعریف گردیده است.

#### ۵-۳-۱- اتصالات C1-0 تا C1-90

ترک خوردگی و شکست برشی در تیر از عواملی هستند که می توانند در رفتار اتصالات بتن آرمه موثر باشند. علاوه بر این استفاده از آرماتورهای برشی مورد نظر آئین نامه قطعاً از عوامل مهم در رفتار مناسب اتصالات است. به نظر می رسد چنانچه بتوان ورقه های FRP را به طرز مشابهی با

شکل ۴-۴- محل‌های قرارگیری ورقه‌های FRP در نمونه C1-0

آرماتورهای برشی در تقویت اتصالات به کار بریم، اثراتی به شکل اثرات آرماتورهای عرضی مورد تأکید آیین نامه ایجاد شود. به این جهت نمونه‌های C1-90 تا C1-0 تعریف گردیده‌اند. در این نمونه‌ها ورقه‌های FRP، در دو طرف تیر قرار گرفته‌اند.

در نمونه‌های C1-90 تا C1-0 به جهت آنکه طول ورقه FRP و ارتفاع آن نسبتاً قابل توجه هستند، امکان قرارگیری لایه‌ها در راستاهای مختلف نسبت به محور تیر نیز مورد بررسی قرار گرفته است. این مسأله با توجه به آنکه مدول الاستیسیته ورقه‌های FRP در راستای عمود بر الیاف بسیار کمتر از مدول الاستیسیته در راستای الیاف است، به نظر می‌رسد رفتار نرمتری را در اتصال تقویت شده C1-90 نسبت به C1-0 به دنبال داشته باشد.

شکل ۴-۵ - محللهای قرارگیری ورقه های FRP در نمونه C1-30 و C1-45

شکل ۴-۵- محل‌های قرارگیری ورقه‌های FRP در نمونه C1-60 و C1-90

### ۵-۳-۲- اتصالات $C_{2-90}$ و $C_{2-}$

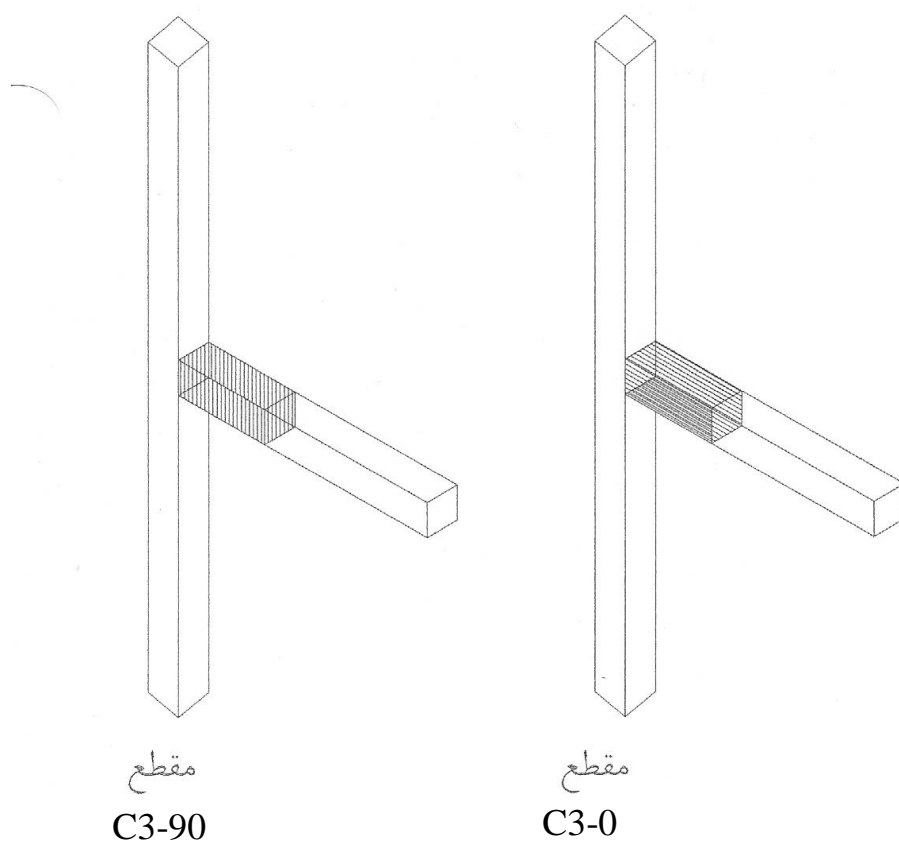
این نمونه ها نیز با منطقی مشابه به نمونه های  $C_{1-90}$  تا  $C_{1-0}$  تعریف گردیده اند و به طرز مشابهی با آرماتورهای برشی در تقویت اتصالات به کار رفته اند با این تفاوت که در این نمونه ها FRP در راستای طولی تیر ادامه پیدا کرده و دو طرف ستون را در هسته اتصال در بر گرفته است. که پیش بینی می شود که شرایط انتهایی تیر به شرایط گیرداری نزدیک تر شود. و شکل پذیری بیشتری نسبت به نمونه  $C_{1-90}$  تا  $C_{1-0}$  داشته باشد. در ضمن در این نمونه ها نیز امکان قرار گیری FRP در راستای عمود بر راستای طولی نیز بررسی شده است.

شکل ۵-۵- محل های قرارگیری ورقه های FRP در نمونه C2-0 و C2-90

### ۵-۳-۳- اتصال $C_{3-0}$ , $C_{3-90}$

این اتصال به صورت Box تعریف گردیده است. و تیر به طول 800mm از بر اتصال دور پیچ شده است که پیش بینی می شود. قسمت بالای تیر که توسط FRP دور پیچ گردیده است.

به مقاومت خمشی این اتصال کمک کند و قسمت های کناری و زیرین به رفتار بتن در ناحیه فشار کمک می کند. و به صورت ترکیبی به رفتار اتصال در مقاومت و شکل پذیری کمک خواهد کرد.



شکل ۵-۶- محل های قرارگیری ورقه های FRP در نمونه C3-90 و C3-0



### ۵-۳-۴- اتصال $C_{4-90}$ , $C_{4-0}$

این اتصال به صورت T شکل در بر اتصال تیر به ستون تعریف گردیده است. که با منطقی مشابه به اتصالات  $C_2, C_1$  جهت افزایش شکل پذیری تعریف گردیده اند. با این تفاوت که برای اینکه شرایط انتهای تیر به شرایط گیرداری نزدیک تر شود. تا شاید بتوان دوران ستون را تا حدودی مهار نمود. و به این ترتیب ستون بتواند نقش بارزی در بار بری و شکل پذیری اتصال از خود نشان دهد.

شکل ۵-۷- محل های قرارگیری ورقه های FRP در نمونه C4-0 و C4-90

### ۵-۳-۵- اتصال $C_{5-90}$ , $C_{5-0}$

این نمونه نیز مشابه نمونه  $C_4$  می باشد با این تفاوت که در این نمونه ستون دورپیچ شده است. که با جلوگیری از توسعه ناحیه شکست به داخل ستون در مراحل آخر بارگذاری دور ستون با دورپیچ های FRP مهار شده است.

در مجموع اثر این چند شیوه تقویت اتصال مبنای Base بر شکل پذیری مثبت پیش بینی می شود. که در فصل آینده به بررسی نتایج بدست آمده با استفاده از تحلیل که بوسیله نرم افزار Ansys بر روی این نمونه ها صورت گرفته خواهیم پرداخت.

شکل ۵-۸- محل های قرارگیری ورقه های FRP در نمونه C5-0 و C5-90

فصل ششم

نتایج تحلیل نمونه های تقویت شده اتصال مبنای Base

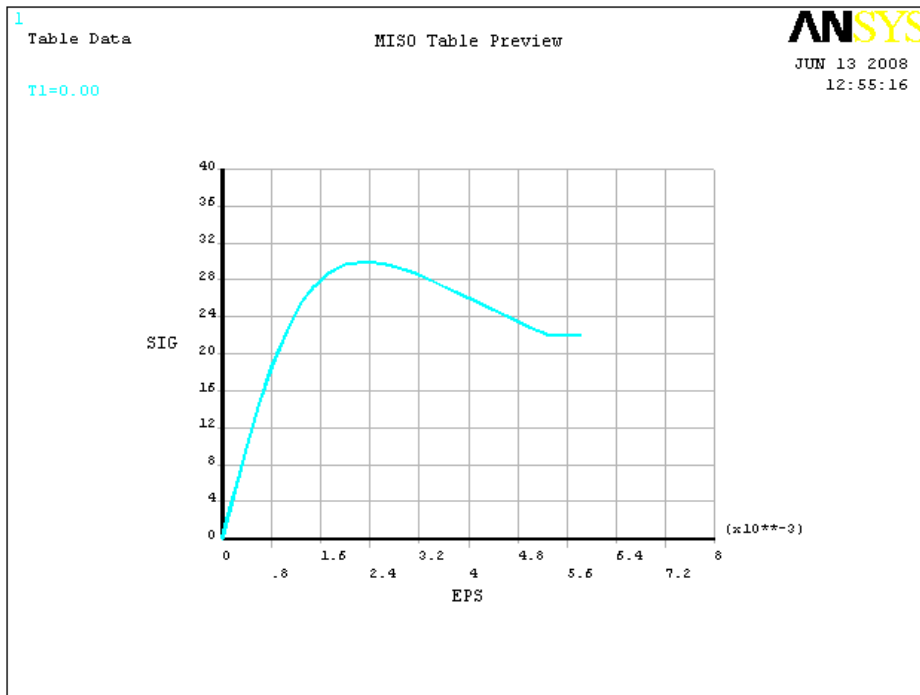
## نتایج تحلیل نمونه های تقویت شده اتصال مبنای Base

### ۶-۱ مقدمه

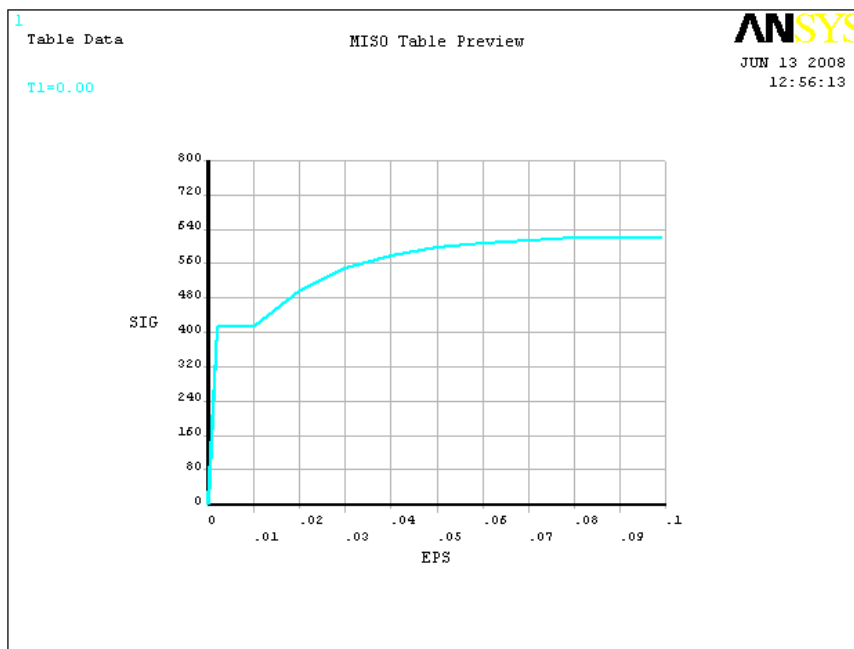
پس از تعریف نمونه های مختلف به صورتی که در فصل سوم معرفی گردید، این نمونه ها در نرم افزار ANSYS شبیه سازی و تحلیل شدند. در این فصل ابتدا مطالبی در مورد مدل سازی نمونه ها در نرم افزار ارائه می شود. در این قسمت به نکات خاصی که در طی مدل سازی های انجام شده به آن دست یافته ایم اشاره خواهد شد. سپس فهرست نتایجی که از تحلیل ها بدست آمده و نحوه استفاده از آنها مورد بررسی قرار خواهد گرفت. در ادامه مطالب فصل حاضر نتایج بدست آمده از تحلیل نمونه های تقویت شده مربوط به اتصال مبنای Base ارائه خواهند شد.

### ۶-۲ مشخصات کلی مدل های ساخته شده

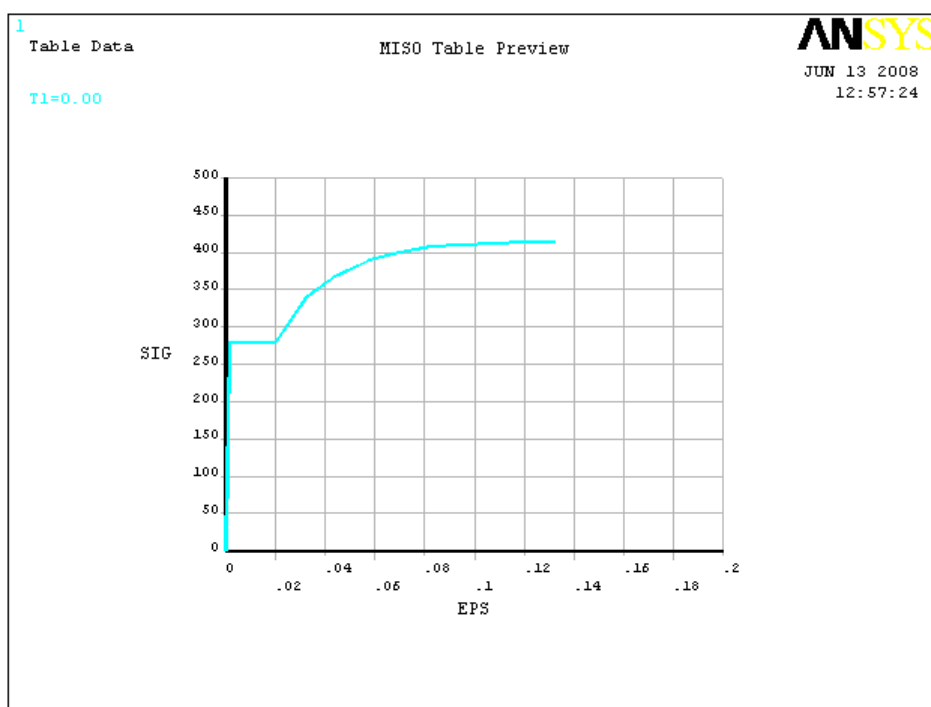
اولین مشخصه کلی که به آن پرداخته می شود جنس موادی است که در مدل سازی تعریف شده اند. بتن تعریف شده در مدل سازی ها دارای مقاومت  $30\text{MPa}$  و منحنی رفتاری مطابق شکل ۵-۱ می باشد. مجدداً یادآوری می گردد که برای نمونه های تقویت شده با کامپوزیت در تعریف خواص بتن در ANSYS تحت نام "Concrete" ، ضریب  $\beta_1$  (ضریب انتقال برش در ترک های باز) در حدود  $0.35$  در نظر گرفته شده است (به فصل ۳ مراجعه شود). آرماتورهای تعریف شده در مدل های مورد بررسی از دو نوع می باشند. آرماتورهای طولی از نوع آرماتورهای با مقاومت بالا ( $420\text{MPa}$ )، و آرماتورهای عرضی از نوع آرماتورهای معمولی با مقاومت تسلیم  $280\text{MPa}$  می باشند.



شکل ۶-۱- منحنی تنش کرنش بتن به کار رفته در مدل سازی



شکل ۶-۲- منحنی تنش کرنش آرماتورهای طولی به کار رفته در مدل سازی



شکل ۳-۶- منحنی تنش کرنش آرماتورهای عرضی به کار رفته در مدل سازی

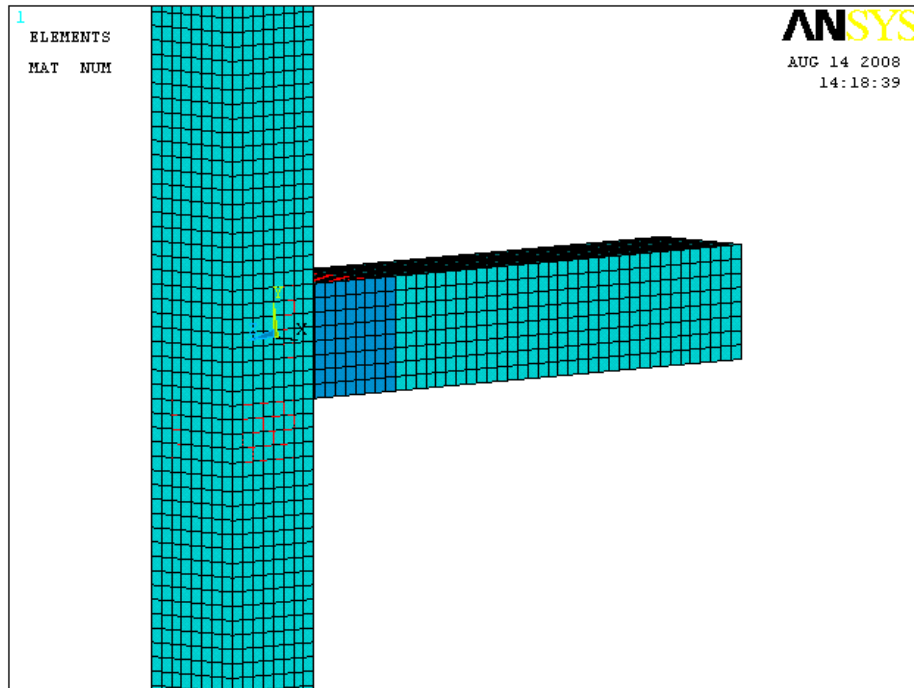
ورقه های FRP مورد استفاده در این تحقیق همگی دارای ضخامت ۳mm و ۱۲ لایه هستند. جنس الیاف مورد نظر کربن است و مشخصات تعریف شده برای این ورقه ها بر اساس مرجع ۸ به صورت جدول ۱-۶ در نظر گرفته شده است.

