

تقویت سازه های بتن آرمه باورقه های کامپوزیتی فیبری تقویت شده

FRP STRENGTHENED RC STRUCTURES

J.G.TENG- J.F.CHEN-S.T.SMITH-L.LAM ترجمه کتاب

POLYTECHNIC HONK KONG

رضا شاهمرادی، کارشناس ارشد سازه

ایمان الیاسیان، کارشناس ارشد سازه

فصل اول

مقدمه:

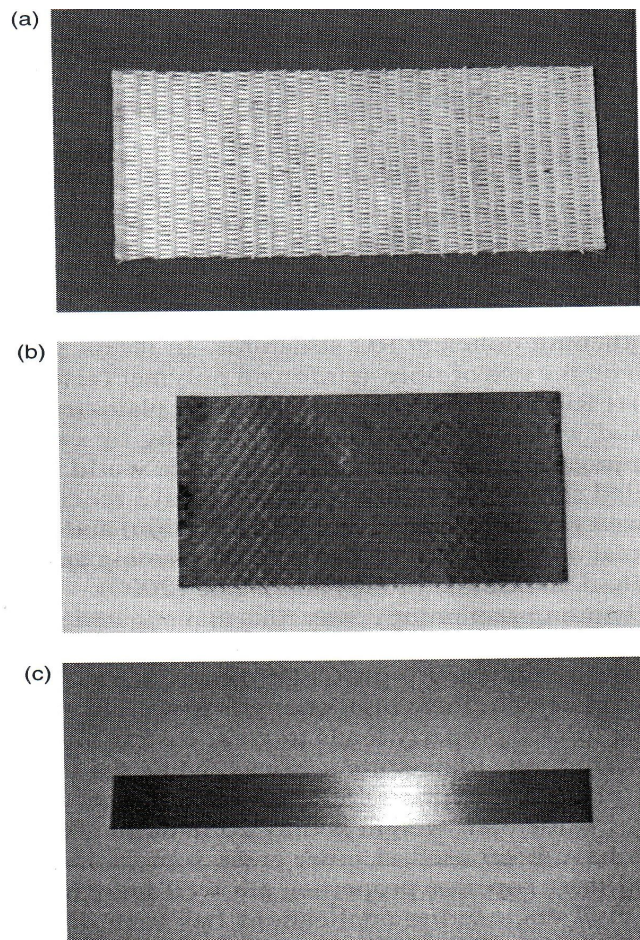
از دیر باز چسباندن صفحات فولادی به المانهای بتن مسلح (RC)، یک راه شناخته شده برای مقاوم سازی سازه های بتنی بوده است. در سالهای اخیر مطالعات زیادی در زمینه استفاده از الیاف پلیمری مقاوم کننده (FRP) در اشکال صفحه یا لایه برای مقاوم سازی سازه ها به جای صفحات فولادی، انجام شده است. همچنین از FRP ها برای مقاوم کردن ستون ها از طریق دور پیچ کردن آنها استفاده می شود. در حال حاضر در سراسر دنیا افراد بسیاری سرگرم مطالعه و بررسی بروی جوانب این امر هستند. از جمله این افراد می توان به (SHAW & DREWETT (1999)، (BONACCI & MAALEJ (2000)، (HAMILTON & DOLAN (2000) اشاره کرد. در زمینه مطالعات کلی بروی کاربردهای FRP به عنوان مقاوم کننده اعضا سازه ای افرادی نظیر KARBHARI & SEIBLE و (NEALE (2000 فعالیت کرده اند.

تکنولوژی چسباندن FRP بروی اعضا سازه ای نخستین بار در « پژوهشگاه و آزمایشگاه مرکزی مصالح سوییس » (MEIER ET AL. 1993) اختراع شد که البته قبل از آن از سال ۱۹۸۴ آزمایشاتی در زمینه مقاوم سازی تیرهای بتن مسلح با صفحات CFRP انجام شده بود مزیت اصلی مصالح FRP، یکی نسبت بالای مقاومت به وزن آنهاست و دیگری مقاومت زیاد آنها در مقابل خوردگی می باشد. مقاومت بالای آنها در عین حال که وزن کمی دارند سبب می گردد که جابجایی و حمل و نقل آنها راحت تر بوده و هزینه استفاده از آنها و نیروی کار، کاهش یابد و مقاوم بودن آنها در مورد خوردگی سبب دوام و پایا بودن عملکرد آنها می باشد. صفحات FRP حداقل دو برابر مقاومت صفحات فولادی را دارند که این مقدار می تواند تا ۱۰ برابر مقاومت صفحات فولادی باشد در حالیکه وزن آنها فقط ۲۰٪ وزن فولاد است (DARBY 1999) مواد مرکب (کامپوزیت) FRP در موارد دیگری هم مورد استفاده قرار گرفته اند مثلاً در صنایع هوایی از سالها پیش مواد کامپوزیت مورد استفاده قرار گرفت. محدودیت استفاده و کاربرد آنها در مهندسی ساختمان به قیمت بالای آنها برمی گردد البته هزینه و قیمت آنها رو به کاهش است و به این ترتیب استفاده از آنها بیشتر و بیشتر خواهد شد. استفاده از آنها در زمینه مقاوم سازی سازه ها، هر چند که هزینه

بالایی دارد، اما با توجه به هزینه اجرای کم و خدشه‌ای که به سرویس دهی این ساختمانها وارد آمده است و نیز سایر مزایای FRP، در کل به صرفه‌ترین و موثرترین راه مقاوم‌سازی سازه‌ها به شمار می‌رود (HOLLAWAG & LEEMING 1999A).

۱-۲ روش‌های شکل دهی مواد مرکب FRP:

شکل‌گیری FRP به صورت قرار دادن الیاف پیوسته در یک رزین می‌باشد که این رزین نقش نگهداشتن و به هم مرتبط کردن این الیاف جداگانه را ایفا می‌کند. الیاف متداول مورد استفاده، کربن، شیشه و آرامید می‌باشند.



شکل ۱-۱ محصولات مختلف کامپزیت برای کاربردهای تقویت

(A) پارچه بافته شده شیشه (B) ورقه الیاف کربن (C) صفحه ۹۹۹ شده کربن

رزین‌های مورد استفاده هم عبارتند از پلی استر، ونیل استر و اپوکسی. بسته به نوع الیاف مصرفی، FRP به سه نوع GFRP (الیاف شیشه درون آن استفاده شده)، CFRP (الیاف کربنی) و AFRP (الیاف آرامید) دسته‌بندی می‌شوند. می‌توان برای اطلاع از وضعیت این سه نوع مصالح و همچنین خصوصیات مکانیکی آنها به (ACI 440R-96 (1996) مراجعه کرد. دو روش متداول برای استفاده از FRP در مقاوم‌سازی سازه‌های بتن مسلح وجود دارد. اولی روش چسباندن خیس یا WET LAY-UP می‌باشد. که در این روش در محل اجرا، از رزین برای آغشته سازی الیاف به هم بافته نشده و یا الیاف در یک جهت نگاهداشته شده،

استفاده می‌گردد. روش دوم استفاده از مصالح FRP پیش ساخته می‌باشد. مصالح پیش ساخته FRP می‌تواند به اشکال متفاوتی تولید شود که هم مناسب برای مقاوم سازی تیرها در برابر خمش باشد و هم به شکل صفحاتی که بتوان از آنها برای دور پیچ کردن ستونها استفاده کرد. روش استفاده WET LAY -UP این مزیت را دارد که در نقاط غیر هم سطح و دارای انحنا و نیز لبه‌های مقطع راحت تر است. در عوض استفاده از FRP پیش ساخته کیفیت بهتری خواهد داشت. در فصلهای بعدی، جزییات و مطالب بیشتری در مورد این روشها ارائه خواهد شد. البته روش سومی هم که چندان متداول نیست و شبیه به روش WET LAY -UP می‌باشد وجود دارد که آنرا تزریق یا آغشته سازی با رزین (RESIN INFUSION) می‌نامند (KARBHARI & ZHAO 1998) مصالح FRP معمولاً به صورت بسته بندی شده و همراه با دستورالعمل استفاده عرضه می‌گردد. این دستورالعمل ها باید دقیقاً مورد توجه قرار گیرد علی الخصوص وقتی استفاده از FRP به روش WET LAY-UP صورت می‌گیرد.

۳-۱- مشخصات مکانیکی مواد مرکب FRP:

تاکنون از هر سه نوع FRP یعنی CFRP، GFRP و AFRP جهت مقاصد عملی مقاوم سازی و نیز تحقیقاتی و آزمایشگاهی استفاده شده است. جدول ۱-۱ مشخصات بدست آمده مصالح FRP با الیاف یک جهته یا خطی را به همراه محدوده موجود آنها بدست می‌دهد. باید خاطرنشان کرد این ارقام و محدوده ها جهت مصالح معمول و متداول FRP تهیه شده است و ممکن است محصولی خاص در شرایطی خاص، مشخصاتی دیگر از خود بروز دهد. همچنین وقتی الیاف دو یا سه جهته باشند، مشخصات FRP با آنچه در اینجا درج شده، متفاوت خواهد بود. نکته دیگری که باید یادآوری کرد اینکه در بحث مدول الاستیسیته و مقاومت کششی، مصالح FRP در حالتی که به صورت WET LAY-UP مورد استفاده قرار می‌گیرند کنترل دقیق ضخامت لایه اجرا شده، اندکی مشکل می‌باشد. بنابراین در این حالت ضخامت اسمی لایه FRP در محاسبات مدنظر قرار می‌گیرد (AHMED & VAN GEMERT 1999) بنابراین بسته به اینکه ضخامت چه مقدار در نظر گرفته شود مقدار مدول الاستیسیته و مقاومت کششی ممکن است خارج از حدودی باشد که در جدول ۱-۱ درج شده است.

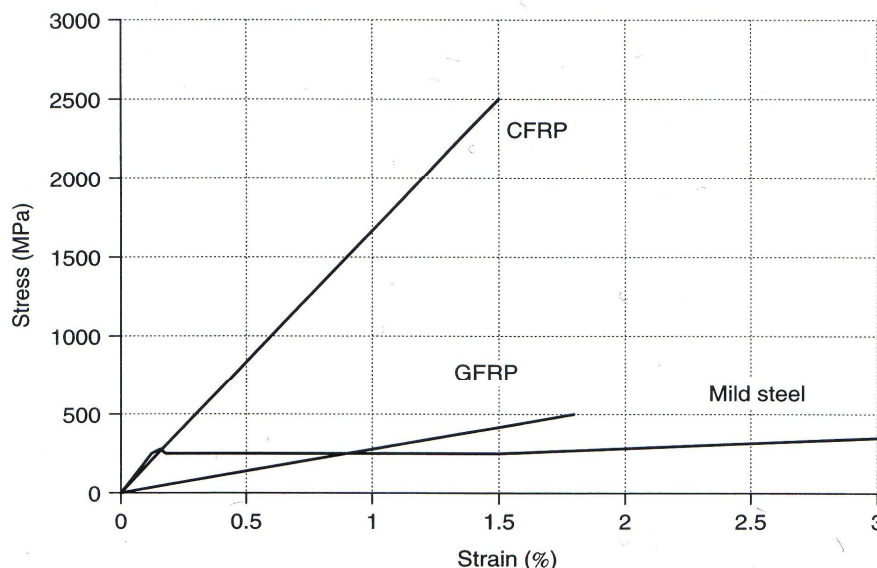
جدول ۱-۱ خصوصیات مکانیکی کامپوزیت CFRP، GFRP، AFRP

Unidirectional advanced composite materials	Fibre content (% by weight)	Density (kg/m ³)	Longitudinal tensile modulus (GPa)	Tensile strength (MPa)
Glass fibre/polyester GFRP laminate	50-80	1600-2000	20-55	400-1800
Carbon/epoxy CFRP laminate	65-75	1600-1900	120-250	1200-2250
Aramid/epoxy AFRP laminate	60-70	1050-1250	40-125	1000-1800

بدون در نظر گرفتن نوع الیاف و روش استفاده، هر سه نوع مصالح FRP، ارتباط تنش - کرنش مشابهی دارند. یعنی تا لحظه گسیختگی ناگهانی، رفتار آنها خطی و الاستیک می‌باشد (تحت کشش) این مشخصه،

اهمیت زیادی در طراحی و استفاده از آنها برای مقاوم سازی المانهای سازه ای دارد. شکل ۱-۲ منحنی تنش - کرنش را برای CFRP، GFRP و فولاد نرمه نشان می دهد. از مقایسه حالت کلی این منحنی ها، رفتار شکل پذیر فولاد کاملاً مشخص است. علاوه بر این می توان اینگونه نتیجه گیری کرد که اولاً این مصالح کامپوزیت نمی توانند همچون فولاد شکل پذیری داشته باشند و بدلیل گسیختگی ترد و ناگهانی ممکن است سبب محدود شدن شکل پذیری اعضای بتن مسلح (RC) مقاوم سازی شده گردند. البته اگر از آنها جهت محصور کردن ستونها استفاده شود، می توانند تا حد زیادی موجبات افزایش شکل پذیری و مقاومت ستونها را فراهم آورند. دوم اینکه پخش مجدد تنشها در سیستم مقاوم سازی شده به کمک FRP، بدلیل رفتار ترد آنها، محدود می شود. بنابراین در طراحی سازه های بتن مسلح که برای مقاوم سازی در آنها از FRP استفاده می شود، نمی توان جهت ساده سازی طراحی، FRP را با فولاد معادل برای مقطع جایگزین کرد و همانند ساختمانهای بتن مسلح معمولی طراحی را انجام داد. بلکه باید روشهای طراحی برای مقاوم سازی سازه های بتن مسلح، این خصوصیت FRP را حتماً مدنظر قرار داده باشد.

مشخصات کششی FRP می بایست با آزمایشات مناسب و استاندارد شده (همانند ASTM D 3039/D3039M-95A) مشخص شود اما برای FRP پیش ساخته استوانه ای شکل (TUBE) آزمون کششی با استفاده از نمونه های حلقه ای شکل هم متداول است (ASTM D2230-92 1992). عقیده بر این است که آزمایش کشش حلقه، تخمین بهتری از مقاومت کششی FRP بدست می دهد (SHAHAWG ET AL 2000) در آزمایشات کششی، دقت خاصی باید هم در تهیه نمونه ها و هم در انجام آزمایش الیاف صرف شود و گرنه ممکن است مقاومت کششی کمتر یا بیشتر از مقدار واقعی بدست آید.



شکل ۱-۲ منحنی رفتار تنش - کرنش فولاد نرم و FRP

رزین‌های پلیمری هم به عنوان ماده نگهدارنده الیاف در ساخت لایه FRP و هم برای چسباندن این لایه‌ها بروی بتن استفاده می‌گردند. کاربرد آنها به عنوان متصل کننده FRP به بتن، بسیار حیاتی تر است زیرا چسبندگی ضعیف می‌توان سبب شکست ناگهانی و غیر منتظره سیستم مرکب شود. رزین‌های اپوکسی معمولاً برای چسباندن FRP در نقاط حساس و مهم مانند مقاوم‌سازی خمشی و برشی تیرها استفاده می‌شوند. امروزه رزین‌های اپوکسی بسیار قوی تولید می‌شوند به گونه‌ای خیلی از شکست‌های چسبندگی به صورت کنده شدن لایه‌ای از بتن (یعنی در اثر ضعف بتن) رخ می‌دهد. همه توصیه‌های طراحی در این کتاب با این فرض بوده که مقاومت تعیین کننده، مربوط به مقاومت بتن می‌باشد نه مقاومت چسب و اینکه شکست یا در داخل بتن و یا در بتن مجاور سطح تماس چسب و بتن، رخ می‌دهد در غیر این صورت اگر بتن مورد استفاده از نوع پر مقاومت باشد به گونه‌ای که شکست احتمالی در خود لایه چسب و بدلیل ناکافی بودن قدرت چسب رخ دهد، این خود مقوله دیگری است و نیازمند آزمایشات مناسب آنگونه که در فصل دوم توضیح داده خواهد شد، می‌باشد. مشخصات و خصوصیات رزین‌ها در مقابل کشش را می‌توان مطابق آزمایشات استاندارد نظیر ASTM D63 8M-93 مشخص کرد.

۱-۵ مقایسه عملکرد مقاوم‌سازی در سازه‌ها:

کامپوزیت‌های CFRP دارای خصوصیات بالاتری نسبت به GFRP هستند. اما در عوض نوع GFRP ارزانتر می‌باشد. جدول ۱-۲ که توسط MEIER & WINISTORFER در سال ۱۹۹۵ تهیه شده مقایسه کیفی انواع کامپوزیت‌های FRP برای مقاوم‌سازی ساختمان‌های بتن مسلح را نشان می‌دهد.

جدول ۱-۲ مقایسه کیفی ما بین الیاف شیشه نوع E، کربن با مقاومت بالا و آرامید

Criterion	Fibre composite sheets made of:		
	E-glass fibres	Carbon fibres	Aramid fibres
Tensile strength	Very good	Very good	Very good
Compressive strength	Good	Very good	Inadequate
Young's modulus	Adequate	Very good	Good
Long-term behaviour	Adequate	Very good	Good
Fatigue behaviour	Adequate	Excellent	Good
Bulk density	Adequate	Good	Excellent
Alkaline resistance	Inadequate	Very good	Good
Price	Very good	Adequate	Adequate

۱-۶ ضرایب اطمینان جزئی:

در این کتاب توصیه‌های طراحی برای حالت حدی (LIMIT STATE) و بر اساس آیین‌نامه انگلستان (BS 81 10) (۱۹۹۷) می‌باشد. البته برای اینکه این توصیه‌ها و دستورالعمل‌ها را مطابق سایر آیین‌نامه‌های موجود، بتوان استفاده کرد، نیاز به تغییرات نسبتاً کمی می‌باشد در دستورالعمل‌های ارائه شده، برای مصالح مختلف ضریب اطمینان در نظر گرفته شده تا شرایط محدود بودن یا ناقص بودن اطلاعات و دانش آزمایشگاهی مدنظر قرار گرفته باشد در بسیاری از موارد، چیزی حدود ۹۵ درصد از حد پایین مقاومت، ملاک عمل قرار می‌گیرد. باید یادآور شد که در مطالعات آماری، جهت ساده کردن کار، برای نسبت

مقادیر بدست آمده در آزمایش به مقادیر پیش بینی شده یک پراکندگی نرمال فرض شده است. برای اینکه نکات و توصیه‌های طراحی که در این کتاب ارائه شده‌اند، عمومیت داشته‌باد، در فصلهای آتی مقادیر دقیق مدنظر نویسندگان این کتاب، برای ضرایب اطمینان جزئی، مورد بحث قرار نمی‌گیرد و این باعث خواهد شد که مقادیر گوناگونی برای این ضرایب قابل استفاده شود. در صورت تمایل می‌توان ضرایب اطمینان را از آیین‌نامه انگلستان (BS 8110 (1997) برای γ_c (ضریب اطمینان بتن) و γ_s (ضریب اطمینان جزیی فولاد) استخراج کرد این ضرایب در جدول ۱-۳ ارائه شده‌اند.

جدول ۱-۳ ضریب اطمینان جزئی برای بتن و FRP و فولاد

Strength	Partial safety factor
Concrete in flexure or in axial compression, γ_c	1.50
Steel reinforcement, γ_s	1.05 ^a
FRP tensile strength, γ_{frp}	1.25
FRP-to-concrete bond strength, γ_b	1.25

^a $\gamma_s = 1.15$ in BS 8110 (1985).

اما دو ضریبی که توسط آیین‌نامه (BS 8110 (1997) یا هر آیین‌نامه دیگری، مورد پوشش قرار نگرفته‌اند و در جدول ۱-۳ آنها ملاحظه می‌کنید، یکی γ_{FRP} است که مربوط به مقاومت کششی مواد مرکب FRP می‌شود و دیگری γ_b است که مربوط به قدرت چسبندگی اتصال FRP به بتن می‌شود. مقدار هر دو آنها در جدول ۱-۲۵ پیشنهاد شده است که بر اساس قضاوت نویسندگان مقدار آن با در نظر گرفتن موارد ایمنی مشخص شده است و احتمالات ممکن برای پیشنهاد دادن مقداری برای این ضرایب اطمینان در نظر گرفته شده است هرچند ممکن است با گذشت زمان و افزایش دانش و آگاهی‌ها، مقدار آنها عوض شود. ممکن است در نشریات و انجمن‌های دیگر مقادیر متفاوتی برای این ضرایب اطمینان پیشنهاد شده باشد همانند CONCRETE SOCIETY 2000 اما از نظر نویسندگان این کتاب مقادیر پیشنهادی در اینجا حتی برای سخت‌گیرانه‌ترین توصیه‌های طراحی هم مناسب می‌باشد باید عنوان شود که ضرایب اطمینان مشخص شده در اینجا، افت کیفیت دراز مدت مصالح FRP و چسبندگی آن به بتن را به حساب نیاورده است. برای منظور کردن این مورد می‌توان از ضرایب کاهنده مقاومت برای مشخصات چسبندگی و مصالح FRP در طراحی‌ها استفاده کرد.

۱-۷ جمع بندی:

براساس مطالب عنوان شده در مورد جنبه‌های گوناگون استفاده از FRP برای مقاوم‌سازی سازه‌های RC (بتن مسلح)، واضح است که پتانسیل کاربرد FRP در مقاوم‌سازیها بدلیل خصوصیات مناسب این مصالح، بسیار بالاست. در سالهای اخیر این تکنولوژی نوین به سرعت رشد کرده و فراگیر شده است و تحقیقات زیادی در زمینه محاسن و معایب استفاده از آن انجام شده است تعداد زیادی از این تحقیقات و مطالعات در ژورنالها و نشریات مختلف به چاپ رسیده است و تعدادی از آنها نیز در جریان برگزاری کنفرانسها مطرح شده است. گستردگی مطالب انتشار یافته در این زمینه باعث شده که بهره‌برداری و مقایسه

آنها برای مهندسين مشكل شود. هدف از اين كتاب جمع‌بندی نتایج تحقیقات انجام گرفته و علاوه بر آن بررسی رفتار سازه‌های RC مقاوم‌سازی شده با استفاده از FRP و ارائه توصیه‌ها و راهنمایی‌هایی جهت طراحی می‌باشد سعی ما بر این بوده که نکات اشاره شده، مطابق آخرین نتایج و دستاوردهای علمی در این زمینه باشد. این کتاب حاصل چندین سال کار نویسندگان و گردآوری کنندگان آن می‌باشد و اغلب نکات و توصیه‌های طراحی در این کتاب توسط خود نویسندگان بدست آمده و ارائه شده است. سر فصل‌های این کتاب عبارتند از رفتار چسبندگی (فصل دوم)، مقاوم‌سازی خمشی و برشی تیرها (فصل ۳ و ۴)، مقاوم‌سازی دالها در برابر خمش (فصل ۵)، مقاوم ستونها در مقابل بارهای محوری و برون مرکز (فصل ۶) تقویت ستونها در مقابل لرزه و زلزله (فصل ۷). برای هر فصل، ابتدا روشهای مقاوم‌سازی مورد بحث قرار می‌گیرد و سپس به ذکر و توصیف خصوصیات و رفتار المانهای مقاوم‌سازی شده خواهیم پرداخت و در نهایت توصیه‌هایی جهت طراحی ارائه خواهد شد.

نویسندگان این کتاب امیدوارند که مطالب ارائه شده مورد توجه قشر وسیعی از خوانندگان اعم از محققین، مهندسين و حتی دانشجویان قرار گیرد و بتواند آنها را با جدیدترین مطالب روز در این زمینه آشنا سازد. تهیه و تدوین آیین‌نامه در این زمینه (استفاده از FRP و مقاوم‌سازی با آن) هنوز در قدمهای نخستین قرار دارد و در سراسر دنیا تلاش در این زمینه در حال انجام است. نمونه‌ای از این فعالیتها گزارشی است که توسط بتن (CONCRETE SOCIETY 2000) در انگلستان تهیه شده و حاوی توصیه‌ها و راهنمایی‌هایی در ارتباط با مقاوم‌سازی سازه‌های بتن مسلح با استفاده از مواد مرکب FRP می‌باشد. این کتاب هم حاوی مطالبی جامع و گسترده بر اساس تحقیقات انجام گرفته در طراحی سازه‌ها و نیز مواردی است که گزارش انجمن بتن (CONCRETE SOCIETY 2000) هم بدانها پرداخته است. برخی موضوعات شامل ملاحظات و نکات اجرایی، دوام، خستگی و مقاومت در برابر آتش سوزی در این کتاب مورد بحث قرار نگرفته‌اند، هم گزارش انجمن بتن CONCRETE SOCIETY 2000 و هم کتابی که اخیراً توسط HOLLAWAG & LEEMING (1999B) تهیه شده، حاوی مطالبی جامع در ارتباط با جنبه‌های مختلف ساخت و اجرا می‌باشند اما در زمینه خستگی، دوام و مقاومت در برابر آتش سوزی، با توجه به کارهای نسبتاً کمی که تاکنون بر روی این موضوعات صورت گرفته، نمی‌توان به نتایج قطعی رسید و آنها را به صورت توصیه به چاپ رساند. مقاله‌ای که اخیراً توسط HAMILTON & DOLAN (2000) ارائه شد حاوی مطالب مفیدی در زمینه افزایش دوام و پایایی سیستمهای مرکب FRP عرضه می‌دارد که البته هنوز نیازمند بررسی و تحقیق بیشتر است.

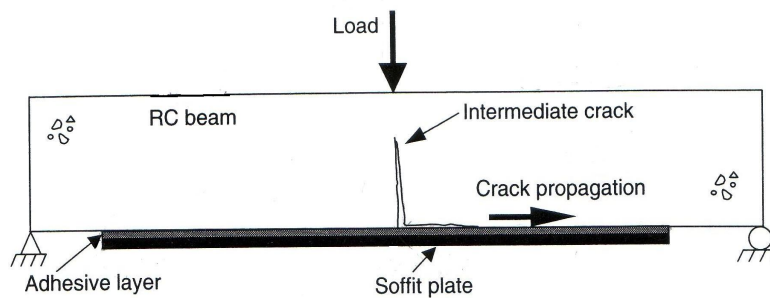
فصل دوم

مقاومت چسبندگی اتصال FRP به بتن

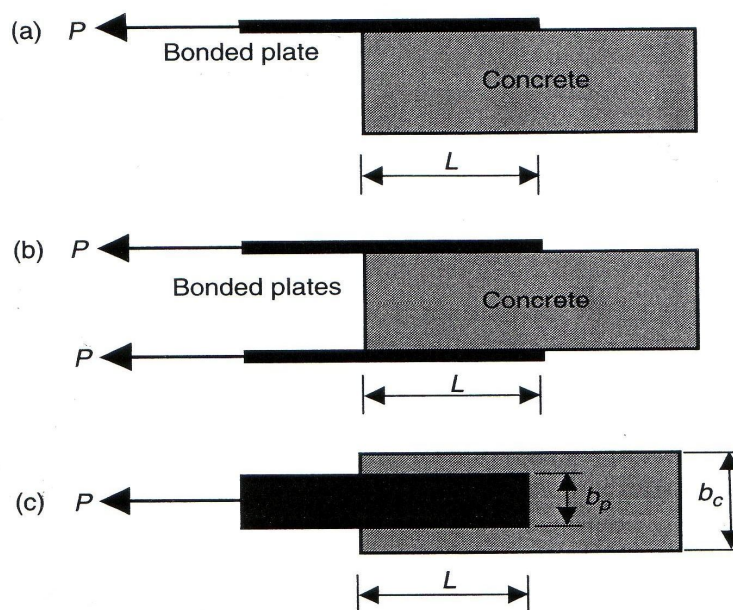
در مقاوم سازی سازه های بتن مسلح، صفحات و یا لایه های FRP به صورت خارجی بروی سطح المانها چسبانده می شوند و برای چسباندن آنها از رزین اپوکسی استفاده می شود. برای اینکه مقاوم سازی موثر واقع شود و ظرفیت باربری مقطع افزایش یابد، لازم است که امکان انتقال تنش ها از بتن به FRP و بالعکس از طریق اتصال آنها فراهم شود. در واقع دو حالت محدود کننده برای انتقال تنشها وجود دارد که پتانسیل بروز شکست در سطح تماس FRP و بتن و یا شکست موضعی و جدا شدن لایه ای از بتن المان را دارا هستند در شکل ۱-۲ یک تیر مقاوم سازی شده ای را ملاحظه می کنید که در سطح زیرین آن یک لایه FRP چسبانده شده است. از این مثال برای بیان شکست چسبندگی استفاده می کنیم. همانگونه که ملاحظه می شود این تیر تحت بار متمرکز در وسط دهانه قرار گرفته است. ناشی از خمش و بار وارده یک ترک خمشی (در راستای عمود بر محور طولی تیر) بوجود آمده است. برای ساده شدن کار، ترکهای ریزتر که معمولاً در طول تیرهای بتنی رخ می دهند، حذف شده است. در محل ترک خوردگی تیر، FRP تحت تنش کششی بالایی قرار می گیرد که این تنشها باید به بتن منتقل شوند که این عمل توأم با ایجاد تنشهای برشی بین لایه مقاوم کننده FRP و سطح بتن می باشد در این حالت افزایش و رشد ترک خوردگی از محل تنش بحرانی به طرف انتهای تیر می باشد. محل این ترک خوردگی ها درون بتن و در مجاورت سطح تماس بتن و FRP می باشد این حالت شکست در فصل ۳ کاملتر مورد بحث قرار خواهد گرفت. ادامه روند تا نزدیکی انتهای لایه FRP در نهایت منجر به ور آمدن و کنده شدن این لایه خواهد شد. جزییات بیشتر این حالت شکست مقاوم سازی در فصل ۳ ارائه شده است.

متداولترین حالت شکست چسبندگی FRP و بتن در تیرهای تحت خمش، همین حالت شکست است که شروع و آغاز آن با ترک خوردگی در وسط دهانه تیر می باشد. از بین رفتن پیوند و چسبندگی بدین صورت علاوه بر آنکه در مقاوم سازی خمشی تیرها زیاد رخ می دهد، در مقاوم سازی برشی تیرها و در حالتی که نوارهای FRP به سطوح جانبی تیر هم چسبانده شده اند نیز بیشترین مد شکست را تشکیل می دهد (CHEN AND TENG 2001A) همچنین این مد شکست در اعضای تحت کشش RC و سایر المانهای بتن مسلح که تحت کشش قرار می گیرند، نظیر دالها، نیز رخ می دهد که شروع آن بدلیل بروز ترک در بتن تحت کشش می باشد. این مشکل اهمیت بسیار زیادی در مقاوم سازی اعضای بتن مسلح با استفاده از مواد مرکب FRP، دارد و در مقام مقایسه، اهمیت آن همانند اهمیت وجود مهار انتهای میلگردهای فولادی داخل مقطع بتن می باشد. در شکل ۲-۲ سیستم مرکب بتن و FRP ملاحظه می شود. همانگونه که مشخص است FRP تحت کشش قرار گرفته است. در این فصل کتاب رفتار مقاومت چسبندگی مورد بررسی قرار گرفته و پیشنهاداتی جهت طراحی ارائه شده است. گرچه هدف این کتاب مقاوم سازی با کمک FRP است اما رفتار چسبندگی صفحات فولادی بروی سطح بتن هم بدلیل تشابه رفتاری، در این فصل مورد بحث قرار می گیرد. باید یادآور شد که عبارت «مقاومت چسبندگی» BOND STRENGTH که در اینجا استفاده می شود از نظر مفهومی با آنچه در کتاب های طراحی بتن مسلح استفاده شده، فرق دارد. در اینجا

مقاومت چسبندگی به نیرویی اطلاق می‌گردد که در لحظه شکست اتصال و پیوند، در صفحات خارجی چسبانده شده وجود دارد. اما در کتب طراحی بتن مسلح (RC) (همانند KONG & EVANS 1987) مقاومت چسبندگی به معنای میانگین تنشهای برشی موازی با میلگردهای مسلح کننده بتن می‌باشد. طبق تعریف مقاومت چسبندگی در این کتاب، افزودن هر مقداری به طول موثر چسبندگی، لزوماً به افزایش مقاومت چسبندگی منجر نخواهد شد زیرا پس از رسیدن به یک مقداری، صفحه یا لایه مقاوم کننده خارجی دیگر قادر به تحمل نیروی اضافی نخواهد بود.



شکل ۲-۱ جدا شدگی در فصل مشترک به سبب ایجاد ترک خمشی



شکل ۲-۲ (A) تکی (B) دوتایی (C) پلان

۲-۲ روشهای آزمایش، رفتار و حالت شکست:

کارهای تجربی و تئوریک متعددی در مورد مقاومت چسبندگی اتصال نوارهای و صفحات فولادی به بتن مسلح، انجام شده است. برخی آزمایشات همانگونه که در شکل ۲-۲-A ملاحظه می‌گردد آزمایش برشی منفرد (SINGLE SHEAR) می‌باشد همانند آزمایشاتی که توسط افرادی نظیر TALJSTEN 1994, 1997 ، CHAJES AL 1995, 1996 ، BIZINDAVI 1999 انجام شده است برخی

دیگر از آزمایشات مشابه شکل B-۲-۲ آزمایش برش دو وجهی یا DOUBLE SHEAR می‌باشند نظیر بررسیهایی که VAN GEMERT 1980 ، SWAMY ET AL 1986 ، KOBATKE ET AL 1993 ، BROSENS & VAN GEMERT 1997 ، MAEDA ET AL 1997 ، NEVBAVER & ROSTASY 1997) انجام داده‌اند. در این قسمت بحث اصلی ما در مورد آزمایش ساده برشی بر روی اتصال نوارهای FRP و صفحات فولادی با بتن می‌باشد. تحقیق آماری در ارتباط با تفاوت‌های بین این آزمایشات را می‌توان در کارهای CHEN ET AL 2001 پیدا کرد. کارهای تئوریک انجام یافته هم شامل آنالیز مکانیسم شکست می‌شود (همانند کارهای PLEVRIS 1992 ، TRIANTAFILLOU ، HOLZEN KAMPFER 1994 ، TALJSTEN 1994 YUAN ET AL 2001) و هم به مدلسازی بر اساس نتایج و اطلاعات تجربی و با اختیار کردن فرضیات ساده شونده می‌پردازد (VAN GEMERT 1980, KHALIFA ET AL 1998) این آنالیزها طبیعتاً به مشخص شدن برخی مشخصات و رفتارهای اتصال صفحه تقویتی به سطح بتن، منجر خواهد شد.

نکته قابل توجه در اتصال صفحات تقویتی به بتن این است که با هر مقدار افزایش در طول چسبندگی که در شکل ۲-۲ آنرا با L نشان داده‌ایم لزوماً به مقاومت چسبندگی اتصال افزوده نخواهد شد. با توجه به این موضوع مفهوم طول موثر چسبندگی مطرح می‌گردد. این طول مقداری است که افزایش طول چسبندگی بیش از آن، دیگر باعث افزایش مقاومت چسبندگی نخواهد شد و در واقع نیروی بوجود آمده در صفحه تقویتی به حداکثر تحمل صفحه رسیده است. در بسیاری از آزمایشات این موضوع به اثبات رسیده است. (همانند آزمایشات TALJSTEN 1994, CHAJES ET AL 1996, MAEDA ET AL 1997) این موضوع از طریق انجام آنالیز مکانیسم شکست هم قابل بررسی می‌باشد (HOLZEN KAMPFER 1994, YUAN 2001). البته باید خاطر نشان کرد که افزایش طول چسبندگی می‌تواند شکل‌پذیری قبل از شکست را افزایش دهد. این پدیده کلاً با رفتار چسبندگی فولاد داخل مقطع متفاوت است. در مورد فولاد داخل مقطع اگر مقدار پوشش بتن کافی باشد می‌توان حداکثر مقاومت کششی مربوط به یک طول معین از طول چسبندگی را در طراحی محسوب کرد.

یک مطالعه وسیع تجربی بر روی اتصال صفحات بر روی سطح بتن که هم شامل صفحات فولادی و هم صفحات از جنس FRP می‌شد توسط CHEN & TENG (2001B) انجام شد و نشان داد که در اغلب موارد گسستن پیوند و چسبندگی بین بتن و صفحات خارجی بدلیل بروز و انتشار ترک در بتن و در لایه‌ای مجاور سطح تماس صفحات با بتن رخ داده است. این حقیقت که شکست در درون بتن رخ داده است باعث شده که مقاومت چسبندگی برای صفحات فولادی و FRP مشابه باشد. شکست چسبندگی در لایه چسب خیلی بندرت مشاهده شده و می‌توان با استفاده کردن از چسب مناسب از وقوع آن جلوگیری کرد.

۳-۲ مدل‌های موجود برای مقاومت چسبندگی:

در طول چند سال اخیر مدلسازی‌های زیادی در مورد مقاومت چسبندگی انجام شده است که می‌توان آنها را به ۳ دسته تقسیم‌بندی کرد: اول مدل‌های تجربی که مستقیماً بر اساس دگرسیون (REGRESSION)

نتایج و اطلاعات حاصل از آزمایش‌های تجربی استوار می‌باشند همانند MAEDA ET 1997, HIROYUKI & WU 1997, TANKA 1996، کارهای NEUBAUER & ROSTASY 1997، HOLZEN KAMPFER 1994, TALJSTEN 1994، YUAN ET AL 2001. سوم: مدلسازی جهت مقاصد طراحی که عموماً از تعدادی فرضیات ساده شده استفاده می‌کند همانند کارهای KHALIFA، VAN GEMERT. در این بخش سعی در ارائه این مدلها و بحث در مورد آنها بوده است. عملکرد این مدلها در این فصل مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۱-۳-۲ مدل‌های تجربی EMPIRICAL MODELS:

HIROYUKI & WU (1997) یکسری آزمایشات بروی تیرهای بتن مسلح که با استفاده از الیاف کربن CFS مقاوم‌سازی شده بودند، انجام دادند. پس از انجام این آزمایشات آنها رابطه‌ای را به صورت تجربی بین طول چسبندگی L و متوسط تنش برشی ناشی از چسبندگی τ_u ارائه کردند:

$$\tau_u = 5.88 L^{-0.669} \text{ MPA} \quad (2-1) \quad \text{رابطه}$$

TANAKA (1996) رابطه دیگری را پیشنهاد کرد:

$$\tau_u = 6.13 L^N \text{ MPA} \quad (2-2) \quad \text{رابطه}$$

در این رابطه L برحسب MM می‌باشد. حداکثر مقاومت چسبندگی اتصال یعنی ρ_u با ضریب کردن τ_u در عرض B_p و طول چسبندگی L (مربوط به ناحیه چسبندگی) بدست می‌آید.

MAEDA ET AL (1997) مدل قویتری را ارائه کرد که طول موثر چسبندگی را لحاظ می‌کرد:

$$\tau_u = 110.2 \times 10^{-6} E_p t_p \text{ MPa} \quad (3-2A)$$

در این رابطه E_p برحسب MPa و t_p بر حسب MM به ترتیب مدول الاستیسیته و ضخامت صفحه تقویتی چسبانده شده بروی بتن می‌باشند. حداکثر مقاومت چسبندگی ρ_u از حاصل ضرب τ_u در سطح موثر چسبندگی یعنی $L_e \cdot B_p$ بدست می‌آید. L_e یعنی طول موثر چسبندگی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$L_e = e^{6.13 - 0.580 \ln E_p t_p} \text{ mm} \quad (2-3B)$$

یادآوری می‌شود که $E_p t_p$ بر حسب $GPA-MM$ در رابطه (۲-۳B) می‌باشد اگر $L < L_e$ شود این مدلسازی بی ارزش است. ۲-۳-۲ مدل‌های بر پایه مکانیک شکست HOLZEN KAMPFER در سال ۱۹۹۴ با روش مکانیک شکست غیر خطی (NFLM) چسبندگی ما بین فولادی با بتن را مورد بررسی قرار دارد. در سال ۱۹۹۶ NIEDERMEIR (و همچنین BLASCHKO و همراهانش در سال ۱۹۹۸) با اصلاح این آنالیز، رابطه زیر را برای محاسبه مقاومت چسبندگی ارائه کردند:

$$p_u = \begin{cases} 0.78 b_p \sqrt{2 G E_p t_e} & \text{if } L \geq L_e \\ 0.78 b_p \sqrt{2 G_f E_p} \frac{L}{L_e} \left(2 - \frac{L}{L_e}\right) & \text{if } L < L_e \end{cases}$$

در این رابطه E_{PTP} بر حسب MPA-MM و ρ_u نیز بر حسب N بدست می آید. همچنین برای محاسبه L_E (طول مؤثر چسبندگی) و G_F (انرژی گسیختگی) می توان از رابطه زیر استفاده کرد:

$$L_e = \sqrt{\frac{E_p t_p}{4f_{ctm}}} \quad \text{mm} \quad (2-4B)$$

$$G_F = c_f k_p^2 f_{ctm} \quad \text{Nmm/mm}^2 \quad (2-4C)$$

در این روابط F_{CTM} که بر حسب (MPa) می باشد، متوسط مقاومت کششی سطح بتن می باشد که مقدار آن با انجام آزمایش استاندارد کشش که در (DIN 1048 (1991) شرایط آن تعیین شده، بدست می آید. C_F یک مقدار ثابت است که از رگرسیون خطی نتایج آزمایش برش دو طرفه (DOUBLE SHEAR) یا آزمایشی مشابه آن بدست می آید. K_P یک فاکتور هندسی است که به عرض صفحه چسبانده شده یعنی B_P و عرض عضو بتنی یعنی B_C (هر دو بر حسب MM) بستگی دارد:

$$k_p = \sqrt{1.125 \frac{2 - b_p/b_c}{1 + b_p/400}} \quad (2-4D)$$

همچنین در سال ۱۹۹۴، TALJSTEN هم با انجام آنالیزهای NLFM مدلسازی مشابهی انجام داد و روابط زیر را ارائه کرد:

$$p_u = \sqrt{\frac{2E_p t_p G_F}{1 + \alpha_T}} b_p \quad (2-5A)$$

$$\alpha_T = \frac{E_p t_p}{E_c t_c} \quad (2-5B)$$

در این روابط E_c و T_c مدول الاستیک و ضخامت عضو بتنی هستند. بدلیل مشکلاتی که در دسترسی به نظریه TALJSTEN داشتیم، مشخص نشد که چگونه G_F تعریف شده است. YUAN , YUAN & WU (1999) و همکارانش در سال ۲۰۰۱ آنالیز مکانیک شکست خطی الاستیک (LEFM) و نیز NLFM را برای مطالعه و بررسی چسبندگی FRP و بتن استفاده کردند. نتایج مطالعه خطی آنها به رابطه ای مشابه ۲-۵A منتهی شد با این متفاوت جزیی که اثر عرض صفحه چسبانده شده و نیز عرض مقطع مbetنی در رابطه آورده شده است. به این ترتیب که به جای α_T در رابطه (۲-۵A) مقدار α_Y که از رابطه زیر بدست می آید، جایگزین می کنیم:

$$\alpha_Y = \frac{b_p E_p t_p}{b_c E_c t_c} \quad (2-6)$$

آنها همچنین معادله NLFM را برای ۵ حالت مختلف از رابطه بین برش - لغزش (SLIP) که نمودار آنها در شکل ۲-۳ ملاحظه می شود، حل کردند. در میان آنها حالت خطی صعودی و پس نزولی (شکل ۲-۳D) به واقعیت نزدیک تر است. برای این حالت حداکثر ظرفیت باربری برابر است با: (YUAN ET AL. 2001)

$$P_u = \frac{\tau_f b_p}{\lambda_2} \frac{\delta_f}{\delta_f - \delta_1} \sin(\lambda_2 a) \quad (2-7A)$$

مقدار A از حل معادله زیر بدست می آید:

$$\tanh[\lambda_1(L-a)] = \frac{\lambda_2}{\lambda_1} \tan(\lambda_2 a) \quad (2-7B)$$

همچنین τ_f در این روابط، حداکثر مقدار تنش چسبندگی در منحنی برش - لغزش و δ_f هم مقدار لغزش نظیرش می باشد δ_f مقدار لغزش حداکثر و λ_1 ، λ_2 هم توسط روابط زیر تعیین می شوند.

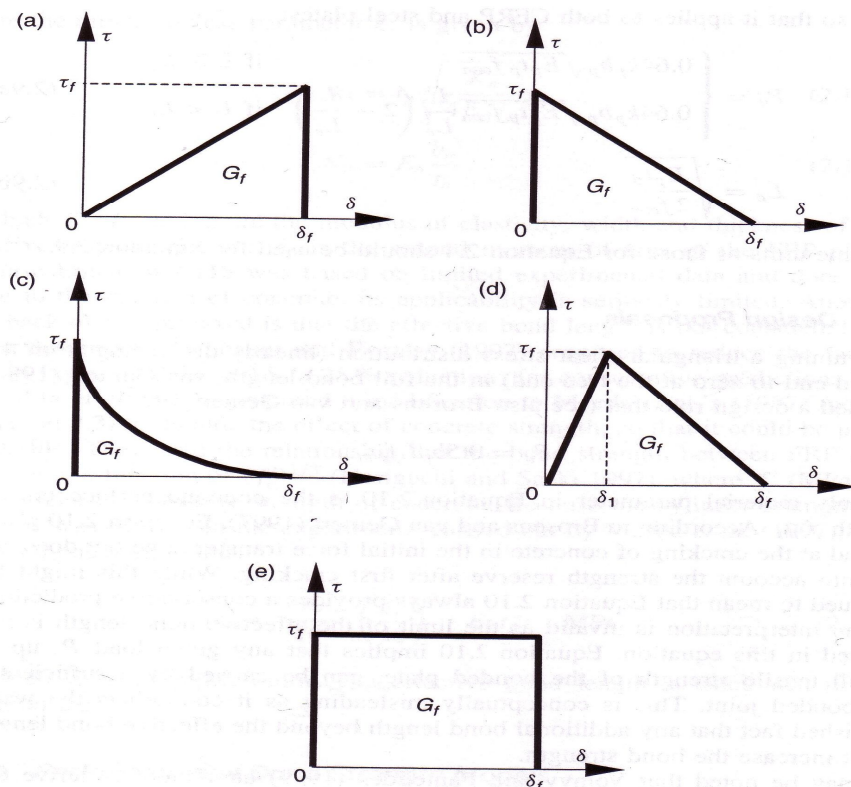
$$\lambda_1^2 = \frac{\tau_f}{\delta_1 E_p t_p} (1 + \alpha_V) \quad (2-7C)$$

$$\lambda_2^2 = \frac{\tau_f}{(\delta_f - \delta_1) E_p t_p} (1 + \alpha_V) \quad (2-7D)$$

بدین ترتیب، رابطه بین ρ_U و L یک رابطه ضمنی می باشد و به ضرایب مربوط به منحنی برش - لغزش وابسته است که به سادگی هم بدست نمی آیند. بنابراین YUAN ET AL. در سال ۲۰۰۱ طول موثر چسبندگی را برابر مقداری تعریف کرد که متناسب با ۹۷٪ ظرفیت باربری نمونه می باشد البته اگر L نامحدود باشد. به این ترتیب L_E برابر خواهد بود با:

$$L_e = a_0 + \frac{1}{2\lambda_1} \ln \frac{\lambda_1 + \lambda_2 \tan(\lambda_2 a_0)}{\lambda_1 - \lambda_2 \tan(\lambda_2 a_0)} \quad (2-7E)$$

$$a_0 = \frac{1}{\lambda_2} \sin^{-1} \left(0.97 \sqrt{\frac{\delta_f - \delta_1}{\delta_f}} \right) \quad (2-7F)$$



شکل ۳-۲ نمونه های برش لغزشی برای صفحه چسبیده به بتن

(1997) NEUBAUER & RESTASY یک سری آزمایشات برش دو طرفه (DOUBLE SHEAR) را بر روی اتصالات CFRP به بتن انجام دادند. آنها به این نتیجه رسیدند که هم برای شکست بتن و هم ورقه ورقه شدن FRP (DELAMINATION) می‌توان رابطه برش - لغزش را به صورت مثلی یعنی آنچه در شکل ۲-۳D نشان داده شده در نظر گرفت. همچنین انرژی شکست (FRACTURE ENERGY) را می‌توان با استفاده از رابطه زیر بدست آورد:

$$G_F = C_F F_{CTM} \quad (2-8)$$

آنها مقدار متوسط 0.204mm را برای C_F با توجه به ۵۱ نمونه آزمایشی پیشنهاد کردند. آنها با ارائه مدلی که در واقع با اصلاح مدل 1994 HOLZENKAMPFER حاصل شده بود هم برای اتصال CFRP و هم صفحات فولادی به بتن روابط زیر را بدست آوردند:

$$p_u = \begin{cases} 0.64 k_p b_p \sqrt{E_p t_p f_{ctm}} & \text{if } L \geq L_e \\ 0.64 k_p b_p \sqrt{E_p t_p f_{ctm}} \frac{L}{L_e} \left(2 - \frac{L}{L_e}\right) & \text{if } L < L_e \end{cases} \quad (2-9A)$$

$$L_e = \sqrt{\frac{E_p t_p}{2 f_{ctm}}} \quad (2-9B)$$

در این روابط، واحدها همان واحدهای معادله ۲-۴ هستند.

۲-۳-۳ مدلسازی برای مقاصد طراحی:

با فرض پخش مثلی تنش برشی در کل طول چسبندگی (به صورتی که به حالت خطی از انتهای به آن تنش وارد می‌شود تا رسیدن به ۰ در انتهای دیگر) VAN GEMERT در سال ۱۹۸۰ رابطه‌ای را برای طراحی پیشنهاد کرد: (BROSENS & VAN GEMERT 1997)

$$P_U = 0.5 B_P L F_{CTM} \quad (2-10)$$

تنها پارامتری که در رابطه ۲-۱۰ مربوط به جنس مصالح می‌شود، مقاومت کششی سطح بتنی یعنی F_{CTM} می‌باشد. مطابق نظر BROSENS & VAN GEMERT رابطه ۲-۱۰ مقدار باری را محاسبه می‌کند که پس از ترک خوردگی اولیه بتن، توسط مقطع قابل تحمل است بدون اینکه مقاومت باقیمانده را پس از نخستین ترک خوردگی، به حساب آورد. در واقع مقدار بار بدست آمده از رابطه ۲-۱۰ می‌تواند قدری محافظه کارانه باشد. علاوه بر این چنین تفسیری از باربری مقطع می‌تواند کاملاً بی ارزش باشد زیرا در آن هیچ توجهی به مفهوم طول موثر چسبندگی نشده است. چیزی که از رابطه ۲-۱۰ بر می‌آید این است که با افزودن هر مقدار به طول چسبندگی می‌توان مقدار p_u را افزایش داد یعنی توجهی به ظرفیت باربری خود صفحه چسبانده شده و مفهوم طول موثر چسبندگی نشده است.

می‌توان گفت که VOLNYY & PANTELIDES 1999 تلاش کردند که مفهوم طول موثر چسبندگی را به رابطه ارائه شده توسط VAN GEMERT اضافه کنند اما مفهومی که آنها در نظر داشتند نادرست بود و نتیجه کار آنها نیز بیان دیگری از همان رابطه ارائه شده توسط VAN GEMERT می‌باشد.

در مدل CHAALLAL 1998 بر اساس مطالعاتی که توسط ROBERTS 1989 , VARASTEHPOUR & HAMELIN (1996) انجام شده بود، فرض بر این بوده که اتصال همانند یک مصالح موهر - کلمب رفتار می‌کند. برای مقاوم‌سازی برش، آنها فرض کرده‌اند که ماکزیم تنش برشی $\tau_{\max}^{\text{debonding}}$ برابر دو برابر مقدار متوسط τ_u می‌باشد و از مقاومت موهر - کلمب که از رابطه VARASTEHPOUR , HAMELIN بدست می‌آید تجاوز نمی‌کند. به این ترتیب خواهیم داشت:

$$\tau_u = \frac{\tau_{\max}^{\text{debonding}}}{2} = \frac{2.7}{1 + k_1 \tan 33^\circ} \text{ MPa (۲-۱۱A)}$$

در این رابطه پارامتر بدون بعد k_1 از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$k_1 = t_p \sqrt[4]{\frac{K_n}{4E_p I_p}} \quad (۲-۱۱B)$$

$$k_n = E_a \frac{b_a}{t_a} \quad (۲-۱۱C)$$

در این رابطه E_a ، B_a ، T_a به ترتیب مدول الاستیسیته، عرض و ضخامت لایه چسب می‌باشند و I_p هم ممان اینرسی صفحه FRP چسبانده شده می‌باشد.