جدول ۱-۶ مشخصات کامپوزیت تعریف شده در مدل سازی غیر خطی CFRP [۸]

$E_x = 62000$	در جهت الیاف	مدول الاستیسیته (MPa)
$E_y = 4800$	در دو جهت عمود بر الیاف	
$E_z = 4800$		
$\nu_{xy} = 0.22$		ضرایب پواسون
$\nu_{xz} = 0.22$		
$\nu_{yz} = 0.30$		



اما در ادامه در خصوص مش بندی مدل یک نمونه از مدل مش بندی شده در شکل زیر به عنوان نمونه آمده است تا نحوه مش بندی و دقت بر روی مش بندی مدل نشان داده شود.



شکل ۴-۶ یک نمونه از مش بندی مدل‌های ساخته شده در نرم افزار

### ۶-۳- نتایج ارائه شده از تحلیل های انجام گرفته

از مجموع نتایج موجود، در این فصل برای هر نمونه نتایج زیر ارائه و بررسی شده اند:

#### ۱- نمودار $M-\theta$ برای اتصال

این نمودار مهمترین مساله مورد بررسی در این تحقیق است. در رسم این نمودار نکته حائز اهمیت تعریف دوران و لنگر می باشد. لنگر محاسبه شده بصورت لنگر در برستون و بر اساس محاسبه بسیار ساده نیرو ضرب در بازو (طول تیر) بدست آمده است. برای تعریف دوران از تغییر مکانهای قائم مربوط به دو نقطه  $B, A$  مطابق شکل ۶-۵ استفاده شده است. استفاده از نقطه  $A$  به عنوان مرجع محاسبه دوران در تیر به این خاطر بوده که این نقطه در انتهای ناحیه اتصال قرار دارد (در انتهای طول موردنظر آیین نامه ACI). علت انتخاب این نقطه برای محاسبه دوران آن است که صرفاً مطالعه رفتار اتصال مد نظر قرار داشته است. بنابر این تغییر مکان ها و دوران های همین ناحیه کافی تلقی می شوند [۴].

شکل ۵-۶ نمایش نقاط مینا در تعریف دوران اتصال

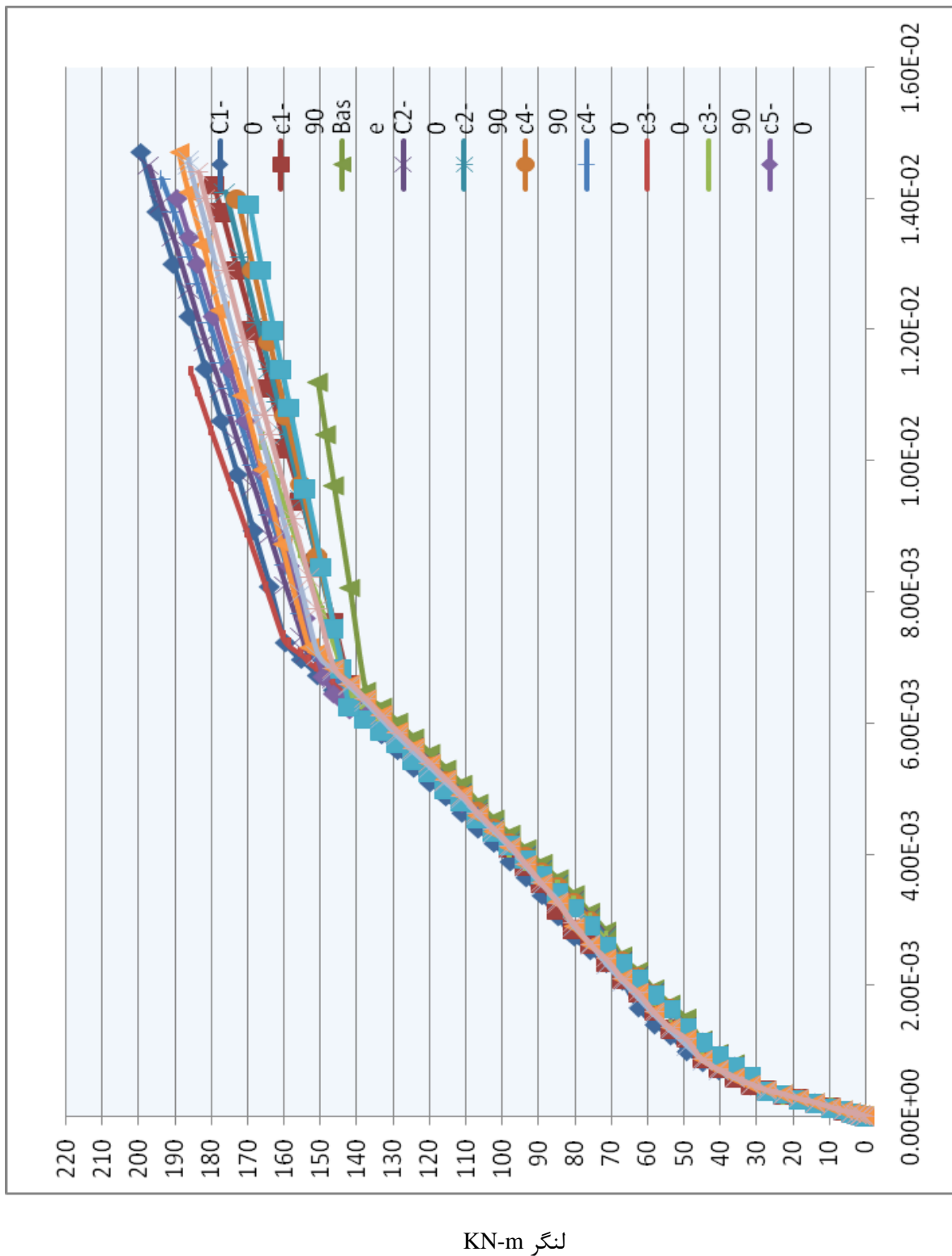
۲- ترک خوردگی و تنش های ایجاد شده در المان های بتن

تغییر رفتار یک اتصال می تواند با تغییر در مقادیر تنش فشاری ایجاد شده در بتن همراه باشد. همچنین طول ناحیه ای از تیر که در آن بتن به حداکثر ظرفیت فشاری خود رسیده (رفتار پلاستیک و تنش هایی نزدیک به تنش نهایی پیدا کرده است) از عواملی است که به نظر می رسد می تواند بر شکل پذیری اتصال تاثیر گذار باشد.

#### ۶-۴- نتایج بدست آمده از تحلیل نمونه ها

در این قسمت نتایج بدست آمده از تحلیل نمونه های تقویت شده اتصال مبنای Base ارائه می گردد. در ارائه این نتایج ترتیب خاصی در نظر گرفته شده است. به این صورت که ابتدا منحنی لنگر- دوران بدست آمده از تحلیل تمام نمونه ها در کنار منحنی لنگر- دوران اتصال مبنا ارائه می گردد. با استفاده از این منحنی ها مقادیر شکل پذیری و حداکثر مقاومت خمشی هر نمونه تعیین می شود. همچنین نسبت شکل پذیری و مقاومت خمشی هر نمونه تقویت شده به شکل پذیری و مقاومت خمشی نمونه مبنا محاسبه خواهد شد.

در مورد محاسبه شکل پذیری یک نکته مهم یافتن دوران نظیر آغاز تسلیم آرماتورهای کششی تیر است. این کار از روی منحنی های لنگر- دوران بدست آمده از تحلیل های انجام شده به سادگی ممکن نیست و با خطای دید همراه است. به این منظور می توان مقدار کرنش آرماتور را درنتایج حل در نرم افزار در هر زیر گام بارگذاری دنبال کرد. به این ترتیب می توان زیر گامی که در آن آرماتور کششی تیر تسلیم شده را یافت و با رجوع به مقادیر مورد استفاده در رسم منحنی لنگر- دوران هر نمونه، مقدار دوران نظیر تسلیم را مشخص کرد. [۸ و ۱۱]



شکل ۶-۶- نمودار لنگر دوران کلیه اتصالات مدل‌سازی شده

## ۶-۵- ارائه نتایج

اولین نتیجه ای که از تحلیل اتصالات ارائه می گردد منحنی لنگر- دوران کلی نمونه ها است. این منحنی ها در شکل ۶-۶ رسم شده اند. در این شکل منحنی لنگر- دوران کلی اتصال مبنا نیز به طور مشخص نشان داده شده است. برای هر یک از نمونه ها منحنی لنگر- دوران کلی اتصال در انتهای فصل ارائه گردیده است. نتایجی که با استفاده از منحنی های شکل ۶-۶ قابل محاسبه می باشد، عبارتند از:

الف- حداکثر لنگر خمشی قابل تحمل برای اتصال

ب- شکل پذیری محاسبه شده برای اتصال

ج- نسبت لنگر خمشی اتصال تقویت شده به لنگر خمشی اتصال مبنا

د- نسبت شکل پذیری اتصال به اتصال مبنا (مقدار افزایش یا کاهش شکل پذیری)

این نتایج در جدول ۶-۲ ارائه گردیده اند.

نسبت شکل پذیري به مبنا	شکل پذیري	نسبت مقاومت خمشی به مقاومت مبنا	مقاومت خمشی	نام نمونه
۱	۱/۶۵	۱	۱۵۰/۷۲۶	Base
۱/۳۱	۲/۱۵	۱/۱۹	۱۷۹/۱۹۶	C <sub>1-90</sub>
۱/۲۷۵	۲/۱۱	۱/۲۲	۱۸۳/۵۵۷	C <sub>1-60</sub>
۱/۲۶	۲/۰۸	۱/۲۴	۱۸۶/۸۷	C <sub>1-45</sub>
۱/۲۴	۲/۰۵	۱/۲۶	۱۸۸/۸۷	C <sub>1-30</sub>
۱/۲۳	۲/۰۳	۱/۳۲	۱۹۹/۲۳۶	C <sub>1-0</sub>
۱/۳۲	۲/۱۷۵	۱/۱۷	۱۷۶/۰۸۳	C <sub>2-90</sub>
۱/۲۴	۲/۰۵	۱/۳۱	۱۹۷/۰۳۱	C <sub>2-0</sub>
۱/۰۹۱	۱/۸	۱/۱۴	۱۷۱/۷۲۶	C <sub>3-90</sub>
۰/۹۶۱	۱/۵۸۷	۱/۲۳	۱۸۵/۲۳۸	C <sub>3-0</sub>
۱/۳۳	۲/۲۰	۱/۱۵	۱۷۲/۷۷۶	C <sub>4-90</sub>
۱/۲۵۵	۲/۰۷	۱/۲۹	۱۹۳/۸۲۳	C <sub>4-0</sub>
۱/۳۶	۲/۲۴	۱/۰۸	۱۶۲/۵۷۵	C <sub>5-90</sub>
۱/۲۶۶	۲/۰۹	۱/۲۶	۱۸۹/۴۱۶	C <sub>5-0</sub>

جدول ۶-۲- نتایج شکل پذیري و مقاومت خمشی نمونه ها

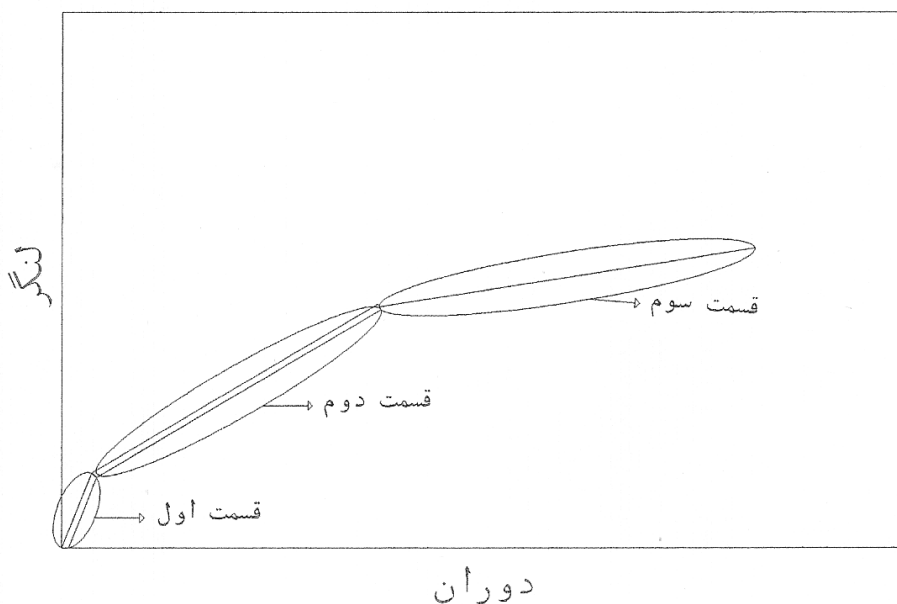
## ۶-۶- بررسی رفتار کلی اتصالات تقویت شده

در این قسمت رفتار کلی اتصالات تقویت شده در مقایسه با اتصال مبنا مورد بررسی قرار می‌گیرد. با نگاهی به منحنی های لنگر- دوران ارائه شده در شکل ۶-۶ مشاهده می‌شود که به طور کلی منحنی های مورد بحث ۳ قسمت دارند. قسمت اول منحنی ها تقریباً خطی بوده و بیانگر رفتار خطی اتصال قبل از ترک خوردگی است.

قسمت دوم منحنی رفتاری اتصال که تقریباً خطی است و این رفتار را می‌توان به عنوان رفتار اتصال پس از ترک خوردگ بتن و قبل از تسلیم آرماتورهای کششی تیر دانست.

پس از این قسمت، شیب منحنی لنگر- دوران اتصال به کلی عوض می‌شود و معمولاً منحنی به سمت افقی شدن پیش می‌رود. این قسمت مربوط به تغییر شکل های غیر ارتجاعی آرماتورهای کششی تیر می‌باشد. اساس شکل پذیر بودن رفتار یک نمونه مربوط به این قسمت از منحنی است با نگاهی به منحنی های شکل ۶-۶ مشاهده می‌شود که منحنی های لنگر- دوران اتصالات تقویت شده. به سه دسته تقسیم می‌شوند.





شکل ۶-۷ قسمت های مختلف یک نمودار لنگر دوران تیپ برای یک اتصال

- ۱- در قسمت اول، بعضی از منحنی ها تقریباً به قسمت اول منحنی مربوط به نمونه مبنا منطبق هستند.
- ۲- در قسمت دوم تمام منحنی ها نسبت به منحنی لنگر- دوران اتصال مبنا سخت تر هستند (در طرف چپ آن واقعند).
- ۳- در قسمت سوم منحنی لنگر- دوران کلی، تفاوت های چشمگیری بین اتصالات مختلف مشاهده می شود. از آنجا که اساس شکل پذیری در رفتار نمونه های مورد بررسی، مربوط به این قسمت از منحنی لنگر- دوران است، توضیحات مفصل در مورد دلایل این اختلافات در قسمت های بعدی ارائه خواهد شد.

## ۶-۷ بررسی شکل پذیری اتصالات تقویت شده با توجه به نتایج به دست آمده

### ۶-۷-۱- بررسی نتایج نمونه های $C_{1-90}$ تا $C_{1-0}$

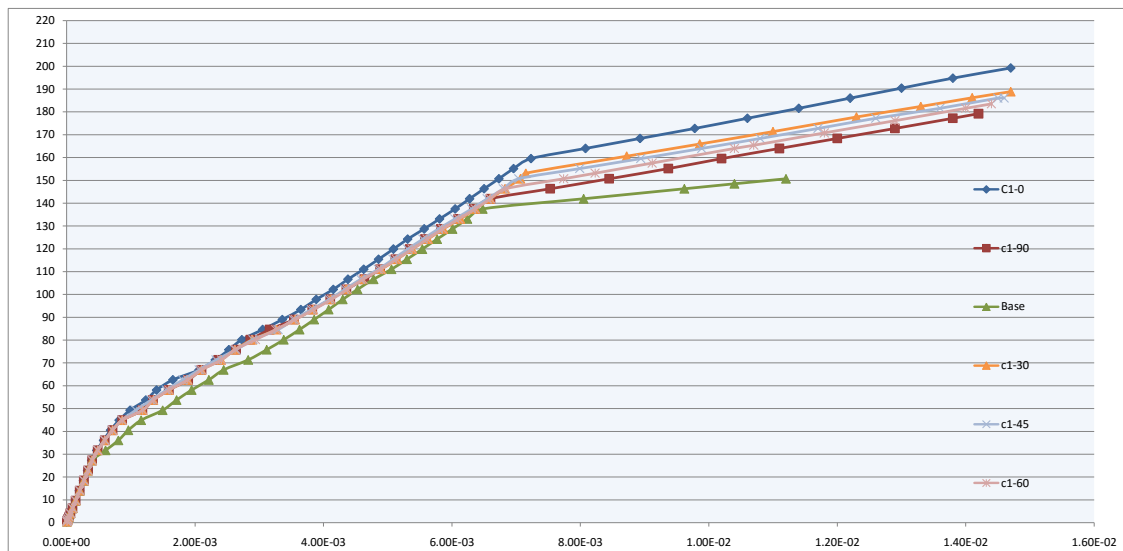
در این ۵ نمونه ایده تقویت اتصالات استفاده از ورقه های FRP به صورت مشابه با آرماتورهای عرضی تیر می باشد. هر چند در تیر و ستون اتصال ضوابط آیین نامه از نظر مقدار آرماتورهای عرضی رعایت گردیده است. شاخص ترین نتیجه ای که از نمونه  $C_{1-0}$ ,  $C_{1-90}$  انتظار می رود افزایش شکل پذیری است. که نتایج نشان می دهد در کلیه نمونه ها افزایش شکل پذیری نسبت به نمونه مبنا وجود داشته است. که در بین این نمونه ها بیشترین مقدار شکل پذیری مربوط به نمونه  $C_{1-90}$  می باشد. علت افزایش شکل پذیری کلیه نمونه ها نسبت به نمونه مبنا به این دلیل می باشد که اولاً ارتفاع ورقه  $400\text{mm}$  (برابر عمق تیر) سبب شده است. که ورقه FRP در ناحیه کششی نیز از ترک خوردگی مقطع تا حدودی جلوگیری کند. همچنین وجود FRP در ناحیه فشاری تیر نیز امکان کرنش بیشتری را به آرماتورهای کششی می دهد که این مسئله نیز سبب افزایش شکل پذیری این نمونه ها می شود. اما در خصوص نمونه های  $C_{1-0}$ ,  $C_{1-90}$  مشاهده می شود که بیشترین مقدار شکل پذیری متعلق به نمونه  $C_{1-90}$  می باشد و بیشترین مقدار مقاومت مربوط به نمونه  $C_{1-0}$  می باشد این مسئله همانطور که پیش بینی می شد به دلیل آنکه مدول الاستیسیته ورقه های FRP در راستای عمود بر الیاف بسیار کمتر از مدول الاستیسیته در راستای الیاف است سبب می شود که رفتار نمونه ها از نمونه  $C_{1-90}$  تا  $C_{1-0}$  نرم تر می شود و مقدار مقاومت خمشی آن ها کاهش یابد. به بیان دیگر می توان گفت که اگر راستای یک الیاف را در نظر بگیریم

و آن را به دو مولفه قائم و افقی تجزیه کنیم هر چه مقدار مولفه افقی آن بیشتر باشد به مقاومت خمشی ما کمک بیشتری می کند. و هر چه میزان مولفه قائم آن بیشتر باشد به میزان شکل پذیری کمک بیشتری خواهد نمود. (شکل ۵-۷) هم چنین با نگاهی به تنش های موجود در ورقه های FRP نمونه ها متوجه می شویم که مقادیر تنش ایجاد شده در ورقه ها در نمونه  $C_{1-9}$  کمتر از نمونه  $C_{1-0}$  می باشد که این مسئله به خاطر تغییر جهت لایه های به کار رفته در تقویت اتصال است.

#### شکل ۶-۸- نحوه تجزیه نیروهای یک الیاف

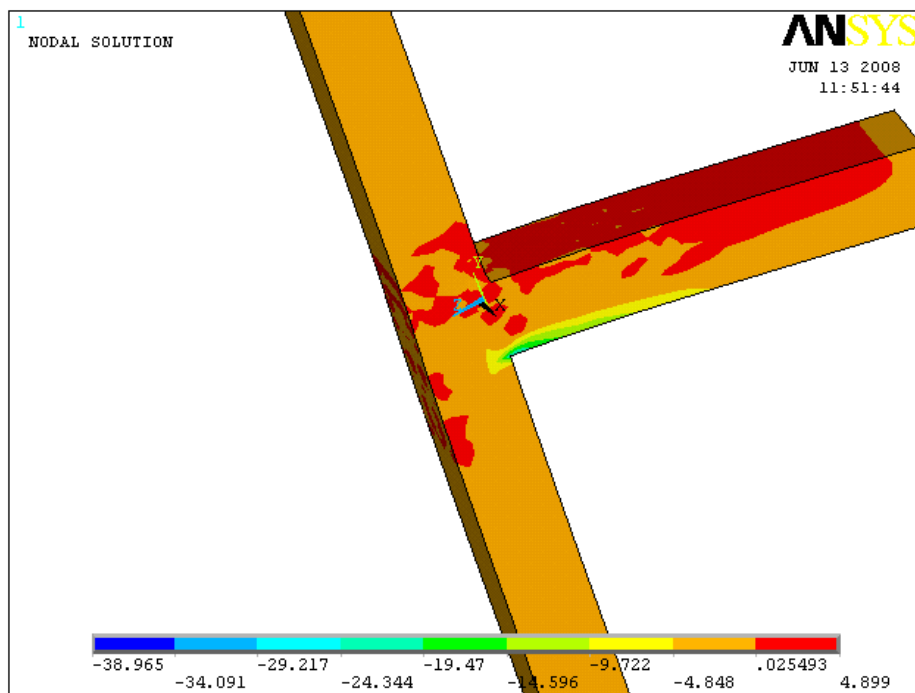
. به این ترتیب می توان دریافت که نقشی که از عملکرد این ورقه ها انتظار داشته ایم دقیقاً ایفا شده است. به عبارت دیگر هر چه زاویه الیاف افزایش پیدا می کند. نقش ورقه های FRP بیشتر نگهداری گره های بتن پس از ترک خوردگی می باشد. در خصوص نتایج بدست آمده مشاهده می شود که همانطور که انتظار می رود به جز نمونه  $C_{1-0}$  مقدار افزایش لنگر خمشی قابل تحمل برای اتصال در بقیه نمونه ها کمتر از ۳۰ درصد بوده است که جهت بررسی نمودارهای این اتصالات در شکل ۶-۹ آمده است.

لنگر KN-m

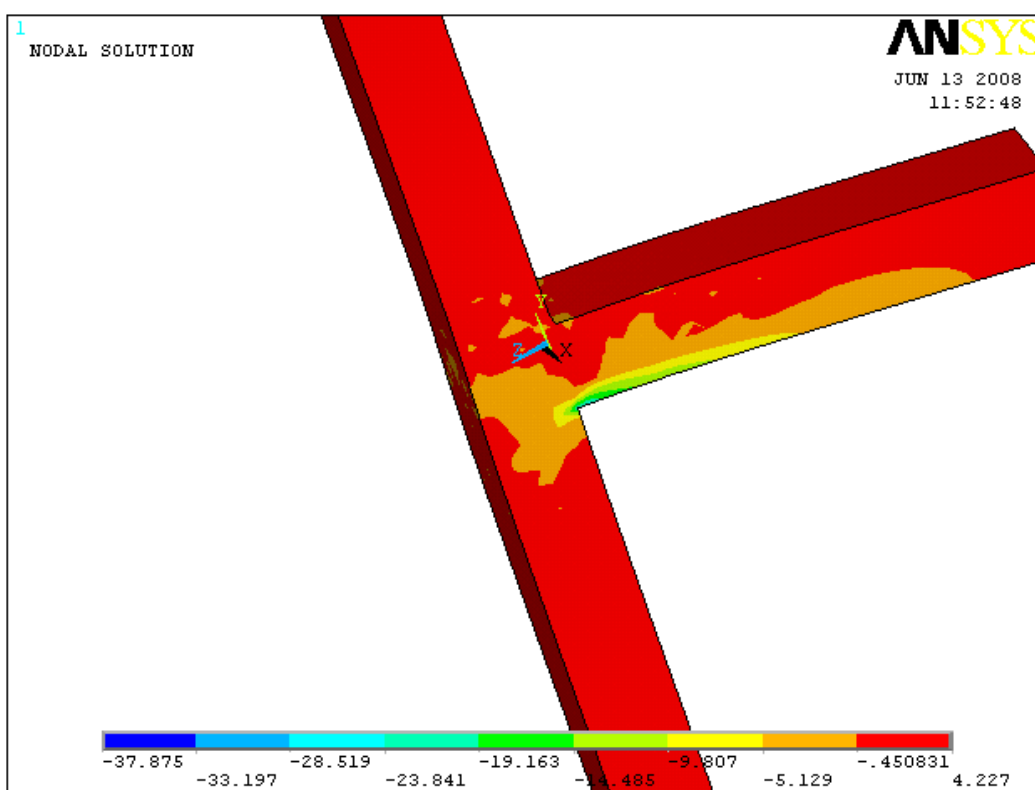


دوران Rad

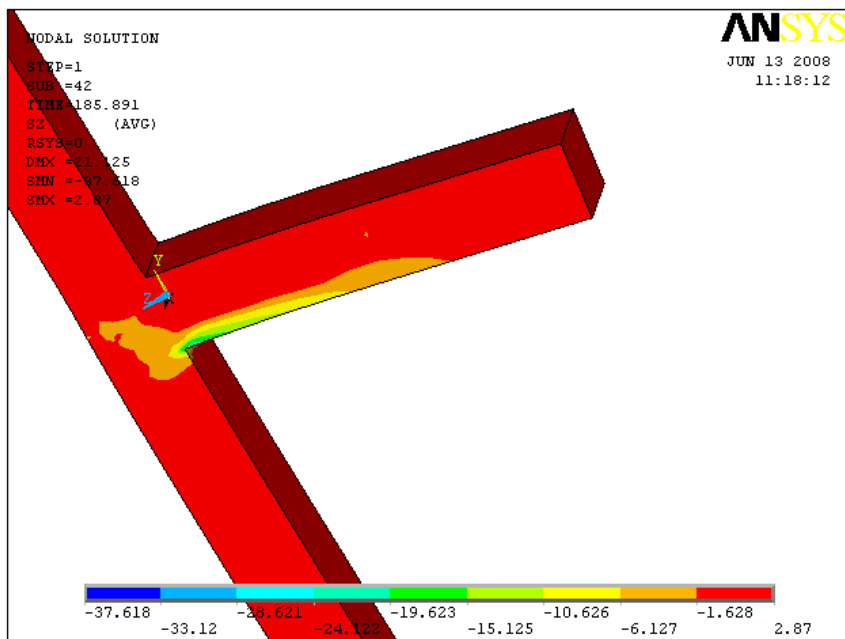
شکل ۶-۹ نمودار لنگردوران نمونه های  $C_{1-0}$  تا  $C_{1-90}$  منطبق بر نمونه مبنای Base



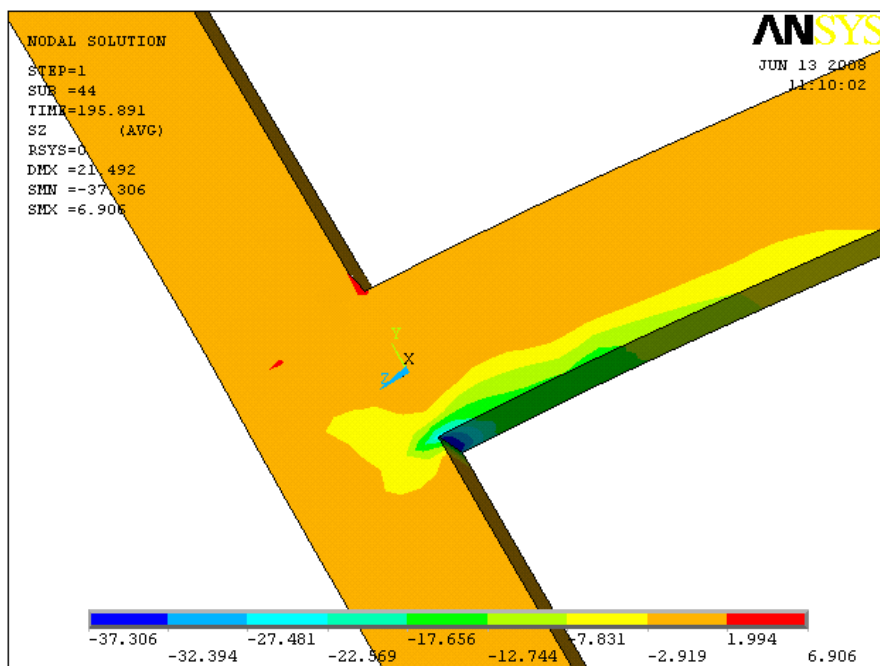
شکل ۶-۱۰- تنش در المانهای بتن در آخرین زیرگام بارگذاری نمونه C1-0



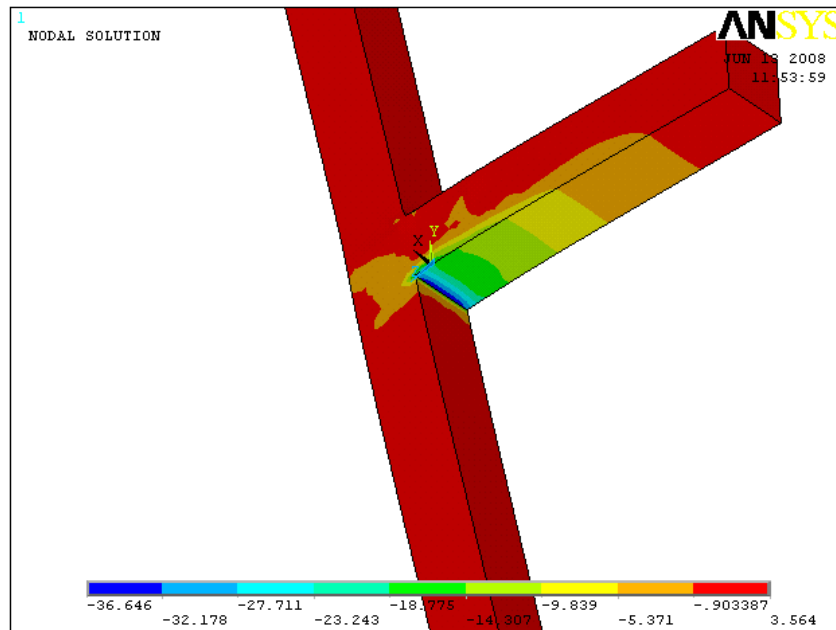
شکل ۶-۱۱- تنش در المانهای بتن در آخرین زیرگام بارگذاری نمونه C1-30



شکل ۶-۱۲- تنش در المانهای بتن در آخرین زیرگام بارگذاری نمونه C1-45



شکل ۶-۱۳- تنش در المانهای بتن در آخرین زیرگام بارگذاری نمونه C1-60



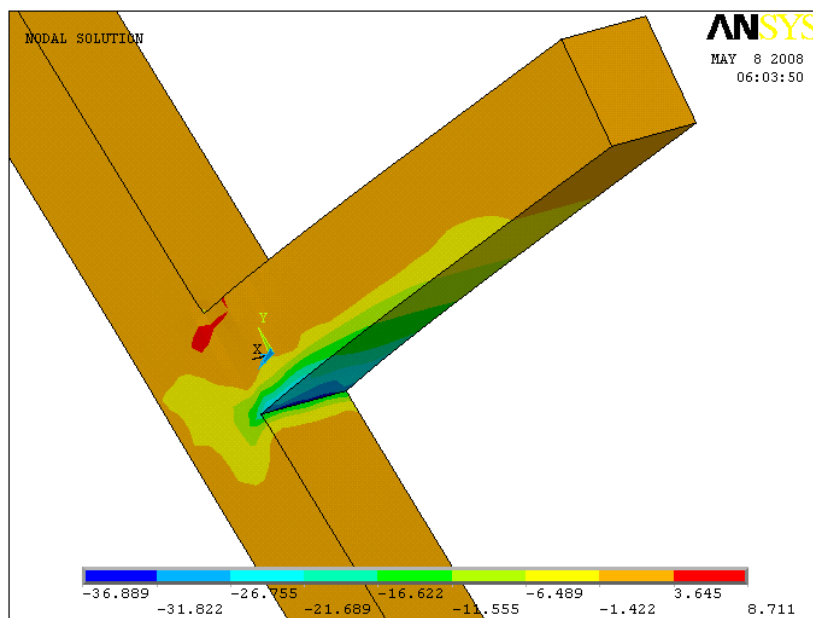
شکل ۶-۱۴- تنش در المانهای بتن در آخرین زیرگام بارگذاری نمونه C<sub>1-90</sub>

### ۶-۷-۲- اتصالات C<sub>2-0</sub>, C<sub>2-90</sub>

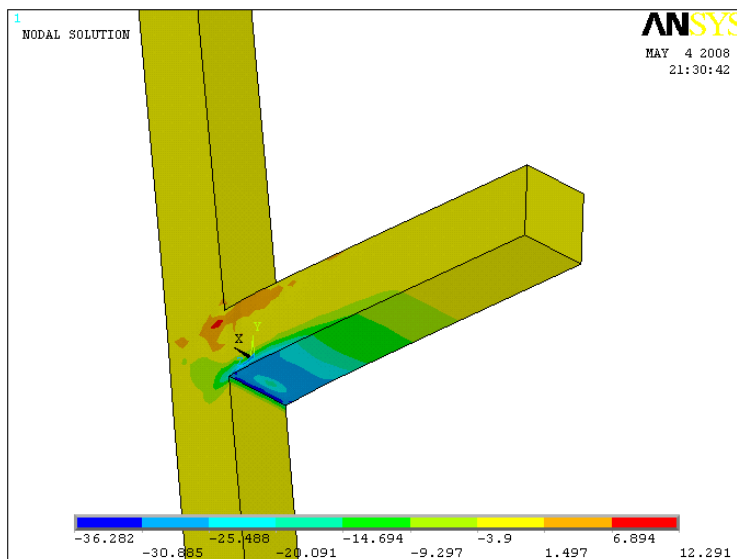
همانگونه که بیان شد این نمونه ها نیز با منطقی مشابه به نمونه های C<sub>1-90</sub> تا C<sub>1-0</sub> تعریف گردیده اند. و به طرز مشابهی با آرماتورهای برشی در تقویت اتصالات به کار رفته اند با این تفاوت که در این نمونه ها FRP در راستای طولی تیر ادامه پیدا کرده و دو طرف ستون را در هسته اتصال در بر گرفته است.

که شاخص ترین نتیجه ای که از این دو نمونه انتظار می رود افزایش شکل پذیری نسبت به نمونه های مشابه C<sub>1-90</sub>, C<sub>1-0</sub> می باشد. که نتایج نیز همین ادعا را ثابت می کند. با توجه به اینکه انتهای تیر به حالت گیرداری نزدیک تر شده است. دوران تا حدودی کاهش یافته و شکل پذیری افزایش یافته است. اما در بین این دو نمونه نیز شکل پذیری نمونه C<sub>2-90</sub> بیشتر از نمونه C<sub>2-0</sub> است و این مسئله نیز به دلیل آن می

باشد که مدول الاستیسیته ورقه های FRP در راستای عمود بر الیاف بسیار کمتر از مدول الاستیسیته در راستای الیاف است. که سبب می گردد تا نمونه  $C_{2-0}$  دارای مقاومت خمشی بیشتر و نمونه  $C_{2-90}$  دارای شکل پذیری بیشتری باشند.