بدلیل اینکه رابطه ۲-۱۱B بر اساس تعداد محدودی نتیجه آزمایش، اراده شده است و مقاومت بتن اصلاً در آن لحاظ نشده است، بنابراین از نظر عملی استفاده چندانی نمی‌تواند داشته باشد همچنین طول موثر چسبندگی هم در این مدل‌سازی مورد توجه قرار نگرفته است.

جهت استفاده در طراحی NEUBAUER & ROSTASY پیشنهاد کردند که جهت رسیدن به نتایج قابل اطمینان‌تر (محافظه کارانه‌تر) مقدار ضریب ثابت 0.64 به 0.5 کاهش یابد یعنی چیزی در حدود 25% کاهش. KHALIFA (1998) با اصلاح مدل MAEDA 1997 یعنی رابطه ۲-۳، مدلی ارائه کرد که در آن اثر مقاومت بتن هم لحاظ شده بود و بنابراین می‌توانست برای طراحی هم مورد استفاده قرار گیرد. آنها مقاومت چسبندگی FRP و بتن را به صورت تابعی از $(f'_c)^{2/3}$ درآوردند. f'_c بر حسب MPA مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای بتن می‌باشد. بدلیل آنکه مقاومت استوانه بتنی در آزمایشاتی که توسط MAEDA همکارانش (1997) انجام شد برابر 42MPa بود، رابطه اصلاح شده به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\tau_u = \frac{110.2}{10^6} \left(\frac{f'_c}{42} \right)^{2/3} E_p t_p \text{ MPa (۲-۱۲)}$$

در این رابطه $E_p t_p$ بر حسب MPA-MM می‌باشد. طول موثر چسبندگی با کمک رابطه 2-3B بدست می‌آید.

۲-۳-۴ عملکرد مدل‌های مقاومت چسبندگی:

CHEN & TENG (2001 B) عملکرد تعدادی از این مدل‌ها را که در بالا نام بردیم، مورد بررسی قرار دادند. آنها مقاومت چسبندگی ۲۷ نمونه FRP و ۲۳ ورق فولادی را با بتن مورد آزمایش تجربی قرار دارند تا نتایج را با نتایج مدلسازی‌ها بتوانند مقایسه کنند. در جدول ۱-۲ نتیجه کار آنها را می‌توانید مشاهده کنید. آنها در بررسی‌های خود اصلاً مدلسازی‌های مکانیک شکست را مورد ارزیابی قرار ندارند زیرا انرژی گسیختگی (FRACTURE ENERGY) و پارامترهای مربوط به رابطه برش - لغزش در دسترس نبود. مقاومت کشش سطحی بتن F_{CTM} در مدلسازیها از آنچه توسط HOLZEN KAMPFER و NEUBAUER & ROSTASY (1997) پیشنهاد کرده بودند، استفاده شد اما در گزارش بررسی‌های انجام شده توسط CHEN & TENG (2001B) که در جدول ۱-۲ خلاصه شده، آورده نشده است. مقاومت کشش ترک خوردگی بتن یعنی F_{CT} توسط CHEN TENG از رابطه زیر که توسط MAQC GREGOR پیشنهاد شد استفاده شده است:

$$f_{ct} = 0.53\sqrt{f'_c} \quad (2-13)$$

جدول ۱-۲ آزمایش برای تعیین نسبت‌های مقاومت چسبندگی

Source of model	FRP plates			Steel plates			All plates		
	Ave	Std	CoV	Ave	Std	CoV	Ave	Std	CoV
Hiroyuki and Wu (1997)	2.87	0.95	33 %	3.85	1.18	31 %	3.24	1.09	34 %
Tanaka (1996)	2.92	1.65	56 %	5.51	5.30	96 %	4.02	3.96	99 %
van Gemert (1980)	2.19	1.12	51 %	1.64	0.57	35 %	1.91	0.96	50 %
Chaallal <i>et al.</i> (1998)	1.81	0.89	49 %	1.68	0.70	42 %	1.71	0.79	46 %
Khalifa <i>et al.</i> (1998)	1.07	0.24	23 %	0.76	0.26	34 %	0.93	0.29	31 %
Neubauer and Rostásy (1997)	0.82	0.15	18 %	0.65	0.09	13 %	0.74	0.15	20 %
Chen and Teng (2001b)	1.05	0.18	17 %	0.94	0.11	12 %	1.00	0.16	16 %

Note: Ave = average, Std = standard deviation, CoV = coefficient of variation.

چهار مدل اول در جدول ۱-۲، در حد قابل با نتایج عملی همخوانی ندارد. آنها مقاومت چسبندگی را خیلی کمتر از مقدار واقعی تخمین زده‌اند. دلیل اصلی آن از نظر CHEN & TENG این است که در این مدلسازیها، مفهوم طول موثر چسبندگی مورد توجه قرار نگرفته. اما مدل ارائه شده توسط KHALIFA ET AL. 1998 و NEUBAUER & ROSTASY 1997 عملکرد معقول و قابل قبولی نشان داد. چون اساس مدلسازی انجام شده توسط KHALIFA که از اصلاح مدلسازی MAEDA بدست آمده، از رگرسیون نتایج و دیتاهای تجربی اتصال FRP به بتن تشکیل شده است بنابراین با نتایج و بررسی‌های عملی همخوانی خوبی دارد. مشکل و ضعف اساسی این مدل این است که تنش برشی در لحظه شکست را بیش از مقدار واقعی تخمین می‌زد و در عوض طول موثر چسبندگی را کمتر از مقدار حقیقی بدست می‌دهد. برای مثال، رابطه ۱۲-۲ متوسط تنش برشی در لحظه شکست را حدود 60MPa و رابطه ۳B-۲ طول موثر چسبندگی را در حدود ۱۱ میلیمتر برای نمونه‌های اتصال تهیه شده توسط TALJUSTEN 1997 پیش بینی می‌کند. در حالیکه طول موثر بدست آمده تقریباً ۳۰۰ میلیمتر می‌باشد بنابراین از این مدل هم نمی‌توان در

طراحی استفاده کرد. جدول ۱-۲ همچنین نشان می‌دهد که در مورد مدلسازی NEVBAVER & ROSTASY متوسط نسبت مقادیر حاصل از آزمایش به مقدار پیش بینی شده توسط مدل ۰/۸۲ می‌باشد و این یعنی اینکه مدل ۰/۷۴ بیش تر از مقدار واقعی پیش بینی می‌کند در مورد ورقهای فولادی این نسبت ۰/۷۴ می‌باشد. این بدان معناست که مقدار پیش بینی شده مقاومت چسبندگی توسط مدلسازی، ۳۵٪ بیش از مقداری است که در آزمایش بدست آمده است. ایراد دیگر این مدل این است که مقاومت کشش سطحی بتن در فرمولاسیون خود استفاده کرده که بدست آوردن این مقاومت نیازمند انجام آزمایشات ویژه است و دیتاهای آزمایشی کمی در این زمینه در دسترس می‌باشد.

۴-۲ مدلسازی CHEN AND TENY:

این دو نفر اخیراً مدلی را برای پیش بینی مقاومت چسبندگی پیشنهاد کرده‌اند که کمبودها و نقایص مدل‌های قبلی را ندارد. مدل آنها از ترکیب آنالیزهای مکانیک شکست و شواهد و مدارک تجربی و آزمایشی تشکیل شده است و پیش‌بینی نسبتاً دقیقی دارد. CHEN AND TENY متوجه شدند که رفتار برش - لغزش اتصالات چسبانده شده به بتن را می‌توان با یک مدل مثلی بیان کرد. (شکل ۳-۲) این همان رابطه برش - لغزشی است که افراد نظیر NEVBAVER & ROSTASY، YUAN ET AL 2001 هم در مدلسازیهای خود، استفاده کرده بودند.

برای اتصال FRP به بتن، مقادیر $\delta_1 = 0.02\text{mm}$ (لغزش متناظر با نقطه پیک نمودار) و $\delta_F = 0.02\text{mm}$ می‌باشد. این یعنی اینکه مقدار δ_1 در مقایسه با δ_F ، کوچک می‌باشد بنابراین می‌توان برای سادگی رابطه برش - لغزش را مثل حالت شکل ۳B-2 در نظر گرفت. در این حالت، راه حل NLFM به روابط زیر منتهی خواهد شد:

$$P_u = \begin{cases} \tau_f b_p / \lambda & \text{if } L \geq L_e \\ (\tau_f b_p / \lambda) \sin(\lambda L) & \text{if } L < L_e \end{cases} \quad (2-14A)$$

$$L_e = \frac{\pi}{2\lambda} \quad (2-14B) \quad \text{در این رابطه:}$$

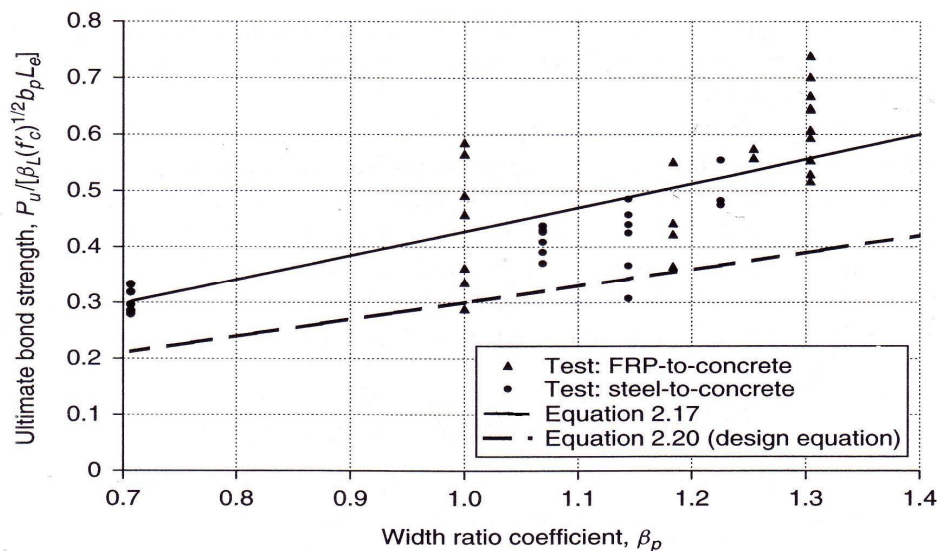
$$\lambda^2 = \frac{\tau_f}{\delta_f E_p t_p} (1 + \alpha_Y) \quad (2-14C)$$

CHEN و همکارانش متوجه شدند که ضریب α_Y در رابطه ۱۴-۲ در مقایسه با عدد ۱ مقدار کوچکی است. مبنای این جمله بر اساس فرض یکنواخت بودن توزیع تنش در کل سطح مقطع عضو بتنی و صفحه چسبانده شده می‌باشد. بدلیل موضعی بودن رفتار چسبندگی، این فرض در مورد عضو بتنی کاملاً نادرست است. در عین حال نسبت عرض صفحه چسبانده شده به عرض مقطع بتنی یعنی $\frac{b_p}{b_c}$ اثر قابل ملاحظه‌ای بروی مقاومت نهایی چسبندگی دارد (CHEN AND TENY 2001B) به صورت مشابهی، این نسبت در مدلسازی که توسط HOLZENKAMPFER 1994 انجام شده بود به کار رفته بود. اگر عرض صفحه چسبانده شده کوچکتر از عرض عضو بتنی باشد، نیروی منتقل شده از صفحه به عضو بتنی، طبیعتاً فقط در عرضی از

صفحه مساوی عرض عضو بتن منتقل می گردد که در این حالت هم وضعیت تنش در عرض عضو بتنی غیر یکنواخت می باشد. مقادیر کوچکتر β_P نسبت به β_C موجب بوجود آمدن تنش برشی بزرگتر در سطح مشترک تماس (در لحظه شکست) خواهد شد. سرانجام پس از بررسی نتایج و اطلاعات موجود، چنین نتیجه گیری شد که مقاومت نهایی چسبندگی به صورت خطی با مقدار β_P در ارتباط است (شکل ۲-۴) مقدار β_P برابر است با:

$$\beta_P = \sqrt{\frac{2 - b_p/b_c}{1 + b_p/b_c}} \quad (2-15)$$

اندازه گیریهای دقیق مشخصات مربوط به نمودار برش - لغزش نظیر δ_F و τ_F مشکل است و برای مقاصد طراحی قابل استفاده و اجرایی نیست. بنابراین انتظار می رود که برای استفاده روابط ۲-۱۴ در طراحی ها، مشخص کردن مشخصات نمودار برش - لغزش، نسبتاً ساده باشد.



شکل ۲-۴ تأثیر نسبت پهنای صفحه چسبیده به بتن به روی مقاومت نهایی چسبندگی

افرادی نظیر HOLZENKAMPFER 1994, NEUBAUER & ROSTASY 1997, VAN GEMERT مقاومت نهایی چسبندگی را با مقاومت کشش سطحی بتن در ارتباط می دانستند. همچنین MAEDS 1997 این مقاومت را با مقاومت برشی بتن مرتبط می دانست. هر چند نتایج و بررسی های تجربی مختلفی (مثلاً CHAJES ET AL 1996) نشان داده است که مقاومت نهایی چسبندگی علاوه بر اینها می تواند با جمله $\sqrt{f'_c}$ با مقاومت چسبندگی فولاد داخل مقطع (همانند BS 8110 1997) و خود FRP مورد استفاده (EHSANI 1996) هم در ارتباط باشد. CHEN & TENG مقدار τ_F را به صورت تقریبی با مقاومت کششی بتن که می توان آنرا با مقاومت فشاری بتن از طریق رابطه ۲-۱۳ مربوط کرد، مساوی گرفتند. لازم به ذکر است که مقدار δ_F به صورت معمول برابر ۰/۲ میلیمتر می باشد بنابراین یا علم به این مطلب که در رابطه ۲-۱۴C مقدار α_y در مقایسه با ۱ عدد کوچکی است و از آن صرف نظر می کنیم و جایگزین کردن مقدار ۰/۲

در δ_F و سپس ساده کردن این رابطه و جایگزینی مقدار در رابطه B ۱۴-۲ مقدار طول موثر چسبندگی یعنی L_E به صورت تقریبی برابر خواهد شد با:

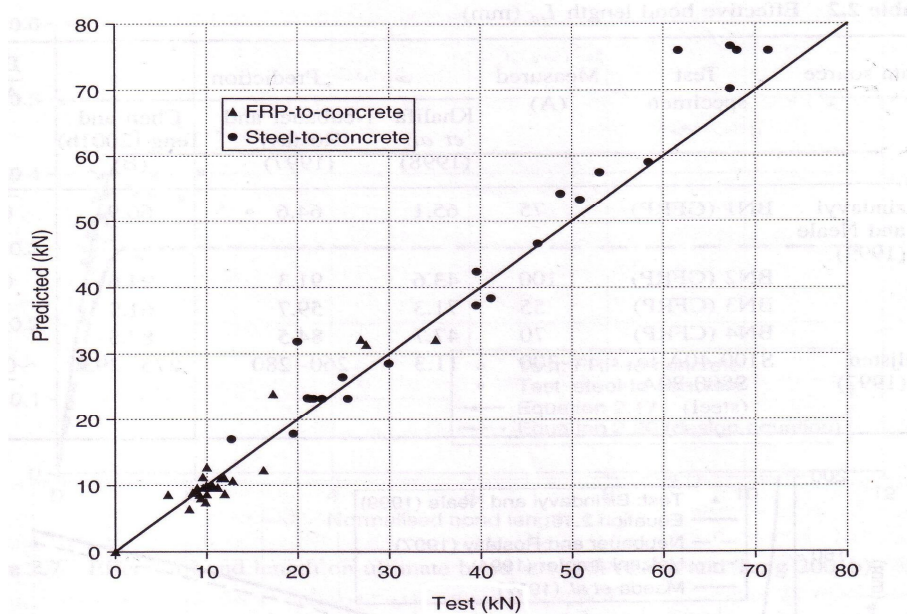
$$L_e = \sqrt{\frac{E_p t_p}{f'_c}} \quad \text{mm (۲-۱۶)}$$

در این رابطه f'_c بر حسب MPA و $E_p t_p$ بر حسب MPA-MM می‌باشند. با توجه به مواردی که بیان شد CHEN AND TENY در سال ۲۰۰۱ یک مدل ساده برای تعیین مقاومت نهایی چسبندگی ارائه کردند که اساس آنرا رابطه ۱۴-۲ و نیز رگرسیون نتایج آزمایشات تشکیل داده‌اند:

$$P_u = 0.427 \beta_p \beta_L \sqrt{f'_c} b_p L_e \quad \text{N (۲-۱۷A)}$$

$$\beta_L = \begin{cases} 1 & \text{if } L \geq L_e \\ \sin[\pi L / (2L_e)] & \text{if } L < L_e \end{cases} \quad \text{(۲-۱۷B)}$$

برای استفاده در این روابط L_E و β_p از روابط ۱۵-۲ و ۱۶-۲ بدست می‌آیند و واحد آنها MM و f'_c نیز بر حسب MPA می‌باشد.



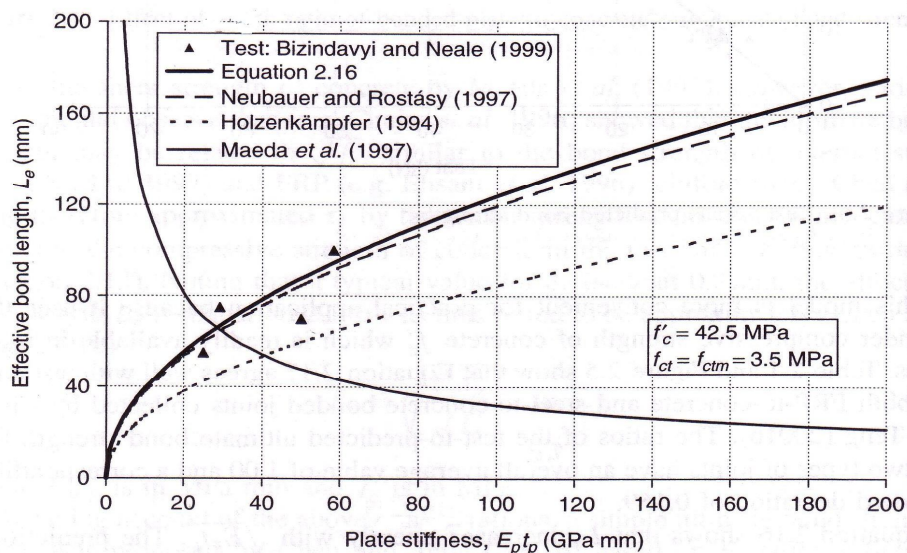
شکل ۲-۵ نتایج مشخص شده برای مقاومت چسبندگی از روی آزمایش

این مدل جهت استفاده عملی، ساده و مناسب است و از آنجا که از مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای بتن یعنی f'_c استفاده می‌کند که بدست آوردن آن نسبتاً ساده می‌باشد. جدول ۱-۲ و شکل ۵-۲ نشان می‌دهند که رابطه ۱۷-۲ با نتایج بدست آمده از آزمایشات بروی اتصال FRP و صفحات فولادی چسبانده شده بروی بتن که توسط CHEN AND TENY (2001) انجام شد، همخوانی خوبی دارد. میانگین نسبت مقاومت چسبندگی بدست آمده از آزمایش به مقدار پیش‌بینی شده توسط مدل در دو نمونه اتصال، برابر ۱/۰۰ و با انحراف مقیاس ۰/۱۵۹ شد. رابطه ۱۶-۲ نشان می‌دهد که مقدار L_E بصورت خطی با جمله $\sqrt{E_p t_p}$ افزایش می‌یابد. مقداری که برای استفاده از مدل CHEN AND TENY بدست می‌آید همخوانی نزدیکی با برخی از نتایج آزمایشات دارد. مقایسه‌ای که در شکل ۶-۲ ارائه شده نشان می‌دهد که مدل تجربی

1997 MAEDS اثر $E_p t_p$ را بر مقدار طول موثر چسبندگی، نادرست پیش‌بینی کرده است. شکل ۷-۲ نشان دهنده اثر طول چسبندگی بروی مقاومت چسبندگی نهایی می‌باشد (CHEN AND TENY 2001B). نقاط حاصل از نتایج تجربی آزمایشات بطور مناسبی در اطراف منحنی که حاصل از نتایج پیش‌بینی شده توسط رابطه ۱۷-۲ می‌باشد، قرار گرفته‌اند. اثر مقاومت را بروی مقاومت چسبندگی نشان می‌دهد. همچنین می‌توان گفت که اشکال ۴-۲ تا ۸-۲ نشان دهنده اثر پارامترهای گوناگون مربوط به مقاومت چسبندگی است که توسط مدل CHEN AND TENY مورد توجه قرار گرفته‌اند.

جدول ۲-۲ طول چسبندگی مؤثر

Data source	Test specimen	Measured (A)	Prediction			$\frac{B}{A}$
			Khalifa <i>et al.</i> (1998)	Neubauer and Rostásy (1997)	Chen and Teng (2001b) (B)	
Bizindavyi and Neale (1999)	BN1 (GFRP)	75	65.1	64.6	66.9	0.89
	BN2 (GFRP)	100	43.6	91.3	94.6	0.95
	BN3 (CFRP)	55	71.3	59.7	61.9	1.13
	BN4 (CFRP)	70	47.7	84.5	87.5	1.25
Täljsten (1997)	S100-40A to S800-80A (steel)	~300	11.3	260-280	275-293	~0.94

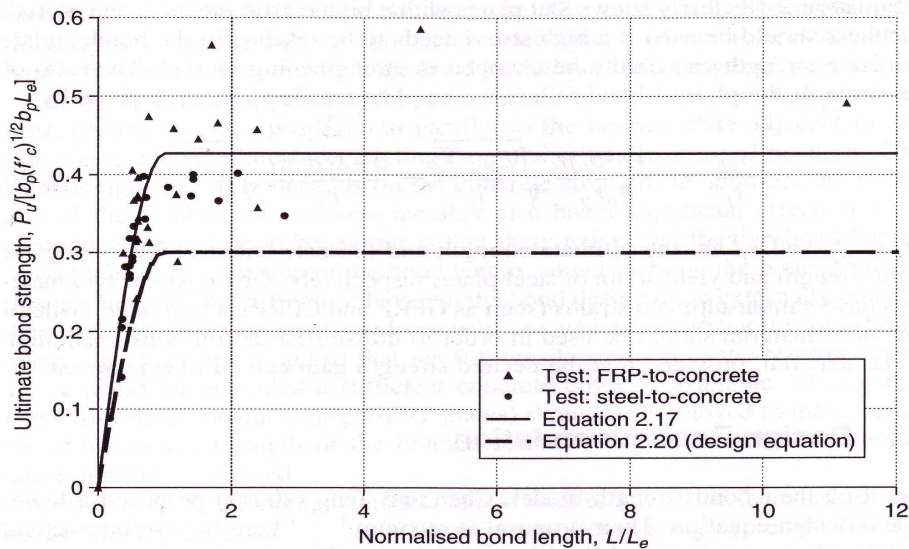


شکل ۶-۲ تأثیر سختی صفحه چسبیده بروی طول چسبندگی مؤثر

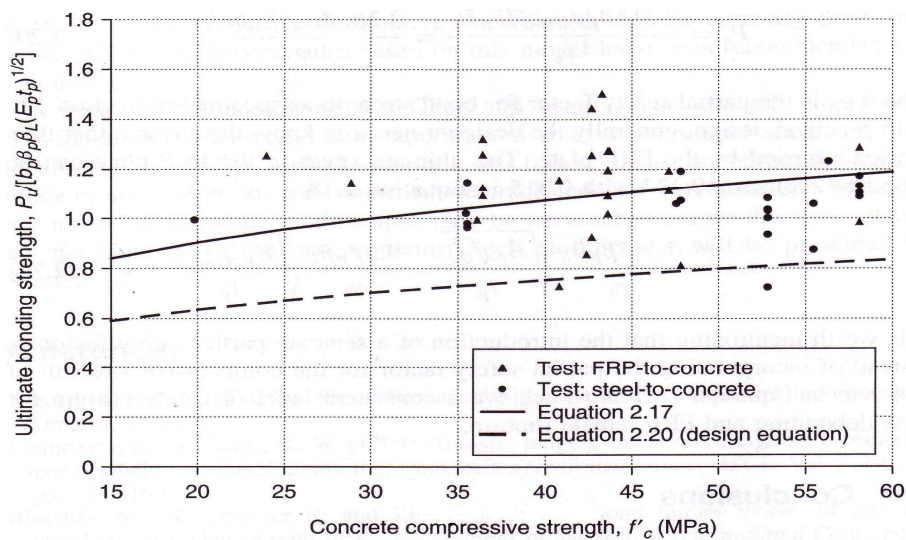
با جایگذاری رابطه ۱۶-۲ و $\sigma_{db} = \frac{P_u}{b_p \cdot t_p}$ در رابطه ۱۶-۲، مقدار تنش در صفحه چسبانده شده، در لحظه شکست برابر می‌شود با:

$$\sigma_{db} = 0.427 \beta_p \beta_L \sqrt{\frac{E_p \sqrt{f'_c}}{t_p}} = 0.4 \beta_p \beta_L \sqrt{\frac{E_p \sqrt{f_{cu}}}{t_p}} \quad (2-18)$$

در این رابطه منظور از F_{cu} ، مقاومت نمونه مکعبی بتن می‌باشد که ارتباط آن با f'_c به صورت $f'_c = 1.25 F_{cu}$ می‌باشد.



شکل ۲-۷ تأثیر طول چسبندگی بر روی مقاومت چسبندگی نهایی



شکل ۲-۸ تأثیر مقاومت بتن بر روی مقاومت چسبندگی نهایی

رابطه ۲-۱۸ به روشنی نشان می‌دهد که اگر نیاز است تنش بزرگی در صفحه چسبانده شده بوجود آید می‌بایست از صفحات با مدول الاستیسیته بالا و نازک استفاده کرد نسبت تنش در لحظه شکست چسبندگی در صفحه به مقاومت کششی صفحه برابر است با:

$$\frac{\sigma_{db}}{f_p} = \frac{0.427 \beta_p \beta_L}{E_p \varepsilon_p} \sqrt{\frac{E_p \sqrt{f'_c}}{t_p}} = \frac{0.427 \beta_p \beta_L}{\varepsilon_p} \sqrt{\frac{\sqrt{f'_c}}{E_p t_p}} \quad (2-19)$$

در این رابطه ε_p ، F_p به ترتیب مقاومت نهایی و کرنش نهایی نوارهای FRP و یا تنش جاری شدن و کرنش در لحظه جاری شدن ورقهای فولادی می‌باشند. اگر دو نوع مصالح داشته باشیم که کرنش نهایی آنها تقریباً مشابه باشد (مثل CFRP و GFRP) باید از لایه نازکی از مصالح نرمتر استفاده شود تا بهره‌برداری بهتری از مقاومت کامل کششی مصالح به عمل آید البته با توجه به این مورد که مقاومت مورد نیاز برای طراحی باید حاصل شود.

۵-۲ توصیه‌های طراحی:

CHEN AND TENY مرز پایین‌تری را برای استفاده از این روابط در طراحی پیشنهاد کرده‌اند. آنها پیشنهاد کردند که ضریب ثابت در رابطه ۱۷-۲ به ۰.۹۵٪ مقدار مشخصه $0.315 \times (1 - 0.159) = 0.427$ کاهش یابد به این ترتیب مقدار محافظه کارانه‌تر بدست خواهد آمد:

$$p_u = \frac{0.315 \beta_p \beta_L \sqrt{f'_c} b_p L_e}{\gamma_b} = \frac{0.3 \beta_p \beta_L \sqrt{f_{cu}} b_p L_e}{\gamma_b} \quad (2-20)$$

در این رابطه γ_b ضریب اطمینان جزیی برای مقاومت چسبندگی است که در فصل اول بخش ۶-۱ در مورد آن صحبت شد.

در عمل، هنگام طراحی، طراح نیازمند به دانش تنش‌های مجاز است تا نیروهای مجاز بنابراین با جایگزین کردن 0.315 به جای 0.427 در رابطه ۱۸-۲ خواهیم داشت:

$$\sigma_{db} = \frac{0.315 \beta_p \beta_L}{\gamma_b} \sqrt{\frac{E_p \sqrt{f'_c}}{t_p}} = \frac{0.3 \beta_p \beta_L}{\gamma_b} \sqrt{\frac{E_p \sqrt{f_{cu}}}{t_p}} \quad (2-21)$$

این تفکر اشتباه است که عنوان شود با معرفی کردن ضریب اطمینان جداگانه γ_b به جای استفاده از ضریب اطمینان جزیی برای مقاومت فشاری بتن در رابطه ۲۱-۲ به دنبال این بوده‌ایم که یک حاشیه امنیت، هم برای گسیختگی FRP تحت کشش و هم شکست چسبندگی فراهم کنیم.

۶-۲ نتیجه‌گیری:

در برخی موارد مقاوم‌سازی سازه‌های بتن مسلح به روش چسباندن صفحات و نوارهای FRP بروی اعضا، امکان شکل‌گیری شکست بدلیل وجود آمدن تنشهای بزرگ در سطح تماس بتن و FRP در نزدیکی و مجاورت یک ترک بزرگ در بتن، وجود دارد و این مورد شکست چسبندگی در عمل و در مطالعات و بررسی‌های به چشم می‌خورد. در این فصل سعی کرده بودیم که توجه خود را معطوف به رفتار چسبندگی و مشخصات و خصوصیات آن، نماییم.

مطالعات موجود نشان می‌دهد مد اصلی شکست به صورت بروز ترک خوردگی در بتن و رشد و انتشار آن در اثر تنشهای برشی در مجاورت ورق چسبانده شده و سطح تماس بتن و FRP می‌باشد. در اثر این عمل قسمتی از بتن که لایه نازکی می‌باشد در حالیکه به صفحه FRP چسبیده است از بتن المان جدا

می‌شود و به این ترتیب شکست در مقاوم‌سازی شکل می‌گیرد. مقاومت چسبندگی به عوامل متعددی بستگی دارد که مهمترین آنها یکی مقاومت بتن و دیگری نسبت عرض صفحه چسبانده شده به عرض مقطع بتنی می‌باشد. در رفتار چسبندگی، یک مفهوم مهم طول موثر چسبندگی است. این طول مقداری است که اگر طول چسبندگی از آن فراتر رود، مقاومت چسبندگی دیگر تغییری نخواهد داد (افزایش نمی‌یابد). این یک تفاوت اصلی و اساسی در مفهوم چسبندگی فولاد داخل مقطع با بتن و چسبندگی صفحه FRP خارجی با بتن می‌باشد. در مورد فولاد داخل مقطع با فرض تأمین مقدار مناسب پوشش بتن و طول چسبندگی می‌توان به حداکثر مقاومت کششی مقطع فولاد رسید اما در مورد صفحات تقویت کننده مقطع در این زمینه محدودیت وجود دارد.

برای بهره‌برداری بیشتر از مصالح FRP بهتر است از صفحات نازک با مدول الاستیسیته پایین (مثل GFRP) استفاده شود تا استفاده بیشتری از ظرفیت کششی مقطع FRP شود.

در زمینه مقاومت چسبندگی، تعدادی از مدل‌سازی‌ها در دسترس می‌باشد اما تمام آنها به جز مدلی که توسط (CHEN & TENY (2001b ارائه شده، نتایجی پیش‌بینی می‌کنند که با واقعیت نزدیک نیست. نقطه ضعف آنها معمولاً به در نظر نگرفتن یک یا چند پارامتر مؤثر در چسبندگی صفحات مقاوم‌کننده به بتن، برمی‌گردد. اما با استفاده از مدل CHEN AND TENY هر دو مورد مقاومت چسبندگی و طول موثر چسبندگی به درستی پیش‌بینی می‌شود و بنابراین برای طراحی استفاده از روابط ارائه شده متوسط این مدل پیشنهاد می‌گردد. در اینجا لازم است تأکید کنیم که مدل CHEN AND TENY با استفاده از آنالیزهای تئوری و نتایج تجربی مربوط به آزمایش برش ساده (SIMPLE SHEAR) بر روی نمونه اتصالات ساخته شده، بوجود آمده است. در بخش ۷-۳ به مقوله شکست چسبندگی در تیرها و یا دالها (که تحت خمش هستند) می‌پردازیم. استفاده از نتایج مدل‌سازی TENY & CHEN در این موارد، به دلیل متفاوت بودن وضعیت تنش‌ها نیاز به اصلاحاتی دارد.

فصل سوم

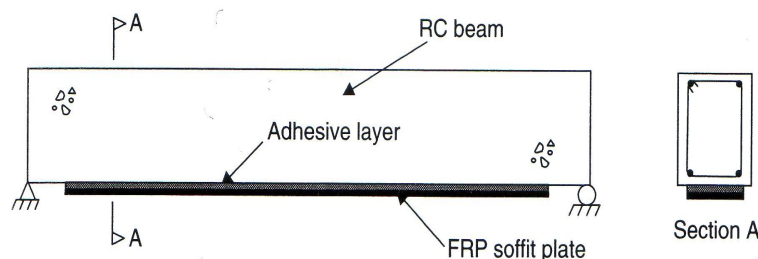
مقاوم‌سازی خمشی تیرها

۱-۳ مقدمه:

روشهای قدیمی متداول برای مقاوم‌سازی خمشی تیرهای بتن آرمه، شامل ایجاد پس‌تنیدگی خارجی (EXTERNAL POST TENSION) و چسباندن صفحات فولادی بود. این روشها دچار معضلاتی همچون عدم دوام و پایایی و نیز دشوار بودن کاربرد و اجرای آنها بود. در سالهای اخیر چسباندن صفحات FRP، تبدیل به یک روش برای مقاوم‌سازی سازه‌ها، نخستین بار در اواسط دهه ۱۹۸۰ با مقاوم‌سازی تیرهای بتن مسلح با صفحات از جنس CFRP در آزمایشگاه مرکزی تحقیقات و استانداردسازی مصالح سوئیسی

(EMPA) انجام شد. در شکل ۳-۱ یک تیر بتن مسلح که در زیر آن یک لایه FRP چسبانده شده مشاهده می گردد.

اغلب این تحقیقات انجام شده در زمینه مقاوم سازی خمشی با FRP در طول دهه گذشته صورت گرفته اند (مانند RITCHIE ET AL. 1991، SAADAT MANESH & EHSANI 1991، TRIANTAFILLIV & PLEVRIS 1992، ...) با توجه به نیازهای بسیار زیاد فعلی در زمینه مقاوم سازی سازه ها و کاهش دادن هزینه استفاده از FRP در مقاوم سازی ها این تحقیقات بسیار متعدد بوده و توسط افراد بسیاری مورد توجه قرار گرفته بود. پیش از آن هم تحقیقات و بررسی های قابل ملاحظه ای در زمینه استفاده از صفحات فولادی برای مقاوم سازی خمشی صورت گرفته بوده (همانند JONES ET AL. 1998، MACDONALD & CALDLER 1982 و SWAMY 1982) که این بررسیها حتی تا سالهای دهه ۱۹۹۰ هم ادامه داشت. همانند OEHlers & MORAN 1990، OEHlers 1992، HUSSAIN 1992، ASHRAFUDIN ET AL. 1999. بیشتر آنچه در زمینه تحقیقات بر روی چسباندن ورقه های فولادی بدست آمده است با چسباندن صفحات FRP هم مربوط است. این فصل در ارتباط با رفتار و مقاومت تیرهای بتنی است که از طریق چسباندن لایه FRP به سطح زیرین آنها، مقاوم سازی شده اند. توجه ما در این فصل بر روی تیرهای مقاوم شده ای است که لایه چسبانده شده به آنها در ابتدا بدون تنش می باشد (UNSTRESSED PLATES) و در استفاده از آنها از مهاربندی مکانیکی استفاده نشده است این حالت در اجرا بیشتر متداول می باشد. این فصل با توضیح مختصری در مورد روشهای متفاوت چسباندن صفحات FRP شروع می شود و در ادامه مدهای شکست متفاوت و رفتار چنین تیرهایی توصیف می گردد. سپس نتایج تحقیقات موجود خلاصه بندی شده و مدلسازیهای مناسب برای حالت های شکست مختلف ارائه خواهد شد. در اینجا باید عنوان کرد که تمام صحبت های ما در اینجا در ارتباط با تیرهای دو سر ساده می باشد که در اغلب تحقیقات انجام شده هم این تیرها مورد بررسی قرار گرفته اند.



شکل ۳-۱ تیر بتنی تقویت شده با FRP چسبیده شده بر زیر تیر

۳-۲ روشهای مقاوم سازی:

۳-۲-۱ کلیات:

مقاوم سازی تیرهای دو سر ساده در مقابل خمش، عموماً از طریق چسباندن مصالح مرکب FRP به وجه تحقیقاتی مقطع تیر بتنی صورت می گیرد. قبل از چسباندن FRP باید سطح بتن آماده شود. هدف از آماده

سازی مناسب سطح، برداشتن لایه سطحی ضعیف بتن، در معرض تماس قرار دادن سنگ دانه‌ها برای بهبود چسبندگی FRP و ایجاد یک سطح صاف و یکنواخت می‌باشد. ممکن است مصالح FRP مورد استفاده به صورت ورقه یا نوار از پیش آماده شده یعنی پیش ساخته باشد در این صورت ممکن است لازم شود که سطحی از این نوارها که قرار است به بتن چسبانده شود هم آماده‌سازی شود. در انجام مراحل اساسی کار برخی متغیرها وجود دارند. این شامل پیش‌تنیده کردن لایه FRP قبل از مصرف و ضوابط مربوط به مهاربندی نظیر نوارهای U شکل در انتهای لایه چسبانده شده برای کاهش خطر و ریسک شکست چسبندگی می‌باشد.

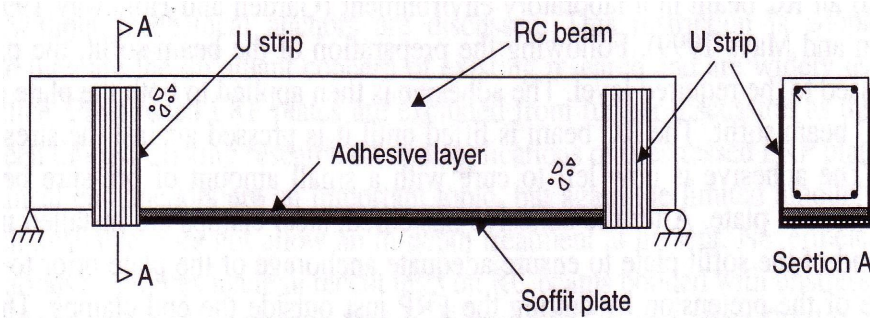
۲-۲-۳ صفحات زیرین بدون تنش UNSTRESSED SOFFIT PLATES:

چسباندن نوارها یا صفحات FRP به سطح زیرین تیرهای بتن مسلح، متداولترین روش مقاوم‌سازی می‌باشد و نیز بیشترین حجم آنالیزهای تئوری و نیز آزمایشگاهی در این زمینه انجام شده است. سه روش در حال حاضر برای استفاده از FRP در مقاوم‌سازی خمشی تیرهای بتنی وجود دارد. این سه روش عبارتند از: (A) استفاده از نوارهای FRP پیش ساخته و چسباندن آن با استفاده از چسب در محل اجرا (B) چسباندن خیس یا WET LAY-UP (C) تزریق یا چسباندن با رزین RESIN INFUSION در اولین روش نوارها و صفحات پیش ساخته FRP ابتدا به قطعات مورد نیاز و ابعاد مشخص، بریده می‌شوند و سپس به سطح زیرین (وجه تحتانی) تیر بتنی چسبانده می‌شوند. چسباندن این نوارهای پیش ساخته نیازمند بالاترین حد یکنواختی و کیفیت سطح می‌باشد و توسط افرادی نظیر SAADATMANESH & EHSANI 1991، QUANTRILL (1996A)، GARDEN ET AL. 1997، NGUYEN ET AL. 2001، ROSS ET AL. 1999 به کار گرفته شده است.

روش چسباندن خیس WET LAY-UP شاید متداولترین روش استفاده از مصالح FRP در مقاوم‌سازی‌ها باشد و بیشترین قابلیت انعطاف در اجرا و سطوحی که قرار است مقاوم‌سازی شوند را دارا می‌باشد. همچنین این روش ارزاترین روش هم می‌باشد (KARBHARI & ZHAO 1998). رزین ابتدا بر روی سطح بتن زده می‌شود و الیاف در محل با کمک غلطک با رزین آغشته شده و بر روی سطح قرار می‌گیرد. در اینجا رزین علاوه بر نقشی که در چسباندن الیاف به بتن، دارد نقش نگهدارنده الیاف در کنار یکدیگر را هم ایفا می‌کند و در واقع لایه FRP را شکل می‌دهد. این روش هم نسبت به ناهمواریهای سطح حساس می‌باشد و وجود ناهمواریها می‌تواند سبب گسستن چسبندگی شود که این مورد در بخش ۱-۷-۳-۳ مورد بحث قرار گرفته است. این روش در آزمایشات تجربی زیادی مورد بررسی قرار گرفته است نظیر کارهای CHAJES ET AL. 1994، ARDUINI & NANNI 1997، AHMAD & VAN GEMERT 1999. روش تزریق رزین یا RESIN INFUSION چیزی شبیه مشخصات روش WET LAY-UP می‌باشد ولی خیلی متداول نمی‌باشد. (KARBHARI & ZHAO 1998, VARASTEHPOUR & HAMELIN 1997)

۳-۲-۳ مهاربندی انتهایی صفحات چسبانده شده به سطح زیرین تیر:

برای جلوگیری از گسستن چسبندگی در انتهای نوارهای FRP، می‌توان از مهاربندی مکانیکی استفاده کرد. استفاده از مقاطع پیش ساخته فولادی و یا نوارهای U شکل FRP (شکل ۲-۳) در این زمینه متداول می‌باشد.



شکل ۲-۳ تیر بتنی تقویت شده با FRP و مهار شده در دو انتها به شکل U

همچنین می‌توان به عنوان مهاربندی، انتهای نوارها را پیچ کرد (SWAMY & MUKHOPADHYAY 1999) این بولتهای فولادی، نوارهای FRP را مستقیماً به بتن ارتباط می‌دهند و ایجاد نوعی مهاربندی می‌کنند (GARDEN & HOLLAWAY) همچنین می‌توان برای مهاربندی به روش WET LAY UP، در صورت امکان دور تا دور مقطع را در محل انتهای نوار FRP چسبانده شده، دور پیچ کرد (GANGARAO & VIJAY 1998) و یا اینکه به همین روش بخشی از مقطع را پوشش داد (VAN GEMERT ET AL. 1999) مطالعات تجربی بر روی مهارهای مکانیکی توسط افرادی نظیر SHARIF 1994, RITCHIE 1991, SWAMY & MOKHOPA 1999, VAN GEMERT ET AL. 1999, SPADEA 1998 و SMITH & TENY 2001 انجام شده است. همچنین جزئیات بیشتر از طرحهای متفاوت مهاربندی و بررسی‌های عملی و تجربی در مورد آنها را می‌توان در HOLLAWAY & MAYS 1999 یافت.

بررسی‌های تجربی نشان می‌دهند که مهاربندی مکانیکی هر چند بطور کامل مانع گسستن چسبندگی نمی‌شود ولی شروع آنرا به تأخیر می‌اندازد. (SHARIF ET AL. 1994, GARDEN 1998) البته میزان این تأخیر و افزایش در مقدار بار متناظر با گسستن پیوند انتهای نوار FRP محدود می‌باشد (SMITH & TENY 2001A). مدلهایی توسط برخی افراد (نظیر VAN GEMERT ET AL. 1999) پیشنهاد شده است که به کمک آنها می‌توان افزایش مقاومت ناشی از مهاربندی مکانیکی را پیش‌بینی کرد. البته چنین مدلهایی که نیمه تجربی هستند بر پایه تعداد معدودی آزمایشات، ارائه شده‌اند و مشخصاً تحقیقات بیشتری در این زمینه لازم به نظر می‌آید.

۲-۳-۴ نوارها یا صفحات پیش تنیده:

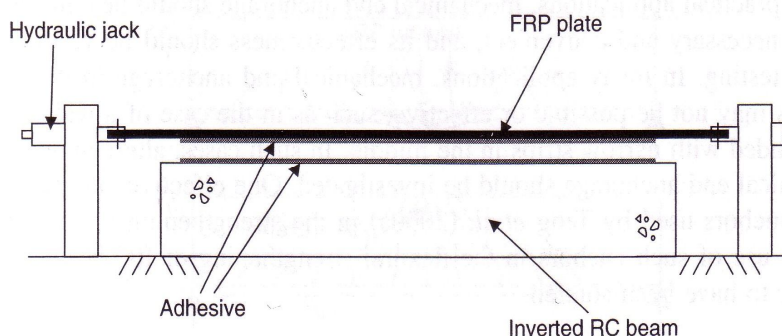
می‌توان نوارهای FRP را قبل از چسباندن بر روی بتن، پیش‌تنیده کرد. مزیت اصلی این کار این است که چنین نوارهایی پس از چسبانده شدن بر روی المان در باربری المان سهیم می‌شوند و برای شرکت آنها در ظرفیت باربری المان دیگر نیازی به اضافه شدن بر مقدار بارهای وارده بر المان نمی‌باشد. همچنین

پیش‌تنیدگی این نوارهای باعث می‌شود که عرض ترک‌های موجود در طول المان کاهش یابد که این در برخی موارد موضوع بسیار حیاتی و مهمی می‌باشد. علاوه بر اینها بدلیل اینکه مصالح FRP مقاومت کششی بالایی دارند، پیش‌تنیده کردن آنها سبب استفاده بهتر و افزایش بهره‌وری از آنها می‌گردد. البته روش نیازمند نیروی کار ماهرتر و دقت بیشتر در طراحی و اجرا می‌باشد. و همچنین مقوله مهاربندی هم در این شرایط راه خود می‌باشد زیرا مطالعات تئوری و عملی اندکی در این زمینه انجام شده است. مروری کاملتر بر کارهای انجام گرفته در زمینه مقاوم‌سازی تیرهای بتن مسلح با استفاده از مصالح FRP پیش‌تنیده را می‌توان کارهای HOLLAWAY & LEEMING یافت.

شکل ۳-۳ بخشی از نتایج کاربرد صفحات FRP پیش‌تنیده بر روی وجه تحتانی تیرهای بتنی را که در محیط آزمایشگاهی صورت گرفته نشان می‌دهد.

(GARDEN & MAYS 1999, GARDEN & HOLLAWAY 1998B). پس از آماده کردن سطح بتن، نوار FRP تا سطح معینی تحت کشش قرار گرفته است. پس هم بر روی سطح بتن و هم روی سطح نوار چسب زده می‌شود سپس مطابق شکل ۳-۳ تیر بتنی بالا برده می‌شود تا به نوار تحت کشش FRP چسبانده شود. سپس با اعمال فشار اندکی بر روی نوار FRP، عمل آوری چسب انجام می‌شود. پس از اتمام عمل آوری، گیره‌های فولادی در نزدیکی دو انتهای نوار FRP جهت مهاربندی کافی نصب می‌گردند پس از این مراحل و اتمام عملیات مهاربندی، نوار FRP (خارج از محدوده مهاربندی شده) بریده می‌شود. سپس صفحات ضخیم FRP درست در مجاورت دو گیره فولادی، بروی صفحه پیش‌تنیده قرار گرفته بر روی بتن، چسبانده می‌شود. بعد از عمل آوری چسب، سوراخهایی از میان ضخامت این صفحات ضخیم و نوار پیش‌تنیده به درون تیر بتنی ایجاد می‌گردد و سپس بولتها همراه با تزریق اپوکسی به داخل این سوراخها، فرو برده می‌شوند. پس از عمل آوری چسب اطراف این بولتها، گیره‌های فولادی دو انتهای نوار پیش‌تنیده برداشته می‌شود و طول اضافی این نوار (خارج از صفحات ضخیم انتهایی) بریده می‌شود. و به این ترتیب عملیات به انجام می‌رسد. (GARDEN & MAYS (1999) چگونگی مقاوم‌سازی تعدادی از تیرهای پیش‌تنیده بتنی را توسط نوارهای پیش‌تنیده در شرایط واقعی سازه بتنی، شرح داده‌اند. ابتدا نوار FRP به طول مورد نیاز بریده می‌شود و صفحات ضخیم انتهایی که برای مهاربندی نوار پیش‌تنیده به کار می‌روند و از قبل بر روی آنها سوراخهایی ایجاد شده است، در دو انتهای نوار چسبانده می‌شوند. سپس نوار FRP بر روی وجه تحتانی تیر بتنی قرار داده می‌شود و دستگاهی جهت ایجاد حالت پیش‌تنیدگی و کشش در نوار FRP، بر روی تیر بتنی قرار می‌گیرد. وقتی میزان کشش ایجاد شده در نوار FRP توسط دستگاه به حد مورد نظر رسید، با کمک الگوی سوراخها بر روی صفحات ضخیم انتهایی که جهت مهاربندی استفاده می‌شوند، سوراخهایی در نوار پیش‌تنیده و بتن ایجاد می‌گردد. سپس نوار بر روی لایه چسبی که بر سطح تحتانی تیر بتنی پخش شده است، فشرده می‌شود. و در عین حال پیچهای دو انتها هم در محل‌های خود سفت می‌شوند. خیز منفی تیر بدلیل پیش‌تنیده بودن آن باعث بوجود آمدن فضایی بین سطح بتن و نوار

پیش‌تنیده می‌شود که می‌توان به داخل این فضا چسب اضافی تزریق کرد. فشار بر روی سطح نوار تا انتهای زمان عمل آوری چسب ادامه می‌یابد. روش دیگری هم توسط SAADATMANESH & EHSANI 1991 پیشنهاد شده که مطابق آن ابتدا در تیر بتنی خیز منفی ایجاد می‌شود سپس نوار FRP معمولی (غیر پیش‌تنیده) بر روی وجه تحتانی چسبانده شده و آنگاه که خیز منفی تیر برداشته شود، در نوار چسبانده شده مشابه حالت پیش‌تنیدگی، کشش بوجود می‌آید.



شکل ۳-۳ روش پیش‌تنیدگی در صفحه FRP

۵-۲-۳ نکات اضافی:

در باقیمانده فصل صحبت ما در مورد مقاوم‌سازی تیرهای RC با استفاده از نوارها و صفحات FRP معمولی (غیر پیش‌تنیده) و بدون مهاربندی مکانیکی خواهد بود. این بخاطر آن است که این حالت بیشترین و متداولترین کاربرد FRP در مقاوم‌سازی خمشی تیرها و نیز بررسی‌های تئوری و عملی را تشکیل می‌دهد. مهاربندی مکانیکی انتهای لایه FRP موضوع بسیار مهمی است اما به خاطر محدودیت در حجم بررسی‌های انجام گرفته در این زمینه، در حال حاضر نمی‌توان با قاطعیت در این مورد توصیه و راهنمایی ارائه کرد. علاوه بر این نتایج برخی بررسی‌ها در مورد تیرهای مقاوم‌سازی شده با نوارهای FRP که در دو انتهای آنها از مهاربندی و به صورت نوارهای U شکل استفاده شد (SMITH & TENY 2001A) بطور خلاصه در بخش ۳-۳-۸ آورده شده است تا یک دید کلی بر رفتار و عملکرد چنین تیرهایی به تصویر کشیده شود.

در عمل، استفاده از مهاربندی مکانیکی انتهایی می‌بایست موقعی مدنظر قرار گیرد که کاربرد آن لازم باشد و همچنین تأثیر و سودمندی آن برای حفظ چسبندگی FRP و بتن به اثبات برسد. در بسیار از موارد، مهاربندی با استفاده از نوارهای U شکل انتهایی، امکان‌پذیر و یا مؤثر نمی‌باشد همانند مقاوم‌سازی تیرهای با عرض زیاد یا دالها. در چنین مواردی لازم است راه‌هایی دیگری برای مهاربندی مکانیکی بررسی و ابداع گردد. یکی از این راهها، استفاده از مهارهای الیافی (FIBRE ANCHORS) می‌باشد که توسط TENY و همکارانش در سال ۲۰۰۰ برای مقاوم‌سازی دالهای طره‌ای به گرفته شده‌اند. استفاده از چنین روش‌هایی در مقاوم‌سازی تیرهای بتن مسلح تا بحال به صورت جدی مورد مطالعه و بررسی قرار نگرفته است.