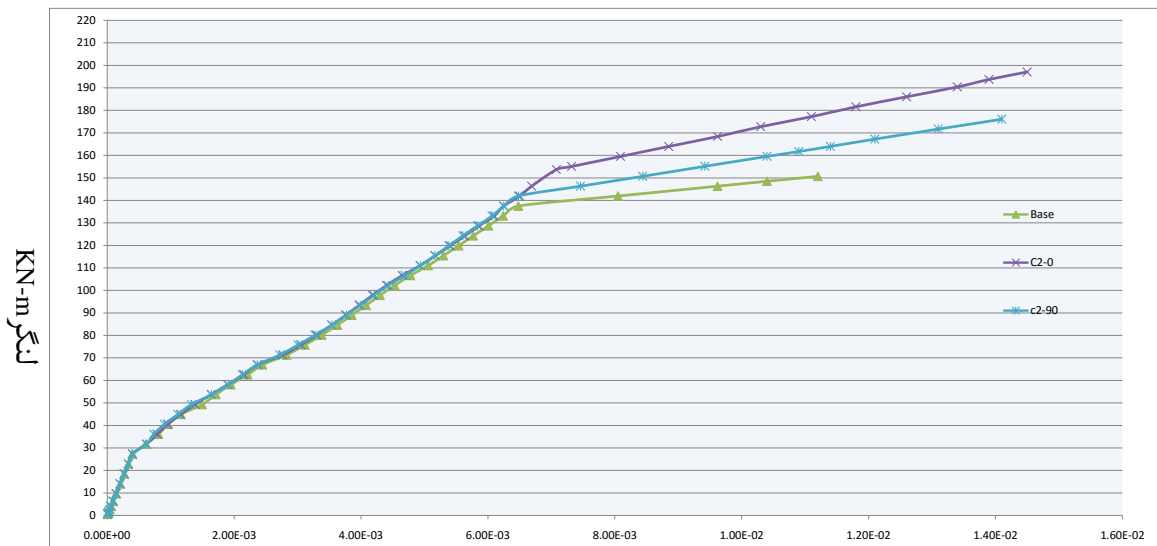


شکل ۶-۱۵- تنش در المانهای بتن در آخرین زیرگام بارگذاری نمونه  $C_{2-0}$



شکل ۶-۱۶- تنش در المانهای بتن در آخرین زیرگام بارگذاری نمونه  $C_{2-90}$



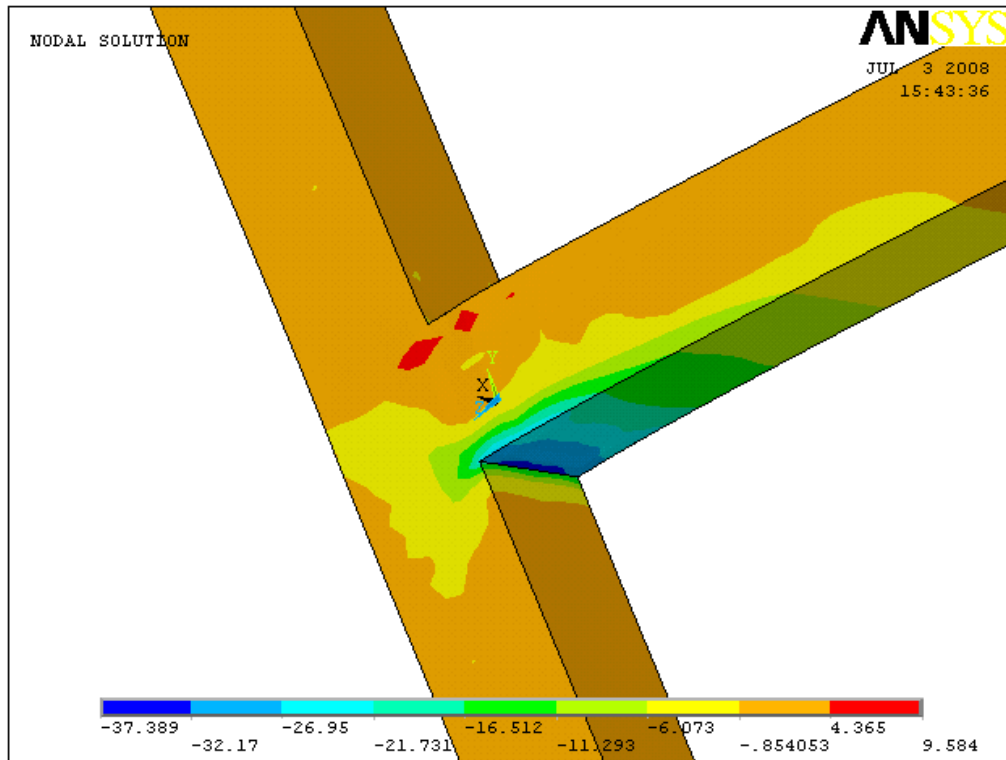


دوران Rad

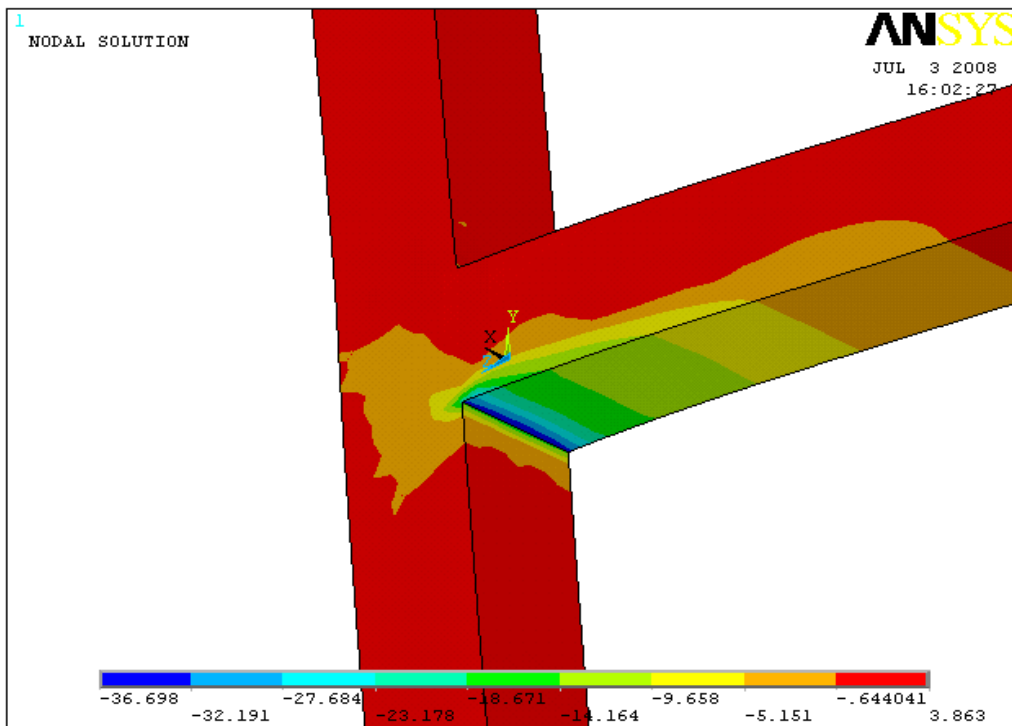
شکل ۶-۱۷ نمودار لنگردوران نمونه های  $C_{2-0}$  و  $C_{2-90}$  منطبق بر نمونه مبنای Base

### ۶-۷-۳- اتصالات $C_{3-0}$ ، $C_{3-90}$

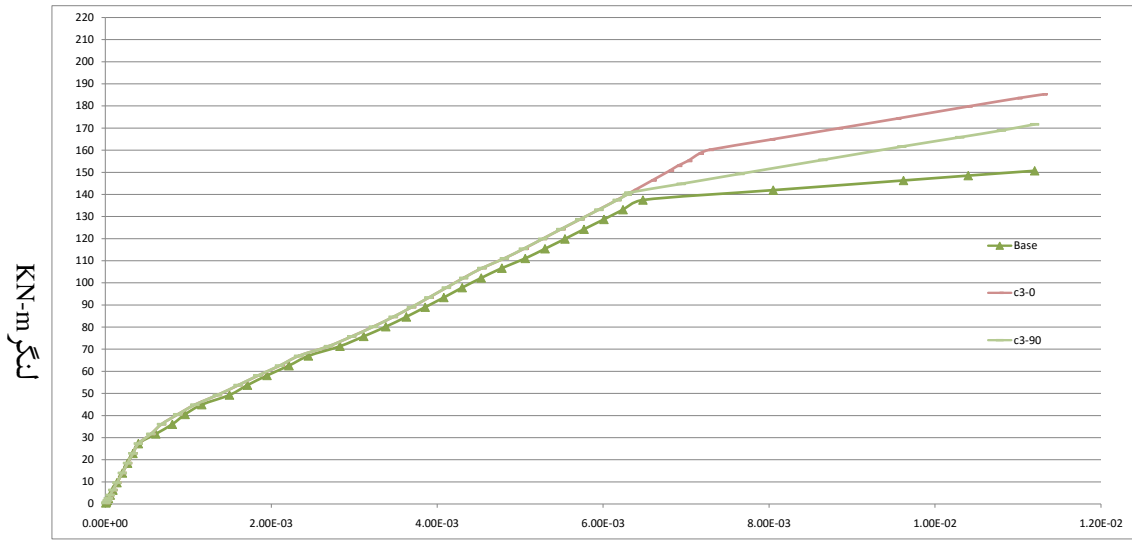
در نمونه  $C_{3-0}$  شکل پذیری اتصال نسبت به اتصال مینا کاهش یافته است. علت اصلی کاهش شکل پذیری در این نمونه قرارگیری ورقه های FRP در ناحیه کششی تیر می باشد. زمانی که اتصال با این نحوه تقویت روبرو می شود مشابه این است که درصد آرماتورهای کششی طولی تیر افزایش پیدا می کند که به نوبه خود در ترد شدن رفتار تیر اثر مشخص و شناخته شده ای می گذارد. از طرفی قسمت پایینی تقویت همانند آن است که آرماتورهای فشاری تیر را افزایش داده باشیم که به شکل پذیرتر شدن تیر کمک می کند که این دو رفتار توأم نهایتاً سبب کاهش ۴ درصدی شکل پذیری نسبت به نمونه مینا گردیده است. اما در نمونه  $C_{3-90}$  با توجه به این که الیاف در راستای عمود بر راستای طولی تیر استفاده شده به طرز مشابه ای به آرماتورهای عرضی و با توجه به این که مدول الاستیسیته ورقه های FRP در راستای عمود بر الیاف کمتر از مدول الاستیسیته در راستای الیاف است سبب شده است که نمونه  $C_{3-90}$  شکل پذیر تر از نمونه  $C_{3-0}$  بوده و حدود ۹ درصد افزایش شکل پذیری نسبت به نمونه مینا داشته است.



شکل ۶-۱۸- تنش در المانهای بتن در آخرین زیرگام بارگذاری نمونه C<sub>3-0</sub>



شکل ۶-۱۹- تنش در المانهای بتن در آخرین زیرگام بارگذاری نمونه C<sub>3-90</sub>



دوران Rad

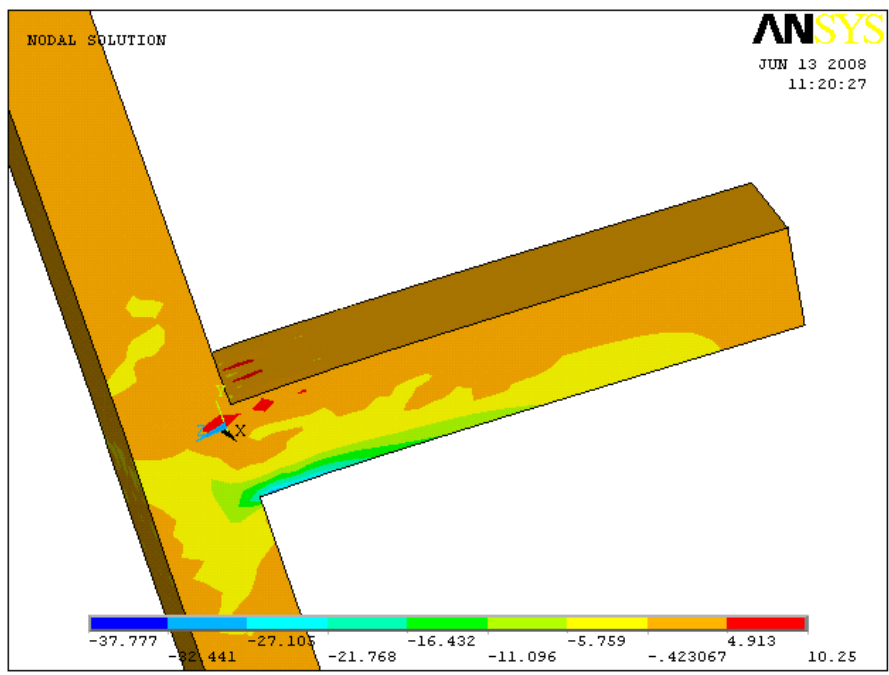
شکل ۶-۲۰ نمودار لنگردوران نمونه های  $C_{3-0}$  و  $C_{3-90}$  منطبق بر نمونه مبنای Base

## ۶-۷-۴-اتصالات $C_{4-90}$ , $C_{4-0}$

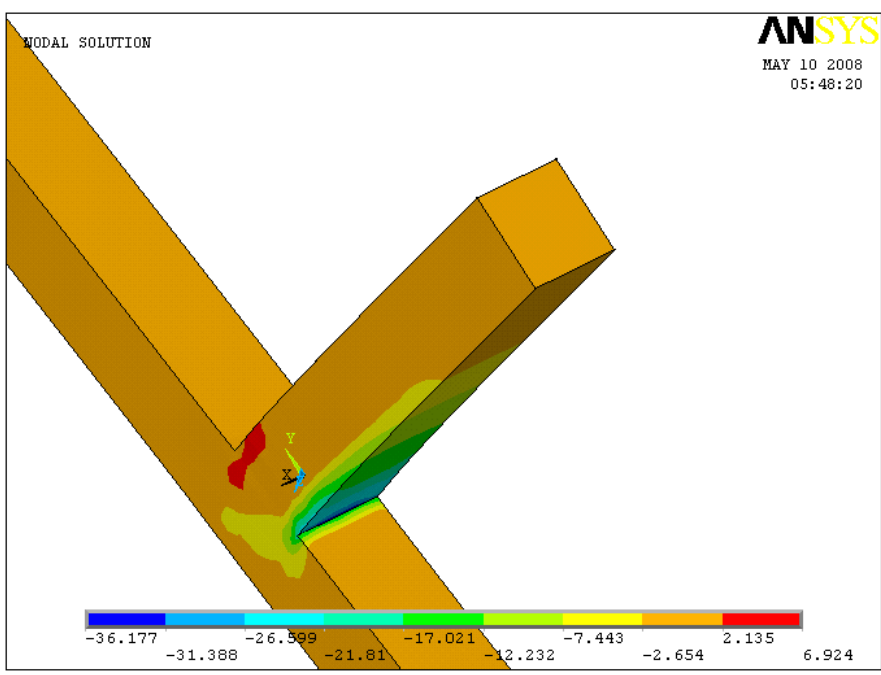
این نمونه ها نیز در جهت افزایش شکل پذیری با منطقی مشابه نمونه های  $C_2, C_1$  تعریف شده اند که به طرز مشابهی با آرماتورهای برشی در تقویت اتصالات به کار رفته اند با این تفاوت که در این نمونه ها FRP به صورت T شکل دو طرف ستون را در هسته اتصال در بر گرفته است.

که در این نمونه ها نیز با توجه به اینکه شرایط انتهای تیر به حالت گیرداری نزدیک تر شده است.

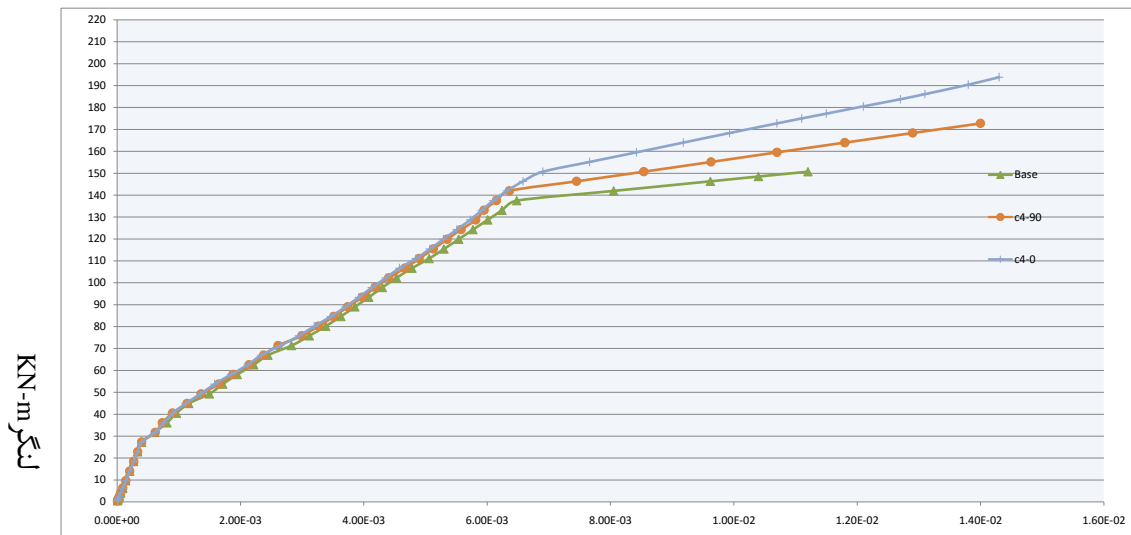
دوران نسبت به نمونه  $C_2$  تا حدودی کاهش یافته و شکل پذیری افزایش یافته است. به عبارت دیگر زمانی که دوران ستون قبل از تسلیم آرماتورهای کششی تیر محدود تر شود. آرماتورهای کششی تیر زودتر به تسلیم می رسند. در نتیجه با ایجاد این مکانیسم رفتار اتصالات شکل پذیرتر می شود. که این موضوع در منحنی رفتاری اتصالات نیز مشخص است. از طرفی همانگونه که در این نمونه نیز انتظار می رفت شکل پذیری نمونه  $C_{4-90}$  نسبت به نمونه  $C_{4-0}$  بیشتر می باشد و این مسئله به دلیل آن می باشد که مدول الاستیسیته ورقه های FRP در راستای عمود بر الیاف بسیار کمتر از مدول الاستیسیته در راستای الیاف می باشد. در این دو نمونه نیز تنش های ایجاد شده در ورقه های FRP نمونه  $C_{4-90}$  کمتر از تنش های ایجاد شده در نمونه  $C_{4-0}$  می باشد.