۳-۳ حالات مختلف شکست و رفتار نمونه:

۱-۳-۳ دسته‌بندی کردن مدهای شکست:

تاکنون چند الگوی مختلف شکست مقاوم‌سازی در تیرهای تحت خمش که با چسباندن صفحات FRP به وجه تحتانی آنها تقویت شده بودند، در خلال آزمایشات عملی مشاهده شده است همانند نتایجی که PLEVRIS & TRIANTAHLOU, & SAADATMANESH & EHSANI 1991 و ... به ثبت رسانده‌اند. در شکل ۳-۴ چند مد شکست که در خلال آزمایشات بدست آمده، به صورت شماتیک نشان داده شده‌اند. بر این اساس مدهای شکست به هفت گروه عمده، طبقه‌بندی شده‌اند.

(A) شکست در اثر گسیختگی FRP در اثر کشش ناشی از خمش

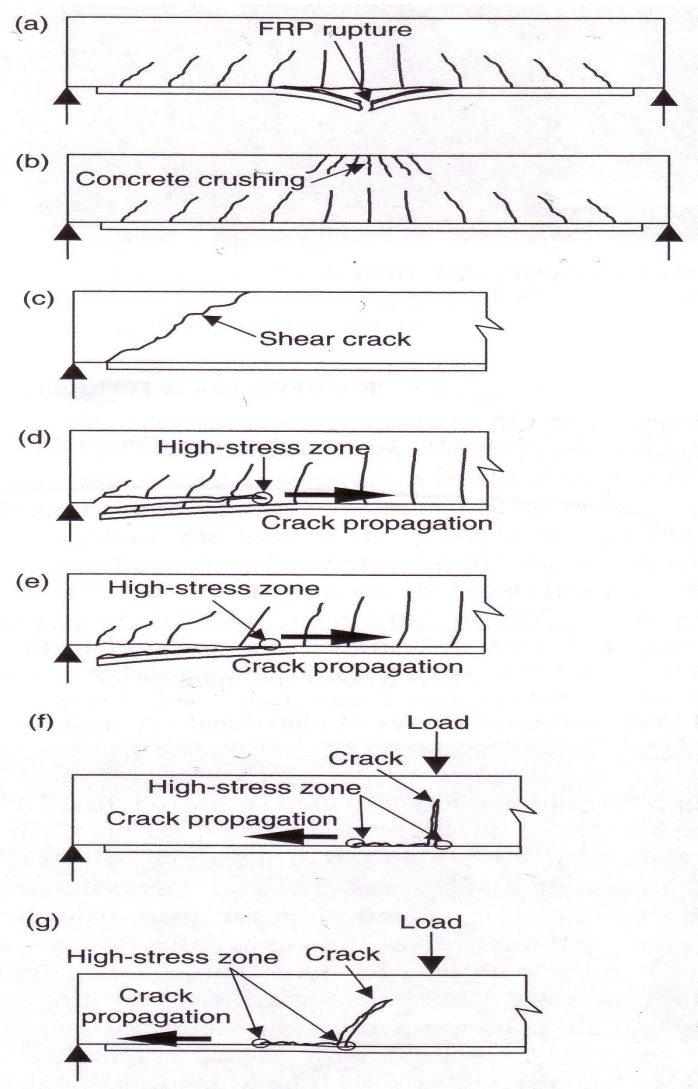
(B) شکست در اثر خرد شدن بتن فشاری تیر در اثر فشار ناشی از خمش در وجه فوقانی تیر

(C) شکست برشی

(D) جدا شدن کاور بتن

(E) جدا شدن انتهای لایه مقاوم کننده چسبانده شده از بتن

(F) گسستن چسبندگی به صورت موضعی ناشی از بروز ترک‌های خمشی در وسط (میان) دهانه تیر و انتشار این روند (G) از بین رفتن موضعی چسبندگی در سطح تماس FRP و بتن در اثر بروز ترک‌هایی مایل برشی در طول دهانه و انتشار این روند گسستگی. بصورت خلاصه‌تر حالت‌های (D) و (E) را جز حالات شکست چسبندگی در انتهای لایه چسبانده شده به حساب می‌آورند. به طریق مشابه حالت‌های (F) و (G) را شکست چسبندگی در سطح مشترک بتن و FRP ناشی از بروز ترک خوردگی در طول دهانه می‌نامند تمام حالات شکست نشان داده شده در شکل ۳-۴ به جز حالات (F) و (G) که رشد و انتشار ترک خوردگی بتن و جدا شدن صفحه چسبانده شده از روی بتن اندکی تدریجی صورت می‌گیرد، حالات شکست ترد و ناگهانی می‌باشند. اینکه شکست مقاوم‌سازی در یک تیر طبق کدامیک از این حالات صورت پذیرد، به عوامل متعددی نظیر فولاد خمشی و برشی داخل مقطع، ابعاد هندسی و خصوصیات مصالح مصرف شده و نیز لایه چسب به کار رفته، بستگی دارد. در ادامه فصل هر کدام از این حالات را دقیق‌تر و مفصل‌تر بررسی خواهیم کرد.



شکل ۳-۴ مودهای گسیختگی تیر بتنی تقویت شده با صفحه FRP

- (A) گسیختگی (B) خرد شدن بتن فشاری (C) گسیختگی برشی (D) ورقه شدن پوشش بتن
(E) جدایش در فصل مشترک FRP و بتن در انتها (F) جدایش در فصل مشترک ناشی از ترک خمشی؟؟؟
(G) جدایش در فصل مشترک ناشی از ترک خمشی - برشی

۳-۳-۲ شکست خمشی (ناشی از خمش) FLEXURAL FAILURE:

اگر دو انتهای صفحه چسبانده شده به خوبی مهار شده باشند، ممکن است که تیر وقتی تحت حداکثر خمش قابل تحمل خود برسد یا دچار گسستن صفحه چسبانده شده در وجه تحتانی (بدلیل کشش ناشی از خمش) شود یعنی حالت (A) شکل ۳-۴ و یا اینکه بتن قسمت فشاری مقطع تیر خرد شود که در حالت (B) شکل ۳-۴ نشان داده شده است.

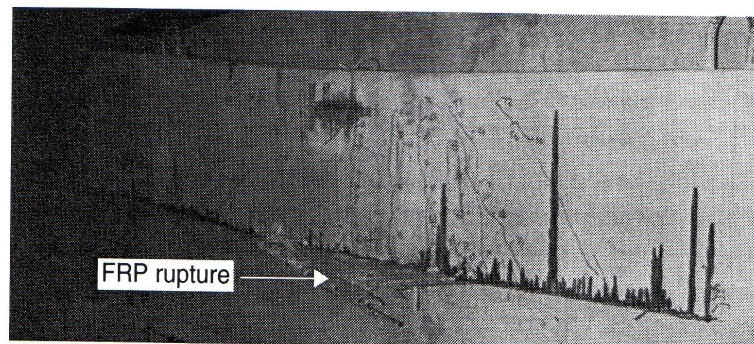
عموماً گسیختگی کششی صفحه FRP بلافاصله پس از جاری شدن فولاد کششی داخل بتن رخ می‌دهد. هر چند ممکن است بدلیل زیاد بودن مقدار پوشش بتن (کاور) وقتی FRP دچار گسیختگی کششی می‌شود، هنوز فولاد به حد جاری شدن نرسیده باشد. شکل ۳-۶ نمودار بار - خیز وسط دهانه یک تیر دو سر ساده را در حالت تیر مقاوم‌سازی شده و تیر بدون مقاوم‌سازی که در چهار نقطه تحت خمش

قرار گرفته‌اند را نشان می‌دهد (HAY 1999). در این تیر، نوار FRP تا نزدیکی دو تکیه گاه انتها ادامه یافته بود. همانگونه که از نمودار ۶-۳ مشخص می‌شود، تیر مقاوم‌سازی شده نسبت به تیر در حالت عادی تقریباً ۷۶٪ افزایش مقاومت پیدا کرده بود اما شکل پذیری آن خیلی کاهش یافته بود. افزایش مقاومت و کاهش شکل‌پذیری دو پیامد مقاوم‌سازی تیرهای بتنی با استفاده از مصالح FRP (به صورت نوار یا صفحه) می‌باشد. همچنین اگر از مقادیر زیاد FRP جهت مقاوم‌سازی استفاده شود، شکست در اثر خرد شدن بتن قسمت فشاری مقطع باعث کاهش شدیدتر مقدار شکل‌پذیری خواهد شد (BUYUKOZTURK & HEARING 1998).

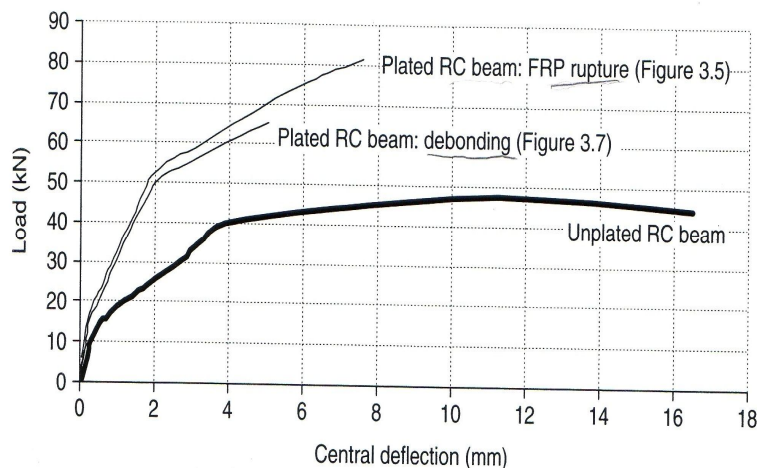
۳-۳-۳ شکست برشی SHEAR FAILURE:

یک تیر مقاوم‌سازی شده ممکن است به صورت ترد و ناگهانی در اثر برش دچار شکست شود (LOPEZ ET AL 1999, BUYUKOZTURK & HEARING 1998) این مورد در شکل ۴-۳ ملاحظه می‌گردد. در حالتی که تیرهای بتن مسلح بگونه‌ای طراحی می‌گردند که در اثر خمش دچار شکست شوند و شکست برشی که حالت ناگهانی و ترد دارد در آنها رخ ندهد، شکست در اثر برش می‌تواند یک تهدید جدی برای مقاوم‌سازی خمشی تیرها باشد. در چنین شرایطی ظرفیت برشی تیر بتنی به تنهایی باید در مقابل تیرهای برشی مقاومت کند و نوار FRP چسبانده شده و به وجه تحتانی سهم بسیار اندکی در تحمل نیروهای برشی دارد. این مورد در بخش ۱-۴ صحبت خواهد شد.

مقاوم‌سازی برشی تیرهای بتنی هم باید به موازات مقاوم‌سازی در برابر خمش انجام گیرد تا شکست برشی مانع از ارائه حداکثر مقاومت خمشی تیر نگردد و تیر به حالت خمشی (تحت اثر خمش) به نقطه شکست برسد هر چند شکست خمشی تیرهای بتن مسلح هم شکست ترد می‌باشد ولی نسبت به شکست برشی، تیر رفتار شکل‌پذیرتری از خود نشان می‌دهد.



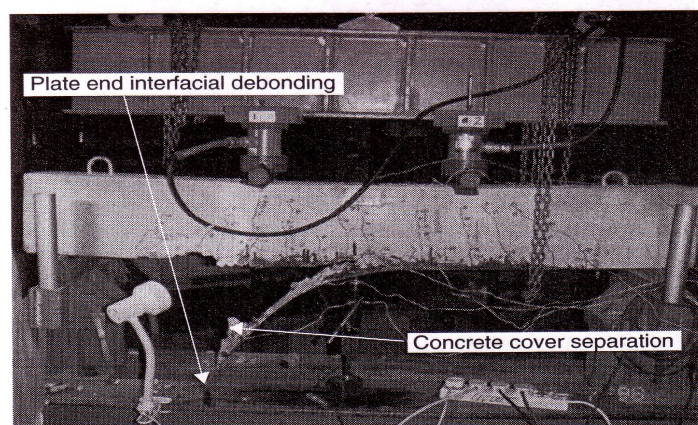
شکل ۵-۳ تیر بتنی تقویت شده با FRP با مود شکست گسیختگی FRP



شکل ۳-۶ منحنی بار-تغییر مکان برای تیر تقویت شده با FRP و تیر تقویت نشده

۳-۳-۴ شکست به حالت کنده شدن انتهای نوار مقاوم کننده:

ممکن است تیر مقاوم سازی شده در برابر خمش وقتی تحت بارگذاری قرار می گیرد قبل از اینکه به حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار برسد، دچار شکست زودرس شده و صفحه چسبانده شده از بتن کنده شود. در بررسی های عملی متداولترین حالت جدا شدن صفحه از بتن، کنده شدن کاور بتن می باشد (شکل ۳-۴D). این حالت یا در انتهای صفحه و یا در نزدیکی انتها رخ می دهد و منجر به جدا شدن صفحه همراه با قسمتی از کاور بتن از بقیه مقطع می گردد. حالت دیگری که البته خیلی کمتر از حالت قبل در آزمایشات مشاهده شده است حالتیست که صفحه به تنهایی در محل انتهای طول خود و یا نزدیکی آن از روی بتن جدا می شود. این حالت در شکل ۳-۴E ملاحظه می شود. این دو حالت جدا شدن بتن و FRP در ادامه مورد بحث قرار خواهد گرفت در حالت غیر آزمایشگاهی (واقعی) مشاهده شده که این دو حالت ممکن است توأماً برای تیر مقاوم سازی شده رخ بدهند. این مورد در آزمایشاتی که توسط HAVI999 انجام گرفته، مشاهده شده است و در شکل ۳-۷ هم می توانید آنرا ملاحظه کنید.



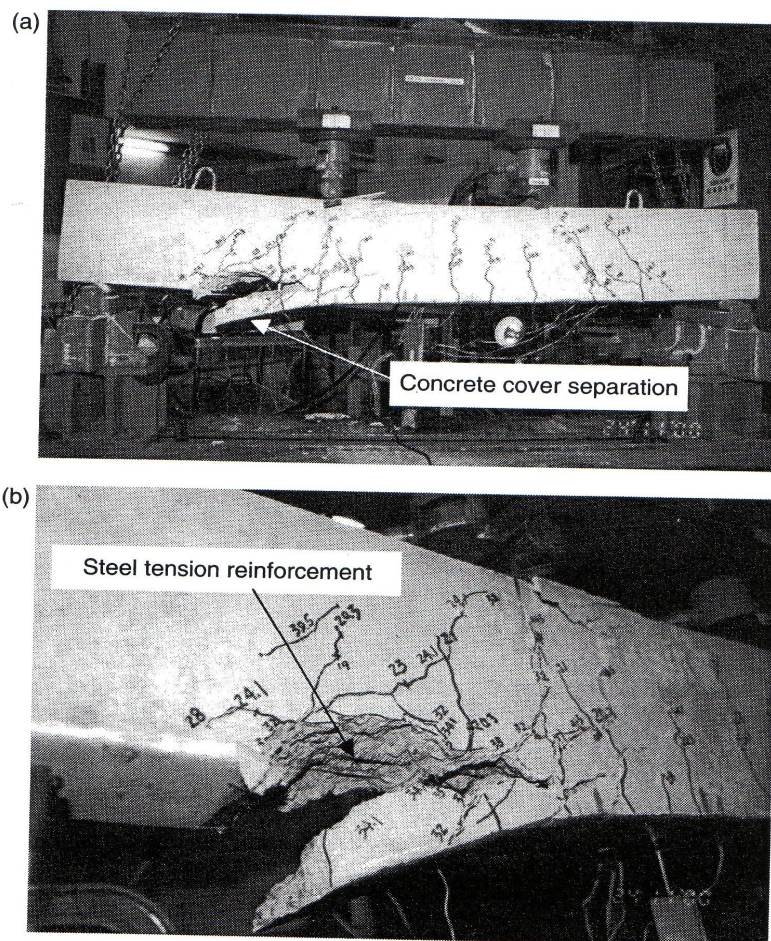
شکل ۳-۷ تیر بتنی تقویت شده با FRP با مود شکست جدایش در انتهای صفحه FRP همراه با ورقه شدن پوشش

بتن

به این تیر یک صفحه FRP به عرض خود مقطع بتنی چسبانده شده بود و ضخامت آن هم مانند ضخامت صفحه چسبانده شده به تیر بتنی دیگری بود که در شکل ۵-۳ ملاحظه می گردد با این تفاوت که در اینجا طول صفحه کاهش داده شده بود (HAVI 1999) رفتار بار - تغییر شکل این تیر، شکل پذیری اندکی نشان داد (شکل ۶-۳) که این یکی از خصوصیات شکست به این حالت، می باشد.

۱-۴-۳ جدا شدن و کنده شدن کاور بتن:

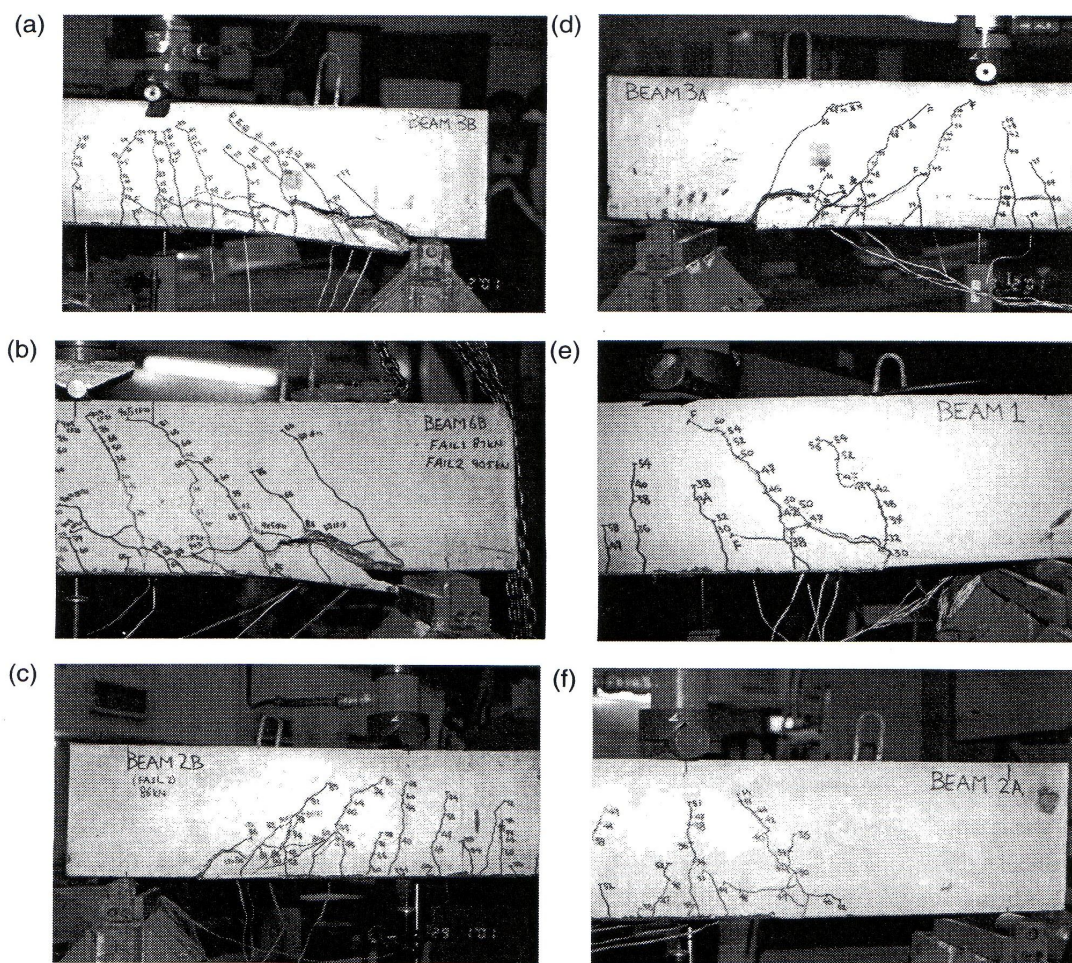
این حالت بیشترین حالت شکست زودرس است که در آزمایشات متعدد گزارش شده است. (NGUYEN ET AL. 2001, GARDEN ET AL. 1997, SHARIF ET AL. 1994, RITCHIE ET AL. 1991) این حالت شکست، توسط افراد مختلف به صورتهای گوناگون نام برده می شود نظیر: شکست انتهای صفحه از ضخامت بتن (RITCHIE ET AL. 1991) شکست پارگی بتن (SHARIF ET AL. 1994, NGUYEN ET AL. 2001) جدا شدن از عمق آرماتورهای داخلی مقطع (BUYUKOZ TURK & HEARING 1998)، شکست برشی موضعی (SAADATMANESH & MALEK 1998) و تخریب کاور بتن (TUMIALAN ET AL. 1999) در شکل ۸-۳ تصویر نمونه این شکست را ملاحظه می کنید. بدلیل اینکه شکست مذکور دور از سطح چسبندگی بتن و FRP رخ می دهد، نمی توان آنرا دقیقاً یک حالت شکست چسبندگی نامید. این حالت اغلب ناشی از تمرکز تنشها در انتهای صفحه مقاوم کننده، می باشد. اصطلاح « جدا شدن کاور بتن » که قبلاً توسط GARDEN & HOLLAWAY در سال ۱۹۹۸ و نیز JUVANDES ۱۹۹۸ بیان شده بود، در ظاهر دقیق ترین توصیف از این حالت شکست می باشد.



شکل ۸-۳ تیر تقویت شده با FRP با مود شکست ورقه ورقه شدن پوشش بتن

(A) نمای کلی (B) نمای نزدیک

عقیده بر این است که کنده شدن کاور بتن در این گونه شکست‌ها بدلیل بروز ترک خوردگی در انتهای صفحه چسبانده شده و یا نزدیکی آن، بدلیل تمرکز تنشهای برشی و نرمال ناشی از تمام شدن ناگهانی صفحه مقاوم‌کننده رخ می‌دهد (TUMAILAN ET AL. 1999, SAADATMANESH & MALEK 1998, MOKHOPADHYAYA & SWAMY 2001). در بخش ۵-۳ بررسی دقیقتر این تنشها صورت خواهد گرفت. وقتی یک ترک در بتن در نزدیکی انتهای صفحه چسبانده شده، شکل می‌گیرد، رشد آن ترک به صورت عمقی بوده و تا سطح میلگردهای کششی تیر نفوذ می‌کند و پس از رسیدن به این عمق، انتشار و گسترش آن در جهت موازی میلگردهای طولی خواهد بود. که این روند سبب جدا شدن کاور بتن خواهد شد (GARDEN & HOLLAWAY 1998A). شکل ۸-۳ یک دید نزدیک‌تر از چنین شکستی می‌باشد. در این شکل میلگردهای کششی داخل مقطع بتن کاملاً به چشم می‌خورد. مطالعه دقیق‌تر بر روی پدیده جدا شدن کاور بتن اخیراً توسط (SMITH & TENY (2001 صورت گرفته است. آنها تیر مقاوم‌سازی شده را از طریق وارد کردن نیرو در سه نقطه از طول دهانه، تحت بارگذاری قرار دارند. یکی از مواردی که در آزمایشات آنان مورد بررسی و تحقیق قرار گرفت تأثیر محل تمام شدن طول صفحه چسبانده شده بود.



شکل ۳-۹ گسیختگی ناشی از ورقه شدن پوشش بتن برای تیر تقویت شده با FRP

(A) ۰/۱ (B) ۰/۱۵ (C) ۰/۲۵ (D) ۰/۳۵ (E) ۰/۵ (F) ۰/۷۵

یکسری از عکسهایی را که از شکست تیرهای مورد آزمایش آنان تهیه شده، نشان می‌دهد. پارامتر α فاصله بین انتهای صفحه چسبانده شده تا محل تکیه گاه و β هم دهانه برشی یعنی SHEAR SPAN می‌باشد. آنچه از آزمایشات آنان می‌توان نتیجه‌گیری کرد این است که هر چه انتهای صفحه چسبانده فاصله‌اش با تکیه‌گاه کمتر شود یعنی α کوچکتر گردد شیب ترک خوردگی بتن در محل انتهای صفحه، بیشتر می‌شود و شکست حالت تردتر و ناگهانی‌تری خواهد داشت و علاوه بر آن بار نظیر شکست هم افزایش می‌یابد. این تغییرات پیامدهای افزایش وجود نیروهای برشی نسبت به مقدار ممان خمشی در نزدیکی تکیه‌گاه تیر دو سر ساده می‌باشد.

۲-۳-۴-۳ جدا شدن صفحه چسبانده شده از سطح تماس با بتن:

این حالت شکست که در شکل ۳-۴E ملاحظه می‌گردد، از بین رفتن اتصال بین چسب و سطح بتن می‌باشد که در برخی از آزمایشات گزارش شده است.

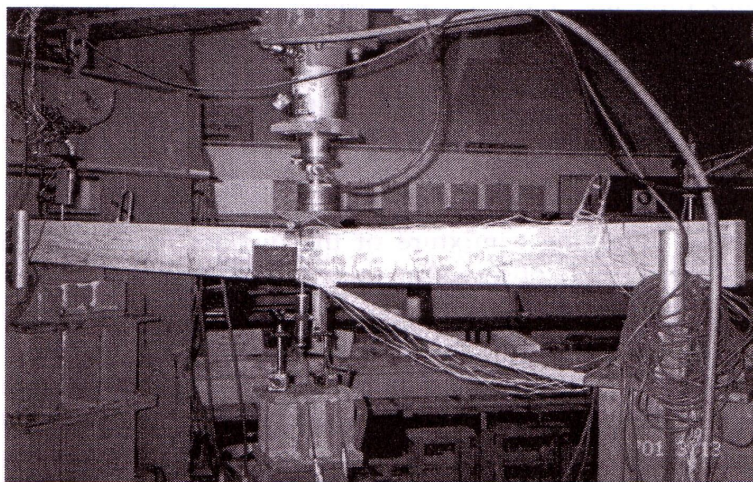
(SAADATMANESH & EHSANI 1991, TALJSTEN 1999, QUANTRILL ET AL. 1996) رفتار بار -

تغییر شکل این حالت شکست هم مشابه حالت شکست به صورت جدا شدن کاور بتن می‌باشد.

در این ارتباط، اغلب محققین بر این باورند که این حالت شکست به دلیل بوجود آمدن تنشهای بزرگ برشی و نرمال در محل و یا نزدیکی انتهای صفحه چسبانده شده رخ می‌دهد آنهم موقعی که این تنشها از حد تحمل المان ضعیفتر که معمولاً بتن می‌باشد فراتر رود (VARASTEHPOUR & HAMELIN 1997, TALJSTEN 1999) معمولاً لایه نازکی از بتن همراه با چسب از بقیه قسمت‌ها جدا می‌شود. (TALJSTEN 1999). این به معنای آنست که لایه بسیار نازکی از سطح بتن در مجاورت سطح تماس با چسب، محل بروز شکست می‌باشد و شکست در خود چسب رخ نمی‌دهد. البته در صورت استفاده از چسب نامرغوب و یا نامناسب و یا پرداخت غیر مناسب سطح بتن، ریسک بروز چنین شکستی افزایش می‌یابد. این مورد در بخش ۷-۳-۳ مورد بحث قرار گرفته است.

۵-۳-۳ شکست چسبندگی ناشی از ترک خوردگی بتن در طول دهانه تیر:

همانگونه که در اشکال ۴F-۳ و ۴G-۳ ملاحظه می‌کنید، ممکن است از بین رفتن چسبندگی به صورت موضعی در اثر وقوع ترکهای خمشی و برشی بتن در طول دهانه تیر و دور از دو انتهای صفحه چسبانده شده رخ دهد و سپس این جدا شدن به سمت انتهای صفحه، رشد و انتشار یابد. در این مورد هم جدا شدن صفحه چسبانده شده، بدلیل کنده شدن لایه نازکی از بتن مجاور سطح صورت می‌گیرد. یک نمونه از این شکست در شکل ۱۰-۳ ملاحظه می‌گردد. همانطور که مشاهده می‌شود لایه نازکی از بتن همچنان به سطح صفحه جدا شده، چسبیده است لازم به ذکر است که در شکل ۱۰-۳ تیر مورد آزمایش دارای یک غلاف U شکل در نزدیکی وسط دهانه خود بود که این باعث شده جهت انتشار پدیده جدایی صفحه و بتن تنها به یک سمت انتهای تیر که دارای غلاف U شکل نمی‌باشد، شکل گیرد.



شکل ۱۰-۳ تیر تقویت شده با FRP با مود شکست جدایش ناشی از ترک خمشی در وسط دهانه

البته این حالت در تعداد محدودی از آزمایشات عملی مشاهده شده است (BONACCI & MALEEJ 2000, TUMILIAN ET AL. 1999, LOPEZ ET AL 1999, SAADATMANE SH & EHSANI 1991) به نظر می‌رسد که این حالت شکست یعنی از بین رفتن چسبندگی صفحه و بتن در محل ترک خوردگی بتن در وسط دهانه تیر و سپس انتشار این روند جدا شدگی به سوی دو انتهای صفحه

چسبانده شده بیشتر در تیرهای با مقطع کم عمق روی می‌دهد و ضمناً این حالت شکست همراه با رفتار شکل‌پذیرتری نسبت به حالات دیگر شکست می‌باشد.

۱-۳-۵ از بین رفتن چسبندگی بدلیل بروز ترکهای خمشی در طول دهانه:

این مکانیسم شکست را می‌توان به صورت زیر خلاصه بیان کرد:

وقتی یک ترک بزرگ در بتن رخ می‌دهد، تنشهای کششی در محل ترک خوردگی که بتن پس از ترک خوردن از تحمل آنها شانه خالی می‌کند به صفحه FRP منتقل می‌گردد. در نتیجه تنشهای بزرگی در سطح تماس FRP و بتن در مجاورت ترک خوردگی، بوجود می‌آید. همینکه مقدار بارهای وارده افزایش یابد این تنشهای تماسی و نیز کشش در صفحه FRP در این محل افزایش می‌یابد. وقتی این مقادیر به حد بحرانی خود می‌رسند، جدا شدن صفحه و بتن از این محل آغاز می‌گردد و سپس این روند به سمت یکی از دو انتهای صفحه چسبانده شده که عموماً انتهای نزدیک‌تر می‌باشد، پیشرفت می‌کند.

۲-۳-۵ از بین رفتن چسبندگی به دلیل بروز ترکهای خمشی در طول دهانه:

در شرایط از بین رفتن چسبندگی در محل بروز ترکهای خمشی، عامل محرک، فاصله گرفتن افقی دو لبه ترک از یکدیگر می‌باشد زیرا اصولاً ترکهای خمشی در راستای عمود بر محور طولی تیر رخ می‌دهد اما در شرایطی که ترکها از ترکیب خمش و برش بوجود آمده‌اند، وضعیت قرارگیری آنها مایل می‌باشد و بنابراین دو لبه ترک نسبت به یکدیگر جابجایی قائم هم دارند که این عامل اصلی بوجود آمدن تنشهای بزرگ که سبب کنده شدن FRP از بتن (بصورت موضعی) می‌شوند، محسوب می‌گردد. (TRIANTAFILLOU & PLEVRIS 1992, MEIER 1995, ROHIMI & HUTCHINSON 2001, SWAMY & MUKHOPAD 1999) البته لازم به ذکر است که از نظر نویسندگان این کتاب عریض شدن دهانه ترک (جابجایی افقی دو لبه نسبت به هم) فاکتور مهمتری است و جابجایی نسبی دو لبه ترک (احتمالاً منظورشان جابجایی قائم دو لبه نسبت به هم می‌باشد- مترجم) در درجه بعدی اهمیت قرار دارد.

۶-۳-۳ سایر حالات شکست چسبندگی:

گاهی مشاهده شده است که از بین رفتن اتصال و چسبندگی از ترکیب دو یا چند حالت شکست فوق، رخ دهد. (HAV 1999) در آزمایشات خود با حالت شکستی مواجه شد که ترکیبی از حالت جدا شدن کاور بتن و جدا شدن انتهای صفحه بود. TUMIALAN ET AL 1999 یک حالت شکست را گزارش کرد که در آن جدا شدن کاور بتن به فاصله کمی از بروز ترک خوردگی در وسط دهانه اتفاق افتاد بود. پارگی صفحه FRP به حالت لایه‌ای (ورقه‌ای) در اثر برش نیز یکی دیگر از حالات شکست ممکن است FRP می‌باشد (LEEMING & DARBY 1999) اما این حالت به نظر نمی‌رسد که در آزمایشات عملی تا این تاریخ گزارش شده باشد.

۷-۳-۳ سایر جنبه‌های از بین رفتن چسبندگی:

خطر بروز جدا شدگی با وجود برخی پارامترها که مرتبط با کیفیت اجرا در محل می‌باشند، قابل افزایش است. از این پارامترها می‌توان به اجرای ضعیف و نادرست کارگران و استفاده از چسبهای نامناسب و نامرغوب اشاره کرد. البته می‌توان این پارامترهای مؤثر را با صرف دقت کافی در اجرا به حداقل رسانید.

۱-۷-۳-۳ آماده کردن سطح بتن:

لازم است جهت جلوگیری از کنده شدن صفحه FRP و چسب از روی سطح بتن، این سطح به نحو مناسبی قبل از چسب زدن آماده سازی گردد (HUTCHINSON & QUIM 1999) یکی از موارد مهم برای رسیدن به یک سطح بتن خوب این است که تمام موارد ناصافی و ناهمواری به خوبی صاف و هموار گردد. (MEIER 1995) وقتی یک لایه نازک FRP بر روی سطح ناهمواری بتنی چسبانده شود، قسمتهای FRP که روی ناهمواریها قرار گرفته دچار کشش می‌گردد و تمایل به صاف شدن دارند و این سبب ایجاد تنشهای جدا کننده می‌گردد که ممکن است پس از رسیدن به حد معینی به از بین رفتن چسبندگی در این نقاط منتهی شود. (MEIER 1995) مصالح FRP که به روش WET LAY-UP مورد استفاده قرار می‌گیرند نسبت به ناهمواریهای سطح حساس تر می‌باشند.

۲-۷-۳-۳ چسب:

در حال حاضر چسب دمای بسیار قدرتمندی در دسترس می‌باشد که می‌توانند در چسباندن و استفاده از نوارها و الیاف FRP مورد استفاده قرار گیرند به گونه‌ای که مقاومت آنها از مقاومت بتن بیشتر است و به همین دلیل اغلب حالات شکست در بتن رخ می‌دهد و شکست در لایه چسب خیلی نادر است. تنها در صورت استفاده از چسب نامناسب و یا اجرای غلط و نامطلوب، امکان بروز مشکل در لایه چسب وجود دارد. این مشکل یا در سطح مشترک چسب و FRP رخ می‌دهد و یا در سطح مشترک تماس بتن و چسب. (MEIER 1995, KARBHARI & ZHAO, LEEMING & DARBY 1999)

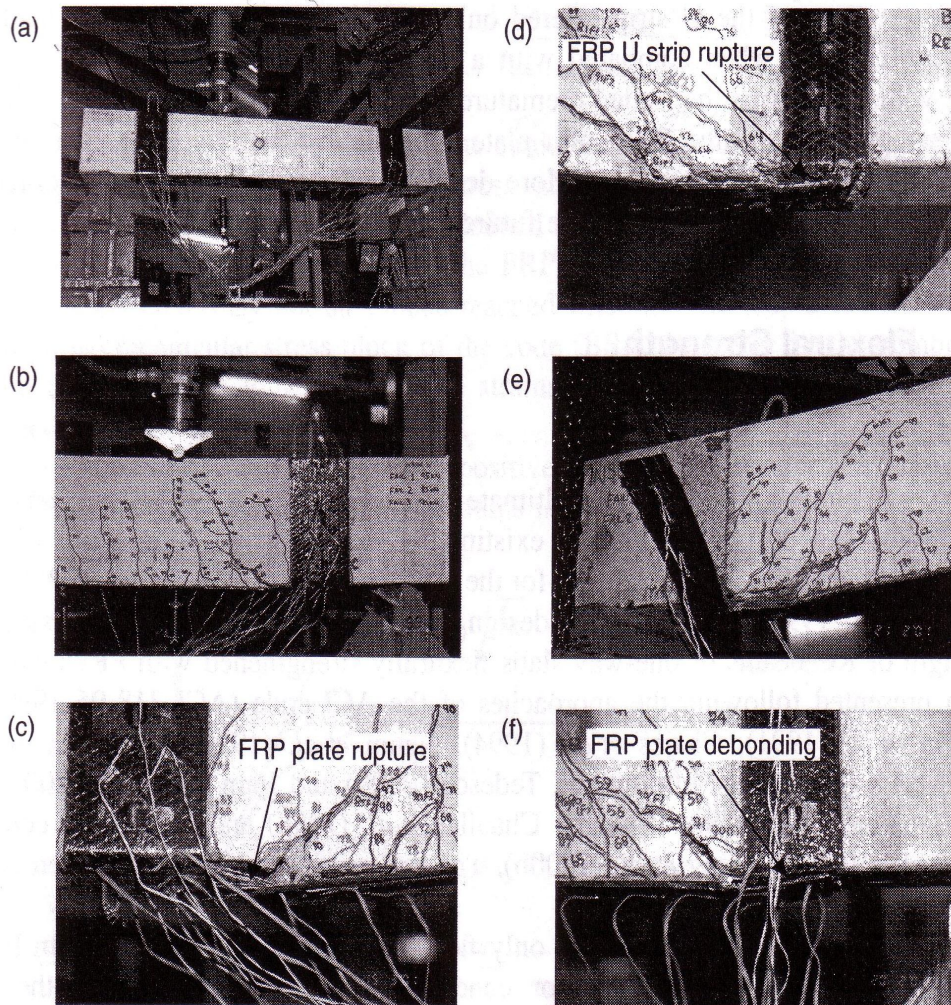
۳-۷-۳-۳ آماده سازی سطح FRP:

اگر سطح صفحه FRP به طور مناسب آماده نشود، به عنوان مثال اگر ذرات آلودگی و چربی از سطح FRP برداشته نشود ممکن است جدایی اتصال در سطح نوار FRP با چسب رخ دهد. (LEEMING & DARBY 1999)

۸-۳-۳ مهاربندی انتهای با نوارهای U شکل:

همانگونه که در بخش ۳-۲-۳ بیان شد، مهاربندی مکانیکی را می‌توان در انتهای صفحات چسبانده شده بر روی سطح بتن، نصب کرد تا از شکست چسبندگی در انتهای این لایه مقاوم کننده جلوگیری بعمل آورد و یا لاقط آنرا به تعویق اندازد. SMITH & TENY (2001A) اخیراً پس از انجام یکسری آزمایشات با استفاده از مهاربندی انتهایی U شکل که در شکل ۱۱-۳ عکسهای آنرا ملاحظه می‌کنید به نتایجی رسیدند. در تمام ۵ آزمایشی که توسط SMITH & TENY انجام شد، سطح مقطع تیر RC یکسان بود. سایر موارد نظیر مقدار و وضعیت آرماتورهای داخل مقطع، بارگذاری و طول صفحه FRP هم مشابه بود اما عرض و محل قرار گیری نوارهای U شکل و خود صفحات FRP با یکدیگر متفاوت بود. (TAN 1999) پیشنهاد

کرده در مواردیکه قرار است هم مقاوم سازی خمشی (به روش چسباندن صفحه بر روی وجه تحتانی) و هم مقاوم سازی برشی (به روش دور پیچ کردن کل مقطع یا استفاده از پوشش ها و ژاکت های U شکل) صورت پذیرد، بهتر است که ابتدا مقاوم سازی برشی صورت گیرد و بعد بر روی آن مقاوم سازی خمشی انجام شود. تغییر محل قرارگیری نوار U شکل در آزمایشات SMITH & TENY به خاطر همین پیشنهاد بوده است. چهار حالت شکست متفاوت پس از انجام آزمایشات این دو نفر بدست آمد. در تمام تیرها اولین نقطه پیک بارگذاری (PEAK LOAD) وقتی فرا رسید که در بتن نزدیک محل قرارگیری نوار U شکل یک ترک خوردگی بزرگ رخ داد و صفحه FRP آن قسمت به صورت موضعی از روی بتن جدا شد. با ادامه بارگذاری حالات ثانویه شکست در حالیکه در تیرهای مختلف، با یکدیگر فرق می کرد، رخ داد. مثلاً C ۳-۱۱ ملاحظه می گردد که صفحه FRP دچار گسیختگی شده است. در شکل C ۳-۱۱ ملاحظه می گردد که صفحه FRP دچار گسیختگی شده است. در شکل D ۳-۱۱ مشاهده می شود که گسیختگی در لبه زیرین نوار U شکل رخ داده است و شکل E ۳-۱۱ هم نشان دهنده کنده شدن نوار U شکل می باشد. در تیرهایی که صفحه FRP خارج از نوار U شکل قرار گرفته بود، حالت شکست به صورت ایجاد ترک خوردگی عمده در بتن در نزدیکی نوار U شکل و جدا شدن FRP آن قسمت و سپس ادامه این روند جدا شدن FRP تا محل قرار گرفتن نوار U شکل بود. پس از مقایسه یک تیر مشابه با تیرهای مورد استفاده در این آزمایش که تمام مشخصات و حتی طول صفحه FRP چسبانده شده بر روی آن مشابه تیرهای این آزمایش بود و فقط نوار U شکل را نداشت، مشخص شد که وجود نوار U شکل فقط تغییر اندکی در میزان ظرفیت باربری تیر داده است. به نظر می رسد استفاده از نوار U شکل وقتی مؤثرتر خواهد بود که دور صفحه FRP تحتانی پیچیده شده باشد تا اینکه بر روی آن قرار گرفته باشد. البته لازم است که در این مورد یعنی سیستم های مهاربندی انتهای صفحه، در آینده مطالعات بیشتری صورت گیرد.



شکل ۳-۱۱ مودهای شکست تیر تقویت شده با FRP مهار انتهایی U شکل
 (A) قبل از آزمایش (B) خرد شده بتن (C) گسیختگی ورقه FRP (D) گسیختگی ورقه مهاری U شکل
 (E) جدا شدگی ورقه U شکل (F) جدا شدگی ورقه FRP از بتن

۳-۴ مقاومت خمشی:

۳-۴-۱ کلیات:

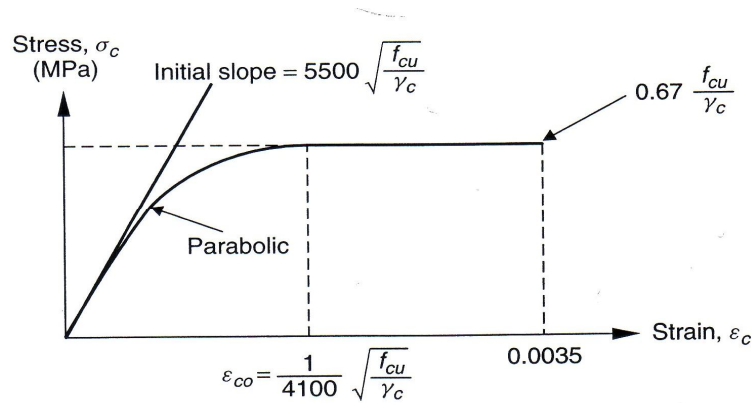
نتایج تحقیقات موجود نشان می‌دهد که مقاومت نهایی خمشی تیرهای بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با FRP را می‌توان با استفاده از روش‌های فعلی طراحی تیرهای بتن مسلح، البته با یکسری اصلاحات جهت به حساب آوردن طبیعت رفتار ترد و خطی مصالح FRP، پیش‌بینی نمود. (AN ET AL. 1991, CHAJES 1994) در این رابطه، تعدادی روابط مربوط به ارزیابی مقاومت خمشی تیرهای بتن مسلح و یا دال‌های یک طرفه که با مصالح FRP مقاوم‌سازی خمشی شده‌اند، با پیروی از ضوابط آیین‌نامه ACI (ACI 318-95 1999) توسط افراد مختلف ارائه شده است. نظیر AN ET AL. 1991، SAADATMANESH & MALEK 1998، NANNI 1998، CHAJES ET AL. 1994،

LAM & TENY 2001، همچنین CHALLAL 1998 با بهره‌گیری از آیین‌نامه کانادا (CSA 1994)، روابطی را ارائه کرد. (TENY ET AL (2000B) بر پایه آیین‌نامه انگلستان (BS 8110 1997) روابط خود را ارائه کرده است که در ادامه مطالب عرضه شده بر پایه شده بر پایه کارهای (TENY ET AL. (2000B) می‌باشد. در این روابط طراحی تنها شکست خمشی تیر مقاوم‌سازی شده در اثر گسیختگی FRP یعنی حالت شکل ۳-۴A و یا خرد شدن بتن فشاری یعنی حالت شکل ۳-۴B مد نظر قرار گرفته است و شکست چسبندگی FRP در این روابط محسوب نشده است. حالات شکستی که ترجیح داده می‌شوند، یا خرد شدن بتن ناحیه فشاری مقطع پس از رسیدن فولاد به حد جاری شدن و یا گسیختگی صفحه FRP پس از رسیدن فولاد داخل مقطع به مرحله جاری شدن می‌باشند که اولی یعنی خرد شدن بتن در اولویت حالات دلخواه قرار دارد. (EL - MIHILMY & TEDESCO 2000) در هر دو حالت، قبل از گسیختگی FRP یا خرد شدن بتن، جاری شدن فولاد کششی مقطع رخ می‌دهد که این حالت با بروز ترک خوردگی‌های بزرگ همراه است. چنین ترک‌های خمشی خود نوعی اخطار و هشدار قبل از شکست تیر محسوب می‌گردد هر چند این مدهای شکست، شکل‌پذیری محدودی دارند.

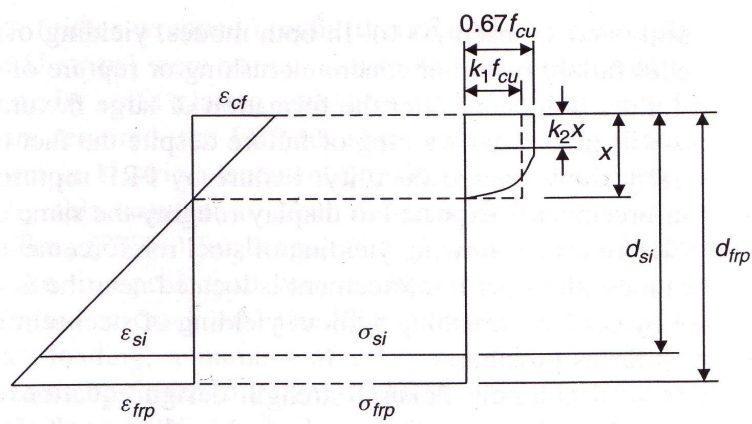
گسیختگی FRP موقعی ممکن است قبل از رسیدن فولاد به حد جاری شدن رخ دهد که فولاد کششی مقطع، نزدیک به تار خنثی بوده و یا به هر دلیل از وجه تحتانی مقطع دور باشد. می‌بایست از خرد شدن بتن فشاری قبل از اینکه فولاد به حد جاری شدن برسد، تا حد امکان جلوگیری کرد. یک فرض اصلی در نوشتن روابط طراحی مربوط به مقاومت خمشی این است که هر صفحه از سطح مقطع، همچنان صفحه باقی می‌ماند. روابط ارائه شده در ادامه این بخش‌ها بر اساس آیین‌نامه (BS 8110 (1997) می‌باشند و نکته مهم در این روابط این است که مقدار فاکتور ایمنی جزیی برای مصالح کامپوزیت FRP، γ_{FRP} در آیین‌نامه BS 8110 در دسترس نمی‌باشد و مقدار $1/25$ که قبلاً در بخش ۶-۱ برای γ_{FRP} پیشنهاد شده بود مقداری مناسب به نظر می‌رسد.

۲-۴-۳ روابط طراحی:

براساس BS 8110 (1997) مقدار کرنش نهایی بتن در خارجی‌ترین تار فشاری مقطع برابر $0/0035$ در نظر گرفته می‌شود. در شکل ۳-۱۲ منحنی تنش-کرنش بتن که در BS 8110 (1997) مورد استفاده قرار می‌گیرد و دقیق‌تر آن در KONG & EVANS (1987) ارائه شده، ملاحظه می‌گردد. بدلیل اینکه رفتار مصالح FRP ترد می‌باشد، مقدار کرنش بتن وقتی که صفحه FRP وجه تحتانی مقطع گسیخته می‌گردد، به مقدار کرنش نهایی نخواهد رسید بنابراین بلوک تنش مستطیلی برای قسمت فشاری بتن دیگر معتبر نیست. شکل ۳-۱۳ اصلاح شده این بلوک را نشان می‌دهد. در این جا علامت کرنش فشاری مثبت در نظر گرفته می‌شود و بنابراین کرنش در FRP منفی خواهد بود.



شکل ۳-۱۲ منحنی تنش - کرنش بتن برای طراحی



شکل ۳-۱۳ کرنش و تنش در سرتاسر عمق تیر

و به همین ترتیب علامت کرنش برای فولاد کششی و فشاری تعیین خواهد شد. با توجه به شکل ۳-۱۳ که وضعیت کرنش را در ارتفاع مقطع تیر نشان می‌دهد می‌توان نوشت:

$$\varepsilon_{frp} = \varepsilon_{cf} \frac{x - d_{frp}}{x} \quad (3-1)$$

$$\varepsilon_{si} = \varepsilon_{cf} \frac{x - d_{si}}{x} \quad (3-2)$$

در این روابط x ، d_{FRP} ، d_{SI} به ترتیب فاصله آخرین تار فشاری بتن از تار خنثی، فاصله مرکز سطح فولاد کششی از خارجی‌ترین تار فشاری بتن و فاصله مرکز سطح FRP از خارجی‌ترین تار فشاری بتن می‌باشند. به همین ترتیب وقتی کرنش FRP یعنی ε_{FRP} مشخص باشد، مقدار ε_{FRP} را می‌توان بر حسب آن نوشت:

$$\varepsilon_{cf} = \varepsilon_{frp} \frac{x}{x - d_{frp}} \quad (3-3)$$

مطابق منحنی تنش - کرنش بتن، مقدار تنش فشاری در بتن توسط رابطه زیر بدست می‌آید: (KONG & EVANS 1987)

$$\sigma_c = 5500 \left(\sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \varepsilon_c - \frac{4100}{2} \varepsilon_c^2 \right) \quad \text{if } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{co} \quad (3-4)$$

$$\sigma_c = 0.67 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} \quad \text{if } \varepsilon_{co} \leq \varepsilon_c \leq 0.0035 \quad (3-5)$$

که در این رابطه تنش فشاری بتن و کرنش فشاری بتن و مقدار ε_{co} هم از رابطه زیر بدست می آید:

$$\varepsilon_{co} = \frac{1}{4100} \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}}$$

F_{cu} مقاومت فشاری نمونه مکعبی بتن و γ_c هم فاکتور ایمنی جزیی بتن می باشد. برای هر مقدار مشخص ε_{cf} کل نیروی فشاری در بتن که آنرا با C نشان می دهیم برابر است با:

$$C = k_1 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} b_c x \quad (3-6)$$

در این رابطه B_c عرض مقطع تیر و k_1 میانگین فاکتور تنش می باشد که توسط رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$k_1 = \frac{\int_0^{\varepsilon_{cf}} \sigma_c d\varepsilon_c}{(f_{cu}/\gamma_c) \varepsilon_{cf}} \quad (3-7)$$

با جاگذاری روابط ۳-۴ و ۳-۵ در رابطه ۳-۷ خواهیم داشت:

$$k_1 = 0.67 \left(\frac{\varepsilon_{cf}}{\varepsilon_{co}} - \frac{\varepsilon_{cf}^2}{3\varepsilon_{co}^2} \right) \quad \text{if } 0 \leq \varepsilon_{cf} \leq \varepsilon_{co} \quad (3-8A)$$

$$k_1 = 0.67 \left(1 - \frac{\varepsilon_{co}}{3\varepsilon_{cf}} \right) \quad \text{if } \varepsilon_{co} \leq \varepsilon_{cf} \leq 0.0035 \quad (3-8B)$$

عمق تار خشی از حل معادله زیر بدست می آید:

$$k_1 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} b_c x + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} + \sigma_{frp} A_{frp} = 0 \quad (3-9)$$

در این معادله σ_{SI} و σ_{FRP} به ترتیب مقدار تنش در میلگردها و FRP می باشد A_{SI} کل سطح مقطع میلگردها در لایه I ام و N تعداد لایه های میلگرد در مقطع می باشد. همچنین σ_{SI} و σ_{FRP} با روابط زیر بدست می آیند:

$$\sigma_{si} = E_s \varepsilon_{si} \quad \text{if } |\varepsilon_{si}| < \frac{f_y}{\gamma_s E_s} \quad (3-10)$$

$$\sigma_{si} = \frac{\varepsilon_{si}}{|\varepsilon_{si}|} \frac{f_y}{\gamma_s} \quad \text{if } |\varepsilon_{si}| \geq \frac{f_y}{\gamma_s E_s} \quad (3-11)$$

$$\sigma_{frp} = E_{frp} \varepsilon_{frp} \geq \frac{-f_{frp}}{\gamma_{frp}} \quad (3-12)$$

E_{FRP} ، E_s به ترتیب مدول الاستیسیته فولاد میلگردها و FRP و F_y هم تنش تسلیم فولاد مصرفی می باشد.