شکل ۶-۲۱- تنش در المانهای بتن در آخرین زیرگام بارگذاری نمونه C4-0



شکل ۶-۲۲- تنش در المانهای بتن در آخرین زیرگام بارگذاری نمونه C4-90



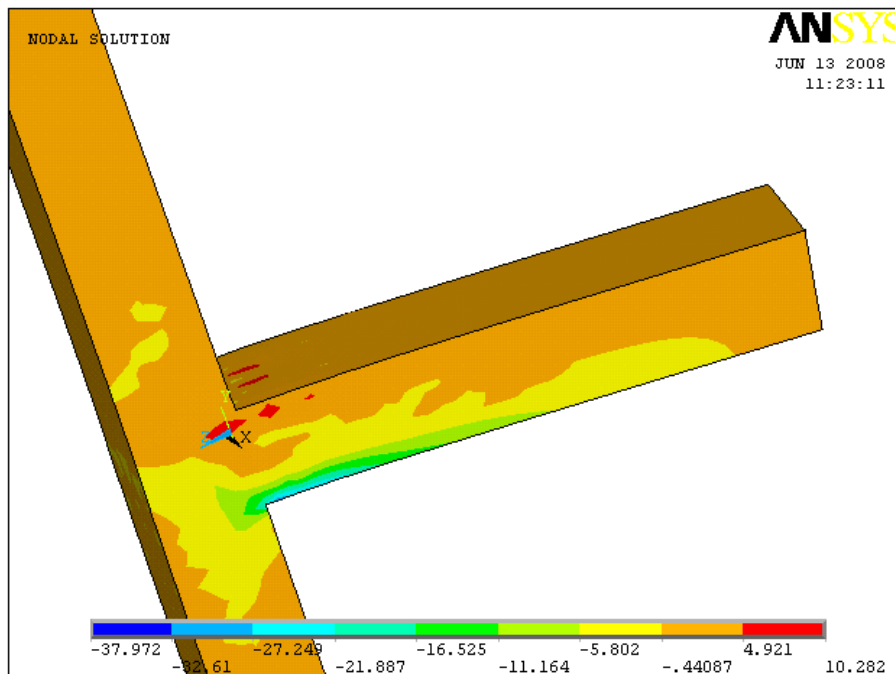
دوران Rad

شکل ۶-۲۳ نمودار لنگردوران نمونه های  $C_{4-0}$  و  $C_{4-90}$  منطق بر نمونه مبنای Base

## ۶-۷-۵- اتصالات $C_{5-90}$ , $C_{5-0}$

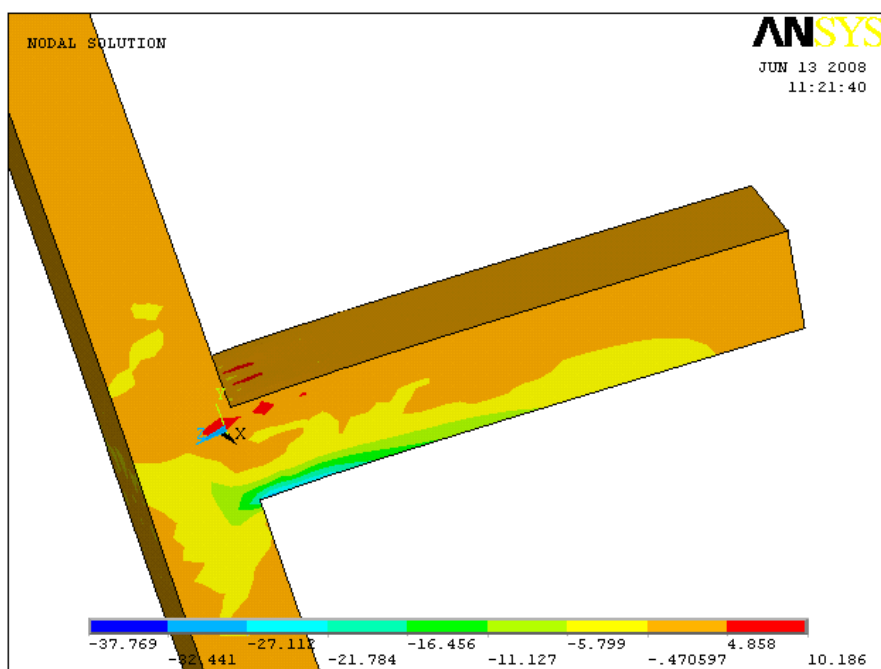
این نمونه ها نیز در جهت افزایش شکل پذیری با منطقی مشابه نمونه  $C_4$  تعریف شده است. با این تفاوت که در این نمونه کل هسته اتصال توسط FRP در بر گرفته شده است. که در این نمونه ها شرایط انتهایی تیر نسبت به حالت های دیگر به حالت گیرداری نزدیک تر می باشد که همین مسئله سبب کاهش دوران نظیر جاری شدن این دو نمونه نسبت به مابقی نمونه ها می باشد. که به همین دلیل که آرماتورهای کششی تیر زود تر به حالت تسلیم می رسند.

این نمونه در بین مدل های دیگر شکل پذیرترین حالت را از خود نشان می دهد هم چنین در این نمونه نیز اتصال  $C_{5-90}$  رفتار نرم تر و شکل پذیرتری را از خود نشان می دهد.

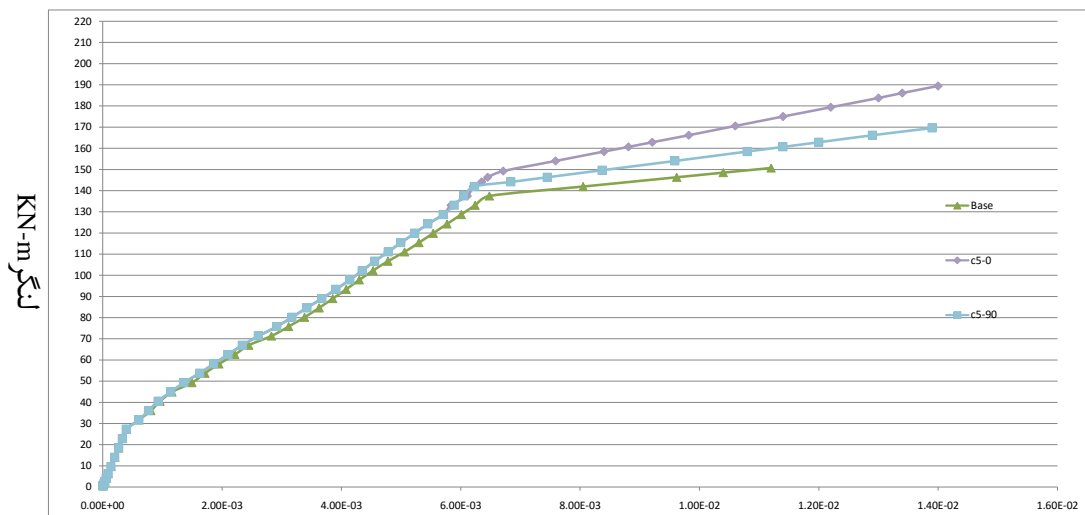


شکل ۶-۲۴- تنش در المانهای بتن در آخرین زیرگام بارگذاری نمونه  $C_{5-0}$





شکل ۶-۲۵- تنش در المانهای بتن در آخرین زیرگام بارگذاری نمونه C5-90



دوران Rad

شکل ۶-۲۶ نمودار لنگردوران نمونه های  $C_{5-0}$  و  $C_{5-90}$  منطق بر نمونه مبنای Base

## ۸-۶- خلاصه و نتیجه گیری و پیشنهادها:

### ۸-۶-۱- خلاصه

هدف اصلی از انجام پایان نامه حاضر، افزایش شکل پذیری اتصالات بتن آرمه با استفاده از ورقه های FRP بوده است. به منظور بررسی تاثیرات استفاده از این ورقه ها بر رفتار اتصالات، نمونه های متعددی تعریف گردید. برای نیل به هدف مورد نظر لازم بود این نمونه ها تحلیل گردند. به این جهت نرم افزار ANSYS برای مدل سازی غیر خطی اتصالات مورد نظر انتخاب گردید. قابلیت های کاربردی و مناسبی که در این نرم افزار وجود دارد سبب شده است که بسیاری از مسائل پیچیده توسط آن مدل سازی شده و مورد تجزیه و تحلیل قرار گیرد.

بتن آرمه ماهیتاً به جهت توام شدن رفتار غیر خطی بتن و فولاد و مسائلی از قبیل ترک خوردگی و خرد شدگی بتن رفتار نسبتاً پیچیده ای دارد. در نرم افزارهای غیر خطی اجزاء محدود برای بررسی رفتار بتن، مدل های ترک خوردگی مختلفی در نظر گرفته می شود. یکی از این مدل ها در نرم افزار ANSYS با مدل پلاستیسیته معروف ویلیام-وارنک، مطرح گردیده است. در بیان ساده می توان گفت: این مدل ۵ پارامتری رفتار بتن آرمه را با دسته ای از پارامترهای ریاضی شبیه سازی می کند. شناخت این پارامترها و آشنایی با مدل یاد شده، از مهمترین مراحل انجام پایان نامه حاضر بود. به بیان دیگر صحت مدل سازی نمونه هایی که در این پایان نامه مورد بررسی واقع شده اند، بایستی مانند هر تحقیق مشابه دیگر ابتدا به تایید می رسید. قرارگیری عضو بتن آرمه در مجاورت کامپوزیت ها در این پایان نامه به اهمیت این

مساله افزوده است به این منظور کالیبراسیون مدل مورد استفاده به صورت زیر انجام گرفت.

مدل سازی و تحلیل غیر خطی یک اتصال تقویت شده با ورقه های FRP و مقایسه نتایج تحلیل آن با نتایج بدست آمده در آزمایشگاه. در این قسمت نکات خاصی در مورد مدل سازی ورقه های FRP مورد بررسی و دقت گرفت که تا آنجا که در دسترس نگارنده قرار داشت، در سایر تحقیقات توجهی به آنها نشده بود. از طی این روند که حدود ۱۲ ماه به طول انجامید، مهمترین نتیجه ای که بدست آمد، اطمینان از صحت مدل های ساخته شده بعدی بود.

پس از این مرحله نمونه مبنا با مشخصات زیر تعریف شد.

نمونه مبنای Base: این نمونه یک اتصال با تیر ضعیف (آرماتور طولی در حد  $0.3\rho_{max}$ ) و ستون قوی و جزئیات آرماتور گذاری برشی با در نظر گرفتن ضوابط مربوط به مناطق زلزله خیز در فصل ۲۱ آیین نامه ACI318 بود.

در این گام حالت های مختلفی برای تقویت اتصالات مبنا با استفاده از ورقه های FRP تعریف شد که هدف از تقویت با این حالت ها افزایش شکل پذیری اتصال مبنا بود.

## ۶-۸-۲- نتایج تقویت اتصال مبنای Base (اتصال با تیر ضعیف، ستون قوی و

### جزئیات آرماتور گذاری آیین نامه ای در تیر و ستون)

۱- استفاده از ورقه های FRP به صورت Box در تیر در مورد این نوع تقویت چند نکته از نتایج آنالیزهای انجام شده قابل ذکر هستند.

الف) کاهش شکل پذیری نمونه C<sub>3-0</sub> نسبت به اتصال مبنای Base

ب) افزایش مقاومت خمشی نسبت به نمونه مبنا بین ۱۴ تا ۲۳ درصد.

ج) افزایش شکل پذیری نمونه C<sub>3-90</sub> نسبت به اتصال مبنای Base

علاوه بر نتایج فوق با بررسی جمیع نتایج بدست آمده در قسمت های بعد به نظر می رسد ضخامت و مدول الاستیسیته ورقه FRP به کار رفته کم بوده است و گرنه مقطع بحرانی جدید می توانست به حالت گیرداری در انتهای تیر نزدیک شود، که در آن صورت، شرایط شکل پذیر شدن اتصالات مورد بحث قطعاً فراهم می گردید.

۲- استفاده از ورقه های تقویت در دو طرف تیر: از تحلیل اتصالاتی که به این شکل

تقویت گردیدند، نتایج زیر بدست آمد:

الف: افزایش شکل پذیری بین ۲۳ تا ۳۱ درصد.

ب: افزایش مقاومت خمشی بین ۱۹ تا ۳۲ درصد.

ج: مقطع بحرانی در تمام این نمونه ها در بر ستون واقع بود.

شایان ذکر است که در نمونه مبنای Base ضوابط فصل ۲۱ آئین نامه در مورد آرماتور گذاری برشی اتصال رعایت شده است؛ اما نتایج این بخش از پایان نامه نشان داد که رفتار ورقه های تقویت به کار رفته تقریباً شبیه آرماتورهای برشی انتهایی تیر است و

سبب افزایش شکل پذیری اتصال می گردد (این نوع تقویت از این نظر یک حاشیه ایمنی علاوه بر ضوابط ACI بوجود آورده است).

ه : تغییر در جهت قرار گیری الیاف که سبب تغییر در مدول الاستیسیته ورقه تقویت در راستای طولی تیر گردید (به گونه ای که الیاف عمود بر محور طولی تیر بودند)، سبب افزایش شکل پذیری نسبت به نمونه های مشابه گردید. به این ترتیب می توان گفت استفاده از FRP نرم تر (با مدول الاستیسیته کمتر) در این نوع تقویت سبب افزایش شکل پذیری می گردد.

۳- استفاده از ورقه های FRP به صورت تقویت تیر و ستون سبب جبران ضعف ناشی از کمبود آرماتورهای عرضی ستون در نمونه های مورد بحث گردیده است.

## جمع بندی مطالب فصل:

- ۱- در ۹۳ درصد از نمونه های مورد بررسی شکل پذیری اتصال نسبت به نمونه مینا در حدود ۹ تا ۳۶ درصد افزایش داشته است.
- ۲- در تمام نمونه ها مقاومت خمشی اتصال بین ۸ تا ۳۲ درصد افزایش نشان داده است.
- ۳- بیشترین افزایش مقاومت خمشی مربوط به نمونه C1-0 می باشد.
- ۴- بیشترین افزایش شکل پذیری مربوط به نمونه C5-90 می باشد .
- ۵- استفاده از الیاف در راستای محور طولی تیر سبب افزایش مقاومت خمشی گردید.
- ۶- استفاده از الیاف در راستای عمود بر محور طولی تیر سبب افزایش شکل پذیری گردید.
- ۷- تقویت هسته اتصال در ستون سبب افزایش شکل پذیری گردید.

بدون شک هر تحقیق که با هدفی خاص آغاز می شود در طی روند انجام، با مسائل گوناگونی روبرو است که دامنه فعالیت‌های صورت گرفته در آن تحقیق را محصور می کنند. در این پایان نامه علاوه بر این مساله، عوامل مختلفی که در تعریف و پیشبرد مسائل مورد بررسی در این تحقیق دخالت داشتند، سبب شده است که پایان نامه حاضر در همین حد ارائه گردد. به طوری که با وجود مدل های متعددی که در این پایان نامه مورد بررسی قرار گرفتند، شاید بتوان آن را مقدمه ای برای یک فعالیت محققانه بسیار وسیع تر، جامع تر و کاربردی تر دانست. پس از طی روندی که پایان نامه حاضر ثمره پیمودن آن است، به نظر می رسد می توان در دو زمینه مجزا از هم این تحقیق را ادامه داد که ذیلاً به آنها پرداخته می شود.

۱- معیار پنج پارامتری ویلیام-وارنک برای اعضاء خمشی که در صد آرماتور طولی آنها زیاد است با مشکلاتی روبرو است، هر چند در این پایان نامه بر اساس تحقیقات موجود، راه حل هایی برای این مشکلات ارائه شد. اما استفاده از مدل های دیگر یا در صورت امکان استفاده از نرم افزارهای مشابه برای تحلیل غیر خطی اعضاء بتن آرمه توصیه می شود.

۲- در نظر گرفتن چسبندگی کامل بین آرماتورها و بتن و نیز بین بتن و ورقه های FRP و بتن، در مسائل مورد بررسی از مواردی است که می تواند دقت آنالیزها را تحت تاثیر قرار دهد. راه حل موجود که محققین آن را توصیه می کنند استفاده از المان های تماسی است. استفاده از این راه حل برای هر مساله مورد نظر امر بسیار دشواری است.



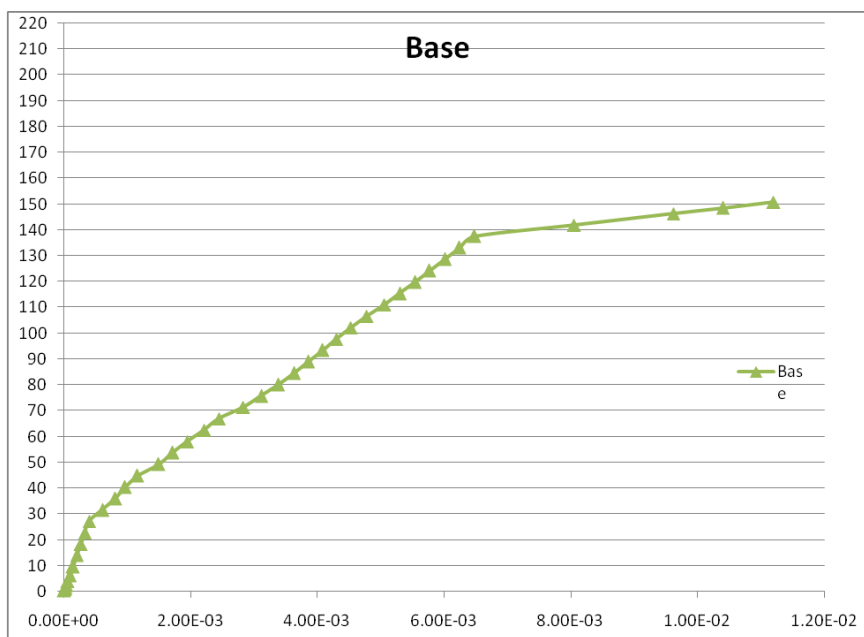
به نظر می رسد توسعه روابطی برای استفاده از المان های ساده تر یا اصلاح خصوصیات المان های موجود برای بتن و آرماتورها، به گونه ای که لااقل در مسائل اصلی مانند خمش مورد استفاده باشند، پیشنهاد می گردد.