F_{FRP} مقاومت کششی FRP و γ_s و γ_{FRP} فاکتورهای ایمنی جزیی مربوط به فولاد و FRP می باشند.

نقطه اثر نیروی فشاری کل بتن بالای تار خشی به فاصله D از بالاترین تار مقطع می باشد. طبیعتاً D

کسری از X یعنی ارتفاع قسمت فشاری مقطع می باشد.

$$D = K_2 X \quad (3-13)$$

و مقدار K_2 از رابطه زیر بدست می آید:

$$k_2 = 1 - \frac{\int_0^{\varepsilon_{cf}} \varepsilon_c \sigma_c d\varepsilon_c}{\varepsilon_{cf} \int_0^{\varepsilon_{cf}} \sigma_c d\varepsilon_c} \quad (3-14)$$

با ارزیابی سمت راست رابطه ۳-۱۴ می توان نوشت:

$$k_2 = \frac{\frac{1}{3} - \varepsilon_{cf}/(12\varepsilon_{co})}{1 - \varepsilon_{cf}/(3\varepsilon_{co})} \quad \text{if } 0 \leq \varepsilon_{cf} \leq \varepsilon_{co} \quad (3-15A)$$

و

$$k_2 = \frac{\varepsilon_{cf}/2 + \varepsilon_{co}^2/(12\varepsilon_{cf}) - \varepsilon_{co}/3}{\varepsilon_{cf} - \varepsilon_{co}/3} \quad \text{if } \varepsilon_{co} \leq \varepsilon_{cf} \leq 0.0035 \quad (3-15B)$$

در نهایت ظرفیت خمشی نهایی مقطع برابر خواهد شد با:

$$M_u = k_1 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} b_c x \left(\frac{h}{2} - k_2 x \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} \left(\frac{h}{2} - d_{si} \right) + \sigma_{fip} A_{fip} \left(\frac{h}{2} - d_{fip} \right) \quad (3-16)$$

در این رابطه H کل ارتفاع مقطع می باشد. سه جمله ای که در محاسبه M_u به یکدیگر اضافه شده اند به ترتیب سهم بتن فشاری، میلگردهای فولادی و لایه FRP در ظرفیت خمشی مقطع می باشند.

فرض می شود تیر وقتی به حالت شکست می رسد، هم بتن فشاری به حداکثر کرنش مفید خود یعنی ۰/۰۰۳۵ می رسد و هم کرنش در لایه FRP به حد کرنش گسیختگی یعنی $\varepsilon_{FRP,RUP}$ خواهد رسید. مقدار

$$\text{کرنش گسیختگی FRP برابر است با: } \varepsilon_{fip,rup} = \frac{f_{fip}}{\gamma_{fip} \cdot E_{fip}} \quad (\text{AN ET AL. 1991}).$$

در طراحی ابتدا می بایست حالت شکست تیر معین شود. اما با فرض یک حالت تعادل طراحی، که هم بتن فشاری و هم FRP به حالت شکست خود برسند، آنگاه می توان نوشت: $\varepsilon_{FRP} = \varepsilon_{FRP,RUP}$

ε_{FRP} = نسبت بحرانی FRP یعنی $\rho_{FRP,CR}$ برای تیر را می توان از معادله تعادل (رابطه ۳-۹) بدست آورد:

$$\rho_{fip,cr} = - \frac{k_1 (f_{cu}/\gamma_c) (x_{cr}/h) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \rho_{si}}{f_{fip}/\gamma_{fip}} \quad (3-17)$$

در این رابطه ρ_{si} نسبت فولاد لایه I ام و x_{cr} عمق بحرانی تار خشی می باشد

$$x_{cr} = \frac{0.0035}{0.0035 + f_{fip}/(\gamma_{fip} E_{fip})} d_{fip} \quad (3-18)$$

اگر $\rho_{FRP} < \rho_{FRP,CR}$ باشد، تیر به حالت خرد شدن بتن فشاری دچار شکست خواهد شد. اما اگر

ρ_{FRP} باشد، حالت شکست تیر به صورت گسیختگی FRP خواهد بود باید یادآوری کرد که در محاسبه

ρ_{FRP} و از سطح مقطع کل استفاده می کنیم در حالت شکست به صورت خرد شدن بتن

فشاری، $\varepsilon_{FRP} = 0.0035$ و ε_{FRP} هم از رابطه ۳-۱۸ بدست می آید. K_1 به صورت مستقیم از رابطه ۳-۸B

بدست می آید. عمق تار خشی یعنی x با حل معادله ۳-۹ و با استفاده از روابط ۳-۱، ۳-۲، ۳-۱۰، ۳-۱۱،

۳-۱۲ بدست می آید.

در حالت شکست به صورت گسیختگی FRP داریم: $\varepsilon_{FRP} = -\varepsilon_{FRP,RUP}$ در ابتدا مقداری را برای X فرض می‌کنیم و با این مقدار و استفاده از رابطه ۳-۳ می‌توان مقدار ε_{CF} را که مقداری بین ε_{CO} و 0.035 دارد بدست آورد. پس مقدار K_I با استفاده از رابطه ۳-۸B بدست می‌آید و با جاگذاری در معادله ۳-۹ مقدار X جدید را بدست می‌آوریم و این مراحل تکرار تا جایی ادامه می‌یابد که مقدار X در معادله ۳-۹ صدق کند. اگر این امر محقق نمی‌شود لازم است مقدار فرضی ابتدایی را برای X کوچکتر در نظر بگیریم تا $\varepsilon_{CF} \leq \varepsilon_{CO}$ شود. سپس مقدار K_I را با کمک رابطه ۳-۸A محاسبه کنیم و این روند را همانگونه که در بالا بیان شد، ادامه دهیم. بهتر است جهت صرفه‌جویی در وقت از یک نرم‌افزار کامپیوتری نظیر MICROSOFT EXCEL استفاده شود.

۳-۴-۳ در نظر گرفتن بارگذاری موجود قبل از انجام مقاوم‌سازی:

طبیعتاً روابط طراحی تیرها وجود بارگذاری اولیه بر روی تیر را در نظر نگرفته است. بارگذاری اولیه بوجود آمدن کرنش اولیه ε_{INI} در وجه کششی تیر می‌گردد، یعنی همان وجهی که صفحه FRP جهت مقاوم‌سازی تیر به آن چسبانده می‌شود. (LAM & TENY (2001 اثر بارگذاری پیش از مقاوم‌سازی را در مورد دالها مورد بررسی قرار دادند که نتایج کار آنها می‌تواند در مورد مقاوم‌سازی تیرهای بتن مسلح هم بکار رود. این نتایج عبارتند از:

(A) اثر پیش بارگذاری در حالت سرویس و نیز وزن خود تیر، اگر شکست تیر به حالت گسیختگی FRP باشد، اثر مثبت است و در حالت کلی این اثر قابل ملاحظه نیست.

(B) اثر پیش بارگذاری در حالتی که شکست تیر به صورت خرد شدن بتن باشد، قابل ملاحظه است و بایستی در طراحی مدنظر قرار گیرد، باید یادآور شد که حالت شکست تیرهای مقاوم‌سازی شده ممکن است بدلیل وجود پیش بارگذاری (قبل از مقاوم‌سازی) از حالت گسیختگی FRP به حالت خرد شدن بتن تغییر کند.

اثر بارگذاری پیش از مقاوم‌سازی را می‌توان با تصحیح مقدار کرنش FRP همانگونه که توسط MALEK & SAADATMANESH 1998 پیشنهاد شده است، در طراحی برای مقاوم‌سازی لحاظ کرد. در اینجا برداشت دیگری از پیشنهاد آنان مورد استفاده قرار می‌گیرد که شامل اصلاح منحنی تنش - کرنش FRP می‌گردد. این کار شامل دو مرحله می‌باشد:

(A) ابتدا آنالیز مقطع ترک خورده بر اساس فرضیات روابط طراحی ارائه شده در بالا، انجام می‌شود تا مقدار ε_{INI} در مقطع بحرانی تیر (بدون در نظر گرفتن FRP) بدست آید و سپس (B) مقاومت تیر با استفاده از روابط طراحی ارائه شده، محاسبه می‌گردد البته با این تفاوت که منحنی اصلاح شده تنش - کرنش FRP که در شکل ۳-۱۴ ملاحظه می‌شود، در طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرد برای این کار، به جای رابطه ۳-۱۲ از روابط زیر استفاده می‌گردد:

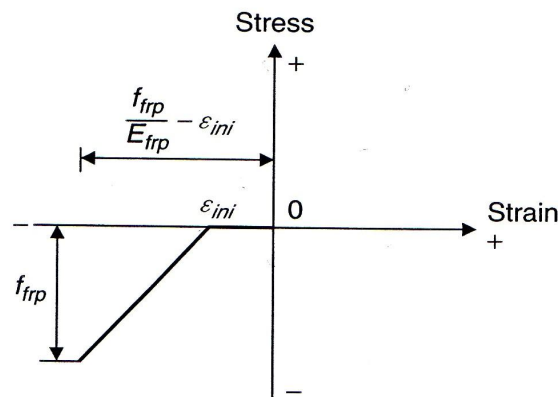
$$\sigma_{frp} = 0 \quad \text{if } \varepsilon_{frp} \geq \varepsilon_{ini} \quad (3-19A)$$

$$\sigma_{frp} = E_{frp} (\varepsilon_{frp} - \varepsilon_{ini}) \geq \frac{-f_{frp}}{\gamma_{frp}} \quad (3-19B)$$

به این ترتیب، گسیختگی کششی FRP، حالا در کرنش که از رابطه زیر بدست می آید، رخ خواهد داد:

$$\varepsilon_{frp, rup} = \frac{f_{frp}}{\gamma_{frp} E_{frp}} - \varepsilon_{ini} \quad (3-20)$$

که این مقدار بیشتر از کرنش گسیختگی اصلی است زیرا ε_{ini} مقداری منفی می باشد. اثر بارگذاری پیش از مقاوم سازی به این صورت لحاظ می شود یعنی با اصلاح منحنی تنش کرنش FRP، بدون اینکه به سایر روابط طراحی که قبلاً ارائه شد، صدمه ای وارد شود. این راه حل، بسیار ساده می باشد. بدین ترتیب تا زمانی که کرنش تیر از حد ε_{ini} نگذرد FRP چسبانده شده به آن تاثیری در سختی تیر نخواهد گذاشت.



شکل ۳-۱۴ منحنی تنش - کرنش اصلاح شده برای طراحی خمشی با در نظر گرفتن پیش بارگذاری

۳-۵ تنشها در سطح تماس:

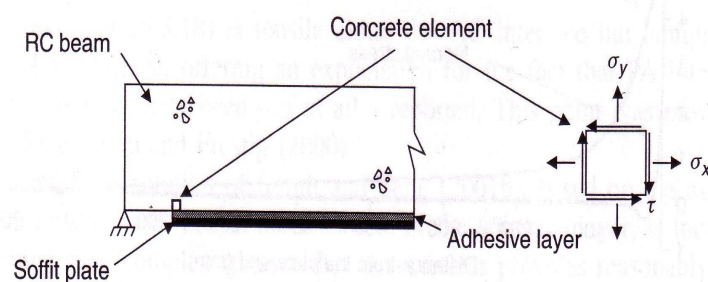
۳-۵-۱ کلیات:

همانگونه که قبلاً بحث شد، بیشترین و متداولترین حالت شکست در مقاوم سازی خمشی تیرهای بتن مسلح، جدا شدن کاور بتن می باشد در حالیکه هنوز FRP به آن چسبیده است. عقیده بر این است که دلیل این نوع شکست بوجود آمدن تنشهای بسیار بزرگ در محل انتها صفحه FRP، در داخل بتن و در سطح مشترک تماس با FRP یا چسب به کار رفته، می باشد. همچنین می توان این تنشها را دلیل بروز حالت دیگر شکست که در آن انتهای صفحه از روی بتن کنده می شود دانست در این بخش سعی شده است که دانش موجود در این زمینه به صورت خلاصه ارائه گردد.

۳-۵-۲ تحلیل تقریبی APPROXIMATE ANALYTICAL SOLUTION:

در شکل ۳-۱۵ یک المان بتنی و وضعیت تنشهای آن که در سطح تماس با FRP، در محل انتهای صفحه FRP قرار گرفته نشان داده شده است. τ برش و σ_y تنش نرمال بر وجوه این المان می باشند. σ_x هم تنش در راستای طول تیر است. در طول دهه گذشته مطالعات وسیعی برای مشخص کردن وضعیت تنشهای مؤثر بر المانهای بتنی مجاور صفحه FRP صورت گرفته است، آنها کنده شدن صفحه FRP از روی سطح

بتن و یا همراه با کاور بتن را ناشی از عملکرد تنشهای برشی و نرمال فعال در این مناطق می‌دانستند. در این زمینه هفت مدل ساده شده جهت طراحی فرمول‌بندی شده است که عبارتند از مدل‌های مربوط به VILANY 1988 ، ROBERTS 1989 ، HAJI – KAZEMI 1989 ، LIU & ZHU 1994 ، TALJSTEN 1997 ، SMITH & TENY 2001b ، MALEK ET AL 1998. البته قبلاً هم تلاشهایی در این زمینه انجام شده بود که البته در آن زمان بررسی‌ها متمرکز بر تیرهای مقاوم‌سازی شده با صفحات فولادی بود. (LIV & ZHU 1994, ROBERT & HAJI – KAZEMI 1989, ROBERTS 1989, VILNAY 1988). از آنجا که در آنالیز تنشهای تماسی فوق، رفتار مصالح در حالت الاستیک مد نظر قرار می‌گیرد بنابراین تفاوت صفحات فولادی و FRP تنها به مدول الاستیسیته آنها برمی‌گردد. در بررسی اخیر انجام گرفته توسط SMITH & TENY (2001b) هیچ تفاوت خاصی بین تیرهای مقاوم‌شده با صفحات فولادی و یا FRP در نظر گرفته نشده. در تمام این مطالعات و راه‌حلهای ارائه شده، فرض اساسی این است که تنشهای نرمال و برشی در لایه چسب در عرض ضخامت آن یکنواخت می‌باشند. جدای از سایر اختلافات، راه‌حلهای گوناگون ارائه شده توسط افراد مختلف شرایط متفاوتی را هم برای بارهای وارده بر روی المان نمونه، در نظر گرفته‌اند. (SMITH & TENY 2001b)

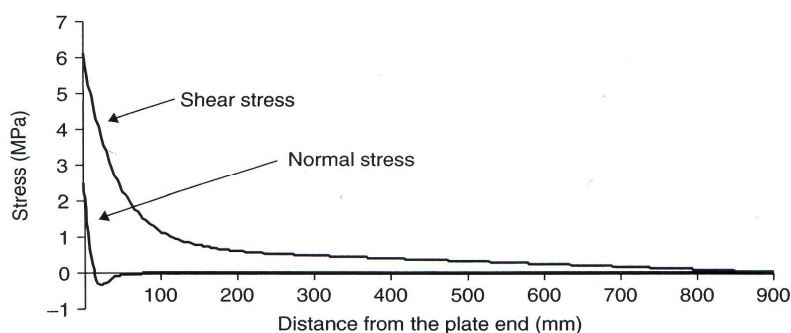


شکل ۱۵-۳ عملکرد تنش بر روی یک المان بتن نزدیک انتهای ورقه FRP

مقایسه نتایج حاصل از راه‌حلهای مختلف ارائه شده نشان می‌دهد که مقادیر محاسبه شده توسط افراد مختلف برای برش و تنش نرمال در خط تماس بتن و FRP تقریباً به یکدیگر نزدیک است (SMITH & TENY 2001b) در قسمت پیوست A این فصل روش محاسبات ارائه شده توسط (SMITH & TENY 2001b) به صورت خلاصه آورده شده است. این روش نسبتاً ساده بوده و دقیق‌ترین راه‌حل ارائه شده می‌باشد در شکل ۱۶-۳ چگونگی توزیع تنشهای برشی و نرمال پیش‌بینی شده توسط راه‌حل (SMITH & TENY 2001b) برای یک تیر دو سر ساده که قبلاً توسط ROBERTS & HAJI KAZEMI تحت بارگذاری یکنواخت آنالیز شده بود، نشان داده شده است. تنش نرمال مثبت در انتهای صفحه چسبانده شده، نشان دهنده وجود کشش بین بتن تیر و FRP می‌باشد. پیش‌بینی شده که هم ماکزیمم تنش نرمال و هم ماکزیمم تنش برشی در انتهای صفحه رخ دهد و این قسمت همان جایی است که انتظار می‌رود شکست‌های چسبندگی در آنجا رخ دهد.

وقتی نتایج برخی آنالیزهای اجزاء محدودی (FE) در مورد تنشهای موجود در سطح تماس FRP و بتن ارائه شد نخستین آنالیز جامع و کامل که به روش اجزاء محدود تاکنون انجام شده است اخیراً توسط TENG ET AL (2001A) صورت گرفت تا مواردی مشخص شود که عبارتند از (A) وضعیت پیچیده توزیع تنشها در لایه چسب زیر FRP در نزدیکی انتهای صفحه FRP (B) بررسی دقت و درستی راهحلهای تقریبی و ساده شده موجود برای محاسبه این تنشها شکلهای ۱۷-۳ و ۱۸-۳ نتایج این راه حلها را با نتایج آنالیز اجزاء محدود انجام شده توسط TENG (2001B) مقایسه می کند. تیر مورد بررسی همان تیر تحت آزمایش توسط ROBERTS & HAJI KAZEMI می باشد.

نتایج آنالیز اجزاء محدود نشان می دهد که تنشها در عرض لایه چسب به شدت تغییر می کنند همچنین وضعیت تنشها در طول سطح تماس چسب با بتن (AC) با تنشها در طول سطح تماس چسب با صفحه (PA) و تنشهای موجود در وسط ضخامت لایه چسب (MA) خیلی متفاوت می باشد. علی الخصوص در قسمت انتهایی صفحه چسبانده شده، تنشهای نرمال در سطح تماس چسب با بتن، کششی می باشد در صورتیکه این تنشها در سطح تماس چسب با صفحه، فشاری است (شکل ۱۸-۳) و همین سبب می شود که جدایی اتصال چسب و صفحه، همانگونه که تاکنون هم گزارش نشده، رخ ندهد. این موضوع قبلاً هم توسط RABINOVICH & FROSTIG (2000) بیان شده بود. راه حل غیر اجزاء محدود ارائه شده توسط SMITH – TENY (2001B) بر پایه این فرض می باشد که وضعیت تنش در عرض ضخامت لایه چسب یکنواخت می باشد و بنابراین قادر به پیش بینی شرایط پیچیده تنشها در عرض نمی باشد ولی نتایج نسبتاً منطقی را برای تنشهای در طول مقطع گذرنده از وسط ضخامت لایه چسب، پیش بینی می کند مخصوصاً وقتی که لایه چسب خیلی نازک نباشد. (TENY ET AL. 2001A). برای مورد بررسی فعلی، ضخامت لایه چسب ۴^{mm} میلیمتر می باشد. در فاصله تقریباً دو برابر ضخامت لایه چسب، از انتهای صفحه چسبانده شده، همخوانی نتایج آنالیز اجزاء محدود و راه حل تقریبی در مورد مقدار تنشهای برشی و نرمال خوب است.



شکل ۱۶-۳ توزیع عمومی تنشهای برشی و عمودی در فصل مشترک

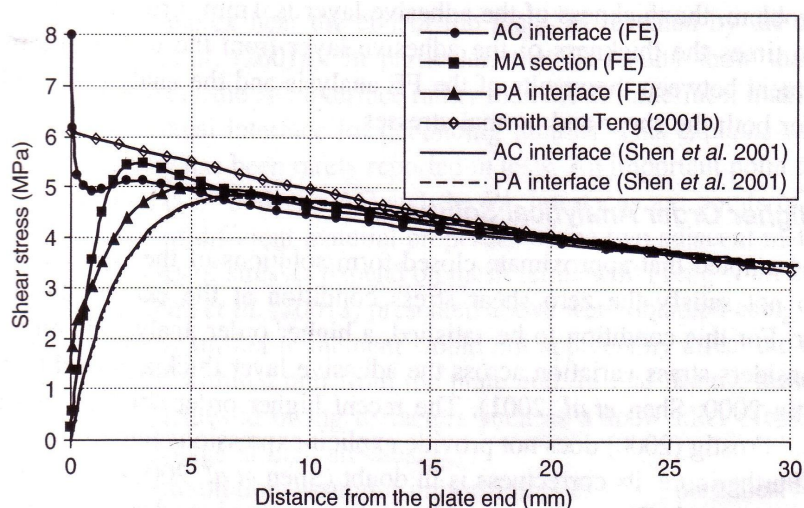
۴-۵-۳ راه حل های تحلیلی بهتر یا دقیقتر:

باید توجه کرد که راه حل های اشاره شده در بالا نمی تواند در شرایط تنش برشی صفر در انتهای لایه چسب صدق کند. برای اینکه این شرایط ارضاء شود آنالیز درجه بالاتر مورد نیاز است که بتواند تغییرات

زیاد تنش در عرض لایه چسب را پیش‌بینی

کند. (SHEN ET AL 2001, RABINOVICH & FROSTIG 2000) البته راه حل جدیدی که توسط RABINOVICH & FROSTIG (2000) ارائه شده نمی‌تواند بیان صریحی از تنشهای سطح مشترک تماس ارائه دهد و علاوه بر آن درستی و دقت نتایج آن نیز مورد شک است SHEN ET AL 2001. راه حل ارائه شده در SHEN ET AL 2001 بیان مشخصی از تنشهای موجود در سطح مشترک تماس دارد هر چند این بیان پیچیده می‌باشد. در شکل ۳-۱۷ و ۳-۱۸ نتایج پیش‌بینی روش اخیر ارائه شده توسط SHEN ET AL. (2001) در مورد تنشهای سطح مشترک تماس، جهت مقایسه با نتایج اجزاء محدود (2001A) TENY ET AL. و راه حل تحلیلی (2001B) TENY در نمودار نشان داده شده است.

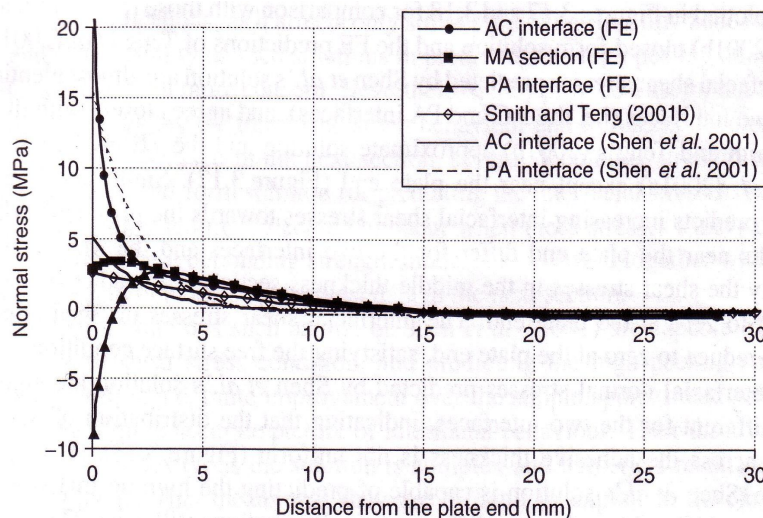
تنشهای برشی پیش‌بینی شده توسط راه حل SHEN ET AL تقریباً برای هر دو سطح تماس یعنی سطح تماس با بتن AC و سطح تماس چسب با صفحه PA، یکسان می‌باشد و همخوانی نزدیکی با نتایج راه حل تقریبی (2001) SMITH & TENY و روش اجزاء محدود (2001A) TENY ET AL. دارد البته به جزء در نزدیکی انتهای صفحه.



شکل ۳-۱۷ پیش‌بینی تنشهای برشی در فصل مشترک برای تیر تقویت شده با FRP

روش ارائه شده توسط SMITH & TENY افزایش مقدار تنشهای برشی را هر چه به سمت انتهای صفحه می‌رویم، پیش‌بینی می‌کند. در حالیکه آنالیز اجزاء محدود نشان می‌دهد که وضعیت تنش در نزدیکی انتهای صفحه در دو سطح تماس AC و PA با مقطع میانی (MA) فرق دارد. تنش برشی در مقطع گذرنده از وسط لایه چسب (MA) در انتهای صفحه به ۰ کاهش می‌یابد. راه حل SHEN ET AL. هم مقدار تنش برشی را در انتهای صفحه ۰ پیش‌بینی می‌کند که این ارضاء کننده شرایط سطح آزاد المان انتهایی می‌باشد.

تنشهای نرمال پیش‌بینی شده توسط راه حل SHEN ET AL. به طور قابل ملاحظه‌ای برای دو سطح تماس PA و AC فرق می‌کند و اشاره دارد بر اینکه پخش تنشهای نرمال در عرض لایه چسب، یکنواخت نیست.



شکل ۳-۱۸ پیش‌بینی تنشهای عمودی در فصل مشترک برای تیر تقویت شده با FRP

در سطح تماس AC، راه حل SHEN ET AL. قادر به پیش‌بینی تنشهای نرمال بزرگ که روش اجزاء محدود هم آنها را مشخص کرده، می‌باشد هر چند تفاوت‌های کوچکی در چگونگی پخش این تنشها همچنان وجود دارد (RABINOVICH & FROSTIG (2000) با پیش‌بینی وجود تنشهای نرمال فشاری در سطح تماس PA، کمیاب بودن شکست چسبندگی در این سطح را توجیه کردند. در سطح تماس PA نتایج پیش‌بینی شده توسط راه حل SHEN ET AL در ناحیه کوچکی نزدیک به انتهای صفحه با نتایج آنالیز اجزاء محدود، بسیار تفاوت دارد. اما از آنجائیکه مسأله شکست چسبندگی در این سطح تماس مطرح نمی‌باشد (مگر در مواردی که عملکرد کارگران در اجزاء خیلی ضعیف باشد) این عدم دقت در درجه دوم اهمیت و ضعف قرار می‌گیرد.

۵-۳ جمع‌بندی:

با توجه به مواردی که تا بحال در زمینه مقاوم‌سازی تیرها با چسباندن صفحه تحتانی مورد بحث قرار گرفت، می‌توان به نکات مفیدی دست یافت. اول اینکه پخش تنشها در نزدیکی انتهای صفحه، بسیار پیچیده می‌باشد به گونه‌ای که مشخص کردن آن نیازمند به آنالیزهای دقیق و پیچیده اجزاء محدود دارد که نمونه آن توسط TENY ET AL. 2001A انجام شد. نتایج آنالیز اجزاء محدود نشان می‌دهد که تنشهای نرمال جدا کننده (کششی) بزرگی در سطح تماس بتن و چسب یعنی سطح AC بوجود می‌آید. (در نزدیکی انتهای صفحه) که این باعث می‌شود شکست مقاوم‌سازی در این سطح رخ دهد و نه در سطح PA. نکته مهم قابل ذکر است که نقاط انتهای سطوح تماس AC و PA نقاطی هستند که به دلیل قرارگیری دو مصالح با جنس و خصوصیات متفاوت در کنار یکدیگر، وضعیت تنشها دچار تغییر می‌گردد و علاوه بر آن مقدار

حداکثر تنشهای بدست آمده در آنالیز بدست آمده در آنالیز اجزا محدود برای این سطوح تماس تا حد زیادی بستگی به نوع و نحوه مش بندی دارد. (المان های مورد استفاده برای مش بندی در آنالیز اجزاء محدود به شکلهای گوناگونی می تواند اختیار شوند که البته هر شکل با توجه به نوع مسأله در دقت نتایج آنالیز مؤثر است. از انواع المانها می توان چهار گرمی، هرمی و ... اشاره کرد - مترجم). در آنالیز انجام شده به کمک روش اجزاء محدود که توسط TENY ET AL. (2001A) انجام شد، مش بندی بسیار ریز (تعداد المانهای زیاد و با ابعاد کوچک - مترجم) بود و ریزتر کردن مش بندی، بیش از این مقدار در آنالیزهای بعدی دیگر نتوانست در نتایج تأثیر خاص بگذارد البته به جز تنش های مربوط به طول ۲ میلیمتر از انتهای صفحه چسبانده شده. در شرایط تیرهای واقعی، چنین تنشهای بزرگی قابل حصول نیست که البته دلیل آن فاکتورهایی نظیر SPEW FILLET (TENY ET AL. 2001A) و آسیب و صدمه موضعی در اثر تنشهای بزرگ، می باشد. روشهای تحلیلی CLOSED FORM ارائه شده که وضعیت تنشها را در عرض لایه چسب یکنواخت فرض می کنند، تنها قادر هستند که نتایج نسبتاً قابل قبولی را در مورد تنشهای در طول مقطع MA پیش بینی کنند و این روشها قادر نیست که شرایط متفاوت تنشها را در دو سطح تماس PA و AC. همچنین این روشها شرایط صفر بودن تنشهای برشی را در انتهای صفحه ارضا نمی کنند اما این نکته خیلی اساسی نیست زیرا این قضیه تنها بر روی پیش بینی تنشها در طول کوچکی در نزدیکی انتهای صفحه اثر می گذارد. بلکه نکته بسیار مهم تر این است که این روشها قادر به پیش بینی تنشهای بزرگ جدا کننده (PEELING STRESS) در سطح AC نمی باشند. سودمندی این روشها در سادگی آنهاست و اینکه ابزاری جهت شناخت و درک رفتار تنشها در سطوح تماسی بتن، چسب و صفحه می باشد. همانگونه که در بخشهای بعدی صحبت خواهیم کرد، مدلسازی متعددی جهت مقاومت چسبندگی و بر پایه همین روشهای CLOSED FORM انجام شده است. در این مدلسازیها فرض می شود که شکست چسبندگی وقتی اتفاق می افتد که این تنشها معیارهای معین شکست را ارضا کنند. نتایج این مدلسازیها و مقایسه آنها با یکدیگر و نیز با دیتاهای آزمایشگاهی در فصل بعد مورد قیاس قرار خواهند گرفت. روشهای جدیدتر تحلیل نظیر آنچه توسط SHEN ET AL ارائه شده است قادر می باشند که شرایط برش را در انتهای صفحه به درستی پیش بینی کنند و همچنین قادر به پیش بینی تنشهای بزرگ جدا کننده می باشند. بنابراین نسبت به روشهای تحلیل قبلی، پیشرفته تر و دقیقتر می باشند و تصویر بهتری از رفتار تنشها ارائه می دهند. اما ایراد آن در پیچیده بودن این روشها می باشد و اینکه نتایج عددی آنها بسادگی بدست نمی آید و این بدان معناست که استفاده از آنها در ایجاد و توسعه روابط و ضوابط طراحی، مشکل می باشد.

۳-۶ مدل های (مدلسازی های) مقاومت چسبندگی در انتهای صفحه:

۱-۳-۶ کلیات:

حالات شکستهای انتهای صفحه، چه به صورت جدا شدن کاور بتن و چه بلند شدن صفحه از روی بتن باشد، در حد وسیعی مورد مطالعه و بررسی قرار گرفته اند و همچنین مدلسازی های متعددی در این مورد

انجام گرفته است (SMITH & TENY 2001c,d) اخیراً مدل‌سازی‌های موجود را گردآوری کرده و آنها را با نتایج آزمایشات مندرج در نشریات مقایسه کرده‌اند. همچنین نقاط ضعف و قوت هر کدام از این مدل‌سازی‌ها را مشخص کرده‌اند این بخش بر پایه کارهای انجام شده توسط این دو نفر (SMITH & TENY 2001c,d) نگاشته شده است.

۲-۶-۳ مروری بر مدل‌سازیهای مقاومت چسبندگی:

در طول دهه گذشته افراد متعددی در زمینه مدل‌سازی چسبندگی صفحات FRP بر روی تیرهای بتن

مسلح	فعالیت	کرده‌اند
مقاوم‌سازی	خمشی	شده‌اند، کار کرده‌اند
نظیر:		
		OEHLERS 1992, ZIRABA ET AL 1994, RA00F & ZHANG 19997.

هر چند انتظار می‌رود که خصوصیات مکانیکی مختلف صفحات چسبانده نشده، نقش قابل ملاحظه‌ای را در چسبندگی داشته باشند اما مدل‌سازیهای مقاومت چسبندگی قابل استفاده در مورد انواع مختلف صفحات به کار رفته می‌باشند البته در صورتیکه مشخصات مربوط به جنس و هندسه این صفحات به گونه مناسبی در این مدل‌سازیها تعریف شده باشد. بنابراین غیر منطقی نخواهد بود اگر بخواهیم با اندکی اصلاحات، مدل‌سازیهای انجام شده در زمینه صفحات فولادی را در مورد تیر مقاوم‌سازی شده با FRP استفاده کنیم. به همین دلیل تمام مدل‌سازیهای نام برده شده در بالا مورد بازبینی و بررسی قرار گرفته‌اند البته به جز مدل‌سازی اخیر که توسط (SMITH & TENY 2001d) انجام گرفته است. مدل‌سازی اخیر این دو نفر همان مدل‌سازی است که برای استفاده در طراحی توصیه می‌شود و جزئیات آن در بخش ۵-۶-۳ مورد اشاره قرار خواهد گرفت.

در حال حاضر از نظر شیوه مدل‌سازی مقاومت چسبندگی به سه گروه دسته‌بندی می‌شود:

(A)	مدلهای بر پایه ظرفیت برشی	(AHMED & VAN 1999, JANSZE 1997, OEHLERS 1992)
(B)	مدلهای مربوط به دانه دانه بتن (CONCRETE TOOTH)	
		(RA00F & HASSANEN 2000, WANG & LING 1998, RA00F & ZHANG 1997)
(C)	مدلسازی بر پایه تنشهای سطح تماس (مدلهای I و II ارائه شده توسط	

ZIRABA 1994, (SAADATMANESH & MALEK 1998, TUMIALAN 1999b, VARASTEHPUR & HAMELIN 1997, مدل شماره II ارائه شده توسط ZIRABA در سال ۱۹۹۴ در حقیقت ترکیبی از گروه A و C مدل‌سازیها می‌باشد. علاوه بر آن مدل (OEHLERS 1992) هم صرفاً بر پایه ظرفیت برشی نمی‌باشد و اندرکنش بین چسبندگی و برش را به حساب می‌آورد. جزئیات کامل این مدل‌سازیها در پیوست B این فصل (بخش ۱۱-۳) ارائه شده است. تمام مدل‌سازیهایی که مخصوص مقاوم‌سازی با FRP می‌باشد بر پایه روش تنش سطح

تماس (INTERFACIAL STRESS- BASED APPROACH) می‌باشد از سوی دیگر سه مورد از پنج مورد مدلسازی مخصوص تیرهای تقویت شده با صفحات فولادی، بر پایه ظرفیت برشی هستند (OEHLERS 1992, JANSZE 1997) و یا روشی ترکیبی دارند. (مدل شماره ZIRABA II).

۱-۲-۶-۳ مدلسازی بر پایه ظرفیت برشی:

OEHLERS 1990 و OEHLERS 1992، MORAN تیرهای دو سر ساده تقویت شده با صفحات فولادی را که در سه یا چهار نقطه تحت خمش قرار گرفته بودند، مورد آزمایش قرار دارند و در این آزمایشات دو حالت حدی را برای محل پایان گرفتن طول صفحه مقاوم کننده، در نظر گرفتند. برای حالتی که صفحه مقاوم کننده در ناحیه‌ای که ممان خمشی ثابت است، تمام می‌شود مقداری را برای ممان خمشی ضد چسبندگی (DE BON DING) یعنی $M_{DB,F}$ در انتهای صفحه در نظر می‌گیرند. این ممان در طراحی تنها به خاطر ممان اضافی وارده بر تیر در محل انتهای صفحه وقتی که صفحه چسبانده می‌شود، در نظر گرفته شده و در حالتی که صفحه در نزدیکی تکیه‌گاه تمام شده است، فرض بر این بوده که به هم خورد چسبندگی ناشی از برش رخ می‌دهد. این در صورتی است که نیروی برشی در انتهای صفحه یعنی $V_{DB,S}$ به مقدار ظرفیت برشی بتن در تیر (بدون صفحه تقویتی) می‌رسد. البته در اینجا منظور ظرفیت برشی بتن به تنهایی مدنظر است (بدون در نظر گرفتن سهم آرماتورهای برشی تیر) در حالتی که هم نیروی برشی و هم خمش در انتهای صفحه، مهم می‌باشد استفاده از رابطه اندرکنش این دو عامل پیشنهاد شده است. (OEHLERS 1992)

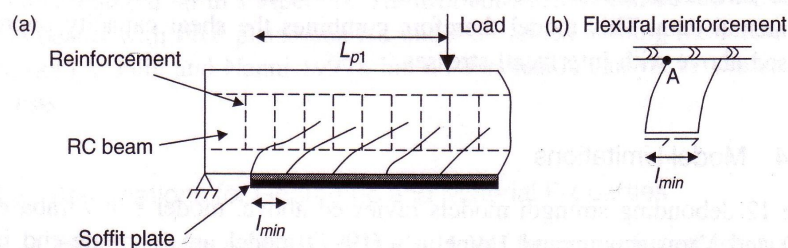
JANSZE (1997) همچنین برای تیرهای مقاوم‌سازی شده با صفحات فولادی، مدل مقاومت چسبندگی ارائه کرد که اطلاعات پایه و زمینه این مدلسازی در دسترس SMITH & TENY 2001 نبود. آنها در عوض به مدلسازی AHMED & VAN 1999 رجوع کردند. آنها در مدلسازی خود بیان کردند که مدل JANSZE براساس آغاز ترک‌های برشی در بتن بدون در نظر گرفتن سهم آرماتورهای برشی مقطع ارائه شده است. AHMED & VAN 1999 بعداً با اصلاح مدل JANSZE و کالیبره کردن نتایج آن با نتایج آزمایشات عملی بر روی تیرهای مقاوم‌سازی شده با FRP که به حالت جدا شدن کاور بتن دچار شکست شده بودند، مدل خود را ارائه کردند اما در خصوص جزئیات مدل اصلاح شده خود توضیح ندارند اما SMITH & TENY 2001 پس از بررسی مدل آنان متوجه شدند که این دو نقش باربری آرماتورهای برشی را در ظرفیت برشی مقطع در نظر گرفته‌اند.

۲-۲-۶-۳: CONCRET TOOTH MODELS

ZHANG & RA00F 1997 مدل دیگری ارائه کردند که مخصوص حالت شکست به صورت کاور بتن در تیرهای مقاوم‌سازی شده با صفحات فولادی بود. در این مدل از مفهوم دندانانه بتن (CONCRETE TOOTH) ما بین دو ترک خوردگی مجاور هم، همانند یک قسمت طره‌ای تحت تنشهای برشی افقی (شکل ۱۹B-۳) استفاده شده است. فرض بر این است که شکست چسبندگی وقتی رخ می‌دهد

که تنشهای برشی به تولید کشش در پای این دندانه منجر شود که از مقاومت کششی بتن تجاوز می کند. مقدار تنش در صفحه تحتانی در لحظه شکست چسبندگی را می توان با تعریف یک طول مؤثر برای صفحه برای مهاربندی انتهایی که در طول آن تنش برشی یکنواخت فرض می شود بدست آورد. وقتی که تنش در صفحه مشخص باشد، ممانی را که موجب جدایی صفحه می شود می توان با آنالیز معمولی مقطع با فرض خمش در مقطع مسطح آنچنانکه ZHANG 1995 توصیف کرده بدست آورد. (؟؟؟؟) این قسمت متن نامفهوم بود مترجم) حدود پایین و بالای ممان خمشی را می توان با در نظر گرفتن فاصله مینیم (L_{MIN}) و ماکزیمم بین ترکها بدست آورد.

RAOOF & HASSANEN (2000) اخیراً مدل قبلی ارائه شده توسط (RAOOF & ZHANG 1997) را برای استفاده در تیرهای مقاوم سازی شده با FRP اصلاح کردند. در این مدل دو عبارت برای بیان طول مؤثر صفحه FRP برای مهاربندی انتهایی و دو مقدار متناظر با این طولها برای تنش برشی نهایی ناشی از چسبندگی بین FRP و بتن ارائه شده است که این دو عبارت را با توجه به نتایج موجود آزمایشگاهی کالیبره کردند. قبلاً هم WANG & LING 1998 اصلاحیه ای را به مدل داندانه بتن سال ۱۹۹۵ که توسط ZHANG ET AL ارائه کرده بودند آنها فاصله حداقل بین دو ترک خوردگی را برای استفاده از این مدل در ارتباط با تیر مقاوم سازی شده با FRP دوباره تعریف کردند.



شکل ۳-۱۹

۳-۶-۲-۳ مدل سازی بر اساس تنشهای مرز مشترک:

یک فرض منطقی این است که جدا شدن پوشش بتن و یا کنده شدن انتهای صفحه از روی بتن بدلیل بوجود آمدن تنشهای بزرگ در سطوح تماس بتن - چسب - صفحه در انتهای صفحه می باشد. (SMITH & TENY 2001c) (شکل ۳-۱۵) مدل سازی بر پایه تنشهای INTERFACIAL عموماً بر اساس نتایج روشهای تحلیل CLOSED FORM و معیار شکست بتن می باشد. از جمله مدل سازی های این چنینی می توان به مدل شماره ۱ ZIRABA در سال ۱۹۹۴، & HAMELIN 1997 VARASTEHPUR (1998)، SAADATMANESH & MALK (1999b) اشاره کرد.

یک مورد دیگر استفاده از تنشهای موجود در سطوح تماس (INTERFACIAL STRESS) در مدل شماره II ارائه شده توسط ZIRABA در سال ۱۹۹۴ می باشد. او فرض کرد که نیروی برشی مقاوم در برابر از بین رفتن چسبندگی، متشکل از مقاومت برشی بتن و قسمتی هم ناشی از آرماتورهای برش مقطع می باشد. البته با روش کالیبراسیون، یک ضریب تأثیر برای مقاومت برشی مربوط به آرماتورهای برشی مقطع استفاده

می‌شود. این ضریب تأثیر در ارتباط با وجود تنشهای نرمال در سطح تماس در انتهای صفحه و اندرکنش آن با نیروهای مقاوم برشی می‌باشد.

۴-۲-۶-۳ محدودیتهای مدلسازی:

از میان ۱۲ مدل‌سازی انجام شده، مدل شماره ZIRABA I و همکارانش در سال ۱۹۹۴ و مدل VARASTEHPOUR & HAMELIN 1997 فقط برای شکست چسبندگی در سطح تماس بتن و چسب می‌باشند. بقیه مدلها مربوط به حالت شکست به صورت جدا شدن کاور بتن می‌باشند. البته مدل‌سازیهای بر اساس ظرفیت برشی هم برای حالت جدا شدن کاور بتن و هم جدا شدن انتهای صفحه مناسب می‌باشند. باید قبل از استفاده از نتایج پیش‌بینی شده توسط این مدل‌سازیها به این محدودیت‌ها توجه کرد.

۳-۶-۳ دیتاهای آزمایشگاهی:

بدلیل پیچیدگی رفتار سازه‌های مقاوم‌سازی شده با FRP، هنوز هم نتایج آزمایشگاهی بهترین راه اطمینان از صحت و دقت نتایج پیش‌بینی شده توسط مدل‌سازیها می‌باشد. تعدادی از تلاشهای عملی در این زمینه برای تولید دیتاهای آزمایشگاهی در زمینه تیرهای دو سر ساده مقاوم‌سازی شده با FRP بوده است (SMITH & TENY 2001d) حاصل بررسی اخیر SMITH & TENY، ۵۹ نکات اطلاعاتی که از انجام ۱۴ آزمایش و بررسی با معیارهای انتخابی مشخص بدست آمده می‌باشد و نسبت به منابع اطلاعاتی که از قبل توسط افراد مختلف بدست آمده، قابل اطمینان‌تر و منظم‌تر می‌باشد. در تمام این بررسی‌ها ۴۴ مورد از شکست گزارش شده، به حالت جدا شدن کاور بتن بوده است، ۸ مورد به حالت کنده شدن انتهای صفحه FRP از روی بتن بوده است و ۷ حالت هم ترکیبی از این دو نوع شکست بوده است. از این منبع دیتاهای جمع‌آوری شده SMITH & TENY برای مقایسه با نتایج حاصل از مدل‌سازیها استفاده کردند. قبل از آنکه نتایج بررسی آنها شرح داده شود، ابتدا معیارهای انتخاب شده و فرضیات اتخاذ شده توسط SMITH & TENY در تولید دیتاهای خود، ارائه می‌شود.

۱-۳-۶-۳ معیارهای انتخاب شده در بانک اطلاعاتی (SMITH & TENY DATABASE):

برای استفاده از منبع اطلاعات این دو نفر ابتدا می‌بایست شرایط زیر محقق شده باشد:

- ۱) شکست تیر به حالت شکست چسبندگی در انتهای صفحه متصل شده بود.
 - ۲) صفحه FRP پیش‌تنیده نبود همچنین از هیچگونه مهاربندی در انتهای آن استفاده نشده بود
 - ۳) تیر مورد آزمایش تا قبل از بارگذاری که در نهایت افزایش آن به شکست مقاوم‌سازی انجامید، بارگذاری نشده بود.
 - ۴) جزئیات کافی و مفصلی برای پارامترهای هندسی و جنسیتی مصالح در نظر گرفته شده بود تا استفاده از این اطلاعات برای حالت‌های گوناگون امکان‌پذیر باشد.
- انتخاب معیار C به این دلیل بوده است که عمده آزمایشات صورت گرفته در قبل بر روی تیرهایی بوده است که قبل از مقاوم‌سازی تحت بارگذاری قرار نگرفته بودند. البته به نظر می‌رسد که وجود بارگذاری

قبل از مقاوم سازی بر روی تیرها، تأثیر چندانی بر میزان باری که سبب شکست چسبندگی انتهای صفحه می گردد ندارد (ARDUINI & NANINI 1997) البته تحقیقات و بررسیهای بیشتری در این زمینه لازم است تا بتوان نتیجه گیری قطعی در این زمینه انجام داد. البته معدودی آزمایش هم بروی تیرهایی که در حال بارگذاری با FRP تقویت شده بودند انجام گرفته (ARDUINI & NANINI 1997) اما هنوز نمی توان با این نتایج محدود به نتیجه گیری قطعی دست یافت.

۲-۳-۶-۳ فرضیاتی که برای مشخصات مصالح و هندسه آن در نظر گرفته شده:

اغلب نتایجی که از قبل در ارتباط با آزمایش بر روی تیرهای مقاوم سازی شده با FRP گزارش شده بود در بانک اطلاعاتی SMITH & TENY قابل استفاده نبود. اغلب حالات شکست گزارش شده با جزئیات ناقص بود و خصوصیات هندسی و مصالح تیر بتنی و لایه چسب و صفحه FRP مورد استفاده به طور کامل مشخص نبود. تنها تعدادی از نتایج که به صورت کامل گزارش شده بودند در بانک اطلاعاتی SMITH & TENY استفاده شده است. در این گزارشات به خصوصیات نظیر عمق کاور بتن، مدول الاستیسیته چسب ضخامت چسب و غیره توجه نشده است. مواردی هم که گزارش نشده به ناچار مقدار مناسبی برای آن فرض می شود مثلاً مدول الاستیسیته فولاد 200GPA فرض می شود یا اگر عمق کاور بتن مشخص نشده باشد.

مقدار ۱۰٪ کل عمق تیر را به عنوان کاور در نظر می گیرند. در آیین نامه ACI (ACI 318-95) برای مدول الاستیسیته و مدول گسیختگی بتن بر حسب f'_c روابط زیر ارائه شده است:

$$E_c = 4730\sqrt{f'_c} \quad \text{MPa (۳-۲۱)}$$

$$f_{ct} = 0.53\sqrt{f'_c} \quad \text{MPa (۳-۲۲)}$$

در مواردی که گزارش آزمایش تیر مقاوم سازی شده، بر اساس مقاومت نمونه مکعبی یعنی f_{cu} بوده است f'_c را معادل $0.8f_{cu}$ در نظر گرفته اند. (KONG & EVANS 1987) در برخی موارد از تیرهای مقاوم سازی شده با نوار FRP، ضخامت چسب در نتایج گزارش از قلم افتاده است. در چنین مواردی ضخامت لایه چسب برابر ۲ میلیمتر فرض می شود. این مقدار برابر متوسط ضخامت لایه چسب در گزارشات مختلف می باشد و به نظر می رسد که منطقی ترین فرض ممکن باشد. البته کنترل دقیق ضخامت لایه چسب در محل اجرا کار مشکلی می باشد و مشخص شده است که تغییرات آن نسبت به مقدار فرض شده، می تواند باعث تغییر اندکی در مقدار بار در لحظه شکست چسبندگی

شود. (OEHLERS & ALI 1998, QUANTRILL ET AL. 1996B, SWANY ET AL. 1987)

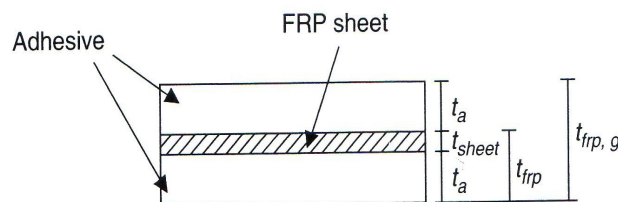
در مورد تیرهای مقاوم سازی شده با FRP به روش WET LAY-UP موارد غیر قابل کنترل و یا عدم اطمینان بیشتر می باشد. در بسیاری از آزمایشات گزارش شده بر روی تیرهای این چنینی ضخامت لایه FRP تشکیل شده بر روی آنها، جدای از ضخامت لایه چسب به کار رفته مشخص نمی باشد. هر چند در مواردی معدودی از گزارشات، ضخامت لایه الیاف (FIBRE SHEET) گزارش شده است. این ضخامت را

با T_{SHEET} نشان می‌دهیم. علاوه بر آن در برخی موارد ضخامت لایه چسب و لایه الیاف به صورت مجموع گزارش شده است که آنرا با $T_{FRP,G}$ نشان می‌دهند. اما در اغلب حالات فقط ضخامت T_{SHEET} به تنهایی گزارش شده است در حالی که $T_{FRP,G}$ و T_{SHEET} گزارش شده باشند، ضخامت FRP و لایه چسب با استفاده از روابط زیر بدست می‌آیند.

$$t_a = \frac{t_{frp,g} - t_{sheet}}{2} \quad (3-23)$$

$$t_{frp} = t_a + t_{sheet} \quad (3-24)$$

این روابط با این فرض ارائه شده‌اند که الیاف در وسط ضخامت لایه چسب قرار گرفته اند. این مفهوم در شکل ۳-۲۰ ملاحظه می‌گردد.