۳- در مورد تقویت اتصالات مانند اتصال مبنای Base لازم است در حالاتی از تقویت ، ضخامت و مدول الاستیسیته ورقه های FRP تقویت کننده تغییر کند و به این ترتیب نمونه های دیگر مورد بررسی قرار گیرند.

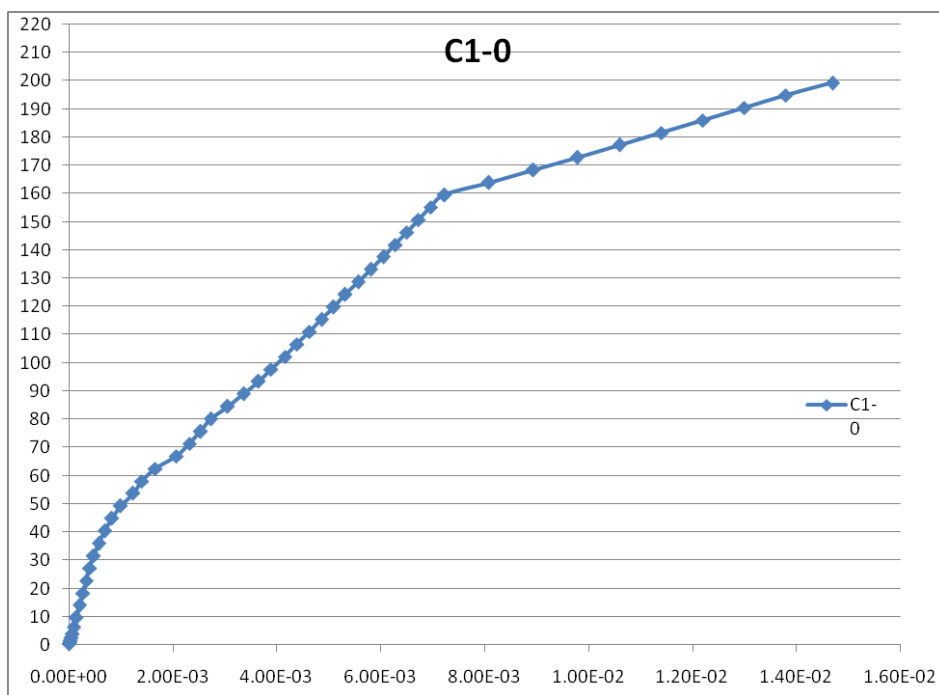
۴- پیشنهاد می شود تاثیر ورقه های تقویت به کار رفته، بر لغزش مهاری آرماتورهای طولی تیر و مقدار و توزیع تنش پیوستگی در کنار آنها با ساخت مدل های بیشتر با دقت بیشتر مورد بررسی قرار گیرد.

۵- نتایج بدست آمده در این تحقیق از آنالیز یک دسته اتصال با ابعاد خاص حاصل شده اند. از طرف دیگر بعضی از شکل های تقویت به کار رفته در این تحقیق، تنها جنبه تئوریک و مقایسه ای دارند. بنابراین پیشنهاد می گردد نمونه های دیگری با گستردگی بیشتر ابعاد و آرماتورگذاری به گونه ای که در ساختمان های امروزی متداول است، انتخاب شوند؛ سپس نمونه ها بر اساس تحلیل های صورت گرفته در این پایان نامه، و با در نظر گرفتن نواحی ممکن و در دسترس برای تقویت اتصالات شکل هایی برای تقویت اتصالات در نظر گرفته شود.

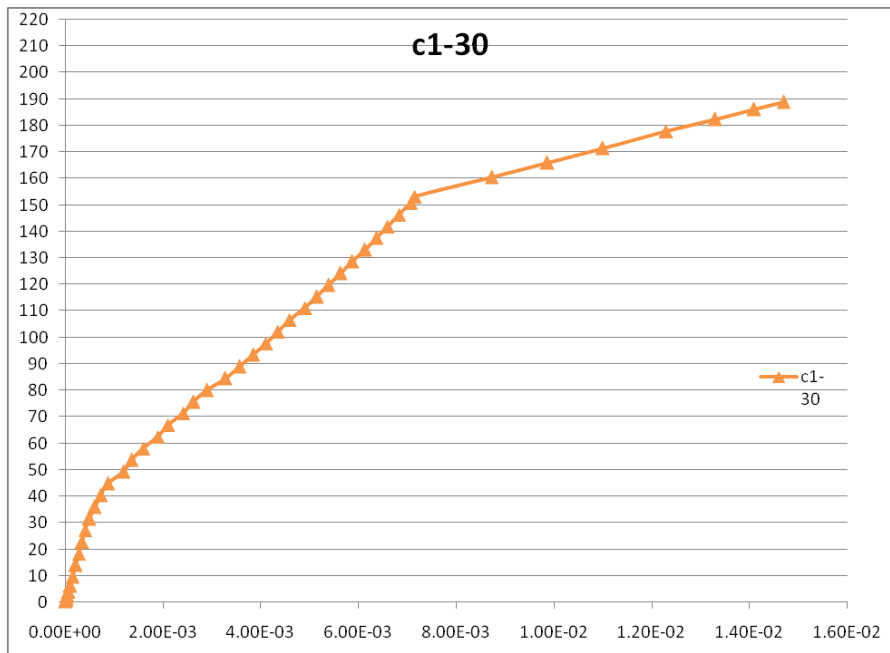
۶- به نظر می رسد با تغییر طول الیاف استفاده شده در تقویت نمونه Base بتوان نمونه های بیشتری را جهت تقویت و بررسی تعریف نمود.



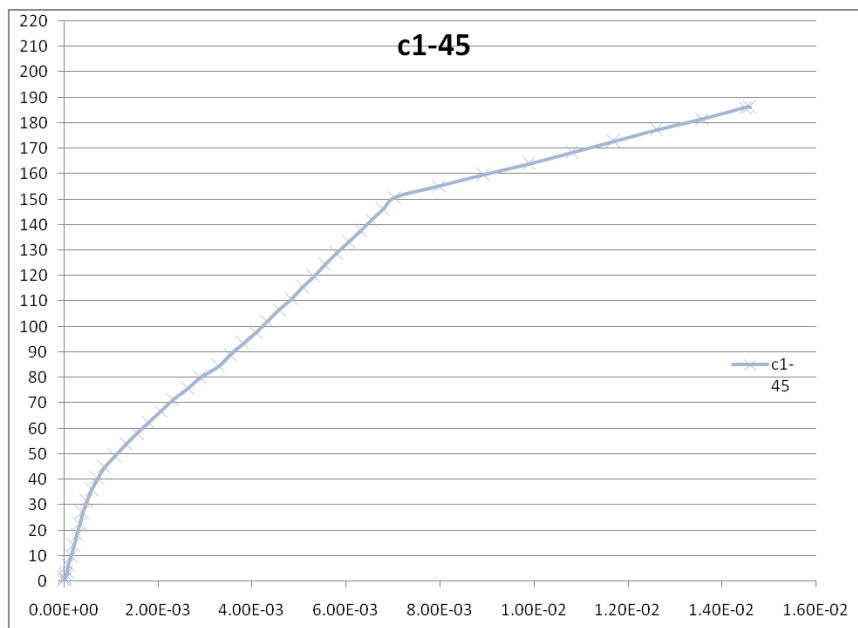
شکل ۶-۲۷ منحنی لنگر دوران نمونه Base



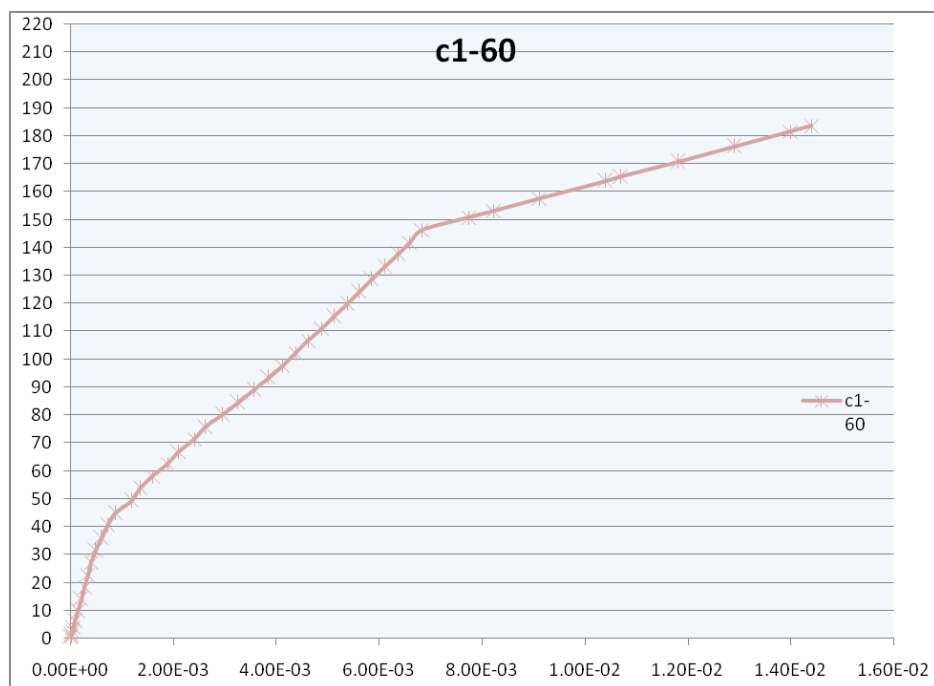
شکل ۶-۲۸ منحنی لنگر دوران نمونه C1-0



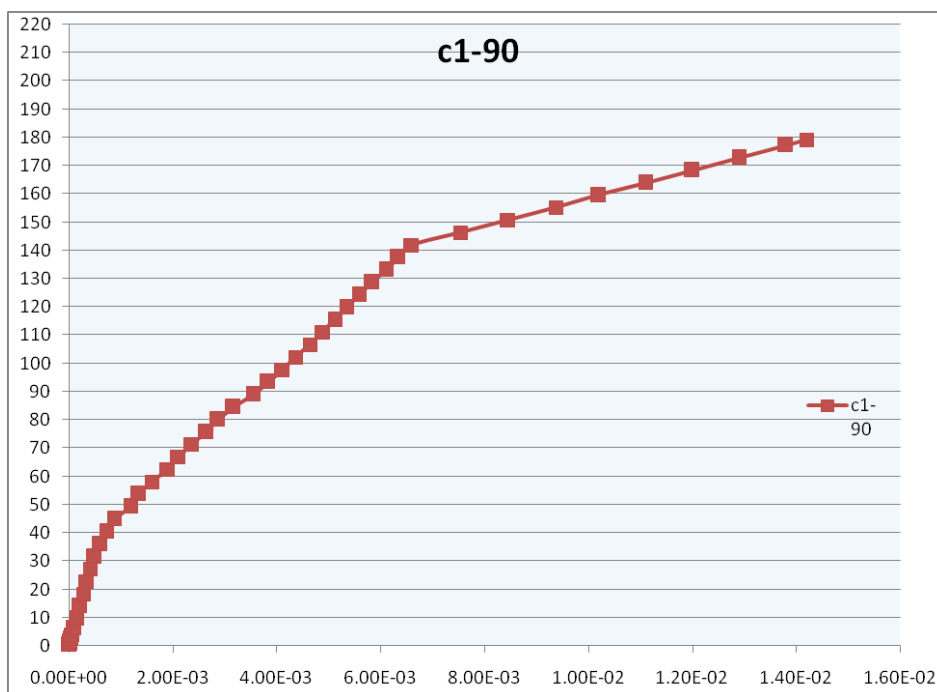
شکل ۶-۲۹ منحنی لنگر دوران نمونه C1-30



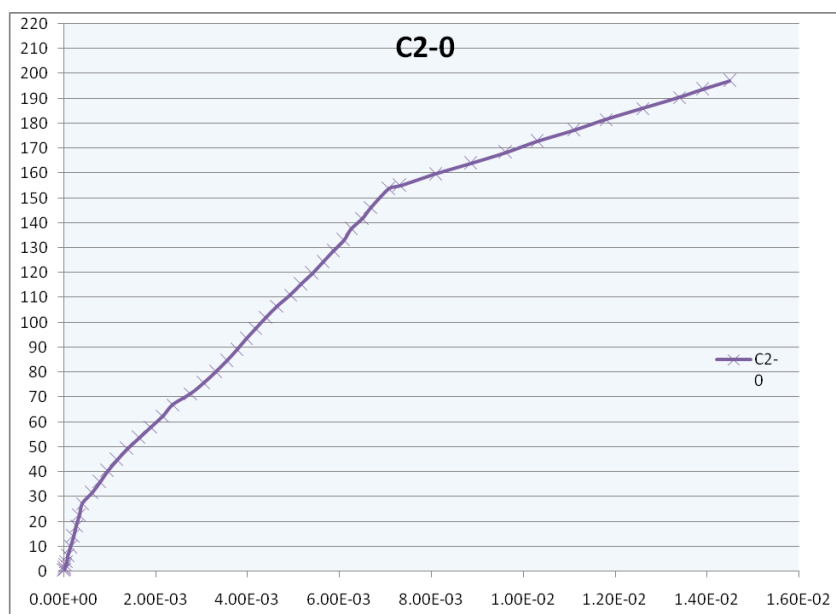
شکل ۶-۳۰ منحنی لنگر دوران نمونه C1-45



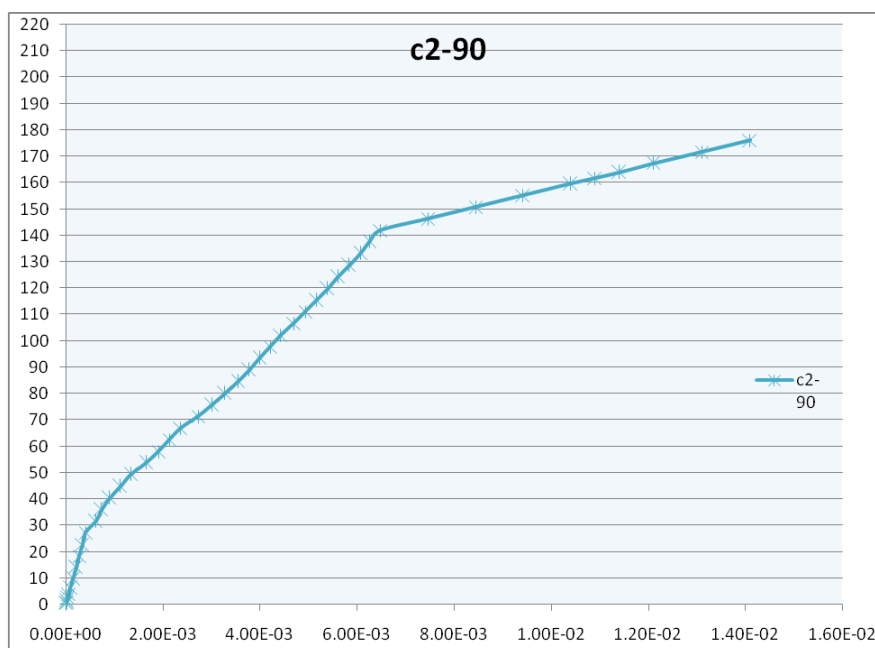
شکل ۳۱-۶ منحنی لنگر دوران نمونه C<sub>1-60</sub>



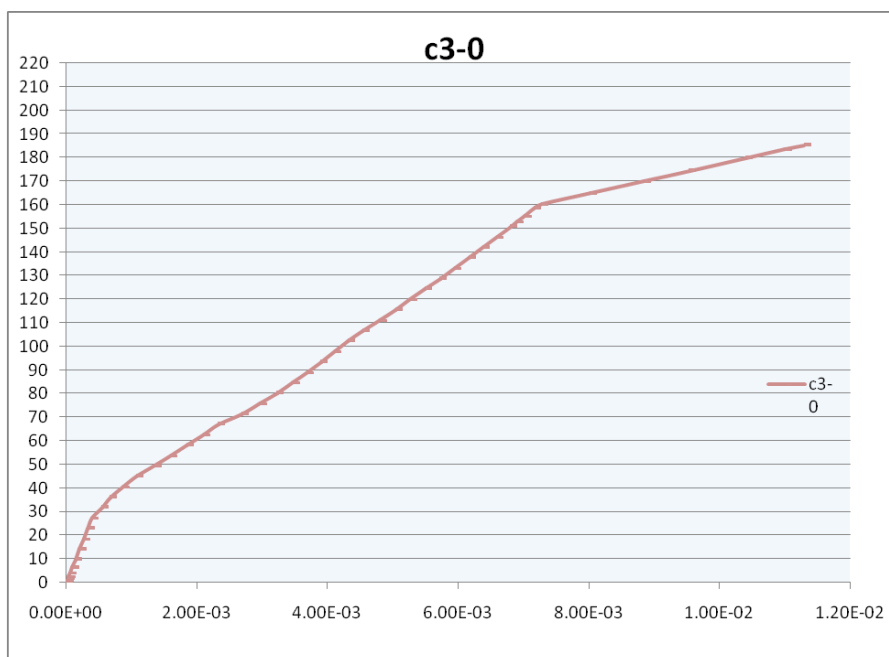
شکل ۳۲-۶ منحنی لنگر دوران نمونه C<sub>1-90</sub>