شکل ۳-۲۰ ضخامت صفحه FRP در طریقه نصب چسباندن تیر

برای موارد بعدی ضخامت T_A برابر $0/42$ میلیمتر فرض شده است. این مقدار بر اساس اندازه‌گیری‌هایی است که از FRP تشکیل شده به روش WET LAY-UP و تهیه شده از الیاف کربن، به عمل آمده است (SMITH & TENY 2001D) در حالی که لایه FRP خود از چندین لایه تشکیل شده است، ضخامت کل از حاصلضرب ضخامت یک لایه در تعداد لایه‌ها بدست می‌آید البته با این فرض که بین هر دو لایه الیاف یک لایه چسب به ضخامت T_A وجود دارد. این فرض که توسط SMITH & TENY (2001D) اختیار شده است، به نظر می‌رسد که فرض منطقی باشد. علاوه بر آن مدلسازی‌هایی که در ارتباط با مقاومت چسبندگی، ارائه شده‌اند و نتایج پیش‌بینی شده از سوی آنها نسبت به ضخامت FRP بسیار حساس و تأثیرپذیر است نباید برای طراحی مورد توجه قرار گیرند زیرا در حالت استفاده از FRP به روش WET LAY-UP کنترل ضخامت لایه تشکیل شده در محل اجرا دشوار می‌باشد. بنابراین SMITH & TENY نتایج مدلسازی‌های مربوط به روش WET LAY-UP کنترل ضخامت لایه تشکیل شده در محل اجرا دشوار می‌باشد. بنابراین SMITH & TENY (2001D) نتایج مدلسازی‌های مربوط به روش WET LAY-UP و روش استفاده از FRP پیش ساخته را از یکدیگر جدا کرده‌اند.

مدول الاستیک چسب در بسیاری از موارد گزارش نشده بود. در این حالت این مدول برابر 8500 MPA فرض می‌شود. این مقدار میانگین مقادیری است که برای مدول الاستیسیته چسب گزارش شده است SMITH & TENY به نظر می‌رسد این فرض، یک فرض منطقی و مناسب باشد و صحت نتایج بانک اطلاعاتی جمع‌آوری شده توسط SMITH & TENY را به مخاطره نیاندازند.

۴-۶-۳ عملکرد مدلسازیها:

با استفاده از پایگاه داده‌های SMITH & TENY می‌توان به صورت منسجم مدل‌سازیهای انجام گرفته را مرور کرد. با کمک این پایگاه داده‌ها می‌توان بین نتایج مدل‌سازیهای گوناگون مقایسه انجام داد. در این بخش سعی می‌شود با جزییات کامل به بحث در این مورد بپردازیم.

جداول ۳-۱، ۳-۲، ۳-۳ مشخصات آماری از نسبتهای نتایج بدست آمده از آزمایش به نتایج پیش‌بینی شده توسط مدل ارائه شده است همه دوازده مدل‌سازی جمع‌آوری شده در بانک اطلاعاتی SMITH & TENY در این جداول مورد توجه قرار گرفته‌اند.

جدول ۳-۱ هم برای نوارهای پیش‌ساخته FRP و هم برای استفاده از FRP به روش WET LAY-UP قابل استفاده است. جدول ۳-۲ فقط برای حالت استفاده از FRP پیش ساخته و جدول ۳-۳ هم فقط برای حالت WET LAY-UP قابل استفاده می‌باشد.

در اینجا باید متذکر شد که مدل‌سازیهای JANSZE 1997 ، AHMED & VAN GEMERT 1999 ، SAADATMANESH & MALEK 1998 ، TUMIALAN ET AL 1999 را نمی‌توان برای مواردی که صفحه چسبانده شده در نزدیکی تکیه‌گاه تیر، خاتمه یافته است، استفاده کرد. این محدودیت بدلیل دسترسی کمتر به نتایج آزمایشات مربوط به بررسی این مدلها در چنین شرایطی می‌باشد. (جداول ۳-۱ تا ۳-۳) باید یادآوری گردد که بسیاری از پیش‌بینی‌های مدل‌سازیهایی که مبنای آنها بر مفهوم دندانه بتی می‌باشد در ارتباط با حدود بالای ممان نظیر شکست چسبندگی، حتی از حد تئوریک ظرفیت تحمل تیر هم تجاوز می‌کند و بنابراین کاملاً نادرست می‌باشد. این مدل‌سازیها عبارتند از: RA00F & ZHANG 1997 ، WANG & LING 1998 ، RA00F & HASSAN EN 2000. در چنین مواردی SMITH & TENY تصمیم گرفتند جهت کامل کردن پایگاه داده‌های خود، از ظرفیت تئوریک خمشی تیر به جای پیش‌بینی این مدل‌سازیها برای حد بالای ممان، استفاده کنند.

۴-۶-۳ مدل‌سازیهای بهتر برای حالت شکست به صورت جدا شدن کاور بتن:

SMITH & TENY بر اساس نتایج آماری ارائه شده در جداول ۳-۱ تا ۳-۳ دریافتند که برای حالت جدا شدن کاور بتن، مدل‌سازیهایی هستند که نتایج پیش‌بینی شده توسط آنها منطقی‌تر و به واقعیت هم نزدیک‌تر است نظیر مدل‌سازیهای OEHLERS 1992 ، MODEL II OF ZIRABA ET AL. 1994 ، JANSZE 1997 ، RA00F & ZHANG 1997 ، و همچنین حدود پایین پیش‌بینی شده توسط مدل RA00F & HASSANEN (2000) جداول ۳-۱ نشان می‌دهد که برای حالت ترکیب دیتاها مربوط به هر دو روش استفاده از FRP یعنی روش پیش ساخته و روش WET LAY-UP مدل RA00F & ZHANG غیر محافظه‌کارترین نتایج را ارائه می‌دهد یعنی حد پایین پیش‌بینی شده توسط آن ۱۹٪ بیشتر از مقدار نتیجه شده از آزمایش می‌باشد که درصد تجاوز آن از مقدار واقعی ۳٪ است. به نظر می‌رسد پیش‌بینی‌های هر دو مدل RA00F & HASSANEN (پیش‌بینی حد پایین) بیشترین مقدار انحراف معیار را داشته باشد. ضریب تغییرات آن حدود ۴۰٪ است.

اگر جدول ۲-۳ که مربوط به استفاده از نوارهای پیش ساخته FRP می باشد مورد نظر قرار گیرد همان شش مدل که در بالا مشخص شد، بهترین ها هستند. پیش بینی های مدل OEHLER محافظه کارانه ترین و کم پراکندگی ترین نتایج را ارائه می دهند. برای این تیرها، مدلسازی در تمام موارد محافظه کارانه پیش بینی می کند. درجه پراکندگی یا تغییرات نتایج در مورد این تیرها در هر شش مدل، زیاد نیست یعنی دامنه تغییرات آنها بین ۲۲٪ تا ۳۰٪ می باشد. نتایج مدلسازی JANSZE برای این تیرها ۰ تیرهای با FRP پیش ساخته (غیر محافظه کارانه ترین نتایج با ۲۷٪ تجاوز از حد واقعی می باشد. جدول ۳-۳ نشان می دهد که در حالت استفاده از FRP به صورت WET LAY-UP مدلسازی JANSZE بهترین عملکرد را دارد و حداقل ضریب تغییرات ۹/۷٪ را به همراه پیش بینی های محافظه کارانه در تمام موارد، دارد می باشد. مدلسازی OEHLER هم نتایج محافظه کارانه را پیش بینی می کند و از نظر ضریب تغییرات در رتبه دوم قرار دارد. اما نتایج پیش بینی شده بقیه مدلسازیها دامنه تغییرات زیادی را نشان می دهد که از ۳۸٪ تا ۴۶٪ می باشد و همچنین مقدار تجاوز از حد آنها چیزی بین ۱۳٪ تا ۱۵٪ است.

بر اساس مشخصات آماری ارائه شده در جداول ۱-۳ تا ۳-۳ (SMITH & TENY (2001D) اینگونه نتیجه گیری کردند که مدل ارائه شده توسط OEHLER بهترین عملکرد را در زمینه پیش بینی های مطمئن و واقعی داشته است هر چند با توجه به نتایج گزارش شده از آزمایشات و مقایسه آنها با پیش بینی های این مدل سازی، شاید بتوان گفت که نتایج این مدلسازی خیلی محافظه کارانه می باشد.

۲-۴-۶-۳ مدلسازی های ضعیفتر در زمینه شکست به حالت جدا شدن کاور بتن:

پس از انجام بررسی ها و مقایسه با نتایج واقعی، SMITH & TENY نتیجه گیری کردند که مدلسازیهای زیر در زمینه پیش بینی نتایج قابل قبول و نزدیک به واقعیت، عملکرد ضعیفی از خود نشان دادند. این مدلسازیها عبارتند از : حدود بالای پیش بینی شده توسط

VARASTEHPOUR & HAMELIN 1997, RA00F & ZHANG WANG & LING 1998, SAADATMAN ESH & MALEK 1998, TUMIALAN 1999B, VAN GEMERT & AHMED حدود بالای پیش بینی شده

توسط RA00F & HASSAN و مدل | ZIRABA ET AL.

جدول ۱-۳

Category	Model	Average	Standard deviation	Coefficient of variation	Percentage of exceedence	No. of tests
Shear-capacity-based models	Oehlers (1992)	2.35	0.49	21 %	0.3 %	44
	Jansze (1997)	1.50	0.45	30 %	13 %	39
	Ahmed and van Gemert (1999)	1.15	0.25	21 %	27 %	39
	Smith and Teng's model ($V_{db,end} = 1.4 V_c$)	1.67	0.35	21 %	2.8 %	44
	Smith and Teng's model ($V_{db,end} = 1.5 V_c$)	1.56	0.33	21 %	4.4 %	44
Concrete tooth models	Raoof and Zhang: lower (1997)	1.47	0.52	36 %	19 %	44
	Raoof and Zhang: upper (1997)	1.06	0.31	29 %	43 %	44
	Wang and Ling: lower (1998)	1.20	0.35	29 %	28 %	44
	Wang and Ling: upper (1998)	0.88	0.16	18 %	78 %	44
	Raoof and Hassanen I: lower (2000)	1.61	0.65	41 %	18 %	44
	Raoof and Hassanen I: upper (2000)	1.13	0.43	38 %	38 %	44
	Raoof and Hassanen II: lower (2000)	1.57	0.60	38 %	17 %	44
	Raoof and Hassanen II: upper (2000)	1.09	0.35	32 %	40 %	44
Interfacial stress-based models	Ziraba <i>et al.</i> I (1994)	4.89	3.64	74 %	14 %	44
	Ziraba <i>et al.</i> II (1994)	1.63	0.55	34 %	13 %	44
	Varastehpour and Hamelin (1997)	0.59	0.20	34 %	98 %	44
	Saadatmanesh and Malek (1998)	3.24	2.83	87 %	21 %	39
	Tumialan <i>et al.</i> (1999b)	1.83	1.28	70 %	26 %	39

جدول ۳-۲

Category	Model	Average	Standard deviation	Coefficient of variation	Percentage of exceedence	No. of tests
Shear-capacity-based models	Oehlers (1992)	2.09	0.27	13 %	0 %	25
	Jansze (1997)	1.21	0.35	29 %	27 %	23
	Ahmed and van Gemert (1999)	1.06	0.23	22 %	40 %	23
	Smith and Teng's model ($V_{db,end} = 1.4 V_c$)	1.48	0.18	12 %	0.4 %	25
	Smith and Teng's model ($V_{db,end} = 1.5 V_c$)	1.38	0.17	12 %	1.2 %	25
Concrete tooth models	Raoof and Zhang: lower (1997)	1.32	0.38	28 %	19 %	25
	Raoof and Zhang: upper (1997)	0.95	0.26	27 %	58 %	25
	Wang and Ling: lower (1998)	1.12	0.27	24 %	32 %	25
	Wang and Ling: upper (1998)	0.81	0.13	16 %	93 %	25
	Raoof and Hassanen I: lower (2000)	1.41	0.36	25 %	12 %	25
	Raoof and Hassanen I: upper (2000)	0.96	0.21	22 %	57 %	25
	Raoof and Hassanen II: lower (2000)	1.43	0.42	30 %	16 %	25
	Raoof and Hassanen II: upper (2000)	0.96	0.23	24 %	57 %	25
Interfacial stress-based models	Ziraba <i>et al.</i> I (1994)	3.54	3.25	92 %	22 %	25
	Ziraba <i>et al.</i> II (1994)	1.54	0.45	29 %	11 %	25
	Varastehpour and Hamelin (1997)	0.57	0.14	25 %	100 %	25
	Saadatmanesh and Malek (1998)	2.99	3.30	110 %	27 %	23
	Tumialan <i>et al.</i> (1999b)	1.63	1.53	94 %	34 %	23

جدول ۳-۳

Category	Model	Average	Standard deviation	Coefficient of variation	Percentage of exceedence	No. of tests
Shear-capacity-based models	Oehlers (1992)	2.69	0.51	19 %	0 %	19
	Jansze (1997)	1.91	0.18	9.7 %	0 %	16
	Ahmed and van Gemert (1999)	1.28	0.21	16 %	9.3 %	16
	Smith and Teng's model ($V_{db,end} = 1.4 V_c$)	1.92	0.36	19 %	0.6 %	19
	Smith and Teng's model ($V_{db,end} = 1.5 V_c$)	1.79	0.34	19 %	1.0 %	19
Concrete tooth models	Raoof and Zhang: lower (1997)	1.66	0.63	38 %	15 %	19
	Raoof and Zhang: upper (1997)	1.20	0.33	27 %	28 %	19
	Wang and Ling: lower (1998)	1.30	0.41	32 %	24 %	19
	Wang and Ling: upper (1998)	0.97	0.15	15 %	57 %	19
	Raoof and Hassanen I: lower (2000)	1.87	0.85	46 %	15 %	19
	Raoof and Hassanen I: upper (2000)	1.35	0.54	40 %	26 %	19
	Raoof and Hassanen II: lower (2000)	1.76	0.74	42 %	15 %	19
	Raoof and Hassanen II: upper (2000)	1.25	0.41	33 %	27 %	19
Interfacial stress-based models	Ziraba <i>et al.</i> I (1994)	6.67	3.43	51 %	4.9 %	19
	Ziraba <i>et al.</i> II (1994)	1.74	0.66	38 %	13 %	19
	Varastehpour and Hamelin (1997)	0.60	0.26	43 %	93 %	19
	Saadatmanesh and Malek (1998)	3.59	2.02	56 %	9.9 %	16
	Tumialan <i>et al.</i> (1999b)	2.10	0.76	36 %	7.4 %	16

در جدول ۳-۱ که مربوط به هر دو حالت استفاده از FRP می‌باشد، مدل‌سازی VARASTEHPOUR & HAMELIN بیشترین مقدار عبور از حد برابر ۹۸٪ را دارا می‌باشد. از سوی دیگر مدل ZIRABA I دارای بیشترین مقدار ضریب تغییرات در حدود ۷۴٪ می‌باشد. بنابراین نمی‌توان از این دو مدل‌سازی برای پیش‌بینی نتایج حالت شکست به صورت جدا شدن کاور بتن استفاده کرد. مدل‌سازی SAADATMANESH & MALEK هم در بین تمام مدل‌ها، بیشترین میزان پراکندگی نتایج را با ۸۷٪ دارا می‌باشد. مدل AHMED & GEMERT VAN و همچنین پیش‌بینی حدود پایین مدل WANG & LING عملکرد قابل قبول‌تری را در میان این دسته از مدل‌سازی‌ها که کلاً عملکرد ضعیف‌تری را داشتند، از خود نشان دادند. با توجه به جداول ۳-۲ و ۳-۳ مشخص می‌شود که مدل‌سازی AHMED & VAN GEMERT با انجام اصلاحاتی در مدل JANSZE بدست آمده است برای حالت استفاده از FRP پیش ساخته نتایج غیر محافظه‌کارانه و بیش از حد واقعی را پیش‌بینی می‌کند ولی همین مدل‌سازی برای حالت FRP به روش WET LAY-UP قابل قبول است. همچنین سایر مدل‌سازی‌هایی که اساس آنها بر مفهوم دندانه بتنی می‌باشد، در مورد تیرهای مقاوم‌سازی شده WET LAY-UP، نتایج قابل قبول‌تری را ارائه می‌دهند اما همچنان برای استفاده در طراحی مناسب نیستند. از میان مدل‌سازی‌هایی که اساس آنها بر تنش‌های موجود در سطح تماس (INTER FACIAL STREES) می‌باشد، مدل ارائه شده توسط VARASTEHPOUR & HAMELIN در مورد تیرهای مقاوم‌سازی شده با FRP بر روش WET LAY-UP، نسبت به تیرهای با FRP پیش ساخته، عملکرد ضعیف‌تری را در پیش‌بینی نتایج از خود نشان می‌دهد. زیرا مقدار تجاوز از حد آن برای هر دو حالت تقریباً مشابه است اما ضریب پراکندگی نتایج آن برای حالت FRP پیش ساخته کمتر است. در حقیقت برای

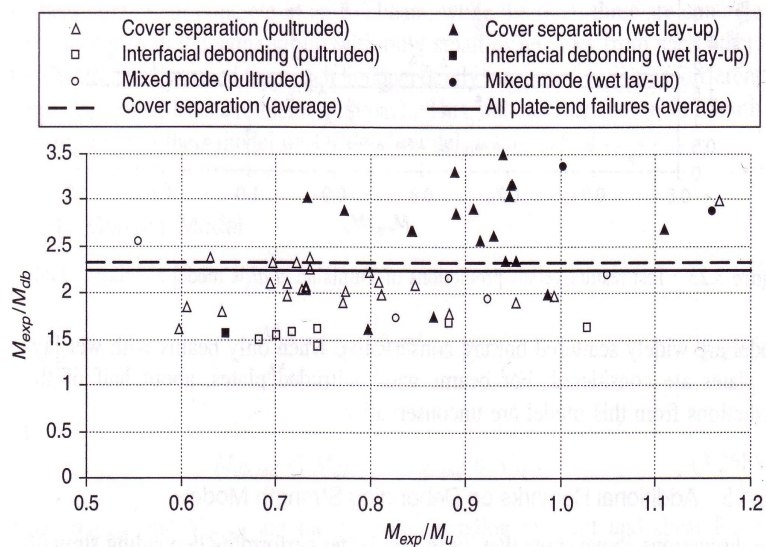
تیرهای مقاوم سازی شده با FRP به روش WET LAY-UP، تنها مدل TUMIALAN و مدل ZIRABA قابل مقایسه با مدل سازیهایی است که عملکرد بهتری از خود نشان داده اند و در بخش قبلی از آنها یاد کرده ایم.

۳-۴-۶-۳ نتایج تمام آزمایشات:

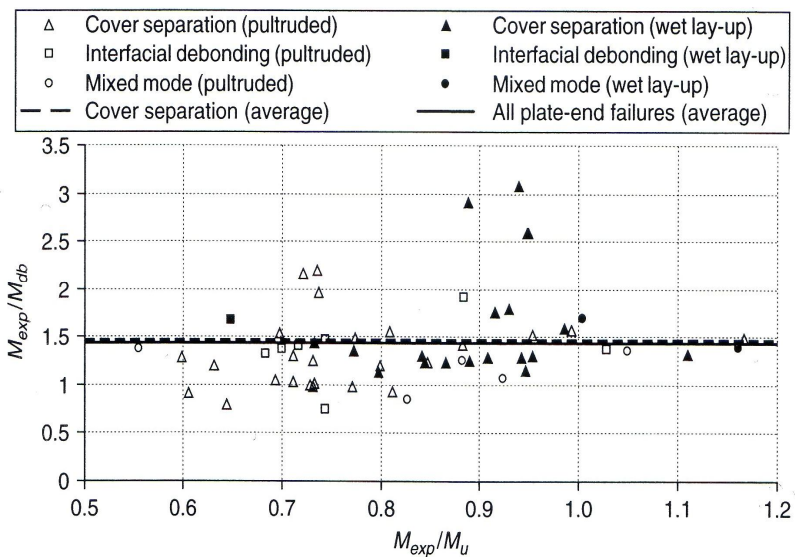
می توان نتایج ۱۲ مدل سازی را که SMITH & TENG (2001d) در پایگاه داده های خود جمع آوری کرده اند، مورد بررسی آماری قرار داد. هشت مورد از نتیجه گیری ها برای حالت شکست به صورت کنده شدن انتهای صفحه از روی بتن و هفت نتیجه مربوط به شکست چسبندگی به حالت ترکیب جدا شدن کار بتن و کنده شدن انتهای صفحه FRP می باشد از مجموع این ۱۵ نتیجه، ۱۲ مورد مربوط به صفحات پیش ساخته FRP و تنها ۳ مورد مربوط تیرهای مقاوم سازی شده با FRP به روش WET LAY-UP می باشد. با انجام این مقایسه اضافی تقریباً می توان این طور نتیجه گیری کرد که بهترین و بدترین عملکرد مدل سازیها برای حالت شکست چسبندگی انتهای صفحه به حالت ترکیبی همان مدل سازیهایی است که عملکرد خوب یا ضعیف برای پیش بینی نتایج شکست به حالت جدا شدن کاور بتن را داشتند البته موارد استثنا هم یافت می شود مثل مدل OEHLERS که برای یک حالت خوب و برای حالت شکست دیگر عملکرد نامطلوب دارد.

۳-۴-۶-۴ مقایسه نموداری نتایج مدل سازیها:

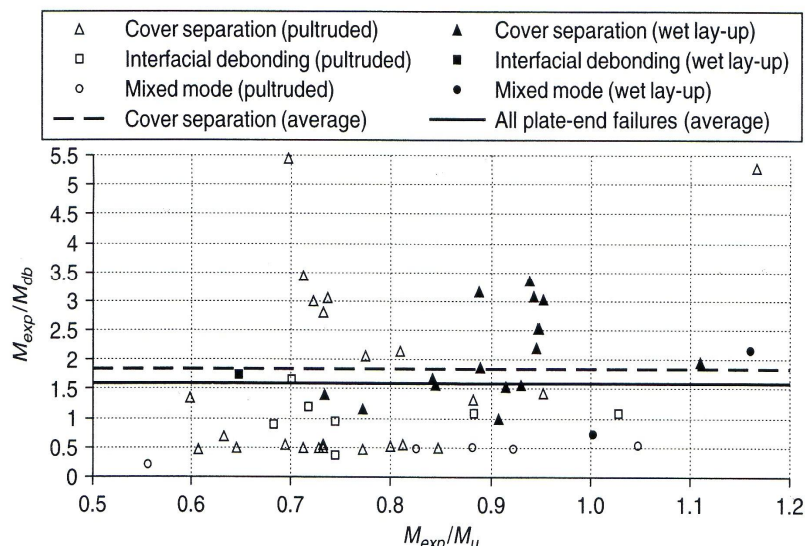
SMITH & TENG (2001d) به کمک اطلاعات و نتایج جمع آوری شده از مدل سازیها مقایسه ای را به صورت نموداری انجام دادند. شکل های ۲۱-۳ و ۲۲-۳ نشان دهنده مقایسه انجام شده بین نتایج واقعی آزمایشات و پیش بینی های مدل سازی OEHLER, RA00F & ZHANG هستند. برای این کار نتایج واقعی آزمایشات برای حالات متفاوت شکست و نیز روش استفاده از FRP (روش WET LAY-UP یا روش پیش ساخته FRP) جدا شده اند. در این نمودارها، M_u ظرفیت نهایی خمشی تیر بدون در نظر گرفتن اثر کنده شدن صفحه مقاوم کننده می باشد. همچنین M_{EXP} حداکثر ممانی است که در آزمایش بر روی تیر مقاوم سازی شده اعمال شده و آنرا در آستانه شکست چسبندگی قرار داده است. M_{DB} هم ممان خمشی نظیر شکست چسبندگی تیر است که توسط مدل سازی پیش بینی شده است. جالب توجه است که مدل OEHLER در حالت شکست چسبندگی به صورت جدا شدن کاور بتن نتایج محافظه کارانه تری را پیش بینی کرده است. اما این وضعیت در مدل RA00F & ZHANG مشاهده نمی شود. شکل ۲۳-۳ به مقایسه نتایج پیش بینی مدل سازی TUMIALAN با نتایج واقعی آزمایش که توسط SMITH & TENG تهیه شده، می پردازد. همانطور که مشخص است نتایج پیش بینی شده این مدل سازی به مقدار زیادی پراکندگی دارد اما برای حالتی که تیر به روش WET LAY-UP با FRP مقاوم سازی شده، نتایج محافظه کارانه تری پیش بینی می کند. در حالتی که تیر با نوار پیش ساخته FRP مقاوم سازی شده، بیش از نیمی از پیش بینی ها غیره محافظه کارانه می باشد.



شکل ۳-۲۱ نتایج آزمایش بر اساس پیش‌بینی مدل OEHLER



شکل ۳-۲۲ نتایج آزمایش بر اساس پیش‌بینی مدل RA00F



شکل ۲۳-۳ نتایج آزمایش بر اساس پیش‌بینی مدل TUMIALAN

۵-۴-۶ نکات تکمیلی برای این مدل‌سازی‌ها:

مطالبی که در بالا عنوان شد نشان می‌دهد که از میان شش مدل‌سازی که عملکرد بهتری نسبت به بقیه داشتند، مدل OEHLER تنها مدلی است که پیش‌بینی‌های ایمن و تا حدی محافظه‌کارانه‌ای دارد و می‌توان آنرا برای تمام حالات شکست چسبندگی در انتهای صفحه در طراحی‌ها به کار گرفت. همچنین این مدل کمترین میزان پراکندگی نتایج را دارا می‌باشد. در مدل OEHLER یک مانع برای استفاده مستقیم بر روی تیرهای مقاوم‌سازی شده با FRP داشت که توسط SMITH & TENG اصلاح شد و در واقع با انجام این اصلاح مدل این دو نفر بر اساس مدل OEHLER ارائه شد. لازم به ذکر است که در میان شش مدلی که عملکرد بهتری داشتند، سه تا از آنها (OEHLER، مدل ZIRABA II و مدل JANSZE) مقاومت چسبندگی را به مقاومت برشی بتن مربوط می‌دانند و دو مدل که صرفاً بر اساس ظرفیت برشی مقطع بنا شده بودند (JANSZE OEHLER) پراکندگی و آشفتگی کمتری در نتایج پیش‌بینی شده خود نشان دادند. بنابراین به نظر می‌رسد که مربوط دانستن مقاومت چسبندگی به ظرفیت برشی بتن تیر کار درستی و قابل قبولی باشد.

۵-۶-۳ مدل‌سازی ارائه شده توسط SMITH & TENG:

همانگونه که اشاره شد در مقایسه‌های انجام گرفته مشخص می‌گردد که مدل OEHLER در میان سایر مدل‌ها نتایج قابل قبولی‌تری پیش‌بینی می‌کند این موضوع چه در حالت شکست به صورت جدا شدن بتن و چه سایر حالت‌های شکست انتهای صفحه صادق می‌باشد اما در اصل OEHLER این مدل‌سازی را برای تیرهای مقاوم‌سازی شده با صفحات فولادی ارائه کرده بود بنابراین (SMITH & TENG 2001d) با انجام اصلاحاتی بر روی آن مدلی دقیق‌تر و مناسب‌تر برای تیرهای مقاوم‌سازی شده با FRP ارائه نمودند.

در میان شش مدلی که عملکرد بهتری داشتند، به غیر از سه مدل JANSZE، OEHLER و مدل ZIRABA II سه مورد بقیه بر اساس مفهوم دندانه بتنی ایجاد شده بودند. اما همانگونه که اشاره شد مدل‌سازی‌های بر

مبنای ظرفیت برشی نتایج قابل قبول تری ارائه کردند و همین دلیل دیگری بود که SMITH & TENG تصمیم گرفتند با انجام اصلاحاتی بر روی مدل OEHLER مدل جدیدی ارائه کنند.

۱-۵-۳ مدل OEHLER:

در مدل OEHLER داریم:

$$\frac{M_{db,end}}{M_{db,f}} + \frac{V_{db,end}}{V_{db,s}} = 1.17 \quad (3-25A)$$

$$M_{db,end} \leq M_{db,f} \quad V_{db,end} \leq V_{db,s} \quad (3-25B)$$

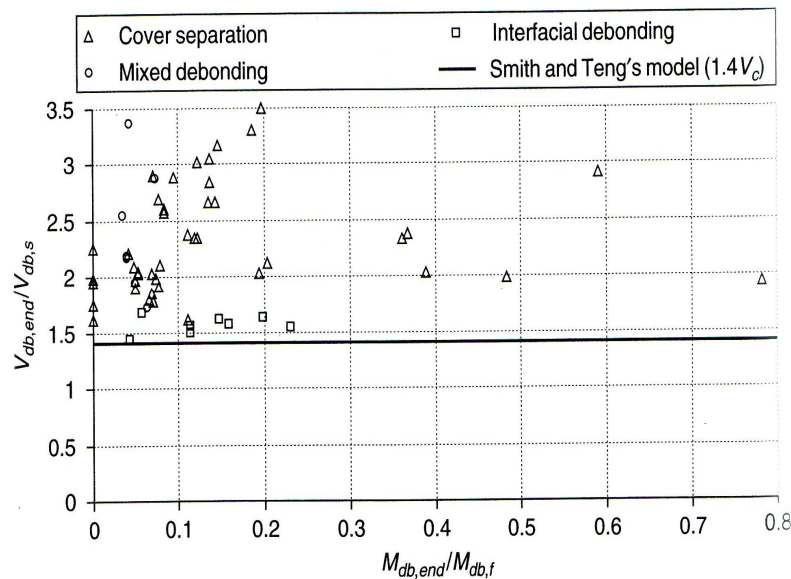
در این روابط $M_{DB,END}$ و $V_{DB,END}$ به ترتیب ممان خمشی و نیروی برشی انتهای صفحه در لحظه شکست چسبندگی (DEBONDING) هستند. ممان خمشی ناشی از بارگذاری پس از چسباندن صفحه به تیر می‌باشد در حالیکه در نیروی برشی، بارگذاری قبل از چسباندن صفحه هم محسوب می‌گردد. (OEHLER (1992)، $V_{DB,S}$ را به ظرفیت برشی تیر مربوط کرد و برای V_c هم از رابطه زیر استفاده کرد که در واقع از آیین‌نامه استرالیا گرفته شده بود (AS 3600 1988)

$$V_c = [1.4 - (d/2000)] b_c d [\rho_s f'_c]^{1/3} \quad (3-26)$$

در این رابطه باید $1.4 - (d/2000) \geq 1.1$ باشد. همچنین $\rho_s = \frac{A_s}{b_c \cdot d}$ نسبت فولاد کششی مقطع می‌باشد f'_c هم مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای (بر حسب MPA) می‌باشد A_s سطح مقطع فولاد کششی مقطع بر حسب mm^2 و B_c عرض مقطع بر حسب MM و D هم عمق موثر مقطع بر حسب MM است.

۲-۵-۳ مدل SMITH & TENG:

SMITH & TENG (2001D) نتایج رابطه ۳-۲۵A را به همراه نتایج آزمایش واقعی بر روی تیرهای مقاوم‌سازی شده با FRP را به همراه نتایج آزمایش واقعی بر روی تیرهای مقاوم‌سازی شده با FRP، در یک نمودار نشان دادند. بدین ترتیب آنها متوجه شدند که هیچ اندرکنشی بین ممان و نیروی برشی وجود ندارد و اینکه نیروی برشی متناظر شکست (در لحظه شکست) همیشه بزرگتر از $V_{DB,S}$ (V_c) پیش‌بینی شده توسط رابطه ۳-۲۶ می‌باشد.



شکل ۲۴-۳ مقایسه مدل TENG با نتایج آزمایش

به عنوان نتیجه آنها رابطه زیر را پیشنهاد کردند:

$$V_{db,end} = \eta V_c \quad (3-27)$$

در این رابطه $\eta = 1.5$ و V_c از رابطه ۳-۲۶ بدست می آید. مقدار $V_{DB,END}$ حاصل از این رابطه ۹۵/۶ درصد حد پایین پیش‌بینی شده برای حالت جدا شدن کاور بتن می‌باشد وقتی تمام حالات شکست مد نظر قرار می‌گیرد، با فرض $\eta = 1.4$ حاصل رابطه ۳-۲۷ یک مقدار ۹۴/۲ درصدی حد پایین پیش‌بینی شده می‌باشد این مورد در شکل ۳-۲۴ با یک خط پر نشان داده شده است. در هنگام طراحی، بدلیل اینکه کاملاً نمی‌توان اطمینان یافت که حالت شکست بصورت جدا شدن کاور بتن رخ خواهد داد، بنابراین توصیه می‌شود η برابر ۱/۴ در نظر گرفته شود تا برای تمام حالات شکست چسبندگی در انتهای صفحه، مناسب باشد.

SMITH & TENG (2001D)

همچنین SMITH & TENG پیشنهاد می‌کنند که دامنه استفاده از مدلسازی آنها محدود شود این مورد در ارتباط با مقدار ممان خمشی در محل انتهای صفحه می‌باشد. طبق پیشنهاد آنان هنگامی باید از مدلسازی آنها استفاده شود که $\frac{M_{db,end}}{M_u} \leq 0.67$ باشد. همچنین می‌توان به جای این نسبت، از نسبت دیگری استفاده کرد که عبارت می‌باشد از $\frac{M_{db,end}}{M_u}$ که مقدار آن ۰/۷۸ محدود می‌شود. (شکل ۳-۲۴) اما این نیاز به انجام

کار بیشتر جهت محاسبه و ارزیابی $M_{DB,F}$ دارد. بنابراین ترجیح داده می‌شود که از $\frac{M_{db,end}}{M_u}$ استفاده شود.

۳-۵-۶ مزایای مدلسازی ارائه شده توسط SMITH & TENG:

مدل ارائه شده توسط این دو نفر نسبت به تمام مدلسازیهای دیگر در رابطه با مقاومت چسبندگی تیرهای مقاوم‌سازی نشده با FRP، دارای مزایایی می‌باشد و به همین دلیل این مدلسازی برای استفاده در طراحی توصیه می‌شود. این مزایا عبارتند از:

(A) روابط ارائه شده در این مدل سازی با مقدار زیادی نتایج آزمایشگاهی کالیبره شده است و بنابراین نتایج پیش بینی شده توسط این مدل سازی با واقعیت نزدیک است.

(B) استفاده از این مدل ساده است زیرا مقاومت برشی بتن که در این مدل سازی مورد نیاز است، یا مشخص است و یا اینکه لازم است در هر شرایط برای مقاوم سازی خمشی تیر آنرا بدست بیاوریم و بنابراین محاسبه اضافه ای انجام نداده ایم.

(C) در این مدل، V_c را می توان با استفاده از هر آیین نامه طراحی بین المللی و یا ملی هر کشور، محاسبه کرد و این سبب می شود که طراحی مقاوم سازی تیر به کمک FRP در همه کشورها و با کمک آیین نامه های مختلف انجام پذیر باشد.

(D) این مدل به طراحان درک بهتری از امکان شکست چسبندگی در انتهای صفحه می دهد زیرا مستقیماً با ظرفیت برشی تیر بتنی سر و کار دارند علی الخصوص وقتی فولاد برشی در مقطع نباشد همانند شرایط مقاوم سازی برای بسیاری از دالها.

هرچند مدل SMITH & TENG بهترین گزینه در دسترس برای استفاده در طراحی می باشد، مقاومت در لحظه شکست چسبندگی (DEBONDING STRENGTH) پیش بینی شده توسط مدل فقط در حد ۴۰٪ بیشتر از ظرفیت برشی بتن، می تواند یک فاکتور محدود کننده برای مقاوم سازی خمشی تیرها باشد. برای پیشنهاد یک حد بالاتر برای مقاومت در لحظه شکست چسبندگی یک تیر مقاوم سازی شده، آزمایشات و مطالعات مخصوص آن تیر لازم است. همچنین لزوم تحقیقات و بررسی بیشتر برای ارائه مدل های دقیقتر و بهتر در آینده حس می شود تا شاید مدلهایی ارائه شوند که از مقدار محافظه کارانه بودن پیش بینی های مدل SMITH & TENG بکاهند.

۳-۷ مدل سازی های مقاومت برای شکست چسبندگی در سطح تماس صفحه و بتن بدلیل ترک خوردگی در وسط دهانه (طول دهانه):
۱-۳-۷ کلیات:

شکست های ناشی از ترک خوردگی در طول دهانه تیر که در بخش ۳-۳-۵ به صورت کامل توصیف شد، اغلب در طی آزمایش برش ساده (SIMPLE SHEAR TEST) که در شکل ۲-۲ آنرا نشان دادیم، به چشم می خورد. علی الخصوص حالتی که شکست چسبندگی در اثر بروز ترک های خمشی رخ می دهد. بنابراین مدل مقاومت ارائه شده توسط CHEN & TENG (2001) که در فصل دوم بیان شد می تواند برای اتصال صفحه فولادی و FRP به بتن و پیش بینی مقاومت برای حالت شکست ناشی از ترک خوردگی در وسط دهانه مفید باشد. توانایی استفاده از این مدل برای حالت شکست چسبندگی ناشی از ترک خوردگی در وسط دهانه تیر نخستین بار توسط CHEN & TENG (2001) مورد توجه قرار گرفت. اولین بار انجام اصلاحات ساده و جزئی توسط SMITH ET AL. (2001) بر روی مدل آنان صورت گرفت تا مدل آنان را بتوان در مورد شکست های چسبندگی ناشی از ترک خوردگی مورد استفاده قرار داد. در بررسی انجام شده

توسط SMITH دو حالت متفاوت شکست ناشی از ترک خوردگی یعنی ترکهای برشی و ترکهای خمشی از یکدیگر متمایز نشده بودند اما در بررسی جدیدتری که توسط TENG ET AL. 2001B انجام شد، این جداسازی مورد توجه قرار گرفته است. مطالعه اخیر وی و همکارانش شامل نتایج آزمایشگاهی برای تیرهای بتنی دو سر ساده و نیز تیرهای طره‌ای مشابه تیرهای دو سر ساده می‌باشد با تفاوت که در تیرها و دالها طره‌ای محل ترک خوردگی طبیعتاً در نزدیک تکیه‌گاه گیردار می‌باشد و محل شروع شکست چسبندگی نیز همین نقطه است و در ادامه بارگذاری این از بین رفتن چسبندگی به تمام نقاط سطح تماس صفحه و بتن انتشار می‌یابد.

این بخش به گزارش نتایج بررسی (TENG ET AL. 2001) در این مورد، اختصاص می‌یابد. هر چند که در این فصل به تیرها و مقاوم‌سازی آنها پرداختیم اما دالهای یک طرفه هم بدلیل ارائه رفتار مشابه با تیرهای دو سر ساده در زمینه شکست چسبندگی ناشی از ترک خوردگی در طول دهانه شامل این موارد می‌گردد و TENG در اصلاح مدل (CHEN & TENG 2001) این دالها را هم مورد نظر داشته است. در فصل ۵ این حالت شکست نشان داده شده است و یکی از حالات عمده و مهم شکست برای دالها می‌باشد.

۲-۷-۳ شکست چسبندگی ناشی از ترک خوردگی خمشی در طول دهانه:

مدلسازی چسبندگی ارائه شده توسط CHEN & TENG از آزمایش‌های سرپوش برشی (SIMPLE LAP SHEAR TESTS) بوجود آمده است. هر چند در ظاهر به نظر می‌رسد شباهت‌هایی بین رفتار شکست چسبندگی ناشی از ترک خوردگی خمشی تیرها و آزمایش ساده SHEAR LAP وجود داشته باشد اما آنالیز اجزاء محدود انجام گرفته توسط CHEN ET AL. 2001 نشان داد که وضعیت مقادیر پیک (PEAK) تنشها در لایه چسب، نزدیک به ترک خمشی با آنچه در نمونه آزمایش SHEAR LAP رخ می‌دهد متفاوت می‌باشد.

استفاده مستقیم از مدل CHEN-TENG برای پیش‌بینی نتایج حالت شکست چسبندگی ناشی از ترک خمشی در تیرها، منجر به نتایج محافظه‌کارانه می‌گردد. بنابراین TENG ET AL. (2001B) پیشنهاد اصلاحاتی ساده را در مورد مدل CHEN-TENG مطرح کرد به طوری که فرم نهایی رابطه ارائه شده آنها به صورت زیر در می‌آید.

$$\sigma_{dbic} = \alpha \beta_p \beta_L \sqrt{\frac{E_{fip} \sqrt{f'_c}}{t_{fip}}} \quad (3-28)$$

اما ضریب α در این رابطه با توجه به نتایج آزمایشهای عملی دوباره کالیبره شده است مقادیر پیشنهادی برای α در جداول ۳-۴ تا ۳-۶ ملاحظه می‌گردد. این مقدار در جداول فوق‌الذکر بر اساس حالات مختلف و درجات گوناگون محافظه کارانه مورد نیاز ارائه شده است. همچنین β_p و β_L عرض و طول چسبندگی می‌باشند که در بخش ۲-۴ تعریف شده بودند.

برای رسیدن به این مقادیر TENG ET AL. (2001B) فرض کرده که سطح مقطع تحت خمش بدون اعوجاج و هر صفحه فرضی از سطح مقطع، پس از قرار گرفتن تحت خمش، همچنان به صورت صفحه

باقی می‌ماند. بنابراین مقدار ممان در لحظه شکست چسبندگی را می‌توان با استفاده از روابطی که برای آنالیز مقطع بتنی تحت خمش به کار می‌رود و در بخش ۳-۴ هم به آنها اشاره شده، بدست آورد. البته چنین فرضی در برخی قسمتهای تیر، کاملاً صادق نمی‌باشد از جمله این قسمتها می‌توان به محل جدا شدن صفحه FRP از روی بتن اشاره کرد. این مورد باید در مطالعات آینده مدنظر قرار گیرد. با این فرض و استفاده از مقدار مشخص شده ممان خمشی در لحظه شکست چسبندگی، می‌توان مقدار کرنش را در این وضعیت، محاسبه کرد و یا اینکه ظرفیت خمش پذیری مقطع را تا رسیدن به لحظه شکست چسبندگی (DEBONDING MOMENT CAPACITY) با پیش‌بینی تنش مسطح در مقطع بحرانی با استفاده رابطه ۲۸-۳، محاسبه کرد در مورد آزمایش بر روی دالهای طره‌ای که توسط YAO ET AL. در سال ۲۰۰۱ صورت گرفته مقدار کرنش اندازه‌گیری شده در لایه FRP هم گزارش شده است. (TENG ET AL. 2001b) معتقد بود که این گزارش تنها در مورد دالهای طره‌ای تحت آزمایش YAO در دسترس بود. بنابراین برای پیشنهاد کردن مقداری برای α در طراحی برای دالهای طره‌ای از این نتایج گزارش شده استفاده شد اما در سایر موارد مثل تیرهای دو سر ساده مقاوم‌سازی شده مقادیر کرنش FRP از آنالیز کردن مقطع با استفاده از ممان وارده در آستانه شکست چسبندگی (DEBONDING MOMENT) محاسبه شده است. (TENG ET AL. 2001b) بنظر می‌رسد که محل شروع جدا شدن FRP و بتن همان مقاطع بحرانی در طول تیر یا در دالها باشد. این مقاطع می‌تواند وسط دهانه برای تیرهای دو سر ساده و محل تکیه‌گاه گیردار برای دالهای طره‌ای باشد یا محلی که مقدار آرماتورهای خمشی داخل مقطع تغییر می‌کنند و یا محلی که مقدار FRP چسبانده شده، تغییر کرده است.

برای استفاده از رابطه ۲۸-۳ نیاز است که طول چسبندگی در فاصله بین مقطع بحرانی از طول تیر و انتهای نزدیکتر لایه FRP مشخص گردد. آنچنان که در فصل بعد هم اشاره خواهد شد، در طراحی باید اطمینان حاصل شود که صفحه FRP به اندازه‌ای بزرگتر از طول موثر چسبندگی، پس از مقطع بحرانی ادامه می‌یابد در اینصورت ضریب طول چسبندگی در رابطه ۲۸-۳ یعنی β_L برابر ۱/۰ در نظر گرفته خواهد شد. جداول ۳-۴ تا ۳-۶ عملکرد مدل CHEN & TENG را با مقادیر مختلف ضریب α که هم بر اساس تنشهای موجود در صفحه در لحظه شکست چسبندگی و هم بر اساس ممانهای خمشی در صفحه FRP و با استفاده از نتایج آزمایشات بدست آمده است را نشان می‌دهد. نتایج این آزمایشات و تنشها و ممانهای پیش‌بینی شده توسط مدل‌سازی به ترتیب با σ_{exp} ، σ_{dbic} و M_{exp} و M_{db} مشخص شده‌اند. جداول ۳-۴ تا ۳-۶ جهت استفاده برای پیش‌بینی مقاومت‌ها و تنشها در تیرها و دالهای طره‌ای و ترکیب تیر و دال طره‌ای تهیه شده‌اند. CHEN & TENG (2001b) با استفاده از نتایج آزمایش بر روی یک تیر نتایج آن را با پیش‌بینی‌های مدل در ارتباط با تنشهای صفحه مقایسه کرد. تنشهای بدست آمده از نتایج مدل‌سازی CHEN & TENG با انتخاب مقدار ۰/۴۲۷ برای α در اولین خط هر جدول بررسی شده‌اند. خط دوم در جدولها مربوط به یک مقدار α است که از رگرسیون نتایج با مقدارهای نظیر حاصل از آزمایش بدست

آمده است. مقدار سوم α متناسب با ۵٪ افزایش و مقدار چهارم α یعنی ۰/۴ برای استفاده در طراحی می‌باشد. همچنین در این جداول مقدار نسبت‌های نتایج آزمایش به مقادیر پیش‌بینی شده ممان در لحظه شکست چسبندگی (DEBONDING MOMENT) ارائه شده‌اند. در محاسبه ظرفیت‌های خمشی تئوری تمام موارد محدود کننده از جمله گسیختگی FRP و خرد شدن بتن فشاری مد نظر قرار گرفته است. (TENG ET AL. 2001b) در موارد اندکی از آزمایشات دالها، وقتی مقادیر حاصل از رگرسیون α استفاده شد، برخی از تنش‌های پیش‌بینی شده، از مقاومت گسیختگی FRP تجاوز کرد و البته همین مقدار واقعی پیش‌بینی شده برای تنش، در آنالیزهای آماری استفاده شد. اما برای محاسبه مقدار ممان در مقطع از مقدار واقعی مقاومت گسیختگی FRP استفاده می‌گردد.

بنظر می‌رسد مقدار ۰/۴ برای α متناظر با ۵/۷٪ افزایش از حد مجاز (EXCEEDENCE) تنش‌های پیش‌بینی شده برای صفحه باشد و همچنین این متناسب با ۱۸٪ افزایش در مقدار ممان‌های لحظه شکست چسبندگی (DEBONDING MOMENT) است.

جدول ۳-۴

Ratio	α	Average	Standard deviation	Coefficient of variation	Percentage of exceedence	No. of tests
$\sigma_{exp}/\sigma_{dbic}$	0.427	2.58	0.79	31 %	2.3 %	7
	1.100 (average)	1.00	0.31	31 %	50 %	7
	0.544 (95 %)	2.02	0.62	31 %	5.0 %	7
	0.4	2.75	0.85	31 %	1.9 %	7
M_{exp}/M_{db}	0.427	1.56	0.57	37 %	16 %	8
	1.100 (average)	1.04	0.16	15 %	41 %	8
	0.544 (95 %)	1.38	0.42	30 %	18 %	8
	0.4	1.61	0.61	38 %	16 %	8

جدول ۳-۵

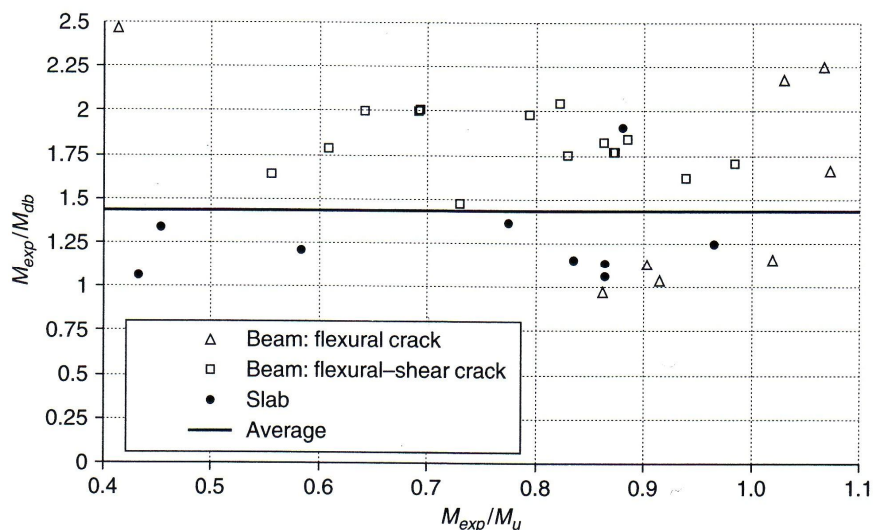
Ratio	α	Average	Standard deviation	Coefficient of variation	Percentage of exceedence	No. of tests
$\sigma_{exp}/\sigma_{dbic}$	0.427	1.69	0.35	21 %	2.3 %	9
	0.720 (average)	1.00	0.21	21 %	50 %	9
	0.478 (95 %)	1.51	0.31	21 %	5.0 %	9
	0.4	1.80	0.37	21 %	1.5 %	9
M_{exp}/M_{db}	0.427	1.24	0.23	19 %	15 %	9
	0.720 (average)	1.00	0.15	15 %	50 %	9
	0.478 (95 %)	1.18	0.19	16 %	18 %	9
	0.4	1.27	0.26	20 %	15 %	9

جدول ۳-۶

Ratio	α	Average	Standard deviation	Coefficient of variation	Percentage of exceedence	No. of tests
$\sigma_{exp}/\sigma_{dbic}$	0.427	2.08	0.72	35 %	6.8 %	16
	0.887 (average)	1.00	0.35	35 %	50 %	16
	0.379 (95 %)	2.34	0.81	35 %	5.0 %	16
	0.4	2.22	0.77	35 %	5.7 %	16
M_{exp}/M_{db}	0.427	1.39	0.44	32 %	19 %	17
	0.887 (average)	1.02	0.20	19 %	46 %	17
	0.379 (95 %)	1.47	0.51	35 %	18 %	17
	0.4	1.43	0.48	33 %	18 %	17

در تمام آزمایشها به جز یک مورد نتایج پیشبینی شده محافظه کارانه است. (شکل ۲۵-۳) و آن یک مورد هم پیشبینی، نزدیک به واقعیت می باشد بنابراین این مقدار α برای پیشبینی مناسب تنشها و ممانها در حالت شکست چسبندگی ناشی از ترک خوردگی مناسب می باشد و برای استفاده در طراحی توصیه می گردد. (TENG ET AL. 2001b)

۳-۷-۳ شکست چسبندگی ناشی از ترک خوردگی برشی ناشی از خمش در طول دهانه :
این حالت شکست با حالت شکست ناشی از ترک خوردگی خمشی متفاوت می باشد. زیرا همانگونه که قبلاً عنوان شده است. دلیل جدا شدن FRP از روی بتن ، در این حالت، جابجایی قائم دولبه ترک خورده نسبت به یکدیگر است که سبب می شود تنشهای بزرگی در محل ترک خوردگی بوجود آید که عملکرد این تنشها در جهت جدا کردن لایه FRP از روی بتن می باشد. نتایج آزمایشهای به عمل آمده توسط TENG ET AL. 2001b در این زمینه در شکل ۲۵-۳ نشان داده شده است. جالب توجه است که مدل ارائه شده توسط CHEN & TENG که در بالا به آن اشاره شد، در این مورد شکست هم نتایج محافظه کارانه ای را پیشبینی می کند. بنابراین توصیه می شود که برای طراحی از مدل اصلاح شده TENG & CHEN در مورد هر دو نوع شکست ناشی از ترک خوردگی، تا انجام مطالعات مفصل تر در آینده، استفاده گردد.