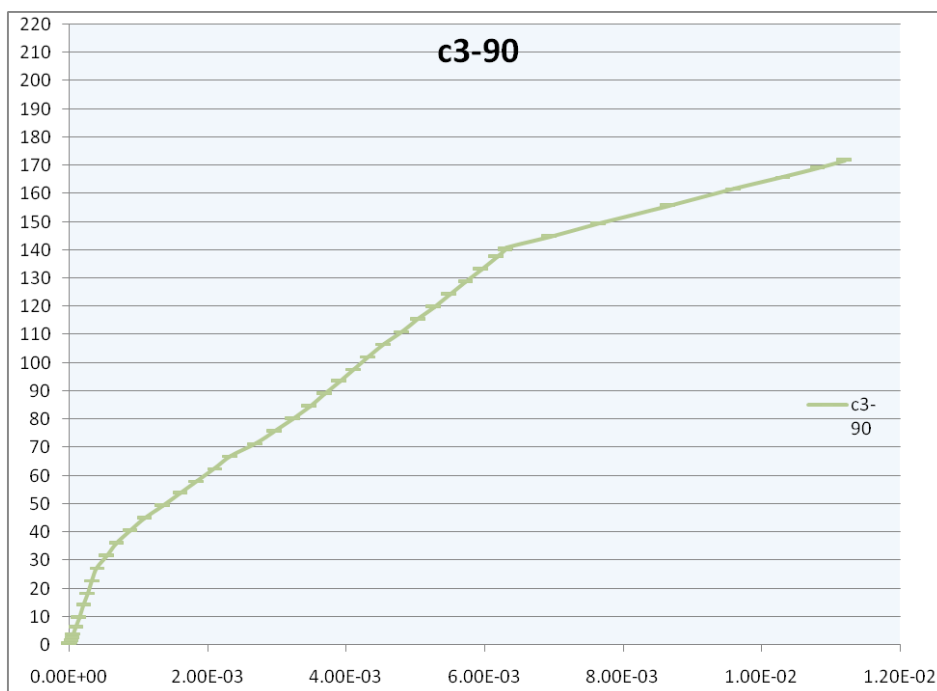
شکل ۳۳-۶ منحنی لنگر دوران نمونه C2-0



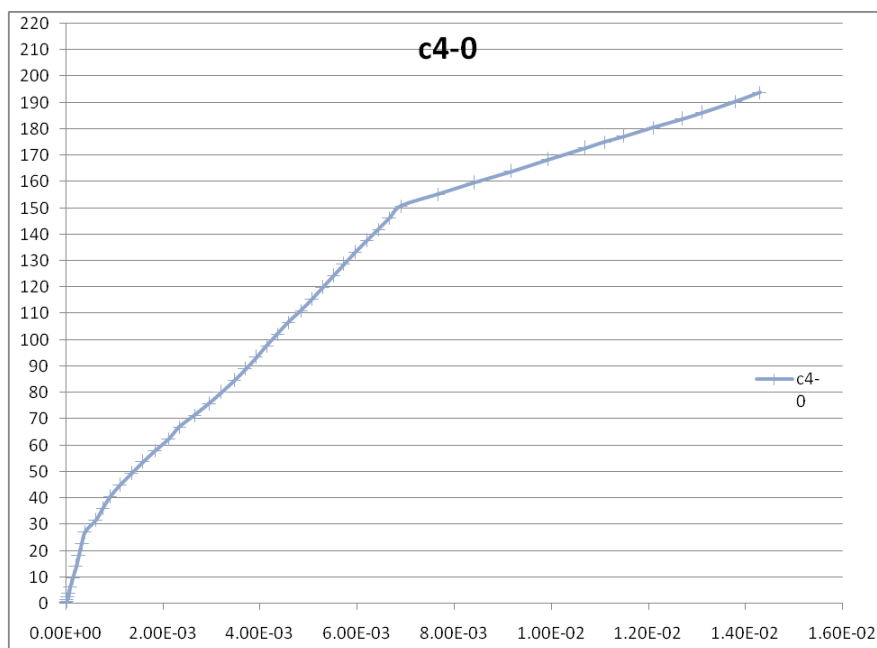
شکل ۳۴-۶ منحنی لنگر دوران نمونه C2-90



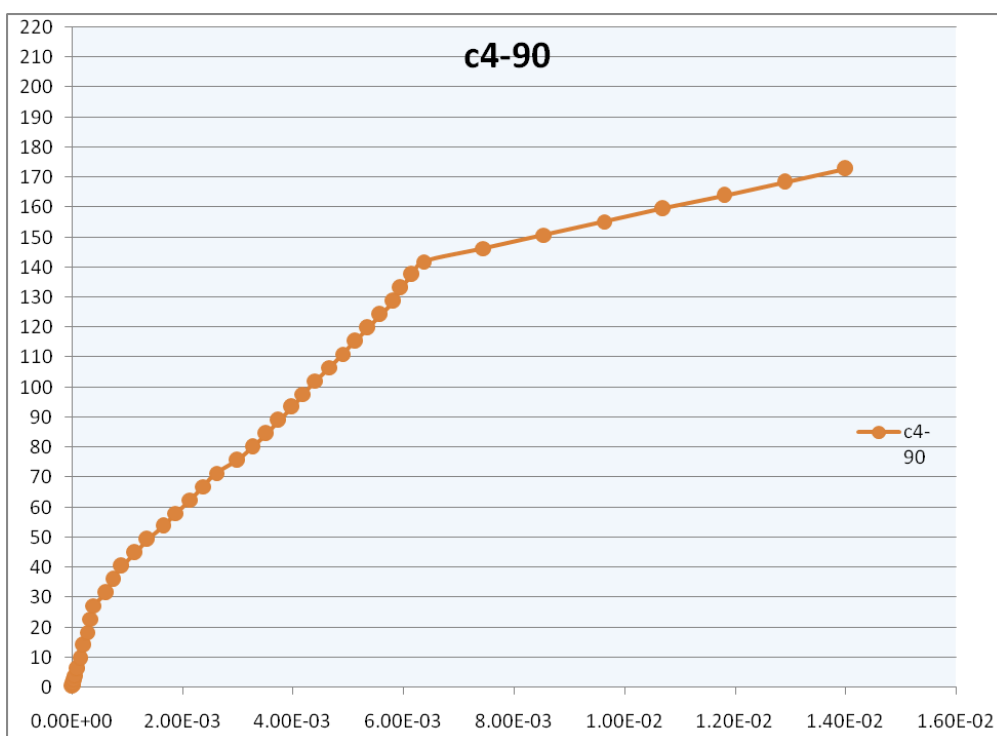
شکل ۳۵-۶ منحنی لنگر دوران نمونه C<sub>3-0</sub>



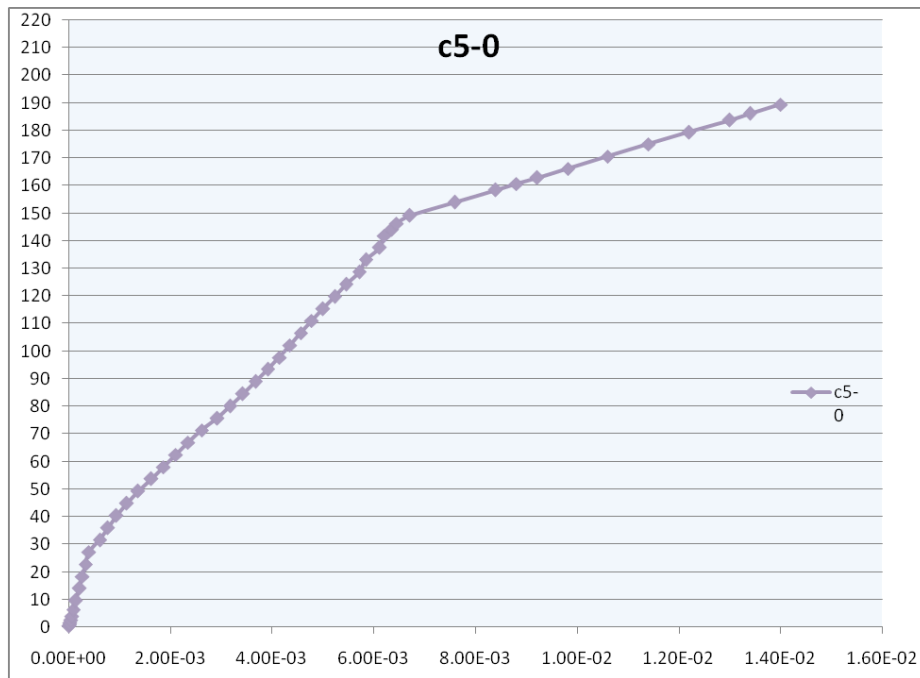
شکل ۳۶-۶ منحنی لنگر دوران نمونه C<sub>3-90</sub>



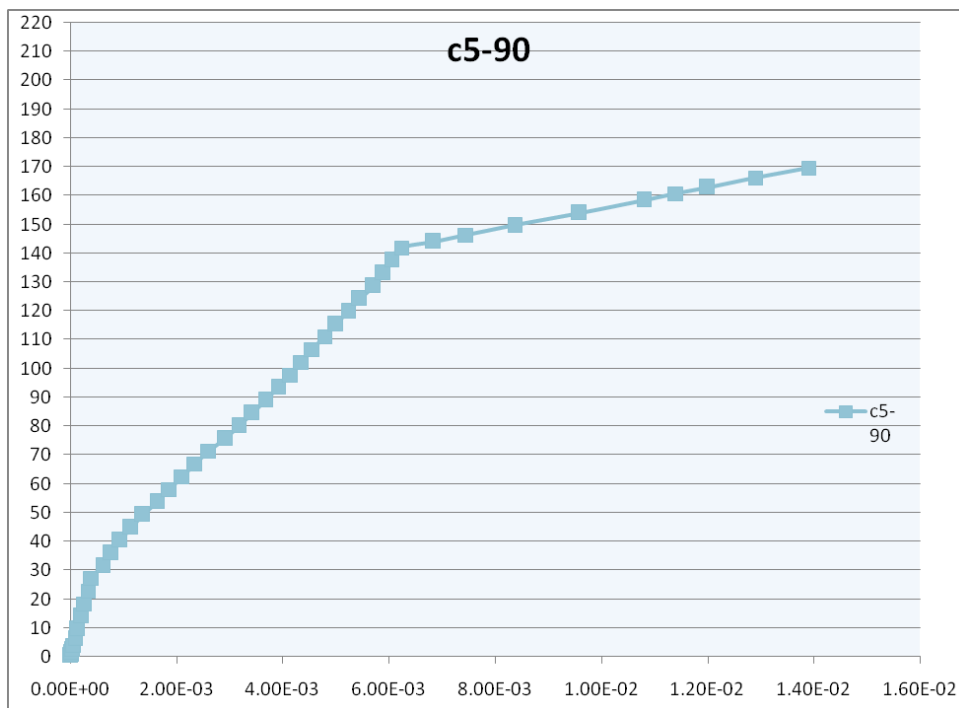
شکل ۳۷-۶ منحنی لنگر دوران نمونه C4-0



شکل ۳۸-۶ منحنی لنگر دوران نمونه C4-90



شکل ۳۹-۶ منحنی لنگر دوران نمونه C5-0



شکل ۴۰-۶ منحنی لنگر دوران نمونه C5-90



معیار پنج پارامتری ویلام وارنک<sup>۱</sup>

در این معیار پنج پارامتری که در سال ۱۹۷۴ توسط ویلام وارنک ارائه شده است، یال های کشش و فشاری به صورت سهمی های درجه دو تعریف می شود.

$$(۱-۱) \quad \sigma_m = a_0 + a_1 \rho_t + a_2 \rho_t^2$$

$$(۲-۱) \quad \sigma_m = b_0 + b_1 \rho_c + b_2 \rho_c^2$$

به طوری که  $\sigma_m = \frac{I_1}{3}$  تنش متوسط است و  $p_c$ ,  $p_t$  به ترتیب مولفه های تنش هستند که بر محور

هیدرواستاتیک در  $\theta = 0^\circ$  و  $(\theta = 60^\circ)$  عمودند، در روابط فوق تمام تنش ها با  $f'_c$  نرمال شده اند. با توجه به مشخصات رویه گسیختگی یال های فوق در یک نقطه روی محور هیدرواستاتیک به همدیگر می رسند. بنابر این :  $a_0 = b_0$

پنج پارمتر فوق توسط پنج آزمایش تعیین می شود. سپس یال های کششی و فشاری فوق توسط داده های تجربی تعیین شده و مقطع عرضی رویه توسط منحنی های مناسبی که این دو یال را به هم متصل می کند تشکیل می شود. ویلام و وارنک از قطعه منحنی بیضوی برای اتصال یالها استفاده کردند. با استفاده از تقارن سه محوری، کافی است که این منحنی فقط برای محدوده  $(0 \leq \theta \leq 60^\circ)$  تعریف شود. معادله بیضوی بر حسب  $p_c$ ,  $p_t$  در مختصات قطبی و در صفحات انحراف آور به صورت زیر است:

$$(۳-۱) p(\theta) = \frac{2\rho_c(\rho_c^2 - \rho_t^2)\cos\theta + \rho_c(2\rho_t - \rho_c)[4(\rho_c^2 - \rho_t^2)\cos^2\theta + 5\rho_t^2 - 4\rho_1\rho_c]}{4(\rho_c^2 - \rho_t^2)\cos^2\theta + (\rho_c - 2\rho_t)^2} \quad 0 \leq \theta \leq 60^\circ$$

<sup>۱</sup> Willam Warnke Criterion

دو حالت حدی در رابطه (۳-۱) دیده می شود. یکی اینکه برای  $\frac{P_t}{p_c} = 1$  بیضی به دایره تبدیل

می شود. دیگر اینکه برای  $\frac{P_t}{p_c} = 0.5$  مقطع روبه به مثلث تبدیل می شود که گوشه های آن در

یالهای فشاری ایجاد می شوند. بنابر این تحدب و نرمی منحنی گسیختگی در صفحات انحراف آور

وقتیکه نسبت  $\frac{P_t}{p_c}$  در محدوده  $0.5 < \frac{P_t}{p_c} < 1$  قرار داشته باشد، تامین می شود. رابط (۱-۱) و

(۲-۱) و (۳-۱) معیار گسیختگی ویلام وارنک را به طور کامل تعریف می کنند.

پارامترهای  $a_0, a_1, a_2, b_1, b_2$ ، از آزمایشهای حالتی گسیختگی زیر بدست می آیند:

۱- آزمایش مقاومت فشاری تک محوری  $f'_c$

۲- آزمایش مقاومت کششی تک محوری  $f'_t = 0.1 f'_c$

۳- آزمایش مقاومت فشاری دو محوری مساوی  $f'_{bc} = 1.15 f'_c$

۴- آزمایش مقاومت فشاری دو محوری همراه با فشار جانبی

$$\rho_t = 2.77 f'_c, \sigma_{mc} = 1.95 f'_c (\sigma_1) \sigma_r = \sigma_r$$

۵- آزمایش مقاومت فشاری دو محوری همراه با فشار جانبی

$$\rho_t = 3.461 f'_c, \sigma_{mt} = 3.9 f'_c (\sigma_1, \sigma_r) \sigma_r$$

مقادیر زیر برای پارامترها بدست می آید:

$$a_0 = 0.1025, a_1 = -0.8403, a_r = -0.0910, b_1 = -0.4507, b_r = -0.10$$

## پیوست ۲

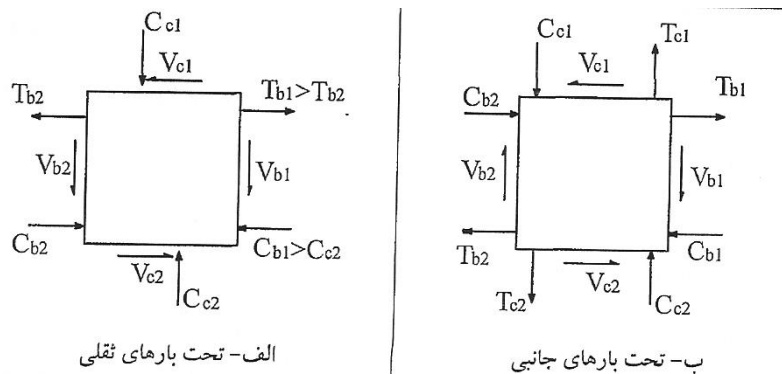
### ۱- نیروهای طراحی:

هر اتصال باید بتواند کلیه نیروهای مورد نظر در بارگذاری های ثقیلی، جانبی و حرارتی و همچنین تاثیرات ثانویه بارهای فوق را به خوبی تحمل کند. در اتصالات نوع ۲ نیروهای طراحی که اعضاء به اتصال می دهند. مساوی نیروهای بدست آمده از یک تحلیل معمولی نیستند بلکه باید نیروهای بدست آمده از ظرفیت اسمی اعضاء بدون ضرایب کاهش ظرفیت در نظر گرفته شود. در اتصالات بتن آرمه مقدار تنش ایجاد شده در آرماتورهای کششی برابر  $\alpha f_y$  در نظر گرفته می شود. که  $\alpha$  ضریب تنش نام دارد. این ضریب بر اساس آیین نامه ACI به صورت زیر تعیین می شود.

این ضریب بر اساس آیین نامه ACI به صورت زیر تعیین می شود.

$$\alpha \geq 1 \quad \text{اتصالات نوع ۱}$$

$$\alpha \geq 1/25 \quad \text{اتصالات نوع ۲}$$



شکل پ ۱-۲ نیروهای روی اتصال

### ۲- طرح برشی اتصال:

مقدار برش موجود  $V_u$  برای طرح اتصالات در یک مقطع افقی در وسط ارتفاع اتصال محاسبه می شود در طراحی اتصال باید رابطه روبرو ارضاء شود.

$$(۱-۲) \quad \phi V_n \geq V_u$$

در این رابطه  $\phi$  ضریب کاهش ظرفیت و برابر  $0.85$  است و  $V_u$  ظرفیت برشی اسمی اتصال است مقدار  $V_n$  از رابطه (۲-۲) محاسبه می شود.