۳-۸ توصیه‌های طراحی:

۳-۸-۱ مقاطع بحرانی و مهاربندی انتهایی:

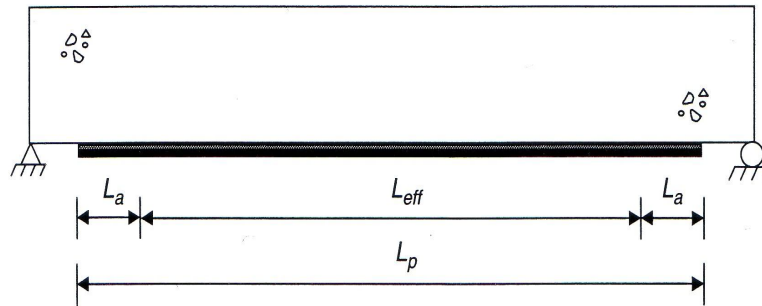
برای محاسبه حداکثر ظرفیت خمشی یک تیر بتن مسلح (RC) مقاوم‌سازی شده، با در نظر داشتن امکان شکست چسبندگی FRP و بتن، می‌بایست دو مقطع کنترل شود:

(A) مقطعی که حداکثر ممان خمشی در آنجا رخ می‌دهد.

(B) مقطعی که بلافاصله پس از ناحیه مقاوم‌سازی شده قرار دارد، از این حیث که ظرفیت خمشی خود تیر در آن مقطع تغییر نکرده باشد. اگر ظرفیت خمشی تیر در طول آن، تغییر می‌کند شاید لازم باشد که در هر مقطعی که تغییر صورت گرفته، کنترل بعمل آید، تغییرات ظرفیت خمشی می‌تواند به علت تغییر در ابعاد مقطع، ثابت نبودن سهم شرکت آرماتورهای طولی در تحمل نیروهای ناشی از خمش در طول تیر و یا حتی ناشی از متغیر بودن مقدار FRP در طول تیر باشد. توصیه‌هایی که جهت طراحی، در ادامه ارائه خواهد شد برای تیرهایی که در طول خود دچار تغییر ظرفیت خمشی هستند هم می‌شود اما توجه اصلی به تیرهایی است که ظرفیت خمشی آنها در طول دهانه ثابت است. ناحیه‌ای از تیر که به صورت مؤثر مقاوم‌سازی شده است (EFFECTIVELY STRENGTHEND REGION) و آنرا با L_{eff} نشان می‌دهیم برابر است با طولی که بر روی آن صفحه چسبانده شده (L_p) منهای طول قسمت مهاربندی در دو انتها یعنی L_a . (شکل ۳-۲۶) طول مؤثر چسبندگی که از آزمایش سرپوش برشی (LAP SHEAR TEST) که در بخش ۴-۲ به آن اشاره شد، مطرح شده است با در نظر گرفتن فاکتور ایمنی ۲ به عنوان طول مهاربندی توصیه می‌شود. این باعث می‌شود که در شرایط شکست چسبندگی در طول دهانه تیر به علت ترک خوردگی‌ها، خاصیت تنش پذیری و باربری صفحه تا حد امکان حفظ گردد (زیرا دو انتهای آن به علت مهاربندی ثابت شده است) به خاطر انطباق با آیین‌نامه BS 8110 این طول مهاربندی بر حسب مقاومت فشاری نمونه مکعبی بتن بیان می‌شود که به صورت زیر خواهد شد:

$$L_a = 2.11 \sqrt{\frac{E_{frp} t_{frp}}{f_{cu}}} \approx 2 \sqrt{\frac{E_{frp} t_{frp}}{f_{cu}}} \quad (3-29)$$

ظرفیت باربری تیر بتن مسلح در انتهای ناحیه مقاوم‌سازی شده باید چک شود تا اطمینان حاصل گردد که این قسمت از تیر به تنهایی قادر به تحمل ممان‌های وارده می‌باشد. برای این کنترل می‌توان از آیین‌نامه‌های موجود نظیر BS 8110 (1997) استفاده کرد.



شکل ۳-۲۶ تعریف L_p , L_{eff} , L_d

۳-۸-۲ کنترل مقاومت:

مدل ارائه شده از سوی SMITH & TENG (2001D) برای حالت شکست چسبندگی در انتهای صفحه توصیه شده است در حالیکه مدل اصلاح شده CHEN & TENG 2001 برای حالت شکست چسبندگی در طول صفحه، ناشی از ترک خوردگی می باشد. کنترل مقاومت برای مقطعی از تیر که حداکثر ممان در آن جا وارد می شود، شامل پنج مرحله زیر است:

(A) محاسبه حداکثر تنش در صفحه یعنی σ_{dbic} با استفاده از رابطه ارائه شده توسط CHEN & TENG و با قرار دادن مقدار 0.4 به جای α در رابطه (۳-۲۸). اگر در این رابطه به جای f'_c از مقاومت فشاری نمونه مکعبی بتن استفاده کنیم، خواهیم داشت:

$$\sigma_{dbic} = 0.38 \beta_p \beta_L \sqrt{\frac{E_{fip} \sqrt{f_{cu}}}{t_{fip}}} \quad (3-30)$$

(B) مقاومت کششی کاهش یافته صفحه FRP که با $f_{fip,r}$ نشان می دهیم برابر است با:

$$F_{FRP,R} = \min (F_{FRP}, \sigma_{dbic}) \quad (3-31)$$

(C) مقاومت خمشی M_u در مقطع دارای حداکثر خمش تیر با استفاده از روابط طراحی معمول برای تیرهای بتنی که در بخش ۳-۴ هم ارائه شد است صورت می پذیرد. در این روابط به جای f_{fip} مقدار $f_{fip,r}$ جایگزین می گردد.

(D) مقاومت برشی در لحظه شکست چسبندگی در انتهای صفحه (DEBONDING STRENGTH) یعنی $V_{DB,AD}$ با استفاده از مدل SMITH & TENG که قبلاً در بخش ۳-۶ هم ارائه شده است، بدست می آید:

$$V_{DB,END} = 1.4 V_c \quad (3-32)$$

همچنین باید کنترل کنیم که مقدار ممان در انتهای صفحه، شرط زیر را ارضا کند:

$$M_{DB,END} \leq 0.67 M_u \quad (3-32)$$

قبلاً مقدار M_u را در بند (C) همین بخش محاسبه کرده‌ایم. اگر رابطه ۳-۳۳ برقرار نمی‌باشد باید محل انتهای صفحه در طول تیر جابجا گردد.

(E) مقدار حداقل محاسبه شده در دو بند C و D این قسمت، به عنوان حداکثر ظرفیت باربری تیر معرفی می‌گردد.

در رابطه ۳-۳۳ در محاسبه M_u ، شکست چسبندگی ناشی از ترک خوردگی در طول دهانه مدنظر قرار می‌گیرد. این متفاوت با توصیه‌ای است که ابتدائاً در بخش ۳-۶-۶ شده است. بدلیل اینکه مقدار جدید M_u کوچکتر است، این اختلاف باعث ایمن‌تر شدن طراحی می‌گردد و از محاسبه اضافه جهت M_u دیگر برابر استفاده در رابطه ۳-۳۳ جلوگیری می‌کند.

۳-۸-۳ فاکتورهای ایمنی جزئی یا موردی PARTIAL SAFETY FACTORS:

مقاومت کاهش داده شده کششی FRP یعنی $f_{frp,r}$ برابر حداقل دو مقدار مقاومت کششی FRP و تنش بدست آمده از مدلسازی اصلاح شده CHEN & TENG در نظر گرفته می‌شود. این مقدار کاهش یافته، بعنوان مقاومت مشخصه FRP محسوب می‌گردد و باید به جای $f_{frp,r}$ در محاسبات بخش ۳-۴ مورد استفاده قرار گیرد. باید خاطر نشان کرد که این کار منجر به عدم سازگاری با حاشیه امنیت در نظر گرفته شده در طراحی نخواهد شد زیرا این فاکتور ایمنی مورد برای مقاومت کششی FRP، مشابه این فاکتور برای مقاومت چسبندگی آن خواهد بود که در بخش ۱-۶ توصیه شده است.

۳-۸-۴ استفاده از توصیه‌های طراحی ارائه شده برای تیرهای یکسره:

می‌توان توصیه‌ها و مراحل طراحی ارائه شده در این فصل را با اندکی تغییرات و تمهیدات برای تیرهای یکسره هم به کار گرفت. بدین صورت که دو نقطه عطف ممان را در خمش ساده تیر همانند یک تیر دو سر ساده فرض کرد. علاوه بر آن در نقاط گیردار از طول تیر که در آنجا ممان منفی وجود دارد می‌توان همچون تیر طره‌ای عمل کرد. برای یک تیر طره‌ای، نکته قابل توجه این است که صفحه FRP مقاوم‌کننده باید به تکیه‌گاه گیردار مهار گردد. جزئیات مهاربندی مناسب برای این موارد در بخش ۲-۵ که دالهای طره‌ای مورد بحث قرار می‌گیرند، ذکر شده است. یکی از موارد جالب و مهم از این نوع، در مقاوم‌سازی تیرهای کوپله (جفت) (COUPLING BEAMS) در دیوارهای برشی کوپله، پیش می‌آید. در اینجا تیرهای کوپله در معرض خمش مضاعف قرار دارند بدلیل اینکه این تیرها در معرض خمش معکوس بدلیل رفتار رفت و برگشتی باد یا زلزله قرار دارند، پس مقاوم‌سازی خمشی آنها هم باید در هر دو جهت (خمش منفی و مثبت) صورت پذیرد.

۳-۹ نتیجه‌گیری:

مقاوم‌سازی خمشی تیرهای بتن مسلح (RC) به کمک مصالح FRP در سالهای اخیر، متداول و شناخته شده گردیده است. عملیات اصلی مقاوم‌سازی به بیان ساده عبارت است از چسباندن صفحات و نوارهایی از جنس FRP به وجه تحتانی تیرها. موارد اضافه بر این عملیات شامل مهاربندی انتهای این نوارها و صفحات

و یا استفاده از صفحات پیش‌تنیده می‌گردد. در این فصل به طور عمده، به مقاوم‌سازی تیرها با FRP غیر پیش‌تنیده و بدون مهاربندی انتهایی پرداخته شد. این همان حالتی از مقاوم‌سازی تیرهای بتنی است که متداول می‌باشد. تیرهای مقاوم‌سازی شده با FRP به حالت‌های گوناگونی ممکن است دچار شکست شوند که در حالت کلی یا شکست کلی یا شکست مقاوم‌سازی ناشی از شکست چسبندگی اتصال FRP و بتن است و یا شکست خمشی خود تیر. هر دو این شکست‌ها ترد و ناگهانی است اما شکست خمشی تیرها نسبت به حالت شکست مقاوم‌سازی، اندکی رفتار شکل‌پذیری از خود نشان می‌دهد. البته شکست چسبندگی در حالت شکست در طول صفحه چسبانده شود ناشی از ترک خوردگی بتن هم اندکی شکل‌پذیری نشان می‌دهد البته اگر فاصله مناسبی بین محل ترک خورده و انتهای صفحه وجود داشته باشد. اگر شکست چسبندگی به هر حالتی رخ دهد، از حد نهایی مقاومت کششی FRP استفاده کامل نمی‌شود.

برای حالات عادی شکست تیر، بر اساس روش آیین‌نامه (BS 8110 (1997 روابط طراحی ارائه شده است. البته در این روابط رفتار ترد FRP از طریق انجام اصلاحاتی مدنظر گرفته است. همچنین در این فصل روشی هم برای به حساب آوردن اثر بارگذاری قبل از مقاوم‌سازی ارائه شده است در تیرهای مقاوم‌سازی شده، شکست چسبندگی اغلب عامل تعیین‌کننده در باربری تیر می‌باشد حالات متفاوتی از شکست چسبندگی تاکنون گزارش شده است. اما برای طراحی ما آنها را به دو گروه عمده تقسیم می‌کنیم:

(A) شکست چسبندگی در انتهای صفحه FRP که عموماً ناشی از بوجود آمدن تنشهای نرمال بزرگ در انتهای صفحه و در سطح تماس چسب با بتن رخ می‌دهد که این حالت اغلب به جدا شدن کاور بتن منتهی می‌گردد.

(B) شکست چسبندگی در طول سطح تماس صفحه و بتن، بدلیل بروز ترک خوردگی خمشی و یا برشی در طول دهانه تیر.

در زمینه مدلسازیهای متفاوتی که تاکنون برای حالات مختلف شکست چسبندگی در طول چند سال اخیر صورت گرفته است،، بررسی‌های انجام شده که در این فصل به تشریح آنان پرداختیم. برای حالت شکست در انتهای صفحه، مدلسازی انجام شده SMITH & TENG پیش‌بینی‌های محافظه‌کارانه ولی نزدیکی به واقعیت ارائه می‌کند. در حالیکه برای حالت شکست در طول صفحه مقاوم‌کننده، مدل اصلاح شده TENG & CHEN توصیه می‌گردد. برای ارزیابی مقاومت خمشی تیر مقاوم‌سازی شده، در محاسبات از مقاومت کششی کاهش یافته FRP استفاده می‌کنیم که برابر حداقل دو مقدار مقاومت کششی نهایی و حداکثر تنش کششی ایجاد شده در صفحه در لحظه شکست می‌باشد که توسط مدل اصلاح شده TENG & CHEN پیش‌بینی می‌شود. بعلاوه مقاومت در لحظه چسبندگی در انتهای صفحه که از مدلسازی SMITH & TENG بدست می‌آید، می‌بایست کنترل گردد.

روش تحلیل ارائه شده توسط SMITH & TENG برای بدست آوردن برش و تنش نرمال در سطح تماس صفحه و بتن در اینجا ارائه شده است: در اینجا رفتار مصالح بتن و FRP در تغییر شکلهای ناشی از نیروی محوری و ممانهای خمشی، الاستیک و خطی فرض می شود. از تغییر شکلهای برشی FRP و بتن صرف نظر شده است. لایه چسب تحت تنشهای یکنواخت در عرض ضخامت خود قرار می گیرد. معادله اصلی دیفرانسیل برای تنش برشی در سطح تماس صفحه و بتن یعنی τ به صورت زیر ارائه شده است:

$$\frac{d^2\tau(x)}{dx^2} - \frac{G_a b_p}{t_a} \left(\frac{(y_c + y_p)(y_c + y_p + t_a)}{E_c I_c + E_p I_p} + \frac{1}{E_c A_c} + \frac{1}{E_p A_p} \right) \tau(x) = - \frac{G_a}{t_a} \left(\frac{y_c + y_p}{E_c I_c + E_p I_c} \right) V(x) \quad (\Delta 3-1)$$

در این رابطه B_p عرض صفحه تحتانی و τ_A ضخامت لایه چسب است. همچنین G, I, E, A به ترتیب سطح مقطع، مدول الاستیک، ممان دوم سطح و مدول برشی می باشند. اندیسهای C, P و A به ترتیب به تیر بتنی، صفحه تحتانی و لایه چسب اشاره دارد. Y_c فاصله Y_c مختصات X هم فاصله از انتهای صفحه تحتانی و $V(x)$ هم برش وارده در هر نقطه در طول صفحه تحتانی می باشد.

معادله دیفرانسیل ارائه شده برای تنش نرمال در سطح تماس صفحه σ_y به صورت زیر است:

$$\frac{d^4\sigma_y(x)}{dx^4} + \frac{E_a b_p}{t_a} \left(\frac{1}{E_c I_c} + \frac{1}{E_p I_p} \right) \sigma_y(x) = - \frac{E_a b_p}{t_a} \left(\frac{y_c}{E_c I_c} - \frac{y_p}{E_p I_p} \right) \frac{d\tau(x)}{dx} - \frac{E_a}{t_a} \frac{1}{E_c I_c} q \quad (\Delta 3-2)$$

در این رابطه Q بار یکنواخت گسترده می باشد. یک رابطه کلی قابل استفاده برای تمام حالات بارگذاری در مورد تنش برشی در سطح تماس به صورت زیر است:

$$\tau(x) = m_1 V(x) + \frac{m_2}{\lambda} M(O) e^{-\lambda x} + \tau^*(x) \quad (\Delta 3-3)$$

$$\lambda_2 = \frac{G_a b_p}{t_a} \left(\frac{(y_c + y_p)(y_c + y_p + t_a)}{E_c I_c + E_p I_c} + \frac{1}{E_c A_c} + \frac{1}{E_p A_p} \right)$$

$$m_1 = \frac{G_a}{t_a} \frac{1}{\lambda^2} \left(\frac{y_c + y_p}{E_c I_c + E_p I_p} \right) \quad m_2 = \frac{G_a}{t_a} \frac{y_c}{E_c I_c}$$

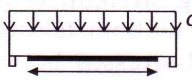
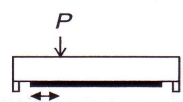
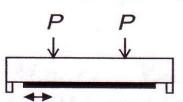
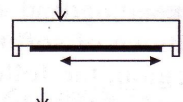
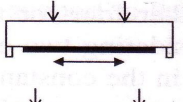
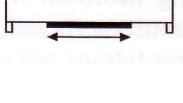
و $M(0)$ هم ممان خمشی وارده در انتهای صفحه تحتانی چسبانده شده می باشد. جمله $\tau^*(x)$ بر حسب نوع بارگذاری متفاوت است و در جدول $\Delta 3-1$ قسمتی از صفحه تحتانی که برای آن قسمت، مقدار تنش برشی اضافی، اعمال می گردد با فلش دو طرفه نشان داده شده است.

با حل رابطه مربوطه برای تنش نرمال، به رابطه زیر برای این تنش بر حسب X می رسیم:

$$\sigma_y(x) = e^{-\beta x} [C_1 \cos(\beta x) + C_2 \sin(\beta x)] - n_1 \frac{d\tau(x)}{dx} - n_2 q \quad (\Delta 3-4)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_a b_p}{4t_a} \left(\frac{1}{E_c I_c} + \frac{1}{E_p I_p} \right)} \quad n_1 = \left(\frac{y_c E_p I_p - y_p E_c I_c}{E_c I_c + E_p I_p} \right) \quad n_2 = \frac{E_p I_p}{b_p (E_c I_c + E_p I_p)}$$

جدول ۱-۳

Load case	$\tau^*(x)$
	$-\frac{m_1}{\lambda} q e^{-\lambda x}$
	$-m_1 P \cosh(\lambda x) e^{-k}$
	$m_1 P \sinh(k) e^{-\lambda x}$
	
	
	0
	

$$C_1 = \frac{Ea}{2\beta^3 t_a} \frac{1}{E_c I_c} [V(O) + \beta M(O)] - \frac{n_3}{2\beta^3} \tau(O) + \frac{n_1}{2\beta^3} \left(\frac{d^4 \tau(x)}{dx^4} \Big|_{x=0} + \beta \frac{d^3 \tau(x)}{dx^3} \Big|_{x=0} \right)$$

$$C_2 = -\frac{E_a}{2\beta^2 t_a} \frac{1}{E_c I_c} M(O) - \frac{n_1}{2\beta^2} \frac{d^3 \tau(x)}{dx^3} \Big|_{x=0}$$

۱۱-۳ پیوست B

جزئیات ۱۲ مدل سازی که در بخش ۲-۶-۳ مورد کلی گویی قرار گرفت، در اینجا ارائه گردد. این مدل سازیها بر حسب روشی که بر آن استوار شده اند به سه گروه دسته بندی می گردند:

A) مدل سازی بر اساس مفهوم ظرفیت برشی SHEAR CAPACITY این دسته عبارتند از مدل سازیهای ارائه شده توسط AHMED & VAN GEMERT 1999, JANSZE 1997, OEHLERS 1992

B) مدل سازیهای بر اساس مفهوم دندانه بتنی همانند مدل های ارائه شده توسط RA00F & HASSANEN 2000, WANG & LING 1998, RA00F & ZHANG 1997

C) مدل سازی بر اساس تنشهای موجود در سطوح تماس FRP چسب بتن همانند: مدل های I و II ارائه شده توسط

TUMIALAN 1999B, SAADATMANESH & MALEKI 1998, VARASTEHPUR & HAMELIN 1997

تمام مدل های ارائه شده در این بخش با نمادهای مناسب و فرم و ترکیبی بیان شده اند که بهترین امکان مقایسه بین آنها و نتایج پیش بینی شده را فراهم می آورد. این مورد بر اساس بررسی های انجام شده توسط SMITH & TENG (2001D) امکان پذیر شده است.

تمام واحدهای پارامترهای گوناگون در این کتاب و از جمله در این مدل سازیها عبارتند از: نیروها بر حسب نیوتن (N). طول ها بر حسب میلیمتر (MM) و تنشها هم بر حسب مگا پاسکال (MPa) می باشند.

۱۱-۳ مدل سازیهای بر پایه ظرفیت برشی:

بصورت نرمال این مدل سازیها، مقاومت در آستانه شکست چسبندگی DEBONDING FAILURE STRENGTH را به مقاومت برشی بتن ارتباط می دهند بدون اینکه سهم آرماتورهای

برشی مقطع را در این مقاومت به حساب آورند و یا اینکه سهم جزیی از مقاومت برشی مقطع را به آرماتورهای برشی نسبت می‌دهند. برای محاسبه مقاومت در آستانه شکست چسبندگی، مقدار برش وارده را در انتهای صفحه چسبانده شده در نظر می‌گیرند با / بدون اینکه اثر ممان موجود را در نظر آورند. بدلیل اینکه تنشهای موجود در سطح تماس صفحه چسب بتن لازم نیست محاسبه کردند بنابراین محاسبات این مدل‌سازیها عموماً ساده می‌باشد.

۱-۱-۱۱-۳ مدل OEHLERS:

OEHLERS و MORAN ۱۹۹۰ همچنین OEHLERS ۱۹۹۲ تیرهای دو سر ساده‌ای را مورد بررسی و آزمایش قرار دارند که با استفاده از صفحات فولادی مقاوم‌سازی شده بودند. بارگذاری آنها بر روی این تیرها به صورت وارد کردن خمش در سه یا چهار نقطه از طول دهانه تیر بود همچنین از نظر موقعیت قرار گرفتن صفحه بر روی این تیرها، هم دو حالت در نظر گرفته شده بود. یک حالت این بود که صفحه در ناحیه‌ای از طول دهانه تمام می‌شد که مقدار ممان ثابت بود. حالت دیگر این بود که صفحه تا نزدیکی تکیه‌گاه تیر ادامه می‌یافت. برای حالت اول، رابطه‌ای که آنها پس از کالیبراسیون با نتایج واقعی برای مقدار خمش در انتهای صفحه ارائه کردند به صورت زیر بود:

$$M_{db,f} = \frac{E_c I_{tr,c} f_{ct}}{0.901 E_{frp} t_{frp}} \quad (B3-1)$$

که در این رابطه E_c و E_{FRP} مدول الاستیسیته بتن و FRP می‌باشند.

$I_{tr,c}$ ممان اینرسی مقطع مقاوم‌سازی شده و ترک خورده بتن می‌باشد. اگر F_{CT} یعنی مقاومت کششی نظیر لحظه گسیختگی بتن (SPLITTING TENSILE STRE.) از آزمایشها مشخص نشده باشد، مقدار آنرا می‌توان برابر $0.5\sqrt{f'_c}$ در نظر گرفت که واحد f'_c و f_{ct} مگا پاسکال MPA می‌باشد. (OEHLERS ۱۹۹۲).

پیشنهاد شده است که در طراحی این ممان تنها با ممان اضافی وارده به تیر در انتهای صفحه بعد از چسباندن صفحه مقایسه شود.

در حالتیکه صفحه تا نزدیکی تکیه‌گاه ادامه می‌یابد، شکست چسبندگی در این قسمت وقتی رخ می‌دهد که نیروی برشی در انتهای صفحه یعنی $V_{db,s}$ به مقدار ظرفیت برشی بتن بدون در نظر گرفتن مقاومت برشی آرماتورهای داخل مقطع، برسد. این بر اساس نتایج تجربی بوده است که OEHLERS ۱۹۹۲ بدست آورده است:

$$V_{db,s} = V_c = [1.4 - (d/2000)] b_c d [\rho_s f'_c]^{1/3} \quad (B3-2)$$

در این رابطه $\rho_s = \frac{A_s}{b_c d}$ نسبت فولاد کششی مقطع می‌باشد. B_c هم عرض مقطع و D عمق موثر آن می‌باشد.

AS سطح مقطع فولاد کششی است. V_c یعنی ظرفیت برشی بتن مطابق آیین‌نامه استرالیا (AS 3600 ۱۹۸۸) در نظر گرفته شده البته باید این شرایط هم ارضا شود: $1.4 - (D/2000) \geq 1.1$

در مواردیکه هم برش و هم خمش در انتهای صفحه مهم می باشد رابطه زیر که اندرکنش آنها را در نظر گرفته، ارائه شده است: (OEHLERS 1992).

$$\frac{M_{db,end}}{M_{db,f}} + \frac{V_{db,end}}{V_{db,s}} = 1.17 \quad (B3-3)$$

و همچنین:

$$M_{db,end} \leq M_{db,f} \quad V_{db,end} \leq V_{db,s} \quad (B3-4)$$

رابطه (B3-3) را برای نیروی برشی انتهای صفحه می توان به صورت زیر دوباره نویسی کرد:

$$V_{db,end} = \frac{1.17}{a/M_{db,f} + 1/V_{db,s}} \quad (B3-5)$$

$$V_{db,end} a \leq M_{db,f} \quad V_{db,end} \leq V_{db,s} \quad (B3-6)$$

A: فاصله انتهای صفحه تحتانی تا تکیه گاه نزدیک تر می باشد.

۲-۱۱-۳ مدلسازی JANSZE:

JANSZE(1997) یک مدل برای مقاومت چسبندگی تیرهای مقاوم سازی شده با صفحه فولادی ارائه کرد که اطلاعات پایه و زمینه آن برای SMITH & TENG (2001d) که این مدلسازیها را جمع آوری و با هم نتایج آنها را مقایسه می کردند، قابل دسترسی نبود. در نتیجه آنها به مدلسازی AHMED & VAN GEMERT مراجعه کردند که شکل نهایی مدلسازی آنها و مفاهیم کلی آن ارائه شده بود. در مدلسازی AHMED & VAN GEMERT بیان شده است که مدل JANSZE بر پایه مقاومت بتن در لحظه شروع ترک خوردگی برشی و بدون در نظر آوردن مقاومت برشی آرماتورهای داخل مقطع بتن مسلح، می باشد. مقدار نیروی برشی بحرانی در تیر RC در انتهای صفحه که سبب شکست چسبندگی (DEBONDING) می گردد برابر است با:

$$V_{DB,END} = \tau_{PES} B_c D \quad (B3-7)$$

در این رابطه داریم:

$$\tau_{PES} = 0.18 \sqrt[3]{3 \frac{d}{B_{mod}}} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \sqrt[3]{100 \rho_s f'_c} \quad (B3-8)$$

$$B_{mod} = \sqrt[4]{\frac{(1 - \sqrt{\rho_s})^2}{\rho_s}} da^3 \quad (B3-9)$$

در اینجا B دهانه برشی (SHEAR SPAN) و B_{MOD} دهانه برشی اصلاح شده (MODIFIED SHEAR SPAN) می باشد. اگر مقدار B_{MOD} که از رابطه B3-9 بدست می آید از B بزرگتر باشد آنگاه مقدار دهانه برشی اصلاح شده باید برابر $\frac{B_{mod} + B}{2}$ در نظر گرفته شود. به نظر می رسد مدلسازی JANSZE برای حالتی که صفحه مقاوم کننده تحتانی در محل یا در نزدیکی تکیه گاه تیر خاتمه می یابد، قابل استفاده نباشد زیرا مقدار B_{MOD} صفر خواهد شد و رابطه B3-8 هم قابل استفاده نیست.

این دو نفر در سال ۱۹۹۹ با انجام اصلاحاتی در مدل JANSZE، مدلی ارائه کردند که برای استفاده در مورد تیرهای مقاوم سازی شده با صفحه FRP مناسب باشد. مدل این دو نفر به صورت زیر می باشد:

$$V_{db,end} = (\tau_{PES} + \Delta\tau_{mod}) b_c d \quad (B3-10)$$

$$\Delta\tau_{MOD} = \tau_{PES} b_c d \left(\frac{S_s}{I_s b_{fip}} - \frac{S_{fip}}{I_{tr,c} b_a} \right) + 6188.5 \left(\frac{\tau - 4.121}{b_c d} \right) \quad (B3-11)$$

$$\tau = \left(0.15776 \sqrt{f'_c} + \frac{17.2366 p_s d}{B} \right) + 0.9 \frac{A_{sv} f_{yv}}{sb_c} \quad (B3-12)$$

در این روابط τ_{PES} با استفاده از رابطه B3-8 بدست می آید S_s و S_{FRP} هم ممان اول مقطع (FIRST MOMENT OF AREA) صفحه FRP و صفحه معادل فولادی حول تار خنثی در مقطع ترک خورده مقاوم سازی شده بتن می باشند. صفحه معادل فولادی، یک صفحه فرضی است که عرض آن برابر عرض صفحه FRP استفاده شده و ظرفیت کششی کل آن هم ممان ظرفیت کششی فولاد داخل مقطع می باشد البته با این فرض که حد تسلیم فولاد 550MPa در نظر گرفته شود. به این ترتیب با داشتن این مقاومت کششی و عرض صفحه، ضخامت آن بدست می آید. $I_{TRC,C}$ ممان دوم مقطع ترک خورده تیر مقاوم سازی شده و I_s ممان دوم مقطع صفحه فرضی معادل فولادی می باشد. B_A و B_{FRP} عرض صفحه FRP و لایه چسب می باشند. فاصله خاموت های مقطع با S و سطح مقطع و تنش جاری شدن آنها به ترتیب با A_{SD} ، F_{YD} نشان داده شده است. در تمام موارد اجرایی عرض لایه چسب یعنی B_s را برابر B_{FRP} در نظر می گیرند، تغییرات و اصلاحات انجام شده بر روی مدل JANSZE در روابط B3-11 و B3-12 ملاحظه می گردد که مربوط به متفاوت بودن وضعیت تنش برشی در سطح تماس صفحه و بتن در حالات فولادی بودن یا FRP بودن صفحه می باشد. این اختلاف، $\Delta\tau_{mod}$ به مقدار تنش برشی τ_{PES} که در رابطه B3-8 ارائه شده اضافه می گردد همانگونه که ملاحظه می گردد در رابطه B3-12 سهم آرماتورهای برشی مقطع هم در تشکیل ظرفیت برشی، لحاظ می گردد.

۳-۱۱-۲ مدل سازی بر اساس مفهوم دندان برشی COCRETE TOOTH MODELS:

این مدلسازیها با در نظر گرفتن دندانه بتن قرار گرفته بین دو ترک خوردگی متوالی و تشبیه آن به یک تیر طره ای که تحت تأثیر تنش های برشی ناشی از بارگذاری (شکل ۳-۱۹) می باشد، ارائه شده اند. در این مدلسازیها فرض می گردد که وقتی این تنش های برشی که منجر به کشش در قسمت گیردار این کنسول می گردند، از حد مجاز قابل تحمل بتن فراتر روند، شکست چسبندگی رخ می دهد. مقدار تنش ها در صفحه تحتانی (در لحظه شکست چسبندگی) را می توان با تعریف یک طول مؤثر برای صفحه که در این طول فرض می شود تنش برشی یکنواخت، اثر می کند، بدست آورد.

اولین مفهوم دندانه برشی در (ZHANG ET AL. 1995) توصیف شد. بر اساس این مفهوم RA00F & ZHANG 1997 یک مدل سازی برای پیش بینی مقاومت چسبندگی تیرهای مقاوم سازی شده ارائه کردند که در آن فرض شده است شکست به صورت جدا شدن کاور بتن رخ می دهد. در این مدلها حداقل و حداکثر عرض ترک (L_{MAX} , L_{MIN}) که منجر به وجود حد بالا و پایین برای تنشهایی می شود که سبب شکست چسبندگی می گردند، مشخص می گردد عرض این ترکها در حالت حداقل و حداکثر به صورت $l_{max} = 2l_{min}$ در نظر گرفته می شود. L_{MIN} در مدل سازی (ZHANG ET AL. 1995) به صورت زیر مشخص شده است:

$$l_{min} = \frac{A_e f_{ct}}{u(\Sigma O_{bars} + b_{frp})} \quad (B3-13)$$

در این رابطه A_e سطح بتن تحت کشش، u مقاومت متوسط چسبندگی فولاد به بتن و ΣO_{BARS} مجموع محیط آرماتورهای کششی داخل مقطع می باشد. جهت سادگی فرض می گردد که $u = 0.28\sqrt{f_{cu}}$ بر حسب مگا پاسکال $f_{ct} = 0.36\sqrt{f_{cu}}$ مپا می باشد. F_{cu} هم مقاومت فشاری نمونه مکعبی بتن می باشد. در حالتی که تیر بتنی، یک لایه فولاد کششی داشته باشد، A_e برابر حاصلضرب فاصله از مرکز آرماتورها تا کف مقطع، در عرض مقطع می باشد. با چشم پوشی کردن از اندرکنش بین دو دندانه مجاور هم و با فرض رفتار الاستیک، تنش برشی مورد نیاز برای ایجاد شکست در یک دندانه بتنی، محاسبه می گردد.

شکست در ریشه این دندانه وقتی رخ می دهد که مقدار تنش در نقطه A (رجوع به شکل B 3-19) از مقاومت کششی بتن تجاوز کند مقدار تنش کششی در نقطه A یعنی σ_A با رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$\sigma_A = \frac{M_A}{I_A} \left(\frac{1}{2} \right) \quad (B3-14)$$

برای این رابطه $M_A = \tau \cdot l \cdot b_{frp} \cdot h'$ و $I_A = \frac{b_{frp} l^3}{12}$ می باشد. در اینجا L فاصله بین دو ترک مجاور (مینیمم یا ماکزیمم) و h' ارتفاع خالص کاور بتن می باشد که از سطح آرماتورهای کششی تا روی سطح تیر سنجیده می شود. τ تنش برشی در سطح تماس بتن و صفحه تحتانی و I_A در رابطه B 3-14 و با این فرض که $\sigma_A = f_{ct}$ مقدار تنش برشی در سطح تماس بتن و صفحه فولادی، بر اساس فاصله حداقل دو ترک متوالی به صورت زیر محاسبه می گردد:

$$\tau_{min} = \frac{f_{ct} l_{min}}{6h'} \frac{b_c}{b_{frp}} \quad (B3-15)$$

در این تئوری فرض شده است که تمام دندانه ها در ناحیه مهاربندی شده انتهایی بطور مشابه دچار شکست چسبندگی (DEBONDING) می گردند.

حداقل تنش در صفحه تحتانی که سبب ترک خوردگی خمشی و تشکیل یک دندانه بتنی می‌گردد به نحوی که فاصله این ترک‌ها حداقل باشد توسط ZHANG ET AL.(1995) به صورت زیر پیشنهاد شده است:

$$\sigma_{s,min} = 0.154 \frac{L_p h_l b_c^2 \sqrt{f_{cu}}}{h' b_{frp} t_{frp} (\Sigma O_{bars} + b_{frp})} \quad (B3-16)$$

در این رابطه L_p طول مؤثر صفحه تحتانی برای مهاربندی انتهایی و H_l فاصله از مرکز سطح آرماتورها تا سطح بتن می‌باشد. این مدلسازی فقط برای تیرهای دو سر ساده که در سه یا چهار نقطه تحت خمش قرار گرفته‌اند استفاده شده است. از رابطه B3-16 که نوعی محدودیت برای مقدار تنش در صفحه تحتانی می‌باشد برای کنترل امکان شکست چسبندگی در محل این بارهای نقطه‌ای، استفاده می‌گردد. هنوز مشخص نیست که چگونه می‌توان از این رابطه و مدلسازی برای تیرهایی که تحت شرایط متفاوت بارگذاری قرار دارند استفاده کرد مثلاً تیرهایی که تحت بارهای گسترده و غیر یکنواخت قرار دارند. اما در عین حال غیر منطقی هم نخواهد بود اگر مقطعی را که حداکثر ممان در آنجا اعمال می‌گردد انتخاب کرده و شرایط این نقطه را با مدل سازی ZHANG ارزیابی کنیم.

در مدلسازی ZHANG ET AL.(1995) طول مؤثر برای مهاربندی انتها برابر طولی از صفحه تحتانی در دهانه برشی (با رجوع به شکل ۱۹A-۳ این طول با L_{PI} نشان داده شده است) در نظر گرفته می‌شود.

$$L_{p2} = l_{min} (21 - 0.25 l_{min}) \quad l_{min} \leq 72mm \quad (B3-17A)$$

$$L_{p2} = 3 l_{min} \quad l_{min} > 72mm \quad (B3-17B)$$

فقط طول مؤثر اصلاح شده که توسط RA00F & ZHANG 1997 پیشنهاد شده است، توسط SMITH & TENG (2001 C,D) در نظر گرفته شده است زیرا این مدلسازی توسط این گروه تحقیق جدیدتر انجام شده است.

وقتی که مقدار تنش در صفحه مشخص شده باشد، می‌توان مقدار ممانی را که سبب جدا شدن صفحه از روی بتن می‌گردد، با آنالیز مقطع بتنی و با در نظر گرفتن مقاومت کششی بتن، محاسبه کرد ZHANG ET AL.(1995) با در نظر گرفتن فاصله دو ترک خوردگی متوالی برابر حداقل L_{MIN} و یا حداکثر L_{MAX} نتیجتاً دو مقدار هم برای این ممان خمشی بدست می‌آید. در مورد تیرهای دو سر ساده که تحت بارگذاری در چهار نقطه قرار دارند و صفحه مقاوم‌کننده در ناحیه خمش ثابت از طول دهانه خاتمه یافته است، RA00F & TENG مشخص کرده‌اند که طول مؤثر می‌بایست از رابطه B17-۳ بدست آید زیرا L_{PI} در این موارد صفر خواهد بود.

$$WANG \& LING \text{ ۲-۲-۱۱-۳ مدلسازی}$$

WANG & LING 1998 با انجام اصلاحاتی در مدل آنرا تبدیل به مدلی مناسب برای تیرهای مقاوم‌سازی شده با FRP نمودند. اصلاح آنها شامل تغییر در مقدار متوسط مقاومت چسبندگی بین بتن و صفحه FRP می‌شود که به ارائه رابطه زیر برای حداقل فاصله ترک‌ها منجر شده است:

$$I_{min} = \frac{A_e f_{ct}}{u_s \Sigma O_{bars} + u_{frp} b_{frp}} \quad (B3-18)$$

در این رابطه u_s برابر $0.313\sqrt{f'_c}$ می باشد که میانگین مقاومت چسبندگی بین فولاد کششی و بتن می باشد و مشابه همان است که ZHANG 1995 در مدل خود استفاده کرده بود. با در نظر گرفتن $u_{FRP}, f'_c = 0.8 f_{cu}$ که متوسط مقاومت چسبندگی بین FRP بتن می باشد برابر $1/96 \text{MPa}$ خواهد شد.

اگر فاصله حداقل ترک خوردگی ها مشخص شده باشد، بقیه محاسبات در این مدل سازی تقریباً همان است که در مدل ZHANG ET AL. (1995) ارائه شده است. البته با این تفاوت که WANG & LING برای مهاربندی انتها را برابر کل طول صفحه در دهانه برشی (SHEAR SPAN) در نظر گرفته اند. در مدل WANG & LING مقاومت کششی بتن در آنالیز مقطع بتنی مدنظر قرار نمی گیرد. همانند ZHANG ET AL. (1995) اگر به جای فاصله حداقل ترک خوردگی، حداکثر این فاصله در محاسبات منظور گردد، حد بالای نتایج بدست می آید. در اینجا هم فاصله حداکثر ترک خوردگی دو برابر فاصله حداقل در نظر گرفته می شود.

۳-۲-۱۱-۳ مدل سازی RA00F & HASSANEN:

این دو نفر در سال ۲۰۰۰ با اصلاح مدل ZHANG ET AL. (1995)، مدل خود را جهت مقاوم سازی تیرها با FRP، ارائه کردند. آنها دو عبارت برای طول مؤثر صفحه FRP برای مهاربندی انتها و همچنین دو مقدار متناظر برای مقاومت چسبندگی FRP و بتن ارائه کردند. با این دو عبارت در واقع آنها دو مدل سازی ارائه کردند که به نام مدل های I و II RA00F & HASSANEN 2000 شناخته می شوند.

در مدل I آن دو نفر، رابطه ۳-۱۳ جهت محاسبه حداقل فاصله ترک ها یعنی L_{min} استفاده می شود. طول مؤثر صفحه به دلیل مهاربندی انتهایی، حداقل دو مقدار زیر در نظر گرفته می شود: یکی طول صفحه در دهانه برشی (SHEAR SPAN) که در شکل ۳-۱۹A با L_{P1} نشان داده شده است و دیگری L_{P2} که مقدار آن با توجه به نتایج آزمایشگاهی به صورت زیر ارائه شده است:

$$L_{p2} = l_{min} (24 - 0.5 l_{min}) \quad \text{if } l_{min} \leq 40 \text{ mm} \quad (B3-19A)$$

$$L_{p2} = 4 l_{min} \quad \text{if } l_{min} > 40 \text{ mm} \quad (B3-19B)$$

در مدل شماره II RA00F & HASSANEN، مقاوت چسبندگی بین صفحه FRP و بتن برابر 0.8MPa فرض شده است. همچنین مقاومت چسبندگی بین آرماتورهای کششی داخل مقطع و بتن همان مقداری است که در مدل ZHANG ET AL. (1995) در نظر گرفته شده است. طول مؤثر صفحه FRP بخاطر وجود مهاربندی انتها، حداقل دو مقدار زیر است:

طول صفحه در محدوده دهانه برشی و مقدار L_{P2} که پس از انجام آزمایشات بر روی تیرهای بتن مسلح مقاوم سازی شده با FRP، مشخص شده است:

(RA00F & HASSANEN 2000) برای ارائه این روابط از مقدار جدید مقاومت چسبندگی FRP و بتن استفاده شده است:

$$L_{p2} = l_{\min} (11.6 - 0.17 l_{\min}) \quad l_{\min} \leq 56.5 \text{ mm} \quad (B3 - 20A)$$

$$L_{p2} = 2 l_{\min} \quad l_{\min} > 56.5 \text{ mm} \quad (B3 - 20B)$$

زمانیکه مقدار طول مؤثر صفحه و همچنین فاصله ترکها مشخص شد بقیه محاسبات طبق همان چیزی است که در مدل ZHANG ET AL. (1995) ارائه شده است.

۳-۱۱-۳ مدل سازی هایی که بر اساس تنش در سطوح تماس (INTER FACIAL STRESS) انجام شده اند: یک فرض منطقی که عده زیادی هم آنرا تأیید می کنند این است که دلیل جدایی صفحه و بتن را در انتهای صفحه به هر دو شکل یعنی چه به حالت جدا شدن صفحه همراه با کاور بتن و چه به حالت کنده شدن انتهای صفحه از روی بتن را به وجود تنشهای بزرگ در سطح تماس INTERFACIAL STRESS نسبت می دهند. شکل ۱۵-۳ نشان می دهد که تنشهای موجود بر روی یک المان بتنی در مجاورت سطح بتنی نزدیک به انتهای صفحه چسبانده شده، چگونه می باشند. در این شکل τ و σ_y به ترتیب نشان دهنده تنش برشی و تنش نرمال و σ_x هم تنش در راستای طولی تیر می باشد.

مدلسازیهای انجام شده بر اساس این تنشها معمولاً از تنشهای بدست آمده از روشهای تحلیل بسته (CLOSED FORM) همانند ROBERTS 1989 و نیز یک معیار برای گسیختگی بتن استفاده می کنند. مدلسازیهایی از این نوع عبارتند از

مدل MALEK & SAADATMANESH ، VARASTEHPUR & HAMELIN 1997 ، ZIRABA ET AL. 1998 و TUMIALAN ET AL 1999B.

نوع دیگر استفاده از تنش های در سطح تماس در مدل II ارائه شده از سوی ZIRABA ET AL. به کار گرفته شده است. در این مدلسازی فرض می شود که نیروی برشی مقاوم در برابر شکست چسبندگی شامل نیروی مقاوم برشی بتن و همچنین نیروی مقاوم ناشی از وجود خاموت ها می باشد البته برای نیروی مقاوم خاموت ها، از یک فاکتور تأثیر EFFICIENCY FACTOR استفاده می گردد که وابسته به مقدار پیک (PEAK) تنشهای سطح تماس (INTERFACIAL) می باشد و از طریق کالیبراسیون با نتایج آزمایشگاهی مقدار آن مشخص می گردد.

۳-۱۱-۳-۱: ZIRABA ET AL. مدل های

ZIRABA ET AL. 1994 دو مدل برای پیش بینی مقاومت در آستانه شکست چسبندگی DEBONDING STRENGTH در مورد تیرهای بتن مسلح مقاوم سازی شده، ارائه کردند. یکی از این مدلها برای حالت جدا شدن کاور بتن و دیگری برای حالت شکست به صورت کنده شدن انتهای صفحه از روی بتن می باشد. این دو مدل را به نامهای مدل شماره I و شماره II ZIRABA ET AL. می شناسند.

مدل I: در این مدل معیار گسیختگی موهر کلمب MOHR – COULOMB FAILURE CRITERION برای مشخص کردن حالت بحرانی تنش در انتهای صفحه و در لحظه شکست چسبندگی به کار می رود:

$$\tau + \sigma_y \tan \phi \leq C \quad (B3 - 21)$$

در این رابطه τ و σ_y مقدار پیک (PEAK) تنشهای نرمال و برشی در سطح تماس در انتهای صفحه می‌باشند. C ضریب پیوستگی یا انسجام (COHESION) و ϕ زاویه اصطکاک داخلی می‌باشد. مقادیر پیک τ و σ_y توسط روابط زیر مشخص می‌شوند:

$$\tau = \alpha_1 f_{ct} \left(\frac{C_{R1} V_O}{f'_c} \right)^{5/4} \quad (B3-22)$$

$$\alpha_y = \alpha_2 C_{R2} \tau \quad (B3-23)$$

$$C_{R1} = \left[1 + \left(\frac{K_s}{E_{frp} b_{frp} t_{frp}} \right)^{1/2} \frac{M_O}{V_O} \right] \frac{b_{frp} t_{frp}}{I_{trc,frp} b_a} (d_{frp} - x_{trc,frp}) \quad (B3-24)$$

$$C_{R2} = t_{frp} \left(\frac{K_n}{4E_{frp} I_{frp}} \right)^{1/4} \quad (B3-25)$$

در این روابط C_{R1} و C_{R2} از روش محاسباتی تحلیل ROBERTS 1989 بدست می‌آیند که برای محاسبه برش و تنش نرمال در سطح تماس (INTERFACIAL) از روابط B3-22 و B3-23 مورد استفاده هستند. ضرایب α_1 و α_2 هم ضرایبی هستند که از کالیبراسیون این روابط با دیتاها و نتایج تجربی بر روی تیرهای بتن مسلح که با صفحات فولادی مقاوم‌سازی شده‌اند توسط ZIRABA ET AL. 1994 معرفی شده‌اند. سختی برشی K_s و سختی نرمال K_n لایه چسب با روابط زیر مشخص می‌شوند:

$$K_s = \frac{G_a b_a}{t_a} \quad (B3-26)$$

$$K_n = \frac{E_a b_a}{t_a} \quad (B3-27)$$

E_a, G_a, B_a, T_a به ترتیب مدول الاستیسیته، مدول برشی، عرض و ضخامت لایه چسب هستند. $I_{TRC,FRP}$ ممان دوم سطح در مقطع ترک خورده صفحه چسبانده شده تبدیل شده به FRP می‌باشد (CRACKED PLATED SECTION TRANSFORMED IN TO FRP) و $x_{TRC,FRP}$ عمق تار خنثی در این مقطع، I_{FRP} ممان دوم سطح صفحه FRP به تنهایی، D_{FRP} فاصله مرکز ضخامت صفحه FRP تا سطح فوقانی تیر و M_0, V_0 هم به ترتیب ممان خمشی و نیروی برشی در انتهای صفحه می‌باشند.

با جاگذاری روابط B3-22 و B3-23 در رابطه B3-21 به یک عبارت برای نیروی برشی در تیر در محل انتهای صفحه که این نیرو سبب شکست چسبندگی انتهای صفحه (به صورت کنده شدن از روی بتن) می‌گردد، خواهیم رسید:

$$V_{db,end} = \frac{f'_c}{C_{R1}} \left[\frac{C}{\alpha_1 f_{ct} (1 + \alpha_2 C_{R2} \tan \phi)} \right]^{4/5} \quad (B3-28)$$

برای استفاده از این رابطه محدودیت $\frac{a}{h} < 3$ وجود دارد (ZIRABA ET AL. 1994) h عمق کل مقطع می‌باشد. در مدل ZIRABA ET AL. 1994 مقادیر زیر مشخص شده بود: $\alpha_1 = 35$ ، $\alpha_2 = 1.1$ و $\phi = 28^\circ$ همچنین در این مدل، دو مقدار برای ضریب C در مثالهای عددی معین به کار رفته بود که

4.80 MPa , 9.50 MPa می باشد و علت آن هم در آن زمان بدرستی مشخص نشده بود. اما در ZIRABA ET AL. 1995 عنوان شده که بر پایه یافته های تجربی و آزمایشگاهی، مقدار C باید بین 4.80 و 9.50 MPa انتخاب شود. SMITH & TENY (2001d) مقدار 7.15 MPa را برای C در این مدل برگزیدند که یک مقدار میانگین از مقادیری است که در ZIRABA ET AL. 1995 عنوان نشده است. مدل ۱۱: جدا شدن کاور بتن:

در این مدل، ZIRABA و همکارانش فرض کرده اند که نیروی مقاوم برشی در برابر شکست چسبندگی، شامل مقاومت برشی بتن یعنی V_c و بخشی از مقاومت برشی خاموت های فولادی V_s می گردد:

$$V_{db,end} = (V_c + KV_s) \quad (B3-29)$$

در این رابطه V_c و V_s از طریق روابط زیر مشخص می گردند:

$$V_c = \frac{1}{6}(\sqrt{f'_c} + 100\rho_s) b_c d \quad (B3-30)$$

$$V_s = A_{sv} f_{yv} / s \quad (B3-31)$$

در رابطه (B3-29) فاکتور کارایی (EFFICIENCY FACTOR) می باشد که به صورت تجربی تعیین می شود و نشان دهنده سهم شدن بخشی از مقاومت برشی خاموتها در نیروی مقاوم در برابر برش عامل شکست چسبندگی (DEBONDING) می باشد. بر اساس نتایج و یافته های آزمایش بر روی ۱۴ تیر بتن مسلح مقاوم سازی شده با صفحات فولادی که به حالت جدا شدن کاور بتن دچار شکست چسبندگی بین صفحه و بتن شده بودند، ZIRABA ET AL. 1994 رابطه زیر را برای K پیشنهاد کرده است:

$$k = 2.4e^n \quad \text{and} \quad n = -0.08C_{R1}C_{R2} \times 10^6 \quad (B3-32)$$

VARASTEHPOUR & HAMELIN مدل ۳-۱۱-۳-۲:

VARASTEHPOUR & HAMELIN (1997) با انتخاب معیار شکست موهر - کلمب، برای پیش بینی مقاومت در برابر شکست چسبندگی در انتهای صفحه، مدلی را ارائه کردند. (رابطه B3-21) در مدل آنها، ضریب C از کالیبراسیون نتایج آزمایش SINGLE LAP SHEAR بدست آمده بود. همچنین زاویه اصطکاک داخلی یعنی ϕ از آزمایش های صورت گرفته بر روی نمونه های با مقیاس کوچک تیرهای مقاوم سازی شده که دچار شکست چسبندگی شده بودند، پیشنهاد شده بود، البته جزئیات خاص حالات شکست تیرهای مورد آزمایش آنها، ارائه نشده بود. مقدار متوسط 5.4 MPa برای C و مقدار 33° برای زاویه ϕ پیشنهاد شده بود. تنش برشی مورد نیاز برای رابطه موهر - کلمب هم به صورت زیر ارائه شده بود:

$$\tau = \frac{1}{2}\sqrt{\beta} (\lambda V_o)^{3/2} \quad (B3-33)$$

منشاء این رابطه، عبارت زیر برای تنش برشی بین یک صفحه تحتانی فولادی و یک تیر بتن مسلح که JONES ET AL. 1988 پیشنهاد کرده، بوده است:

$$\tau = \lambda V_o \quad (B 3.34)$$

در این رابطه λ صلیبت مقطع (RIGIDITY OF SECTION) می باشد که به صورت زیر تعریف می گردد.

$$\lambda = \frac{t_{fp} E_{fp}}{I_{tr,c} E_c} (d_{fp} - x_{tr,c}) \quad (B3-35)$$

در رابطه B3-33، فاکتور β به این دلیل مورد استفاده قرار گرفته که بتوان از طریق اعمال آن، اثر عوامل گوناگونی که بروی تنش برشی در سطح تماس صفحه و تیر بتنی تاثیر گذارند را، به حساب آورد. از جمله این عوامل می توان به سختی و ضخامت صفحه، هندسه مقطع تیر، نوع و گونه بارگذاری و همچنین لغزش های اندک احتمالی بین صفحه و بتن را نام برد. در نهایت این دو نفر در مدلسازی خود برای β رابطه زیر را پیشنهاد کرده اند:

$$\beta = \frac{1.26 \times 10^6 B}{h^{0.7} t_{fp} E_{fp}} \quad (B3-36)$$

همچنین تنش نرمال σ_y به تنش برشی ارتباط داده شده است:

$$\sigma_y = C_{R2} \cdot \tau \quad (B3-37)$$

مقدار نیروی برشی در تیر در محل انتهای صفحه که سبب شکست چسبندگی می گردد را می توان به صورت رابطه زیر محاسبه کرد:

$$V_{db,end} = \frac{1.6 \tau_{max}^{2/3}}{\lambda \beta^{1/3}} \quad (B3-38)$$

SAADATMANESH & MALEK مدل 3-11-3-3

SAADATMANESH & MALEK 1998 بر اساس این فرض که جدا شدن کاور بتن بدلیل تنشهای بزرگ در محل انتهای صفحه رخ می دهد، مدلسازی خود را جهت پیش بینی شکست تیرهای مقاوم سازی شده با FRP به حالت جدا شدن کاور بتن، ارائه نمودند. (شکل 3-15).