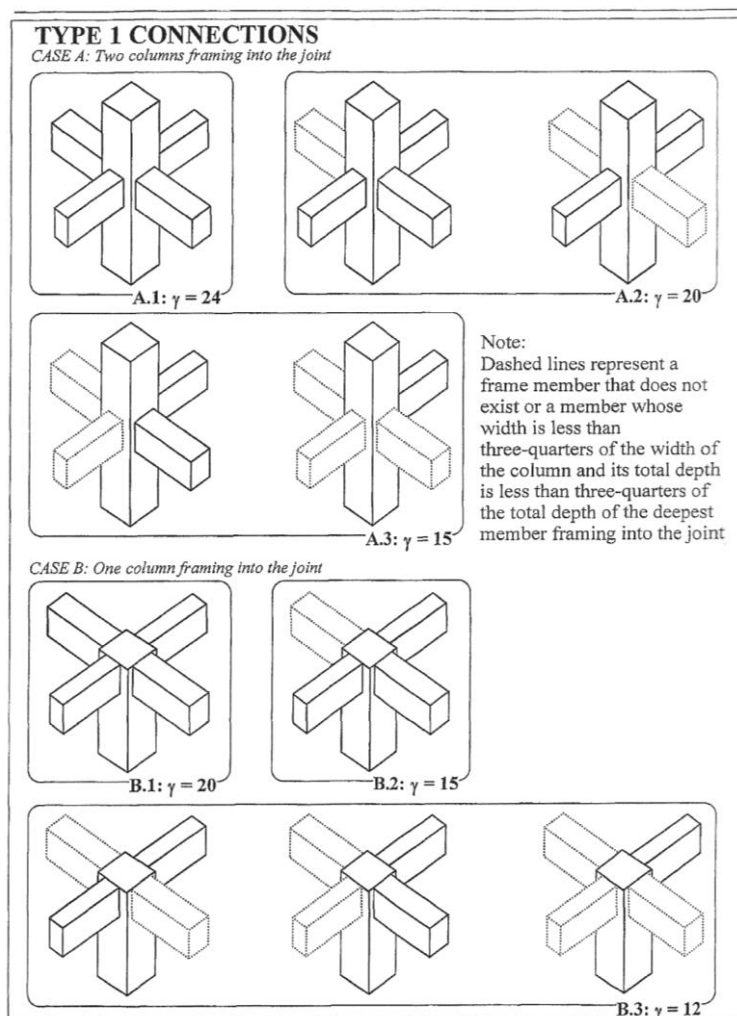
$$V_n = 0.83\gamma\sqrt{f'_c}bjh \text{ (mpa)}$$

H: ضخامت  $b_j$ : عرض متوسط اتصال که

$$\frac{\text{عرض ستون} + \text{عرض تیر}}{2}$$

$$= b_j = \frac{b_b + b_c}{2}$$

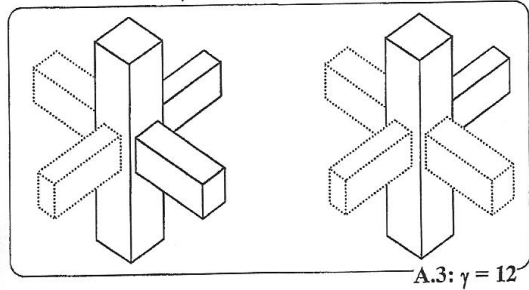
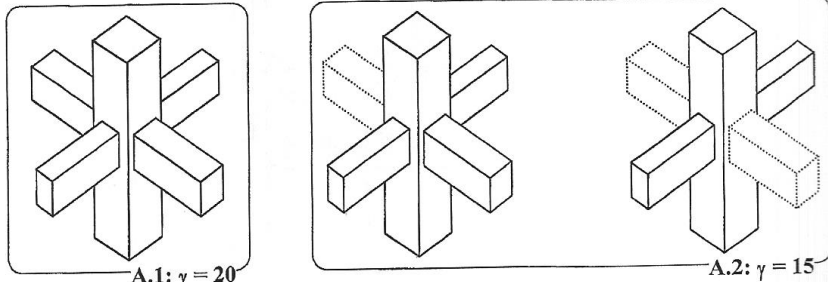
در این رابطه  $b_b$  عرض تیر در جهت برابر و  $b_c$  عرض ستون می باشد که در رابطه (۲-۲) مقدار  $\gamma$  ضریب ثابتی است که بر اساس نوع اتصال و شکل و موقعیت قرار گیری آن ها تفاوت می کند. در اشکال زیر مقدار  $\gamma$  مشخص شده است.



شکل پ ۲-۲ مقدار  $\gamma$  برای اتصالات تیپ ۱

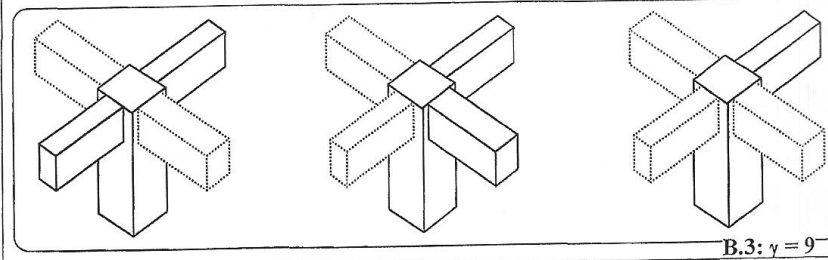
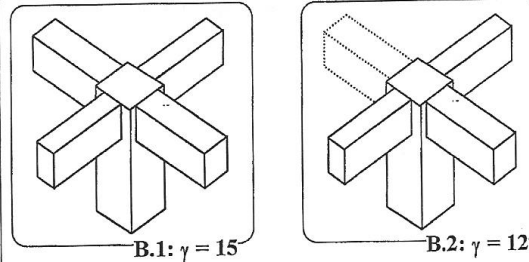
## TYPE 2 CONNECTIONS

CASE A: Two columns framing into the joint



Note:  
Dashed lines represent a frame member that does not exist or a member whose width is less than three-quarters of the width of the column and its total depth is less than three-quarters of the total depth of the deepest member framing into the joint

CASE B: One column framing into the joint



شکل پ ۲-۳ مقدار  $\gamma$  برای اتصالات تیپ ۲

### ۳- طرح خمشی اتصال:

اصول طراحی خمشی اتصالات در ACI-318 آمده که به ترتیب زیر می باشد:

جمع لنگرهای خمشی اسمی حداقل قابل تحمل برای ستون های پایین و بالای اتصال نباید از ۴ برابر جمع لنگرهای خمشی اسمی قابل تحمل برای تیرهای اتصال کمتر باشد در مورد اتصالات تیپ

۱ چنین محدودیتی وجود ندارد.

#### ۴- طول میلگردهای داخل اتصال:

مقطع بحرانی برای محاسبه طول توسعه یافته آرماتور تیر به داخل اتصال برای ۱ در بر ستون و برای ۲ در لبه خارجی هسته ستون در نظر گرفته شده این مسئله به جهت آن است که در بار زلزله عموماً اتصال تیپ ۲ برای تحمل آن طرح می شود. تحقیقات نشان داده که پوشش بتن بر روی میلگردهای طولی ستون در لحظات اول فرو می ریزد. [۱۴]

#### ۵- طول مهاری:

در مورد طول مهاری آرماتورهای حلقه شده  $Idh$  در دو نوع اتصال تیپ ۱ و ۲ آیین نامه ACI 352 به ترتیب در دو رابطه متفاوت زیر ارائه گردیده است.

$$Idh = \frac{fydb}{\beta\sqrt{f'_c}} \text{ mpa} \quad (۴-۲)$$

$$Idh = \frac{\alpha fydb}{\beta'\sqrt{f'_c}} \quad (۵-۲)$$

هم چنین در مورد طول مهاری آرماتورهای مستقیم ( $Ld$ ) در دو اتصال تیپ ۱ و تیپ ۲ ضوابط خاصی ارائه شده است. در اتصال تیپ ۱ ( $Ld$ ) از رابطه زیر حساب می شود.

$$Ld = \frac{fyAb}{53\sqrt{f'_c}} \text{ mpa} \quad (۶-۲)$$

در اتصال تیپ ۲ الزاماً باید آرماتور تیر به داخل ستون خم گردد. مگر آنکه قطر آرماتورهای تیرو ستون چنان انتخاب شوند که رابطه زیر برقرار باشد.

$$H \geq db \text{ (ارتفاع ستون) / (قطر آرماتور تیر)} \geq 20$$

$$H \geq dc \text{ (ارتفاع تیر) / (قطر آرماتور ستون)} \geq 20$$

این محدودیت به جهت محدود ساختن مقدار لغزش مهاری آرماتورها در ناحیه اتصال لحاظ شده اند.

## منابع و ماخذ:

[ ۱ ] طلائی طباء، سید بهزاد، شکل پذیری اتصالات بتن آرمه بوسیله تقویت بوسیله FRP، پایان

نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی اصفهان، پاییز ۱۳۸۲

[ ۲ ] سبحانی، جعفر، پیش بینی رفتار اتصالات بتن آرمه با استفاده از شبکه های مصنوعی، پایان

نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه اصفهان، زمستان ۱۳۸۰.

[3] Park, R. and Paulay, T.. *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons, 1974

[4] Mosallam, A., Chakrabati, P., Lau, E. and Elsanadedy, E., "Application of Polymer Composites in Seismic Repair and Rehabilitation of Reinforced Concrete Connections," *Internet File*. <http://srrs2.com/masallam/>

[5] Mostofinejad, D., "An Overview on FRP Reinforced Concrete as a Corrosion-Resistant Element in Offshore Structures," *4th International Conference on Coasts, Ports & Marine*, Nov. 2000

[6] Mosallam, A., Flaroun, M., Mossaad, M. and Zakaria, S., "Polymer Composites: Repair and Rehabilitation Materials for the New Era," *ICPCM - A New Era of Building*, Cairo, Egypt, February, 2003, pp. 18-20

[7] Saadatmanesh, H. and Ehsani, M. R., *Filter Composites in Infrastructure*, Proceeding of 2<sup>nd</sup> International Conference on Composites in Infrastructure, Vol. 1 & 2, Tucson, Arizona, USA, 1998.

[8] Kachlakev, D., Miller, T., Yim, S. and Chansawat, Kasidit, "Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Structures Strengthened with FRP Laminates," *Final Report for Oregon Department of Transportation Research Group*, Internet File, 2001.

[ ۹ ] نقیه، مجیدرضا، آیین نامه سازه های بتنی ACI318-95 و تفسیر ACI 318R-95، نشر ارکان،

اصفهان، ۱۳۷۷

[10] M. Fintel, "Ductility of Structural Element," *Handbook of Concrete Engineering*, 1974, Chapter 8, pp. 229-245.

[11] Parvin, A. and Granata, P., "Use of FRP Overlays at Beam-Column Connections," *Proceeding of 2<sup>nd</sup> International Conference on Composites in Infrastructure*, Vol. 1, pp. 213-220, 1998.

- [12] Parvin, A. and Granata, P., "Numerical Study of Structural Joints Reinforced With Composite Fabrics;" *Structures and Materials* 1993, pp. 411-421.
- [13] Parvin, A., and Granata, P., "An Experimental Study on Kevlar Strengthening of Beam-Column Connections," *Composites: Part B*, No. 53, 2001, pp. 163-171.
- [14] ACI 352R-91, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures," *ACI Manual of Practice*, 2000.
- [15] Mosallam, A. S., "Strength and Ductility of Reinforced Concrete Moment Frame Connections Strengthened with Quasi-Isotropic Laminates," *Composites: Part B*, No. 31, 2000, pp. 481-497.
- [16] Paulay T. and Priestley, M. J. N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley and Sons, New York, 1992.
- [17] Meinheit, Donald F. and Jirsa, James O., "Shear Strength of R/C Beam-Column Connections," *ASCE*, Vol. 107, No. ST11, 1981, pp. 2229-2243.
- [18] Ehsani, M. R. and Wight J. K., "Exterior Reinforced Concrete Beams-to-Column Connections Subjected to Earthquake-Type Loading," *ACI Journal*, 1985, pp. 492-499.
- [19] Ueda, T., Lin, I. and Hawkins, N. M., "Beam Bar Anchorage in Exterior Column-Beam Connections;" *ACI Journal*, 1987, pp. 412-422.
- [20] Abrams, Daniel, P., "Scale Relation for Reinforced Concrete Beam-Column Joints," *ACI Structural Journal*, 1987, pp. 502-512.
- [21] Soroushian, P., Obaseki, K., Nagi, M. and Rojas, Maximo C., "Pullout Behavior of Hooked Bars in Exterior Beam-Column Connections." *ACI Structural Journal*, V. 85, No. 6, 1988, pp. 269-279.
- [22] Russo, G., Zingone, G., Romano, F., "Analytical Solution for Bond-Slip of Reinforced Bars in R. C. Joints" *Journal of Structural Engineering*, Vol. 116, No. 2, February, 1990, pp. 336-355.
- [23] Pantazopoulou, S. and Bonacci, J., "Consideration of Questions about Beam-Column Joints," *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 1, 1992, pp. 27-36.
- [24] Ha, G. J., Kim, J. K. and Chung, L. "Response of Reinforced High Strength Concrete Beam-Column Joints under Load Reversals," *ACI Magazine of Concrete Research*, Vol. 44, No. 160, 1992, pp. 175-184.
- [25] Tsonos, A. G., Tegos, I. A. and Penelis, G. Or., "Seismic Resistance of Type 2 Exterior Beam-Column Joints Reinforced with Inclined Bars," *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 1, 1992, pp. 3-12.



- [26] Alsiwat, Jaber M. and Saatcioglu, M., "Reinforcement Anchorage Slip under Monotonic Loading," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, No. 9, 1992, pp. 2421-2438.
- [27] Kramer, D. A. and Shahrooz, M., "Seismic Response of Beam-Column Knee Connections," *ACI Structural Journal* Vol. 91, No. 3, 1994, pp. 251-268.
- [28] Scott, R. H., "Intrinsic Mechanisms in Reinforced Concrete Beam-Column Connection behavior," *ACI Structural Journal* Vol. 93, No. 3, 1996, pp. 336-346.
- [29] Baglin, P. S. and Scott, R. H., "Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Beam-Column Connections." *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 6, 2000, pp. 886-894.
- [30] Hamil, S. J. and Scott, R. H., "Developments in High Strength Concrete Beam-Column Connection Design," Internet File: <http://www.webgeordie.co.uk/stephenham>
- [31] Hakuto, S., Park, R. and Tanaka, H., "Seismic Load Tests on Interior and Exterior Beam-Column Joints with Substandard Reinforcing Details," *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 1, 2000, pp. 11-25.
- [32] Parvin, A., and Granata, P., "External Fiber Composites Reinforcement of Concrete Structural Members," *Proceedings of the 8<sup>th</sup> Japan-US Conference on Composite Materials*, September 1998, pp. 942-940.
- [33] Parvin, A., and Granata, P., "Investigation on the Effects of Fiber Composites at Concrete Joints," *Composites: Part B*, No. 31, 2000, pp. 499-509.
- [34] ANSYS User's Manual, 11th Ed., SAS IP Inc., 2007.
- [35] Chen, W. F., *Plasticity in Reinforced Concrete*, McGraw-Hill, 1982, New York.

## چکیده

شکل پذیری سازه های بتن آرمه از مهم ترین مسائلی است که باید در طراحی این سازه ها مد نظر طراحان قرار بگیرد. در این راستا آیین نامه های طراحی سازه های بتن آرمه ضوابط خاصی را برای طراحی این سازه ها در مناطق زلزله خیز به منظور اطمینان از حصول شکل پذیری کافی در نظر می گیرند. در بین اجزای سازه ای اتصالات به دلایل گوناگون مهم ترین رکن سازه های بتن آرمه محسوب می شوند. از طرفی در اجزای سازه های بتن آرمه معمولاً اتصالات چندان مورد توجه واقع نمی شوند به گونه ای که ضوابط خاص آیین نامه ها در مورد اتصالات از قبیل آرماتور گذاری عرضی اتصال معمولاً رعایت نمی شود از این رو تقویت اتصالات و افزایش شکل پذیری آن ها از موارد مهم و مورد توجه محققین مختلف بوده است. در این پایان نامه هدف اصلی بررسی امکان افزایش شکل پذیری اتصالات بتن آرمه با استفاده از ورقه های FRP بوده است به این منظور ابتدا یک اتصال مبنا تعریف گردید. که با نام Base شناخته شد دارای تیر ضعیف و ستون قوی بود به گونه ای که آرماتور طولی تیر در حد  $\rho_{max} = 0.3$  و آرماتور طولی ستون در حد ۴٪ در نظر گرفته شد. در این اتصال ضوابط آیین نامه ACI در فصل ۲۱ (ضوابط خاص مربوط به مناطق زلزله خیز) در مورد آرماتور گذاری عرضی ناحیه اتصال به دقت رعایت شد.

در مرحله بعد برای تقویت اتصال مبنا حالات مختلفی در نظر گرفته شد در شکل های تقویت تعریف شده ورقه های FRP با طول های مختلف و زوایای مختلف در نظر گرفته شدند.

به این ترتیب برای تقویت اتصال مبنای Base ۱۳ حالت ایجاد شد پس از این مرحله نمونه های یاد شده در نرم افزار ANSYS مدل سازی و آنالیز غیر خطی شدند.

نتایج بدست آمده از آنالیزها نشان داد که در اتصالات تقویت شده مربوط به نمونه مبنای Base شکل پذیری در ۹۳٪ از نمونه ها بین ۹ تا ۳۶ درصد افزایش داشته است.

## **Abstract**

Ductility in connections is an indispensable requirement for all earthquake resistant RC structures.

Nevertheless , many existing RC structures suffer from lack of sufficient ductility in their connections due to lack of suitable and sufficient regulations in the old codes.

The major goal of the current study has been the ductility enhancement of RC connections with FRP overlays. To do so, 1 control specimens named "Base" were defined.

The longitudinal reinforcement of beam in the Base specimens is about  $0.3 \rho_{\max}$  and

The longitudinal reinforcement of the columns was considered about 4% and in the Base specimens it satisfied The shear capacity of the beams and general criteria of ACI for column stirrups. (ACI 318 – 99 ch.21)

In order to increase the ductility of the joints strengthening of the connections was carried out.

The strengthening plans were FRP overlays while each plan were designed with different length and thicknesses of FRP laminates. Totally 13 cases were defined for strengthening of Base specimens.

Strengthened cases were modeled with ANSYS program and the nonlinear analysis performed for each model.

The results indicated that the ductility of Base specimens strengthened. In 93% of cases ductility increased between 9% to 36%