در میان سه تنش موجود در انتهای صفحه چسبانده شده، تنش برشی τ و تنش نرمال σ_y از راه حل CLOSED FORM ارائه شده توسط MALEK ET AL. 1998 بدست می آیند. در حالتی که تنش طولی σ_x از آنالیز معمولی مقطع تحت خمش (بر مبنای مقطع ترک نخورده) بدست می آید. در این راه حل CLOSED FORM ارائه شده، مقدار ممان خمشی حاصل از بار نقطه ای یا گسترده غیر یکنواخت، به صورت زیر فرض می شود:

$$M = a_1(x+a)^2 + a_2(x+a) + a_3 \quad (B3-40)$$

در این رابطه x فاصله از انتهای صفحه می باشد. برای تیر با تکیه گاه دو سر ساده که در معرض خمش در سه یا چهار نقطه قرار گرفته است، مقدار ممان خمشی در انتهای صفحه، M_0 ، در حالتیکه صفحه در دهانه برشی (SHEAR SPAN) پایان یافته، به صورت $M_0 = a_2 a + a_3$ خواهد بود.

تحت این وضعیت پخش ممان (رابطه B3-40)، تنش برشی τ در سطح تماس صفحه و بتن و در محل انتهای صفحه، با رابطه زیر مشخص می گردد: (MALEK 1998)

$$\tau = t_{fp} (b_3 \sqrt{A + b_2}) \quad (B3-41)$$

برای این رابطه داریم:

$$A = \frac{G_a}{t_a t_{fip} E_{fip}} \quad (B3-42)$$

$$b_2 = \frac{E_{fip}}{I_{tru,c} E_c} (d_{fip} - x_{tru,c}) (2a_1 a + a_2) \quad (B3-43)$$

$$b_3 = E_{fip} \left[\frac{1}{I_{tru,c} E_c} (d_{fip} - x_{tru,c}) (a_1 a^2 + a_2 a + a_3) + 2 \frac{a_1 E_{fip}}{I_{tru,c} E_c} (d_{fip} - x_{tru,c}) \frac{t_a t_{fip}}{G_a} \right] \quad (B3-44)$$

همچنین $I_{tru,c}$ ممان ثانویه مقطع تقویت شده ترک نخورده تبدیل شده به بتن $x_{tru,c}$ و $x_{tru,c}$ هم عمق تار خشی این مقطع می باشد. مقدار تنش نرمال σ_y با رابطه زیر مشخص می گردد (MALEK 1998)

$$\sigma_y = \frac{K_n}{2b_a \beta^{*3}} \left(\frac{V_{fip}}{E_{fip} I_{fip}} - \frac{V_o^* + \beta^* M_o}{E_c I_c} \right) + \frac{q E_{fip} I_{fip}}{b_{fip} E_c I_c} \quad (B3-45)$$

برای این رابطه داریم:

$$V_o^* = V_o - 0.5 h b_{fip} t_{fip} (b_3 \sqrt{A} + b_2) \quad (B3-46)$$

$$V_{fip} = -0.5 b_{fip} t_{fip}^2 (b_3 \sqrt{A} + b_2) \quad (B3-47)$$

$$\beta^* = \left(\frac{K_n b_{fip}}{4 b_a E_{fip} I_{fip}} \right)^{1/4} \quad (B3-48)$$

همچنین I_c ممان اینرسی تیر و Q شدن بار یکنواخت (در صورت وجود) می باشد. مقدار تنش طولی σ_x در مجاورت وجه تحتانی تیر در محل انتهای صفحه، بدلیل ممان خمشی M_o را می توان با آنالیز معمولی مقطع ترک نخورده، بدست آورد. به مقدار ممان خمشی در بتن در محل انتهای صفحه باید مقدار M_m را افزود که وجود این مقدار به مقدار پیک تنش برشی در سطح تماس (INTERFACIAL SHEAR STRESS) مربوطه می شود:

$$M_m = 0.5 h a b_{fip} \tau \quad (B3-49)$$

زمانیکه این سه مولفه تنش در انتهای صفحه، مشخص شد حداکثر تنش اصلی با رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$\sigma_1 = \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right) + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau^2} \quad (B3-50)$$

در انتهای صفحه، بتن عموماً تحت کشش دو محوره واقع می باشد. جدا شدن کاور بتن وقتی رخ می دهد که حداکثر تنش اصلی (بر حسب MPA) به مقدار مقاومت گسیختگی بتن برسد یعنی:

$$\sigma_1 = f_{ct} = 0.295 (f'_c)^{2/3} \quad (B3-51)$$

TUMIALAN و همکارانش در سال 1999B، برای پیش‌بینی مقدار نیروی مقاوم در برابر شکست چسبندگی به حالت جدا شدن کاور بتن در تیرهای مقاوم‌سازی شده با FRP، یک مدل‌سازی انجام دادند. مدل آنها در اصل مشابه مدل SAADATMANESH & MALEK می‌باشد که در بخش قبلی مرور شد. به این ترتیب که تنش‌های موجود بر روی یک المان بتن در محل خاتمه یافتن صفحه که در شکل ۳-۱۵ هم نشان داده شده است را محاسبه کرده و آنرا با یک معیار شکست برای بتن کنترل می‌کند. تفاوت مدل‌سازی آنها در این است که این تنش‌ها چگونه محاسبه می‌شوند.

در مدل‌سازی TUMIALAN ET AL. مقدار پیک (PEAK) برش در سطح تماس صفحه و بتن و نیز تنش نرمال در انتهای صفحه با کمک روش محاسبه ROBERTS که در سال ۱۹۸۹ ارائه شده است، محاسبه می‌گردد. این تنش‌ها به صورت زیر بدست می‌آیند:

$$\tau = \bar{C}_{R1} \frac{E_{fip}}{E_c} V_o \quad (B3-53)$$

$$\sigma_y = C_{R2} \tau \quad (B3-53)$$

در این روابط C_{R2} با استفاده از رابطه (B3-25) بدست می‌آید و $\bar{C}_{R1}$ هم برابر است با:

$$\bar{C}_{R1} = \left[1 + \left(\frac{K_s}{E_{fip} b_{fip} t_{fip}} \right)^{1/2} \frac{M_o}{V_o} \frac{b_{fip} t_{fip}}{I_{tru,c} b_a} (d_{fip} - x_{tru,c}) \right] \quad (B3-54)$$

فاکتور $\bar{C}_{R1}$ در اینجا با C_{R1} که توسط ROBERTS ۱۹۸۹ مشخص شده بود فرق دارد. در اینجا، محل تار خشی و ممان ثانویه متناظر آن، بر اساس مقطع ترک نخورده تبدیل شده به بتن (TRANSFORMED TO CONCRETE) صورت می‌گیرد، بر خلاف مقطع ترک خورده که به جنس مصالح صفحه بکار رفته تبدیل می‌گردد. دلیل استفاده از عامل $\frac{E_{fip}}{E_c}$ در رابطه (B3-52) همین می‌باشد. به همین طریق، محاسبه σ_x یعنی تنش طولی در مجاورت وجه تحتانی تیر، در محل انتهای صفحه، با آنالیز مقطع ترک نخورده صورت می‌پذیرد. علاوه بر آن که در آنالیز مقطع، مقدار اضافه ممان که به دلیل وجود تنش در سطح تماس، از طریق رابطه (B3-49) توسط SAADATMANESH & MALEK در نظر گرفته می‌شود، در اینجا لحاظ نمی‌گردد. زمانی که مقدار تنش‌ها مشخص شد، مقدار تنش اصلی σ_1 را می‌توان به سادگی از طریق رابطه (B3-50) محاسبه کرد. فرض بر این است که جدا شدن کاور بتن وقتی رخ می‌دهد که مقدار σ_1 به مقدار مدول گسیختگی بتن یعنی F_R برسد. مقدار F_R برابر $0.689 \sqrt{f'_c}$ MPa می‌باشد. (Mirza et al. 1999, $8.3 \sqrt{f'_c}$ psi)

فصل چهارم

مقاوم‌سازی برشی تیرها

شکستهای برشی و خمشی، دو حالت عمده شکست در تیرهای معمولی بتن مسلح (RC) می‌باشند. شکست خمشی عموماً نسبت به شکست برشی، ترجیح داده می‌شود زیرا رفتار شکل‌پذیرتری از خود نشان می‌دهد. شکست نرم علاوه بر آنکه امکان پخش مجدد تنش را فراهم می‌آورد، به کاربران و حاضران در محل فرصت بیشتری برای پی‌بردن به وضعیت بحرانی تیر می‌دهد. در حالت مقاوم‌سازی تیرهای بتنی با روش چسباندن صفحات FRP، ملاحظه می‌شود که شکل‌پذیری تیر نسبت به حالت عادی آن، کاهش یافته است. این مورد در فصل ۳ مورد بحث قرار گرفت. البته حتی در این شرایط هم، شکست آن تحت خمش شکل‌پذیرتر از شکست برشی آن می‌باشد. بنابراین یک تیر مقاوم‌سازی شده می‌بایست به گونه‌ای باشد که ظرفیت برشی آن در تحمل نیروهای وارده، بیشتر از ظرفیت خمشی آن در تحمل خمش‌ها باشد. اگر یک تیر بتنی، در تحمل برش ضعیف باشد و یا اینکه پس از مقاوم‌سازی خمشی، ظرفیت برشی آن در تحمل نیروهای برشی نسبت به ظرفیت خمشی، ضعیف‌تر باشد، باید مقاوم‌سازی برشی آن هم مدنظر قرار گیرد. مقاوم‌سازی برشی در اغلب موارد، یک مرحله کلیدی و اساسی در مقاوم‌سازی مؤثر تیرهای بتنی می‌باشد. در حالیکه برخی روشهای قدیمی برای مقاوم‌سازی تیرها در برابر برش، در دسترس می‌باشد در سالهای اخیر استفاده از FRP در اینگونه مقاوم‌سازیه‌ها مورد توجه قرار گرفته است همانند بررسی‌هایی که توسط CHALLAL 1998 , ALEXANDER 1996

.,CHAJES ET AL. 1995, AL-SULAIMANI ET AL. 1994

علاوه بر مزیت‌های معمول FRP نظیر مقاومت در برابر خوردگی و نیز نسبت مقاومت به وزن بالای این مصالح، قابلیت شکل‌پذیری FRP برای قرار گرفتن بر روی مقاطع و سطوح با اشکال گوناگون و نیز گوشه و لبه‌ها، از دیگر مزایای این مصالح در مقوله مقاوم‌سازها می‌باشد. مطالعات صورت گرفته در زمینه مقاوم‌سازی برشی تیرهای بتن مسلح از سالهای اولیه دهه ۱۹۹۰ شروع شده است. (همانند 1992 UJI , 1994 AL-SULAIMANI , 1994 ARDUINI ET AL. , 1996 ALEXANDER , 1997 SATO , 1999 KHALIFA ET AL. , 1997 FUNAKAWA , 1998 MITSUI ET AL. , 2000 KHALIFA & NANNI). هر چند تمام این مطالعات در مقایسه با بررسی‌ها و تحقیقات انجام گرفته در زمینه مقاوم‌سازی خمشی، بسیار محدود می‌باشد.

در این فصل ابتدا شرحی بر روشهای مقاوم‌سازی برشی تیرها ارائه می‌گردد و سپس رفتار تیرهای مقاوم‌سازی شده و نتایج حاصله از تحقیقات در این مورد، ارائه می‌گردد و در نهایت برای طراحی در این زمینه راهنمایی و توصیه انجام شده است. ثابت شده است که استفاده از صفحه تحتانی FRP برای مقاوم‌سازی خمشی تیرهای بتن مسلح تأثیر چندانی بر مقاومت برشی آنها ندارد

(BUYUKOZTURK & HEARING 1998, VICHIT – VADAKAN 1997, PLEVRIS ET AL. 1995). بنابراین اثر مقاوم‌سازی خمشی تیرها، هنگام طراحی برای مقاوم‌سازی برشی، صرفنظر می‌گردد. همچنین مشخص شده است که صفحات طولی FRP چسبانده شده به سطوح کناری تیر، کمک قابل ملاحظه‌ای به

افزایش مقاومت برشی تیر نمی‌کند. (KHALIFA ET AL. 1999, CHAJES ET AL. 1995). البته این نتیجه حاصل تعداد محدودی مطالعه و بررسی تجربی در این زمینه می‌باشد. در اینجا بایستی تأکید شود که هر چند الیاف چسبانده شده به سطوح جانبی در راستای طول تیر، کمک شایانی به ظرفیت برشی تیر نمی‌کند، الیاف چسبانده شده به این وجوه تحت زوایای دیگر هم در افزایش مقاومت برشی تیر سهیم می‌شوند، تقریباً تمام زوایا برای چسباندن الیاف به وجوه جانبی، به جز زاویه موازی با ترکهای برشی، در مهار کردن و کاهش دادن عرض ترکها مؤثر و مفید می‌باشند.

۴-۲ روش‌های مقاوم‌سازی برشی:

۴-۲-۱ طرحهای مقاوم‌سازی STRENGTHENING SCHEMS:

طرحهای مختلفی برای استفاده از مصالح FRP در مقاوم‌سازی برشی پیشنهاد شده است. این طرحها شامل چسباندن FRP به سطوح جانبی تیر، استفاده از پوشش U شکل (U-JACKET) برای سطوح جانبی و سطح تحتانی تیر و نیز دور پیچ کردن کل مقطع با استفاده از الیاف و نوارهای FRP می‌باشد. بخاطر اینکه صفحات و نوارهای FRP در جهتی که الیاف آنها قرار گرفته است، مقاومت زیادی دارند، بنابراین می‌بایست راستای قرار گرفتن الیاف آنها به صورتی باشد که حداکثر بهره‌وری از مصالح FRP را در جهت کنترل عرض ترک خوردگی برش داشته باشیم. همچنین جهت نیروهای برشی در یک تیر ممکن است بدلیل وقوع زلزله و یا سایر بارهای سیکلی (رفت و برگشتی) معکوس و وارونه گردد بنابراین شاید لازم شود که الیاف FRP در دو جهت متفاوت که متناسب با ترکهای برشی ناشی از بارگذاری رفت و برگشتی باشد، استفاده کنیم. البته استفاده از الیاف بدین صورت می‌تواند حتی در شرایطی که نیروهای برشی معکوس هم وارد نشوند، مفید باشد. البته در صورتیکه هیچ کدام از این جهت‌ها، موازی با وضعیت ترک خوردگی برشی نباشد. اگر بخواهیم احتمال موازی بودن جهت الیاف با جهت ترکها را به حداقل برسانیم، پیشنهاد شده است که الیاف را در سه راستا مثلاً ۰ درجه، ۶۰ درجه و ۱۲۰ درجه نسبت به راستای طول تیر، بر روی وجوه جانبی بچسبانیم.

ترکیب اشکال گوناگون چسباندن و جهت الیاف و نیز پراکندگی آنها در مجموع منجر به ایجاد طرحهای گوناگون مقاوم‌سازی برشی می‌گردد. نمادهای سمبلیک (SYMBOLIC) مورد استفاده در این زمینه، در اینجا معرفی می‌گردد (رجوع به جداول ۴-۱ تا ۴-۳)

جدول ۴-۱؟؟؟؟ قرارگیری FRP

طرح	چسباندن به سطوح جانبی	پوشش U شکل	دور پیچ کردن مقطع
سمبل	S	U	W
	فقط چسباندن FRP به سطوح	استفاده از سه صفحه جداگانه غیرقابل قبول می‌باشد. پوشش	دور تا دور مقطع باید بطور کامل پوشانده شود و طول همپوشانی مناسب هم رعایت

	جانبی	U شکل باید یک تکه و پیوسته باشد معمولاً پوشش U شکل به سطوح جانبی + سطح تحت کشش چسبانده می شود.	گردد و علاوه بر آن دور پیچ کردن مقطع باید به گونه ای باشد که قسمت همپوشانی شده در سطح تحت فشار باشد. اگر امکان پذیر نبود، می توان قسمت همپوشانی شده را در سطح تحت کشش قرار داد.
ملاحظات		می بایست لبه ها و گوشه های آزاد نوارها و یا صفحات FRP را به نحو مناسبی مهاربندی کرد.	

جهت جلوگیری از شکست FRP در گوشه ها و لبه های نوک نیز بدلیل تمرکز تنش در این قسمت ها، می بایست لبه های مقطع تیر به نوح مناسبی گرد شود.

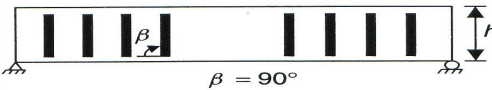
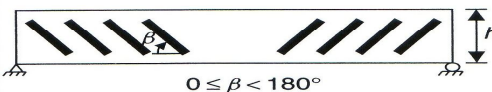
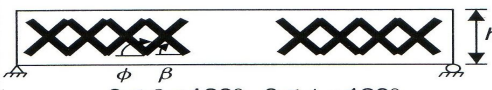
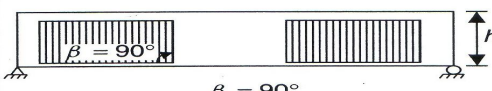
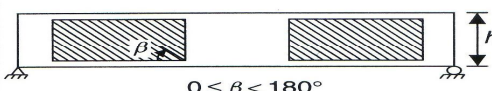
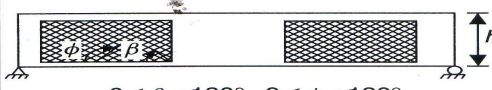
جدول ۲-۴ توزیع الیاف

طرح	نوار	صفحه یا ورقه
سمبل	S	P

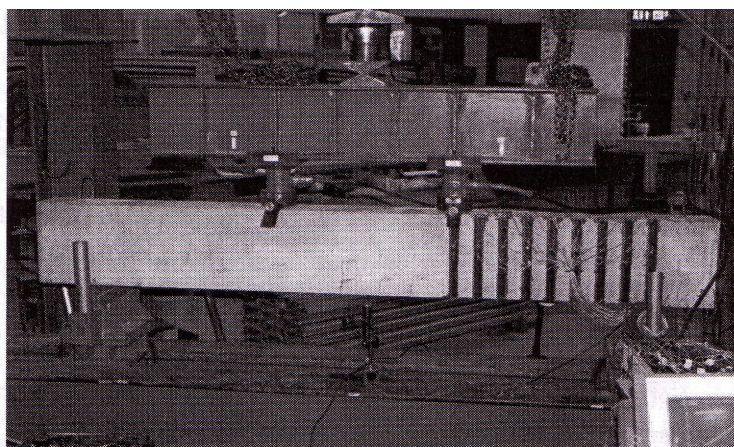
جدول ۳-۴ قرارگیری الیاف

	راستای اولین سری الیاف/ نوار	راستای دوم الیاف/ نوار
سمبل	$0^{\circ} \leq \beta \leq 180^{\circ}$	$0^{\circ} \leq \varphi \leq 180^{\circ}$

بنابراین به کمک این سمبل ها می توان طرح های گوناگون مقاوم سازی برشی تیرها را به اختصار نشان داد. در این نامگذاری که با استفاده از جداول ۴-۱ ، ۴-۲ ، ۴-۳ انجام می گیرد، علاوه بر مشخص کردن نحوه چسباندن FRP که به صورت S ، U ، و یا W می باشد ، زاویه راستای الیاف هم ذکر می گردد. مثلاً US45/135 به معنی استفاده از پوشش U (JACKET) شکل با نوارهای FRP است که در زوایای ۴۵ درجه و ۱۳۵ درجه نسبت به محور طولی تیر قرار گرفته اند. در شکل ۴-۱ مثالهای بیشتری در این زمینه مشاهده می گردد. در شکل ۴-۲ هم یک عکس از آزمایش یک تیر مقاوم سازی شده با استفاده از پوشش U شکل نشان داده شده است.

Fibre orientations and distributions	Bonding scheme and notation		
 $\beta = 90^\circ$	 SS90	 US90	 WS90
 $0 \leq \beta < 180^\circ$	 SS β	 US β	 WS β
 $0 \leq \beta < 180^\circ, 0 \leq \phi < 180^\circ$	 SS β/ϕ	 US β/ϕ	 WS β/ϕ
 $\beta = 90^\circ$	 SP90	 UP90	 WP90
 $0 \leq \beta < 180^\circ$	 SP β	 UP β	 WP β
 $0 \leq \beta < 180^\circ, 0 \leq \phi < 180^\circ$	 SP β/ϕ	 UP β/ϕ	 WP β/ϕ

شکل ۴-۱ نمونه‌های تقویت برشی با FRP



شکل ۴-۲ تیر تقویت شده با ژاکت U شکل

هم برای چسباندن به وجوه جانبی و هم برای استفاده از پوشش U شکل، ممکن است که استفاده از مهاربندی مکانیکی لازم باشد تا لبه‌های آزاد نوارها / صفحات FRP از روی بتن جدا نشود.

۴-۲-۲ انتخاب روشها (طرحهای) مقاوم‌سازی:

بسته به یکسری فاکتورهای گوناگون، یک طرح مقاوم‌سازی مناسب باید انتخاب شود. این فاکتورها

عبارتند از:

- میزان دسترسی به تیر در محل، مثلاً اگر کل محیط تیر قابل دسترسی باشد، می‌توان آنرا به روش دورپیچ کردن (WRAPPING) مقاوم‌سازی کرد.

- وضعیت بارهای وارده مثلاً اینکه تیر باید در مقابل بارهای یکنواخت مقاوم سازی گردد یا در برابر بارهای سیکلی و رفت و برگشتی.
- میزان افزایش مقاومت برشی مورد نیاز
- دسترسی به انواع مصالح FRP
- ملاحظات اقتصادی

جداول ۴-۴ تا ۴-۶ برخی مزایا و معایب طرحهای مختلف مقاوم سازی برشی را نشان می دهند.

بر اساس اطلاعات موجود، چسباندن FRP به وجوه جانبی (SIDE BONDED FRP) بحث برانگیزترین و قابل انتقادترین روش مقاوم سازی برشی (به جهت مسایل مربوط به چسبندگی) می باشد. همچنین دورپیچ کردن مقطع (WRAPPING) مؤثرترین روش می باشد. استفاده از پوشش U شکل هم از نظر کارایی و تأثیر، میان این دو روش قرار دارد. بنابراین هر جا که امکانپذیر باشد، دورپیچ کردن مقطع در الویت اول و پس از آن استفاده از پوشش U شکل در الویت بعدی قرار دارد. در مواردی که هم مقاوم سازی خمشی (از طریق چسباند صفحه تحتانی) و هم مقاوم سازی برشی به روش پوشش U شکل یا دورپیچ کردن مقطع، مورد نیاز باشد، توصیه بر این است که ابتدا مقاوم سازی برشی انجام شود. (TAN 1999) به این روش، بخشی از نیروی کششی در صفحه تحتانی به FRP وجوه جانبی منتقل می گردد و این سبب می گردد که ریسک شکست چسبندگی در صفحه تحتانی تیر کاهش یابد.

جدول ۴-۴ مزایا و معایب روشهای مختلف تقویت برشی

معایب	مزایا	طرح
- حداقل تأثیر - قابل انتقاد از نظر چسبندگی	- کاربرد ساده تر - حداقل نیاز به FRP برای دستیابی به مقدار اندک افزایش مقاومت برشی	SIDE BONDING
- احتمالاً نیازمند استفاده از مهاربندی مکانیکی در انتهای آزاد U می باشد	- تست پایین U به خوبی مهار می گردد - مشکلات کمتر از نظر شکست چسبندگی نسبتاً موثر - ایفای نقش مهاربندی مکانیکی برای مقاوم سازی خمشی	U-JACKETING
- از نظر دسترسی به کل محیط مقطع تیر معمولاً با مشکل مواجه هستیم و حداقل یک وجه از تیر قابل دسترس و آزاد نمی باشد مثلاً در تیرهایی که همزمان با	- حداقل مشکلات از نظر مسایل مربوط به چسبندگی - مؤثرترین روش - ایفای نقش مهاربندی مکانیکی برای مقاوم سازی خمشی	WRAPPING

		دال اجرا می شوند امکان دورپیچ کردن آنها به روش ساده وجود ندارد
--	--	--

جدول ۴-۵ مزایا و معایب توزیع متفاوت الیاف

طرح	مزایا	معایب
SIDE BONDING PLATES/SHEETS	- قابلیت انعطاف از نظر کنترل مقدار FRP امکان ایجاد لایه یکنواخت چسب بیشتر و ساده تر می باشد. - استفاده ساده تر در محل اجرا از تیر در برابر افت سطح کیفی ناشی از عوامل محیطی در آینده، محافظت می کند.	از نظر عملی دشوارتر و پر زحمت تر می باشد. قابلیت و امکان کنترل مقدار FRP کاهش می یابد. امکان ایجاد لایه یکنواخت چسب مشکل تر می گردد.

جدول ۴-۶ مزایا و معایب قرارگیری متفاوت الیاف

طرح	مزایا	معایب
β - 90° VERTICAL)	- ساده ترین روش برای اجرا موثر برای حالتی که امکان دارد امکان دارد جهت نیروی برش وارونه شود	کمترین میزان تاثیر در کنترل عرض ترکهای برشی نسبت به موقعیکه الیاف شیب دار چسبانده شود.
شیب دار - اغلب با زاویه ۴۵ درجه	موثرتر برای کنترل ترک برشی	غیر ممکن برای پوشش دادن مقطع به صورت U شکل و یا دور پیچ کردن آن با نوارهای عریض و لایه های (SHEETS) تک جهته
استفاده از نوارها یا لایه های دو جهته - اغلب ۴۵/۱۳۵ یا ۹۰/۰	- مؤثرترین حالت برای کنترل ترک برشی - مؤثر برای حالتی که احتمال دارد جهت نیروهای برشی وارونه شود	نیازمند به الیاف بیشتری هستیم

۴-۳ حالات شکست:

۴-۳-۱ کلیات:

در طی آزمایشات انجام گرفته بر روی تیرهای مقاوم سازی شده در برابر برش، تعدادی حالات شکست ملاحظه شده است. این حالات شامل گسیختگی FRP، شکست برشی تیر بدون اینکه FRP گسیخته شود،

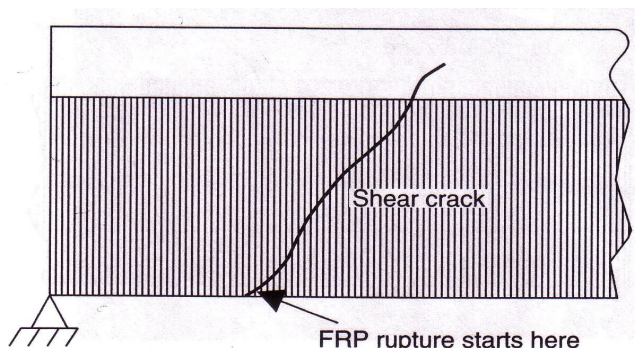
شکست برشی ناشی از کنده شدن FRP (DEBONDING) از روی بتن و در نهایت شکستهای موضعی می‌باشد. همانند تیرهای معمولی، در شکست برشی تیرها، کشش ناشی از برش (SHEAR TENSION) برش ناشی از خمش، فشار ناشی از برش و شکست تیر عمیق بوجود می‌آید. حالات شکست ناشی از کشش حاصل از برش و برش حاصل از خمش، وقتی رخ می‌دهند که نسبت دهانه برشی به عمق (SHEAR SPAN TO DEPTH) بزرگ باشد یعنی $2.5 < B/d < \sigma$. در تیرهای معمولی مسلح اگر $B/d < \sigma$ باشد به ندرت مشاهده می‌شود که شکست برشی رخ دهد.

شکست به حالت فشار ناشی از برش (SHEAR COMPRESSION FAILURES) معمولاً وقتی در تیرها رخ می‌دهد که $1 < B/d < 2.5$ باشد (در تیرهای معمولی).

شکست تیر عمیق (DEEP BEAM FAILURE) عموماً هنگامی رخ می‌دهد که نسبت دهانه برشی به عمق خیلی کوچک باشد (در تیرهای معمولی: $B/d < 1$). جزئیات بیشتر در این زمینه را می‌توان در کتب مربوط به سازه‌های بتن مسلح (RC) یافت (مثلاً KONG & EVANS 1987) رفتار و میزان تأثیر و شراکت FRP در هر کدام از این حالت شکست متفاوت می‌باشد البته سئوالات مطرح در این زمینه فعلاً با اطمینان قابل پاسخگویی نمی‌باشد و نیازمند تحقیقات و بررسی‌های بیشتر است. اما در ادامه این فصل، توصیفات کلی از حالات گوناگون شکست بر اساس رفتار FRP در این موارد که از طریق کارها و آزمایشات صورت گرفته تاکنون، بدست آمده، ارائه می‌گردد.

۲-۳-۴ شکست برشی همراه با گسیختگی FRP:

این نوع شکست اغلب همراه با یک ترک بزرگ مایل برشی رخ می‌دهد. (شکل ۳-۴) ابتدا ترکهای قائم ناشی از نیروی برشی حاصل از خمش وارده رخ می‌دهد. بروز ترک خوردگی در سطح کششی تیر در نزدیکی تکیه‌گاه ممکن است به طرف نقطه وارد آمدن بار گسترش پیدا کند و این سبب شکل‌گیری یک ترک بزرگ مایل خواهد شد. در برخی موارد همزمان با افزایش عرض ترک خوردگی و رشد ترک کرنش در لایه FRP به مقدار نهایی آن می‌رسد. در قسمت پایین ترک خوردگی که عرض ترک بیشتر است این حالت بیشتر رخ می‌دهد.



شکل ۳-۴ برش کششی با گسیختگی FRP

سرانجام به صورت ناگهانی FRP گسیخته می‌شود و با از بین رفتن سهم FRP در تحمل نیروها و برش وارده، رشد ترک خوردگی سرعت بسیار زیادی پیدا کرده و در نهایت منجر به شکست کامل تیر می‌گردد که از این شکست همانگونه که قبلاً هم گفته شده، یک شکست ترد و ناگهانی می‌باشد. در بسیاری از حالات، جدا شدن بخشی از FRP از روی سطوح جانبی تیر قبل از شکست نهایی، رخ می‌دهد اما در نهایت در صورت گسیختگی FRP، شکست نهایی تیر پس از گسیختگی FRP رخ می‌دهد. این بدان معناست که در این حالت شکست، جدا شدن FRP از روی بتن (DEBONDING) اثر خاصی بر ظرفیت نهایی برشی تیر مقاوم‌سازی شده ندارد اطلاعات محدودی که در دسترس می‌باشد بیان می‌کند که تقریباً تمام تیرهای دورپیچ (WRAPPED) و تا حدی تیرهای مقاوم‌سازی شده به روش پوشش U شکل (U-JACKETING) به این حالت شکست دچار می‌گردند.

این حالت شکست دچار شکست می‌گردند.

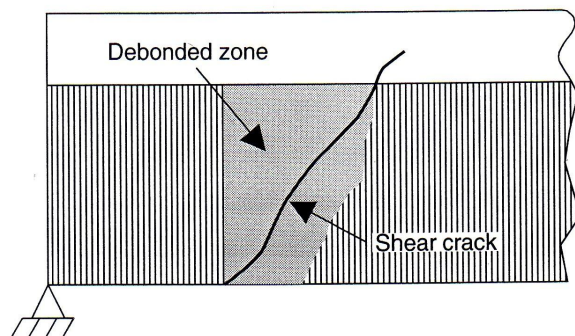
(CHAJES ET AL. 1995, ARAKI ET AL. 1997, FUNAKAWA ET AL. 1997, KAGE ET AL. 1997, SATO ET AL. 1997B, CHALLAL ET AL. 1998)

۳-۳-۴ شکست برشی بدون گسیختگی FRP:

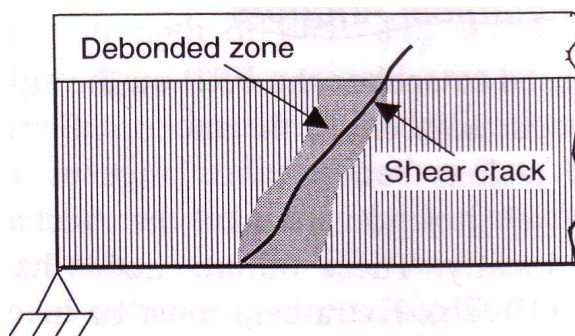
در این حالت شکست، مراحل شکل‌گیری آن همانند شکست با گسیختگی FRP می‌باشد بجز اینکه FRP در این حالت پاره نمی‌شود و لایه FRP به کار رفته همچنان پس از شکست بتن، قابلیت باربری دارد. نمونه‌هایی از این حالت شکست شامل دو تیر بتنی می‌شود که با FRP ساخته شده از الیاف آرامید (ARAMID FRP) مقاوم‌سازی شده بودند و کرنش نهایی FRP در آنها (پس از انجام آزمایش) ۲/۵٪ بود. (CHAJES ET AL. 1995). AFRP به کار رفته باعث شد که تیر دچار شکست شده همچنان قادر باشد تا مقدار قابل ملاحظه‌ای بار را تحمل کند.

۳-۴-۴ شکست برشی ناشی از جدا شدن FRP (DEBONDING):

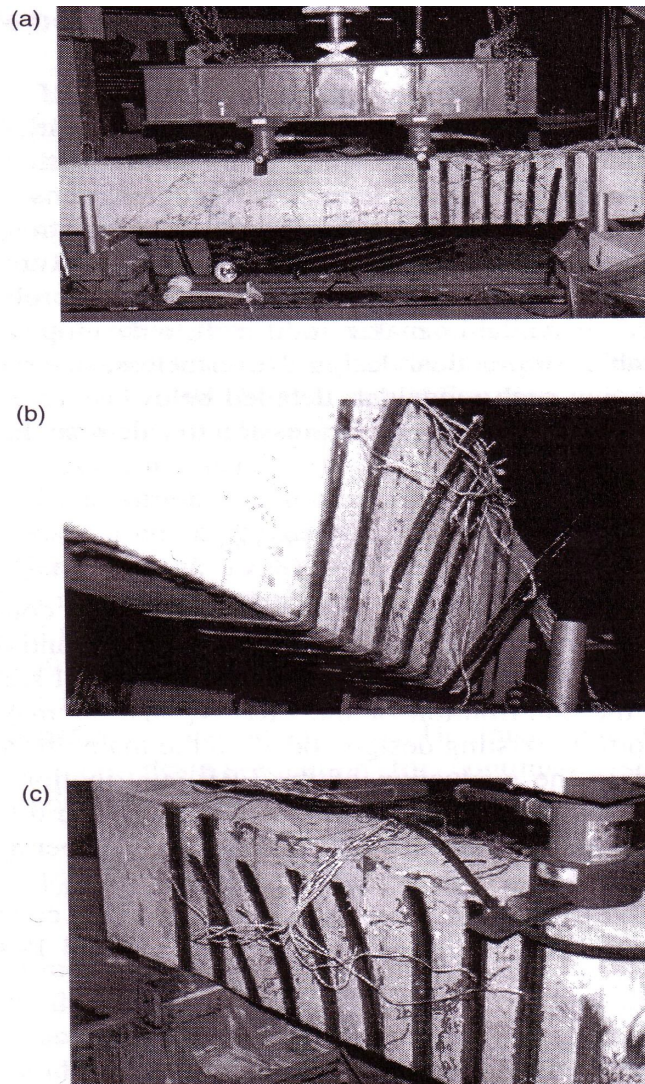
یک تیر مقاوم‌سازی شده ممکن است به علت کنده شدن FRP از روی بتن تیر، دچار انهدام برشی گردد. شکل‌های ۴-۴ و ۴-۵ به ترتیب نشان دهنده مناطق احتمالی جدا شدن FRP در حالات پوشش U شکل و یا صفحات جانبی می‌باشد. زمانی که FRP شروع به کنده شدن می‌کند، تیر به طور خیلی ناگهانی دچار شکست می‌گردد. شکل‌پذیری تیر در این حالت بسیار اندک است. یافته‌های تجربی نشان می‌دهند که تقریباً تمام تیرهای مقاوم‌سازی شده به روش صفحات جانبی FRP و نیز برخی از تیرهایی که پوشش U شکل دارند، به این حالت دچار شکست می‌شوند. شکل‌های A, B, C ۴-۶ نشان دهنده شکست چسبندگی FRP به کار رفته در پوشش U شکل برای تیر نشان داده شده در شکل ۴-۲ می‌باشند.



شکل ۴-۴ گسیختگی برشی بدلیل جدا شدن FRP: U شکل



شکل ۴-۵ گسیختگی برشی بدلیل جدا شدن FRP: چسبیده در جان تیر



شکل ۴-۶ A, B, C گسیختگی جدا شدن FRP تیرهای ژاکت شده U شکل
(A) نمای کلی (B) نمای نزدیک (C) نما از وجه دیگر

۴-۳-۵ شکستهای نزدیک به مهاربندی مکانیکی:

اگر برای مهار FRP بر روی سطوح کناری تیر از مهاربندی مکانیکی استفاده شده باشد، این امکان وجود دارد که شکستها در مجاورت مهاربندی رخ دهد. برای مثال مهاربندی مورد استفاده برای نگهداری پوششهای U شکل در زیر بال تیرهای T شکل ممکن است سبب DELAMINATION در محل اتصال جان/ بال شود. همچنین هم بتن و هم FRP ممکن است در حوالی محل مهاربندی دچار شکست موضعی شوند. این حالات شکست در آزمایشهای صورت گرفته توسط SATO 1997 گزارش شده است. توجه بیشتر در طراحی باید صورت گیرد تا زمانیکه درک بهتری از این جنبه از مشکلات در آینده حاصل شود.

۴-۴ تحقیقات فعلی در زمینه مدلسازیهای مقاومت برشی:

تیرهای RC مقاومسازی شده در برش با استفاده از مصالح FRP، رفتار پیچیده‌ای از خود نشان دادند. هم مقاومت برشی و هم حالت شکست تحت تأثیر عوامل متعددی قرار دارند نظیر: سائز و هندسه تیر،

مقاومت بتن، آرماتورهای خمشی و برشی داخل مقطع، شرایط بارگذاری، روش مقاوم سازی و خصوصیات مصالح FRP مصرفی.

مقوله مقاوم سازی برشی در مقایسه با مقاوم سازی خمشی، خیلی کمتر مورد بررسی و مطالعه قرار گرفته (SWAMY & MUKHOPADHYAYA 1995). پیچیدگی مسأله همراه با کمبود اطلاعات و تحقیقات در این زمینه باعث شده است که انجام مدلسازی جهت پیش بینی مقاومتها برای استفاده در طراحی مشکل گردد. هر چند مدلسازیهای در این زمینه انجام گرفته است که در ادامه به آنها اشاره خواهد شد.

در تمام مدلسازیها، عبارت زیر برای محاسبه مقاومت برشی تیر مقاوم سازی شده به کار می رود:

$$V_n = V_c + V_s + V_{frp} \quad (۴-۱)$$

V_c ظرفیت برشی بتن می باشد که شامل سهم باربری بتن، اثر قفل شدن سنگدانه ها و اثر زبانه (AGGREGATE INTER LOCK & DOWEL ACTION) مربوط به آرماتورهای خمشی تیر می باشد V_s مقاومت برشی خاموت ها و V_{FRP} هم سهم FRP در مقاومت برشی تیر می باشد. V_c و V_s را می توان با کمک روابط موجود در آیین نامه ها محاسبه کرد. بنابراین تفاوت عمده مدلسازیهای مختلف با یکدیگر در نحوه و چگونگی محاسبه V_{FRP} می باشد.

توجه کنید که در این مدلسازیها به جز مواردی که ذکر شده، تفاوتی بین استفاده از نوار FRP (STRIP) و یا صفحات پیوسته (CONTINUOUS PLATES) قایل نمی شوند.

CHALLAL ET AL. 1998 رابطه زیر را برای V_{FRP} ، با توجه به فرمت آیین نامه ACI پیشنهاد داده است. (ACI 318-95 1999):

$$V_{frp} = \phi_{frp} A_{frp} f_{frp} \frac{(\sin\beta + \cos\beta) \cos\beta}{S_{frp}} \quad (۴-۲)$$

در این رابطه F_{FRP} مقاومت کششی FRP، $\phi_{frp} = 0.8$ فاکتور کاهشده مقاومت که برای FRP در نظر گرفته شده، A_{FRP} سطح مقطع یک جفت نوار FRP، β راستای قرار گرفتن الیاف نسبت به افق (در جهت ساعتگرد)، D عمق مؤثر تیر و S_{FRP} هم فاصله بین نوارهای FRP در طول محور تیر می باشد. علاوه بر آن، متوسط تنش برشی در نظر گرفته شده برای طراحی در ارتباط با برش بین FRP و بتن نباید از نصف حداکثر تنش چسبندگی تجاوز کند. (رجوع به بخش ۳-۲)

فرض اساسی در این پیشنهاد طراحی این است که FRP چسبانده شده به طریق مشابه با آرماتورهای برشی داخل مقطع، در ظرفیت برشی کل تیر شرکت می کند و همچنین فرض شده که هر قسمت FRP که بر روی یک ترک برشی قرار می گیرد و در نتیجه دچار کشش ناشی از باز شدن دهانه ترک واقع می گردد، تا حد نهایی مقاومت کششی خود، مقاومت می کند مگر اینکه از نظر چسبندگی محدودیتی بوجود آید.

این مدل دو ایراد اساسی دارد. اول اینکه فرض شده تمام FRP قطع شده توسط ترک برشی، به حداکثر مقاومت کششی خود می رسد که این فرض خوش بیانانه است. (CHEN & TENG 2001A) دوم اینکه مدلسازی CHALLAL در محدود کردن سطح تنش در FRP که احتمال کننده شدن دارد با نتایج

تجربی چندان همخوانی ندارد. علاوه بر اینها، مدلسازی مقاومت چسبندگی آنها بر حسب متوسط تنش برشی بین FRP و بتن ارائه شده است. این می‌تواند گمراه کننده باشد زیرا اشاره دارد به اینکه مقاومت کششی FRP می‌تواند به طور کامل مورد استفاده قرار گیرد اگر طول چسبندگی کافی باشد. (مثلاً اگر عمق تیر به اندازه کافی زیاد باشد) در حالیکه در عمل مشاهده شده که سطح تنش در FRP در آستانه جدا شدن DEBONDING همراه با افزایش طول چسبندگی، افزایش نمی‌یابد یعنی اگر طول چسبندگی بیش از حد معینی باشد، دیگر با افزایش آن، افزایش مقاومت چسبندگی نخواهیم داشت این موضوع در فصل ۲ هم مورد بحث و اشاره قرار گرفت.

البته پیش از این روابط مشابهی ارائه شده بود که آنها هم از ظرفیت کششی کامل FRP استفاده کرده‌اند. (GERGELY ET AL. 1998) البته در این روابط معمولاً ضرایب ایمنی بالایی در نظر گرفته شده است اما استفاده از مفهوم مقاومت کامل کششی نادرست می‌باشد. TRIANTAFILLOU 1998 نشان داد که پیش‌بینی دقیق سهم FRP در ظرفیت برشی تیر، تقریباً غیر ممکن است زیرا به مکانیسم شکست ارتباط دارد که این خود به عوامل و فاکتورهای متعددی وابسته است.

بنابراین او روشی نیمه محاسباتی در پیش گرفت که منجر به ارائه رابطه طراحی برای صفحات و لایه‌های پیوسته FRP گردید. این رابطه با فرمت آیین‌نامه اروپا ارائه شده است: (ENV 1992-I-1 1991)

$$V_{frp} = \frac{0.9}{\gamma_{frp}} \rho_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frp,e} b_w d(1 + \cot\beta) \sin\beta \quad (4-3)$$

در این رابطه E_{FRP} مدول الاستیسیته FRP می‌باشد. $\rho_{frp} = \frac{2\tau_{frp}}{b_w}$ و B_w عرض تیر بتنی می‌باشد. σ_{FRP} فاکتور ایمنی موردی (PARTIAL SAFETY FACTOR) برای مقاومت کششی FRP می‌باشد و آنرا CFRP، ۱/۱۵ و برای AFRP ۱/۲۰ و برای GFRP، ۱/۲۵ پیشنهاد کرده‌اند (TRIANAFILLOU & FARDIS 1997). همچنین $\varepsilon_{FRP,E}$ مقدار کرنش موثر FRP در لحظه شکست است که قبلاً از رگرسیون نتایج تجربی موجود بدست آمده است. و به صورت زیر ارائه شده:

$$\varepsilon_{frp,e} = 0.0119 - 0.0205\rho_{frp}E_{frp} + 0.0104(\rho_{frp}E_{frp})^2 \quad \text{for} \quad 0 \leq \rho_{frp}E_{frp} < 1 \quad (4-4A)$$

$$\varepsilon_{frp,e} = -0.00065\rho_{frp}E_{frp} + 0.00245 \quad \text{for} \quad 0 \leq \rho_{frp}E_{frp} < 1 \quad (4-4B)$$

رابطه ۲-۴ برای تیرهای مقاوم‌سازی شده با نوارهای FRP (STRIPS) هم قابل استفاده است TRIANTAFILLOU (1998A) از این رابطه برای محاسبه سهم نوارهای FRP در ظرفیت برشی کل تیر استفاده کرده است اما بدرستی معلوم نکرده که ρ_{FRP} را در این حالت چگونه محاسبه می‌کند. ضعف عمده این مدلسازی در این است که در آن تفاوت خاصی برای طرحهای گوناگون مقاوم‌سازی برشی و نیز حالات شکست متفاوت، قائل نشده‌اند، یعنی مثلاً برای دورپیچ کردن مقطع و حالت چسباندن صفحات FRP به سطوح کناری تیر، V_{FRP} به یک میزان و مشابه، پیش‌بینی می‌گردد که کاملاً نادرست است. اخیراً TRIANTAFILLOU – ANTONOPOULUS در سال ۲۰۰۰ اصلاحاتی را بر روی مدل فوق‌الذکر انجام دادند که

در آن از عبارت متفاوتی برای کرنش مؤثر مربوط به انواع گوناگون FRP استفاده شده بود. از ضرایب متفاوتی برای حالت دور پیچ کردن مقطع با CFRP و سایر طرحهای مقاوم سازی استفاده کرده بودند. البته آنها هم تفاوتی بین حالت مقاوم سازی به صورت پوشش کردن U شکل مقطع و حالت چسباندن صفحات FRP به سطوح کناری تیر، قائل نشده بودند. نتایج آزمایشات ارائه شده در مقاله CHEN & TENG (2001 A) نشان داد که میانگین نسبت کرنش بدست آمده در آزمایشات به مقدار پیش بینی شده کرنش FRP توسط مدل TRIANTAFILLOU و همکارش برابر ۱/۰۷ و با انحراف معیار ۰/۴ می باشد. این نتیجه از نظر آماری برای طراحی ایمن و مطمئن رضایت بخش نیست.

KHALIFA ET AL 1998 اصلاحیه ای را برای مدل TRIANTAFILLOU پیشنهاد کرد. او از نسبت تنش (یا کرنش) مؤثر در FRP به تنش نهایی (یا کرنش نهایی) در آن استفاده کرد و این نسبت را با R نشان داد.

یعنی $R = \frac{f_{frp,e}}{f_{frp}}$ یا $R = \frac{\epsilon_{frp,e}}{\epsilon_{frp}}$ و با استفاده از نتایج تجربی رابطه زیر را برای محاسبه R ارائه کرد:

$$R = 0.5622(\rho_{frp} E_{frp})^2 - 1.2188\rho_{frp} E_{frp} + 0.778 \leq 0.50 \quad (4-5)$$

البته او خاطر نشان کرده که استفاده از این مدل به شرطی امکان پذیر است که شکست به حالت گسیختگی رخ FRP دهد. او همچنین بر اسای مدلسازی مقاومت چسبندگی (MEADE ET AL. (1997)، یک روش طراحی بر اساس مکانیسم چسبندگی پیشنهاد کرد. در این

روش از فاکتور کاهش دهنده برای تنش (یا کرنش) بصورت زیر استفاده می شود:

(۶-)

$$R = \frac{f_{frp,e}}{f_{frp}} = \frac{0.0042(f'_c)^{2/3} w_{frp}}{(E_{frp} t_{frp})^{0.58} \epsilon_{frp, rup} d_{frp}} \leq 0.5 \quad (4)$$

در این رابطه f'_c مقاومت فشاری نمونه استوانه ای بتن، w_{FRP} عرض نوارهای FRP و D_{FRP} عمق مؤثر مقاوم کننده FRP است که برابر فاصله از سطح فشاری تیر تا مرکز سطح آرماتورهای کششی مقطع می باشد. همچنین KHALIFA ET AL. (1998) پیشنهاد کرد تا از ضریب کاهنده

۰/۷ برای V_{FRP} محاسبه شده با این روابط، استفاده شود. البته این ضریب با توجه به بررسی رفتار FRP و نیز نتایج تجربی موجود پیشنهاد شده است.

اما مدلسازی KHALIFA هم دارای دو نقص مهم می باشد: اول اینکه رابطه ۴-۵ به معنای این است که به طور میانگین، فقط از نیمی از ظرفیت کششی FRP می توان بهره برد و در مورد این نسبت کم R هیچ توضیح قابل قبولی ارائه نکرده است.

بنابراین از نظر تئوری این روش در نظر گرفتن کرنش مؤثر، منطقی نمی باشد. دوم اینکه مدل MEADE ET AL. (1997) که KHALIFA و همکارانش بر اساس آن، پیشنهاد طراحی خور را ارائه کرده اند، قابل قبول و ارزشمند نمی باشد زیرا نمی تواند بدرستی طول مؤثر چسبندگی را پیش بینی نماید. (CHEN & TENG 2001B، همچنین رجوع گردد به فصل ۲).

با مشخص شدن نقطه ضعفهای مدل‌سازیهای قبلی در این زمینه، CHEN & TENG برای هر دو حالت شکست یعنی گسیختگی FRP (CHEN & TENG 2001A) و نیز حالت شکست چسبندگی (CHEN & TENG 2001C) مدل‌سازیهای منطقی انجام دادند. جدا کردن محاسبات و مدل‌سازی مربوط به این دو حالت، الزامی بود در بخش بعد به جزئیات این دو مدل‌سازی می‌پردازیم.

۴-۵ مدل‌سازی مقاومت برشی توسط CHEN & TENG :

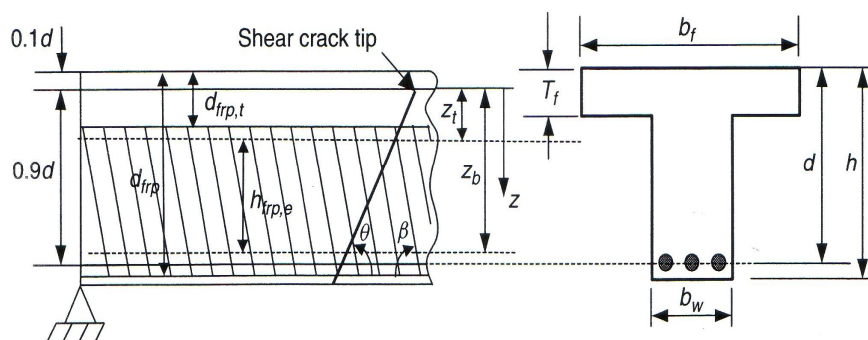
۴-۵-۱ کلیات:

مدل‌سازی (CHEN & TENG 2001A,C) با این فرض انجام شده‌اند که می‌توان نوارهای مجزای FRP را بنحوی با صفحات (SHEET / PLATE) پیوسته معادل کرد. بنابراین این مدل‌سازیها هم برای حالت استفاده از نوار (STRIP) و هم صفحات (SHEET/PLATES) FRP قابل استفاده است. البته در مورد نوارهای FRP، برخی محدودیتها برای حداکثر فاصله نوارهای مجزا از هم، وجود دارد که بصورت مفصل‌تر این موضوع را در بخش ۴-۶ مورد اشاره قرار خواهیم داد. صفحات پیوسته، یک حالت خاص از نوارهای FRP به شمار می‌رود بنابراین روابط در مدل‌سازی CHEN & TENG برحسب نوارهای FRP ارائه شده‌اند.

در یک طرح کلی مقاوم‌سازی، اگر ترکهای برشی بصورت مایل و با شیب θ نسبت به محور طولی تیر قرار گرفته باشند و عرض و طول نوارهای FRP چسبانده شده به دو طرف تیر، مشابه باشد (مطابق شکل ۴-۷)، مقدار سهم FRP در ظرفیت برشی تیر یعنی V_{FRP} برابر خواهد شد با:

$$V_{frp} = 2f_{frp,e} t_{frp} w_{frp} \frac{h_{frp,e} (\cot\theta + \cot\beta) \sin\beta}{S_{frp}} \quad (4-7)$$

در این رابطه $f_{frp,e}$ میانگین تنش در نوار FRP است که از زیر آن یک ترک برشی مایل در حالت حد نهایی، عبور کرده است. w_{FRP} عرض هر کدام از این نوارهاست که عمود بر راستای قرار گرفتن الیاف در نوار، اندازه‌گیری می‌گردد. S_{FRP} هم فاصله افقی نوارها از یکدیگر است. β زاویه شیب الیاف است که در جهت ساعتگرد نسبت به محور طولی تیر که در قسمت چپ الیاف قرار گرفته، سنجیده می‌گردد. این زاویه در شکل ۴-۷ هم نشان داده شده است. $h_{frp,e}$ هم ارتفاع مؤثر FRP چسبانده شده بر روی جان تیر می‌باشد.



شکل ۴-۷ علامت گذاری برای تقویت برشی

CHEN & TENG (2001A,C) فرض کردند که ترکهای برشی در فاصله $0.1D$ زیر سطح فشاری تیر پایان می پذیرند. D فاصله مرکز سطح آرماتورهای کششی مقطع تا سطح فشاری تیر است. آنها با این فرض، $h_{frp,e}$ یعنی ارتفاع مؤثر نوار FRP را با رابطه زیر بیان کردند:

$$Z_B - Z_T = h_{frp,e} \quad (4-8)$$

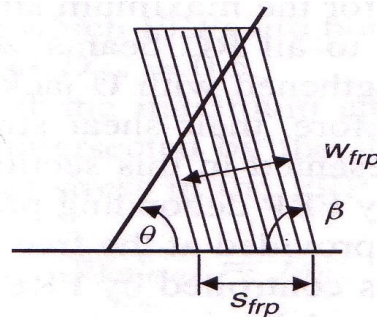
Z_B ، Z_T که در شکل ۴-۷ نشان داده شده‌اند و از محل انتهای ترک برشی (یعنی D 0.1 از سطح فوقانی تیر) اندازه گیری می‌شوند برابرند با:

$$Z_T = (0.1D + D_{FRP,T}) - 0.1D = D_{FRP} \quad (4-9A)$$

$$Z_B = [D - (H - D_{FRP})] - 0.1D \quad (4-9B)$$

$d_{frp,e}$ فاصله لبه بالایی نوارها از سطح فوقانی تیر می‌باشد. بعنوان مثال اگر حالت دور پیچ کردن مقطع با FRP برای مقاوم سازی انتخاب شده باشد، $d_{frp,e} = 0$ خواهد بود، هم فاصله سطح فوقانی تا لبه پایینی نوارها خواهد بود.

رابطه (۴-۹B) به این معناست که لبه پایینی نوار مؤثر فرضی FRP به اندازه $H - d_{frp,e}$ بالاتر از لبه حقیقی نوارها در نظر گرفته می‌شود. بنابراین در حالت پوشش U شکل و یا دور پیچ کردن مقطع (WRAPPING)، این لبه فرضی در مرکز سطح آرماتورهای کششی مقطع در نظر گرفته می‌شود. در مورد صفحات جانبی هم اگر این صفحات تا لبه سطح تحتانی ادامه یافته باشند، لبه پایینی نوار فرضی مؤثر FRP، مرکز سطح آرماتورهای کششی در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۴-۸ رابطه ما بین عرض صفحه و فواصل ما بین FRP

در مورد صفحات پیوسته FRP (CONTINUOUS PLATES) با توجه به شکل ۴-۸ داریم:

$$S_{frp} = \frac{W_{frp}}{\sin \beta} \quad (4-10)$$

بنابراین در صورتیکه $\beta = 90^\circ$ باشد، $S_{FRP} = W_{FRP}$. در مورد FRP مساله با مورد صفحات فولادی فرق می‌کند. زیرا در مصالح FRP، مقاومت اصلی کششی در راستایی وجود دارد که الیاف قرار گرفته‌اند. این نکته بدان سبب ذکر شد که برخی محققین (همانند CHALLAL 1998) بدون در نظر گرفتن راستای قرارگیری الیاف، $S_{FRP} = W_{FRP}$ در نظر گرفته‌اند.

در طراحی می‌توان فرض کرد که زاویه θ یعنی زاویه‌ای که ترک برشی با محور طولی می‌سازد برابر 45° می‌باشد. بنابراین با توجه به رابطه (۴-۷) اگر مقدار متوسط تنش در FRP یعنی $F_{FRP,E}$ مشخص باشد، می‌توان V_{FRP} را محاسبه کرد.

CHEN & TENG (2001A,C) خاطر نشان کردند که پخش تنش در FRP، در طول یک ترک برشی، غیر یکنواخت می‌باشد. خواه حالت شکست همراه با گسیختگی FRP باشد و یا FRP گسیخته نشود. مقدار متوسط تنش در FRP که در مسیر یک ترک برشی قرار گرفته است، در حالت حدی نهایی، $F_{FRP,E}$ را می‌توان بصورت زیر نوشت:

$$f_{frp,e} = D_{frp} \sigma_{frp,max} \quad (۴-۱۱)$$

در این رابطه، $\sigma_{frp,max}$ مقدار حداکثر تنش است که ممکن است در لایه FRP قرار گرفته بروی هم ترک برشی ایجاد شود و D_{FRP} هم فاکتور پخش تنش می‌باشد که با رابطه زیر تعریف می‌گردد:

$$D_{frp} = \frac{f_{frp,e}}{\sigma_{frp,max}} \quad (۴-۱۲)$$

مقادیر $\sigma_{frp,max}$ و D_{FRP} بر حسب اینکه نوع حالت شکست چگونه باشد، تغییر می‌کنند. در دو بخش بعدی آنها را مشخص خواهیم کرد.

۲-۵-۴ شکست برشی که تحت تأثیر گسیختگی FRP رخ می‌دهد:

SHEAR FAILURE CONTROLLED BY FRP RUPTURE

این بخش در ارتباط با تیرهای مقاوم‌سازی شده‌ای است که حالت شکست برشی آنها همراه با گسیختگی FRP است یا در واقع با گسیختگی FRP کنترل می‌گردد. در تیرهایی که با FRP دور پیچ شده‌اند (FRP-WRAPPED) و شکست آنها بدون گسیختگی FRP روی می‌دهد هم می‌توان با مطالب این بخش و با استفاده از یک حد مناسب برای کرنش ماکزیمم در FRP آنها، مقاومت برشی را تخمین زد. تیرهایی که به صورت پوشش U شکل (U-JACKETING) در برابر برش مقاوم‌سازی شده‌اند، ممکن است به حالت گسیختگی FRP و یا شکست چسبندگی FRP (FRP DEBONDING) دچار شکست شوند بنابراین برای حالت اول شکست آنها می‌توان از مدلسازی این بخش و برای حالت دوم از مدلسازی بخش بعدی استفاده می‌گردد. اگر از مهاربندی مناسب مکانیکی برای لبه‌های آزاد FRP در پوشش U شکل و نیز صفحات چسبانده شده به وجوه جانبی، استفاده گردد و این اطمینان حاصل شود که شکست با گسیختگی FRP کنترل می‌گردد، می‌توان برای تخمین مقاومت برشی از مدلسازی این بخش استفاده کرد.

CHEN- THENG (2001A) بیان کردند که پخش کرنش در طول FRP که بروی ترکهای برشی قرار گرفته است، غیر یکنواخت می‌باشد و اینکه FRP رفتار ترد (BRITTLE) دارد. بنابراین در مورد تیرهایی که با FRP مقاوم‌سازی برشی شده‌اند و شکست آنها با گسیختگی FRP کنترل می‌گردد، مراحل شکست قاعداً در نقاطی از FRP آغاز می‌شود که بروی ترکهای برشی قرار گرفته‌اند و در این نقاط تمرکز کرنش و تنش بوجود آمده است. افزایش مقدار تنش در این نقاط بالاخره به حد نهایی مقاومت FRP خواهد رسید و در

این حالت FRP در این نقاط محدود دچار گسیختگی که از یک نقطه شروع شده بود، به سرعت به سایر نقاط بروی ترک خوردگی برشی سرایت می کند و انتهای این پروسه به شکست تیر می انجامد. آشکار است که در این پروسه شکست، وضعیت تنش موجود آمده در FRP در تمام نقاط آن یکنواخت نمی باشد. برای اینکه مدلسازی برای مقاومت برشی دقیق و معقولانه باشد، لازم است که چگونگی پخش تنش در FRP را درست فرض کنیم و آنرا همراه با رفتار ترد FRP در نظر داشته باشیم. (CHEN- THENG (2001a) پیشنهاد کردند که پخش تنش در FRP در طول ترک خوردگی، بصورت سهمی می باشد. اگر فرضاً پخش تنش در بصورت خطی باشد، مقدار تنش از صفر در نوک ترک خوردگی به مقدار حداکثر مقاومت کششی FRP در دهانه ترک، می رسد.

مطالعات تجربی نشان داده اند که در اغلب حالات، گسیختگی FRP در تیرهایی رخ می دهد که بروش دور پیچ کردن مقاوم سازی شده اند. همچنین احتمال اینکه FRP قبل از گسیختگی، در محل ترک خوردگی از روی یک سطح از بتن، کاملاً جدا شود، وجود دارد. بنابراین تنش (کرنش) در FRP تقریباً متناسب با عرض ترک برشی می باشد و می توان وضعیت پخش آنها را با یک تابع خطی صعودی که از مقدار اولیه ۰ در نوک ترک شروع می شود، نشان داد. بنابراین بنظر می رسد که خطی در نظر گرفتن وضعیت تنش در طول ترک خوردگی می تواند در عین ساده کردن مدلسازی، یک تقریب خوب هم باشد بنابراین در نهایت (CHEN- THENG (2001a) پخش تنش را بصورت خطی در مدلسازی خود، فرض کردند. برای یک طرح کلی مقاوم سازی آنچنان که در شکل ۷-۴ نشان داده شده است، فاکتور پخش تنش به صورت زیر تعریف می گردد:

$$D_{fp} = \frac{1 + \zeta}{2} \quad (4-13)$$

$$\zeta = \frac{Z_t}{Z_b} \quad (4-14)$$

در مواردیکه FRP کل ارتفاع مقطع را پوشش داده است (نظیر حالت دور پیچ کردن مقطع) واضح است که $\zeta = 0$ و بنابراین $D_{FRP} = 0.5$ خواهد شد.

وقتی که حداکثر تنشها در FRP در محل دهانه ترک و نزدیک به آن رخ می دهد، به مقدار نهایی مقاومت کششی FRP برسد، گسیختگی آغاز خواهد شد. بنابراین مقدار حداکثر تنش در FRP بصورت: $F_{FRP} = \sigma_{fp, max}$ (۴-۱۵) خواهد بود.

باید خاطر نشان کرد که رابطه ۴-۱۵ را نمی توان در مواردیکه قبل از رسیدن تنش FRP به مقدار نهایی آن به مقدار مقاومت نهایی آن می رسد، استفاده کرد. چنین شرایطی وقتی رخ می دهد که تیر با مصالح FRP که کرنش نهایی آن مقدار بزرگی دارد، مقاوم سازی شده باشد.

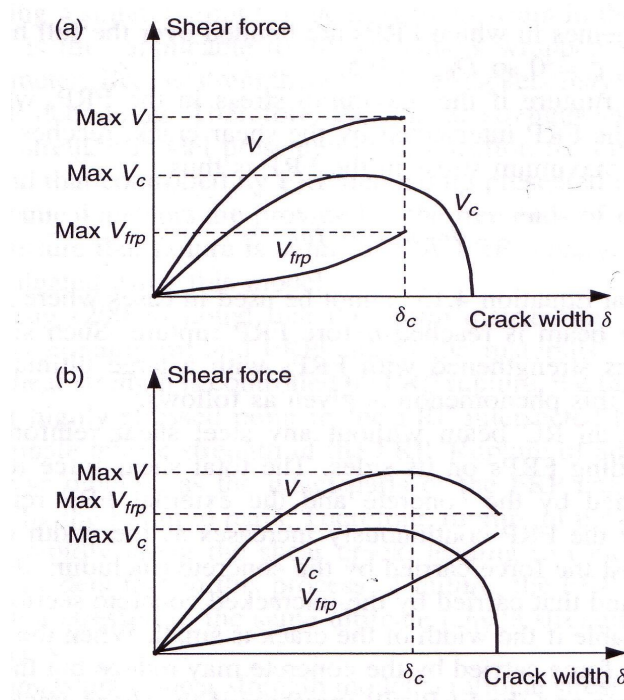
سهم FRP در تحمل نیروی برشی وارده به تیر، همزمان با افزایش و رشد ترک خوردگی، افزایش می یابد در حالیکه نیروی تحمل شده از سوی بتن (از طریق قفل شدن سنگدانه ها در یکدیگر، اثر زبانه و بتن

در قسمت ترک نخورده) در حالتیکه هنوز عرض ترک خوردگی ناچیز است تقریباً ثابت می ماند و خیلی کاهش پیدا نمی کند. اما با افزایش روند باز شدن دهانه ترک خوردگی، سهم بتن در تحمل نیروی برشی کاهش می یابد اما هنوز وقتی که دهانه ترک خیلی باز نشده است، نیروی برشی کل قابل تحمل توسط تیر مقاوم سازی شده (بتن + FRP) تقریباً ثابت می ماند. در این حالت وقتی حداکثر تنش در FRP به مقدار نهایی مقاومت کششی آن می رسد، گسیخته می شود و تیر دچار شکست می گردد (شکل ۹A-۴). البته اگر عرض دهانه ترک برشی قبل از اینکه گسیختگی FRP رخ دهد، ناگهان زیاد شود ظرفیت برشی بتن (بدلیل کاهش شدید اثر قفل شدن سنگدانه ها در یکدیگر) بسیار کاهش می یابد بنابراین در این قبل از اینکه به گسیختگی برسد، تیر به حداکثر مقاومت برشی خود رسیده است (شکل ۹B-۴). بنابراین شاید لازم باشد که ماکزیمم کرنش مفید FRP را محدود کنیم. این مورد در بخش ۶-۴ مورد بحث قرار می گیرد.

۳-۵-۴ شکست برشی که در آن کنده شدن FRP کنترل کننده می باشد:

همانطور که قبلاً هم اشاره شد، جدا شدن اتصال FRP و بتن (DEBONDING) حالت غالب در شکست تیرهای مقاوم سازی شده به روش چسباندن FRP به سطوح جانبی تیر می باشد همچنین این حالت شکست در بسیاری از تیرهایی که در مقابل برش به روش پوشش U شکل مقاوم سازی شده اند نیز مشاهده می گردد. مقاومت برشی چنین تیرهایی با مقاومت چسبندگی FRP و بتن کنترل می گردد. در این بخش سعی کرده ایم که مقدار حداکثر تنش در FRP یعنی $\sigma_{frp, max}$ و نیز فاکتور پخش تنش یعنی D_{FRP} را برای چنین تیرهایی، بدست آوریم. همانگونه که در فصل ۲ صحبت شد، مطالعات تئوری و تجربی فراوانی در ارتباط با چسبندگی بتن و FRP، وقتی که اتصال آنها تحت کشش قرار می گیرد، انجام شده است که از جمله آنها می توان به TRIANTAFILL 1992, SWAMY ET AL 1986, VAN GEMERT 1980 و ... اشاره کرد. یک جنبه بسیار مهم از رفتار چسبندگی این است که پس از رسیدن طول چسبندگی به یک حد معین که آنرا طول مؤثر چسبندگی می نامند، دیگر مقاومت چسبندگی قابل افزایش نیست. این یک تفاوت بنیادی بین رفتار چسبندگی مقاوم کننده های خارجی چسبانده شده بروی عضو (EXTERNALLY BOND REINFORCEMENT) و رفتار چسبندگی مقاوم کننده های داخل مقطع (نظیر آرماتورها کششی و ...) می باشد. در مورد مقاوم کننده های داخلی باید گفت که می توان با تأمین طول چسبندگی لازم برای آنها، به میزان حداکثر مقاومت کششی مقطع به کار رفته، به آنها نیرو وارد کرد البته باید کاور بتن هم در حد مناسبی باشد در صورتیکه در مورد مقاوم کننده های خارجی چسبانده شده بروی مقطع اینگونه نیست. براساس آزمایشهای ساده برشی، CHEN- THENG (2001B) یک مدل ساده، منطقی و دقیق برای پیش بینی مقاومت چسبندگی و نیز طول مؤثر چسبندگی در اتصال FRP و بتن، ارائه کرده اند. پس آنها CHEN- THENG (2001C) از این مدل جهت پیش بینی مقاومت برشی تیرهای بتن مسلح

مقاوم سازی شده با FRP که به حالت شکست چسبندگی FRP و بتن، دچار خرابی می شوند استفاده کرده اند. در فصل ۲ جزئیات بیشتر این مدل اشاره شد.



شکل ۴-۹ نیروی برشی متحمل توسط بتن و FRP

(A) شکست با گسیختگی (B) شکست بدون گسیختگی

در مورد شکست چسبندگی نوارها و صفحات FRP که از عرض ترک برشی عبور کرده اند، حداکثر تنش در FRP در محلی رخ می دهد که FRP طولانی ترین طول چسبندگی را دارد. حداکثر این تنش (یعنی $\sigma_{frp, max}$) در رابطه (۴-۱۱) تحت تأثیر مقاومت نهایی چسبندگی (که از مدل CHEN- THENG (2001b) بدست می آید) و نیز مقاومت نهایی کششی FRP می باشد و بصورت زیر ارائه شده است:

$$\sigma_{frp, max} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{frp} \\ 0.427 \beta_w \beta_L \sqrt{\frac{E_{frp} \sqrt{f'_c}}{t_{frp}}} \end{array} \right. \quad (4-16)$$

در این رابطه β_L منعکس کننده اثر مقاومت چسبندگی و β_w برگرفته از نسبت عرض FRP به عرض مقطع بتن می باشد. در اینجا آنها را می توان به صورت زیر بدست آورد:

$$\beta_L = \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda \geq 1 \\ \sin(\pi\lambda/2) & \text{if } \lambda < 1 \end{cases} \quad (4-17A)$$

$$\beta_w = \sqrt{\frac{2 - w_{frp}/(s_{frp}\sin\beta)}{1 + w_{frp}/(s_{frp}\sin\beta)}}$$

$$\beta_w = \frac{\sqrt{2}}{2} \quad (4-17B)$$

همچنین در این روابط: ماکزیمم طول چسبندگی نرمال شده λ (NORMALISED)، و ماکزیمم طول چسبندگی L_{MAX} و طول مؤثر چسبندگی L_E از روابط زیر بدست می آیند:

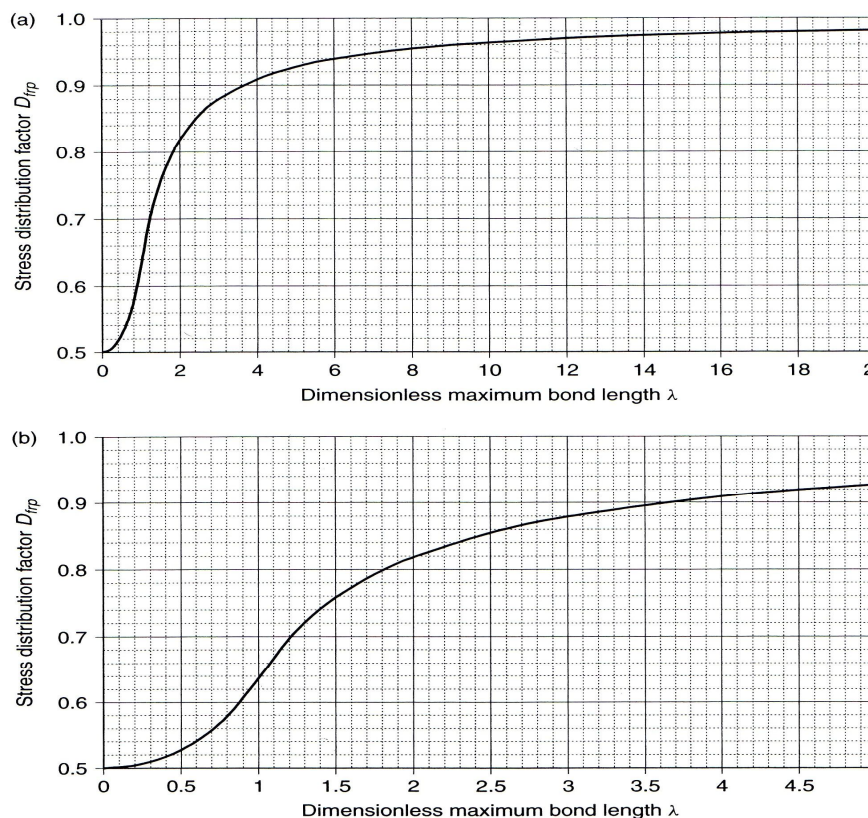
$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_e} \quad (4-18A)$$

$$L_{max} = \begin{cases} h_{frp,e}/\sin\beta \\ h_{frp,e}/(2\sin\beta) \end{cases} \quad (4-18B)$$

$$L_e = \sqrt{\frac{E_{frp} t_{frp}}{f'_c}} \quad (4-18C)$$

از میان الیافی که از عرض یک ترک برشی عبور می کنند، آن الیافی که در انتهای پایین تر قرار گرفته، حداکثر طول چسبندگی را برای پوشش دادن مقطع به صورت U شکل دارا می باشد. در مورد صفحات جانبی چسبانده شده، الیافی که در وسط ترک برشی قرار می گیرد، ماکزیمم طول چسبندگی را دارد. دلیل اینکه عدد ۲ در مخرج کسر در رابطه ۴-۱۸ ظاهر شده است، همین مسأله می باشد. بخاطر اینکه عموماً در اتصال FRP به بتن پس از رسیدن اتصال به مقاومت نهایی چسبندگی مقدار معینی (SLIP) لغزش رخ خواهد داد، CHEN- THENG (2001c) فرض کردند که در تمام قسمت اتصال FRP و بتن که از زیر آن ترک برشی عبور کرده است، میزان چسبندگی به مقدار کامل مقاومت چسبندگی اتصال می رسد. با این فرض CHEN- THENG (2001c) فاکتور پخش تنش را برای لحظه شکست چسبندگی بصورت زیر ارائه کرده اند:

$$D_{frp} = \begin{cases} \frac{2}{\pi\lambda} \frac{1 - \cos(\pi/2)\lambda}{\sin(\pi/2)\lambda} & \text{if } \lambda \leq 1 \\ 1 - \frac{\pi - 2}{\pi\lambda} & \text{if } \lambda > 1 \end{cases} \quad (4-19)$$



شکل ۴-۱۰ ضریب توزیع تنش برای ژاکت U و چسبیده شده در پهلوی

مقدار متوسط تنش در FRP در طول ترک برشی، با استفاده از رابطه ۴-۱۱ محاسبه می گردد که بدین

$$\sigma_{frp, max} \times F_{FRP, E} = D_{FRP}$$

رابطه ۴-۱۹ برای هر دو حالت مقاوم سازی به صورت پوشش U شکل (U-JACKET) و چسبانیدن صفحات FRP به وجوه جانبی تیر (SIDE PLATES) قابل استفاده می باشد. البته حداکثر طول چسبندگی L_{MAX} که از رابطه ۴-۱۸ محاسبه می گردد، برای حالت پوشش U شکل دو برابر این مقدار برای صفحات جانبی (SIDE PLATES) می باشد. شکل (۴-۱۰A) نشان دهنده وضعیت تغییرات D_{FRP} بر حسب λ می باشد. در شکل (۴-۱۰B) جزئیات بیشتر این رابطه برای محدوده $0 < \lambda < 5$ نشان داده شده است. شکل ها نشان می دهند که D_{FRP} از مقدار ۰/۵ همزمان با λ بودن λ آغاز می شود و با افزایش λ افزایش می یابد و در نهایت وقتی λ به بی نهایت میل می کند، مقدار D_{FRP} به ۱ میل می کند. مقدار D_{FRP} برای حالت پوشش U شکل نسبت به صفحات جانبی با همان مشخصات هندسی چسبندگی، بزرگتر است زیرا مقدار λ آنها تفاوت دارد. این موضوع نشان می دهد که پوشش U شکل نسبت به صفحات جانبی در مقاوم سازی برشی مؤثرتر است.

۴-۶ توصیه های طراحی:

براساس مدلسازی اشاره شده در بالا (CHEN- THENG (2001A,C) توصیه‌هایی را جهت طراحی ارائه کرده‌اند که در بخشهای آتی به آنها اشاره خواهد شد.

۴-۶-۱ روابط کلی:

ظرفیت مجموع برشی یک تیر مقاوم‌سازی شده (در برابر برش)، را می‌توان با جمع کردن مقادیر V_c یعنی مقاومت برشی بتن، V_s مقاومت برشی آرماتورهای برشی مقطع و V_{FRP} مطابق رابطه ۴-۱ بدست آورد. V_s و V_c را می‌توان مستقیماً با استفاده از روابطی که در آیین‌نامه‌ها ارائه شده، بدست آورد. (همانند آیین‌نامه 8110 (BS 1997) گرچه باید تأکید کنیم که بعقیده برخی از مؤلفین و محققین استثنائاتی در ارتباط با درستی و دقت روابط ارائه شده در برخی آیین‌نامه‌ها در ارتباط با V_s وجود دارد. زیرا در تیرهای مقاوم‌سازی شده با FRP همه فولاد برشی داخل مقطع نمی‌تواند (امکان ندارد) که به مقاومت جاری شدگی خود تحت بارهای وارده برسد بنابراین فعلاً در طراحی‌ها می‌بایست دقت بیشتری صورت پذیرد تا در تحقیقات آتی نتایج مطمئن‌تری در این زمینه حاصل آید.

براساس مدلسازی‌های ارائه شده در بخش ۴-۵ و فرض اینکه $\theta = 45^\circ$ می‌باشد، سهم FRP در ظرفیت برشی تیر مقاوم‌سازی شده در طراحی، توسط CHEN - THENG به صورت زیر مشخص شده است: این رابطه می‌تواند برای تمام طرحهای مختلف برای چسباندن FRP استفاده شود:

$$V_{frp} = 2 f_{frp,e} t_{frp} w_{frp} \frac{h_{frp,e} (\sin\beta + \cos\beta)}{s_{frp}} \quad (4-20)$$

$$h_{frp,e} = z_b - z_t \quad (4-21 A)$$

$$z_t = d_{frp,t} \quad (4-21 B)$$

$$z_b = d_{frp} - h + 0.9d \quad (4-21 C)$$

$$f_{frp,e} = D_{frp} \sigma_{frp,max} \quad (4-21 D)$$

۴-۶-۲ شکست برشی کنترل شده با گسیختگی FRP:

در حالتیکه مقطع بصورت دور پیچ کردن WRAPPING مقاوم‌سازی می‌گردد، حالت شکست را باید بصورت گسیختگی FRP در نظر گرفت. برای حالت پوشش U شکل، احتمال کمتری برای گسیختگی FRP وجود دارد و حالت غالب‌تر را باید جدا شدن چسبندگی FRP از روی بتن، پیش‌بینی کرد. معمولاً نیازی نیست که مقاومت برشی را برای حالت شکست گسیختگی FRP در مقاوم‌سازی به روش صفحات جانبی (SIDE PLATES) کنترل‌کنیم به جز تیرهای خیلی بزرگ که نوارهای FRP چسبانده شده به سطوح جانبی آن در انتهای خود مهاربندی مکانیکی داشته باشند. در حالت شکست برشی به صورت گسیختگی FRP، فاکتور پخش تنش به صورت زیر است:

$$D_{frp} = \frac{1 + \zeta}{z} \quad (4-22 A)$$

$$\zeta = \frac{z_t}{z_b} \quad (4-22 B)$$

همچنین مقدار حداکثر تنش در FRP از روابط زیر بدست می آید:

$$\sigma_{frp, max} = \begin{cases} 0.8 f_{frp} / \gamma_{frp} & \text{if } f_{frp} / E_{frp} \leq \varepsilon_{max} \\ 0.8 \varepsilon_{max} E_{frp} / \gamma_{frp} & \text{if } f_{frp} / E_{frp} > \varepsilon_{max} \end{cases} \quad (4-23)$$

در این روابط γ_{frp} فاکتور ایمنی موردی برای مقاومت کششی FRP می باشد که در بخش ۶-۱ در ارتباط با آن صحبت شد. مقدار ۰/۸ هم توسط CHEN- THENG (2001A) به دلیل در نظر آوردن مواردی که احتمالاً در مدلسازی آنها از قلم افتاده است، منظور شده. مثلاً برای اثر منفی که گوشه ها و لبه های مقطع تیر بر مقاومت نهایی کششی می گذارد مخصوصاً اگر این لبه ها به نحو مناسبی گرو نشده باشند. رابطه ۲۳-۴ همچنین شامل یک حد برای حداکثر کرنش مفید FRP می باشد تا کنترل کننده عرض ترک برشی باشد. اگرچه در نشریات گوناگون در ارتباط با تعیین یک مقدار مناسب برای حداکثر کرنش مفید اطلاعات و بررسیهای کافی به چشم نمی خورد ولیکن این مسأله باید در تحقیقات آتی مشخص گردد. مقدار $\varepsilon_{mas} = 1/5$ فعلاً پیشنهاد می گردد.

۳-۶-۴ شکست برشی که تحت کنترل جدا شدن چسبندگی FRP و بتن می باشد:

در حالتیکه مقاوم سازی به روش چسباندن صفحات جانبی به مقطع تیر صورت می گیرد، شکست با بهم خوردن چسبندگی FRP (DE BONDING) آغاز می گردد. در حالت مقاوم سازی به روش پوشش U شکل هم بیشتر همین حالت شکست رخ می دهد. باید کنترل حالت شکست در این تیرها صورت گیرد. برای حالت شکست که تحت تأثیر جدا شدن FRP صورت می گیرد، ۹۵ درصد مقاومت مشخصه چسبندگی (CHARACTERISTIC BOND STRENGTH) ارائه شده در بخش ۵-۲ (رابطه ۲۰-۲) را می توان برای مشخص کردن تنش نهایی FRP در طراحی، استفاده کرد:

$$\sigma_{frp, max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 f_{frp} / \gamma_{frp} \\ \frac{0.3}{\gamma_b} \beta_w \beta_L \sqrt{\frac{E_{frp}}{t_{frp}}} \sqrt{f_{cu}} \end{array} \right. \quad (4-24)$$

در این رابطه γ_b فاکتور ایمنی موردی (PARTIAL SAFETY FACTOR) برای مقاومت چسبندگی FRP

می باشد که در بخش ۶-۱ اشاره شد.

$$\beta_L = \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda \geq 1 \\ \sin(\pi \lambda / 2) & \text{if } \lambda < 1 \end{cases} \quad (4-25A)$$

$$\beta_w = \sqrt{\frac{2 - w_{frp} / (s_{frp} \sin \beta)}{1 + w_{frp} / (s_{frp} \sin \beta)}}$$

$$\beta_w = \frac{\sqrt{2}}{2} \quad (4-25B)$$

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_e} \quad (4-25C)$$

$$L_{max} = \begin{cases} h_{frp, e} / \sin \beta \\ h_{frp, e} / (2 \sin \beta) \end{cases} \quad (4-25D)$$

$$L_e = \sqrt{\frac{E_{frp} t_{frp}}{0.8 f_{cu}}} \quad (4-25 \text{ E})$$

اگر رابطه ۴-۲۴ مقدار بیشتری را نسبت به رابطه ۴-۲۳ برای تنش پیش‌بینی می‌کند، باید از رابطه ۴-۲۳ استفاده شود. همچنین در رابطه ۴-۲۵ واحدها بر حسب MM و MPA می‌باشند.

فاکتور پخش تنش را هم می‌توان از شکل ۴-۱۰ و یا از رابطه زیر بدست آورد:

$$D_{frp} = \begin{cases} \frac{2}{\pi \lambda} \frac{1 - \cos(\pi/2)\lambda}{\sin(\pi/2)\lambda} & \text{if } \lambda \leq 1 \\ 1 - \frac{\pi - 2}{\pi \lambda} & \text{if } \lambda > 1 \end{cases} \quad (4-26)$$

در طراحی مقاوم‌سازی به روش صفحات جانبی و یا پوشش U شکل، یک پروسه تکرار (ITERATIVE PROCEDURE) مورد نیاز است زیرا ضریب β_w در رابطه ۴-۲۵ و البته به نسبت عرض نوار به فاصله نوارها از یکدیگر است یعنی $\frac{W_{frp}}{S_{frp}}$ که این مقدار در شروع طراحی مشخص نمی‌باشد بنابراین از مقدار اولیه $\beta_w = 1/0$ شروع می‌کنیم و پس از چند مرحله روش تکرار و نزدیک شدن نتایج هر مرحله به مرحله قبل به نتیجه خواهیم رسید. معمولاً سه حلقه تکرار کافی می‌باشد. مقدار β_w را برابر صفحات پیوسته برابر ۰/۷۰۷ در نظر می‌گیریم.

۴-۶-۴ فاصله مورد نیاز برای نوارها FRP:

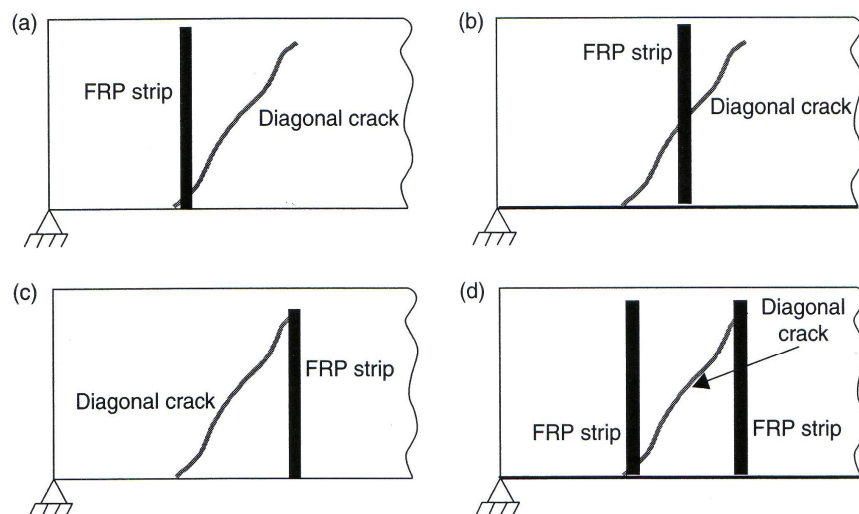
در روابط ارائه شده برای طراحی در بخشهای قبلی، در واقع نوارهای مجزا را به نوعی با صفحات پیوسته FRP معادل کرده بودند. برای اینکه این معادل سازی درست باشد لازم است که تعداد نوارهای قطع شده توسط یک ترک برشی، کافی باشد. (مثلاً ۲ تا یا بیشتر) در غیر اینصورت معادل سازی نوارها با صفحات پیوسته FRP می‌تواند به نتایج نادرست منتهی گردد. برخی حالات خاص در این زمینه در شکل ۴-۱۱ نشان داده شده‌اند.

در نظر بگیرید که همانند شکل ۴-۱۱A انتهای نوار در شروع دهانه ترک خوردگی که در واقع عریض‌ترین قسمت دهانه ترک می‌باشد، قرار گرفته باشد. در این صورت حداکثر استفاده از وجود نوار به عمل می‌آید زیرا حداکثر مقاومت کششی FRP برای جلوگیری از باز شدن بیش از اندازه دهانه ترک به کار گرفته می‌شود و این سبب خواهد شد که مقاومت برشی بتن که یکی از اجزای تشکیل‌دهنده آن، قفل شدن سنگدانه‌ها در یکدیگر است، حفظ شود. البته این موضوع برای روش مقاوم‌سازی به صورت پوشش U شکل و یا دور پیچ کردن مقطع (WRAPPING) صادق است. بررسی حالت مقاوم‌سازی به صورت صفحات جانبی (SIDE PLATES)، مؤثرتری حالت آن است که در شکل (۴-۱۰B) نشان داده شده و ترک تقریباً از وسط نوار عبور کرده، در این حالت طول چسبندگی (که برای صفحات جانبی مهمترین فاکتور است) بیشترین مقدار را خواهد داشت. اگر وضعیت نوار FRP و ترک برشی به صورت شکل ۴-۱۱C باشد، FRP تأثیر ناچیزی در ظرفیت برشی مقطع خواهد داشت زیرا در FRP کرنش کافی ایجاد نمی‌گردد که سبب

استفاده از ظرفیت کشش آن شود. علاوه بر آن در این حالت دهانه ترک باز شود. این باعث می‌شود که ظرفیت برشی بتن هم به سرعت کاهش یابد زیرا قفل شدن سنگدانه‌ها در یکدیگر از بین خواهد رفت. در این حالت تیر قبل از اینکه FRP وارد عمل شود ممکن است دچار شکست گردد. اگر مطابق حالت (D-۱۰) در حالت استفاده از نوارهای چسبانده شده به وجوه کناری یک نوار از انتها و یک نوار از ابتدای ترک عبور کند این حالت هم غیر مؤثر در مقاوم‌سازی می‌باشد زیرا نواری که در انتهای ترک قرار گرفته اصلاً به کرنش لازمه نمی‌رسد و نواری که در عریض‌ترین ناحیه ترک قرار گرفته، طول چسبندگی لازمه را ندارد (البته این موضوع برای حالت دور پیچ کردن یا پوشش U شکل مقطع صادق نیست).

برای اینکه مقاوم‌سازی برشی مفید و مؤثر واقع گردد می‌بایست فاصله نوارهای مجزا از هم، از نصف طول مؤلفه افقی ترک برشی (تصویر ترک در راستای افقی) کوچکتر باشد. بنابراین در اینصورت حداقل دو نوار بروی یک ترک برشی قرار می‌گیرند که اقلاً یکی از آنها مفید می‌باشد:

$$\text{اگر } \beta = 90^\circ \rightarrow s_{frp} \leq s_{frp, max} \frac{h_{frp,e}(\sin\beta + \cos\beta)}{2} = \frac{h_{frp,e}}{2} \quad (4-27)$$



شکل ۴-۱۱ اثر قرارگیری FRP در کارایی آن

- (A) موقعیت بهترین تأثیر برای حالات ژاکت U و دور پیچ کامل
- (B) موقعیت بهترین تأثیر برای حالت چسبیده در جان تیر
- (C) موقعیت بدون تأثیر برای حالت ژاکت U و دور پیچ
- (D) موقعیت بدون تأثیر برای حالت چسبیده در جان تیر

۴-۶-۵ طراحی مقاوم سازی بروی تیرهای نامعین (INDETERMINATE BEAMS):

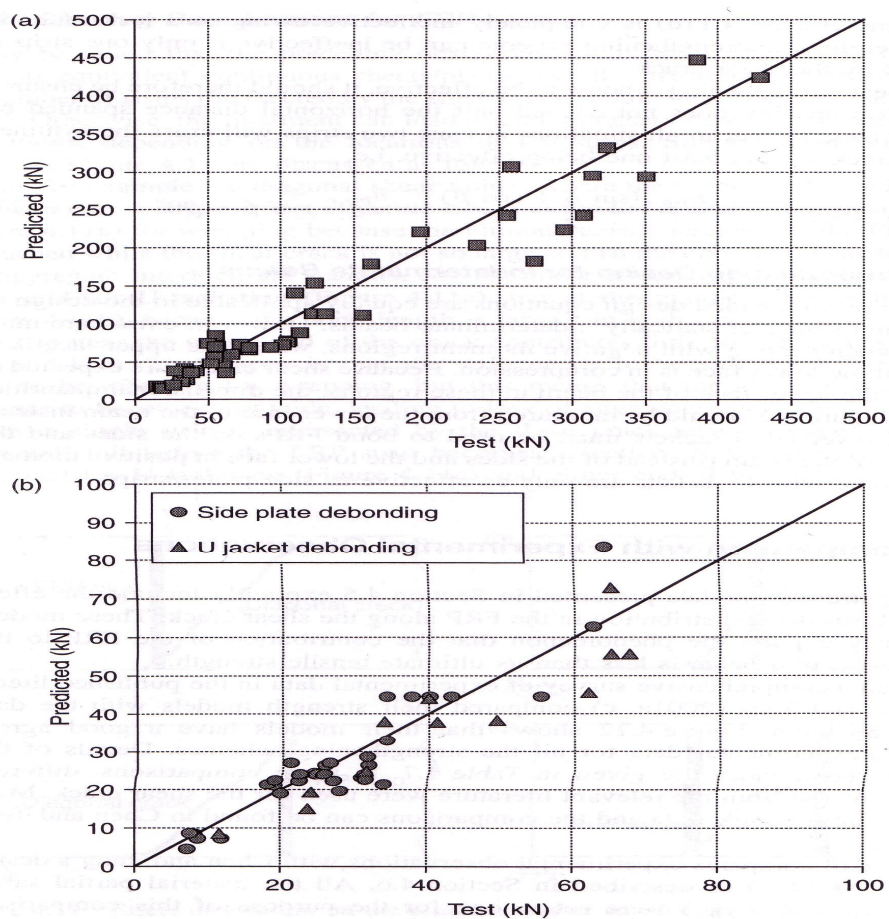
روابط توصیه شده در بالا عموماً برای تیرهای نامعین و سراسری هم قابل استفاده هستند اما در اینجا باید توجه داشت که در این تیرها ممان منفی وجود دارد و بنابراین در برخی قسمت‌ها وجه فوقانی تحت

کشش و وجه تحتانی تحت فشار است. نتیجتاً در این قسمت اندازه گیرهای نشان داده شده در شکل ۴-۷ باید از وجه پایینی تیر انجام شود. به طور مشابه برای پوشش U شکل هم لازم است که بطور وارونه عمل کنیم یعنی شکل پوشش $\cap$ باشد. (در نقاط ممان منفی) تا به این صورت وجه فوقانی و وجوه جانبی پوشانیده شود. در غیر اینصورت اگر در نقاط ممان منفی هم از پوشش U شکل عادی استفاده کنیم، باید تأثیر آنرا مانند حالت چسبانیدن صفحات FRP به وجوه جانبی در نظر بگیریم.

۴-۷ مقایسه با نتایج تجربی:

مدلسازیهای ارائه شده در بخش ۴-۵ به طور مستقیم به اثر پخش غیر یکنواخت تنش در FRP در طول ترک برشی، اشاره دارند. در این مدلها شرح داده شده که پدیده شرکت FRP در مقاومت برشی کل تیر به گونه ای نیست که از کل مقاومت کششی آن در تمام قسمتهای FRP استفاده شود.

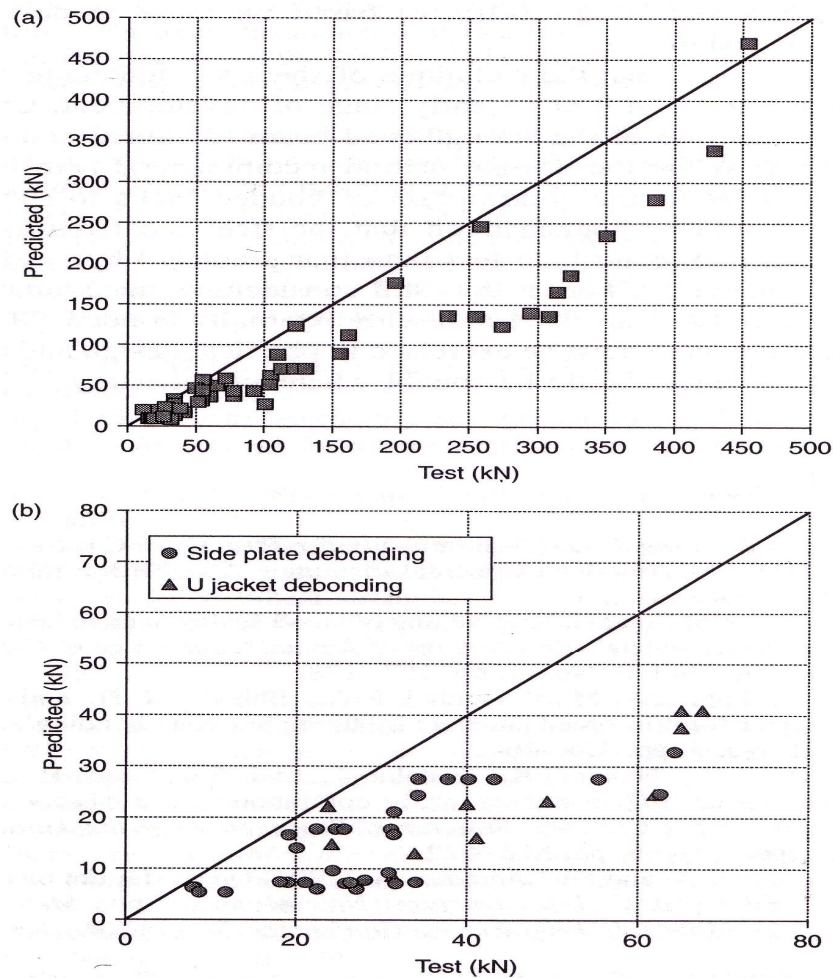
براساس نتایج جامع تجربی چاپ شده در نشریات، (CHEN- THENG (2001A,C) نتایج مدلسازی خود را با نتایج و اطلاعات تجربی مقایسه کردند. با توجه به شکلهای ۴-۱۲ مشخص می شود که مدلسازی آنها در همه طرحهای مقاوم سازی برشی همخوانی خوبی با یافته های آزمایشگاهی دارد. در جدول ۴-۷ هم جزئیات آماری عملکرد این مدلسازی ارائه شده است. در این مقایسات، زوایای متفاوتی برای ترکهای برشی در نظر گرفته شده بود. جزئیات کاملتر و دقیقتر از نحوه انجام آزمایشات و مقایسات و نتایج آنها در مقاله CH همانگونه که در بخش ۴-۶ شرح داده شد، انجام شده است. تمام فاکتورهای ایمنی موردی $(\gamma_{frp}, \gamma_c, \gamma_s)$ در این مقایسات برابر ۱ فرض شده بودند با توجه به این مقایسه ها و عملکرد مدلسازی فوق الذکر، بنظر می رسد که استفاده از آن در عمل مفید و سودمند باشد.



شکل ۴-۱۲ نتایج تست بر اساس مدل پیشنهادی TENG & CHEN
 FRP (A) گسیخته شود FRP (B) جدا شود

جدول ۴-۷ عملکرد آماری مدل تقویت برشی TENG & CHEN

Failure mode	FRP rupture failure	Debonding of side plates	Debonding of U jackets
No. of valid experimental data	50	32	13
Average of test-to-predicted strength ratio	1.06	1.07	1.20
Standard deviation	0.229	0.226	0.226
Coefficient of variation	21.5 %	21.1 %	18.9 %



شکل ۴-۱۳ نتایج تست بر اساس راهنمای طراحی TENG & CHEN

(A) FRP گسیخته شود (B) FRP جدا گردد

۴-۸ نتیجه گیری:

در این فصل موارد جزئی مربوط به مقوله مقاوم سازی برشی تیرهای بتن مسلح RC با استفاده از مصالح مرکب FRP، ارائه شد. طرحهای گوناگون این مقاوم سازی طبقه بندی شد و برای هر کدام مزایا و معایب آن شرح داده شد. همچنین در رابطه با وضعیتهای گوناگون، راهنماییهایی جهت انتخاب روش مناسب برای مقاوم سازی، ارائه شده است. هدف عمده این فصل، ارائه مدلسازیهای انجام گرفته برای مقاومت برشی تیرهای مقاوم سازی شده بود که مبنای آن گردآوری و بررسیهای انجام شده بروی این مدلسازیها توسط CHEN- THENG (2001A,C) بود. در میان مدل‌های موجود، مدلسازی انجام شده توسط CHEN- THENG دقیقترین و منطقیترین مدل می باشد. براساس این مدلسازی، پیشنهاداتی جهت استفاده در طراحی توسط CHEN- THENG (2001A,C) ارائه شد. لازم به توضیح است که تکنیک مقاوم سازی برشی تیرهای RC با مواد مرکب FRP هنوز در مراحل اولیه خود قرار دارد. درک رفتار تیرهای مقاوم سازی شده در برابر برش هنوز کامل نیست و نیازمند بررسیهای بیشتری در آینده می باشد. در حالیکه روابط طراحی توصیه شده در اینجا، محافظه کارانه می باشد ولی در عین حال باید در

نظر داشت که احتمالاً سهم آرماتورهای برشی داخل مقطع در ظرفیت برشی تیر، کمتر از حدی است که روابط آیین‌نامه‌های موجود مشخص کرده‌اند. بنابراین هنوز موارد عدم اطمینان در مورد مجموع ظرفیت برشی تیرها بتنی مقاوم‌سازی شده با FRP وجود دارد و بنابراین باید توجه ویژه‌ای در اجرا و نیز طراحی به عمل آید و حتی به یافته‌ها و مدارک آزمایشگاهی و تجربی معتبر توجه داشت.

فصل پنجم

مقاوم‌سازی دالها

۵-۱ مقدمه:

در مقایسه با بحث مقاوم‌سازی تیرها در برابر خمش، در زمینه مقاوم‌سازی دالها کار خیلی کمتری انجام شده است و این شاید به دو دلیل باشد: اول: برخلاف تیرها، آزمایش بروی دالها، مخصوصاً دالهای دو طرفه مشکل‌تر و پیچیده‌تر است. دوم اینکه انتظار می‌رود دالهای یک طرفه رفتاری شبیه تیرها ارائه دهند و طراحی دالهای دو طرفه هم با در نظر گرفتن حداکثر ممان در هر جهت آن همچون طراحی دال یک طرفه در هر راستا می‌باشد (KONG AND EVANS 1987).

در حالیکه تحقیقات موجود در زمینه مقاوم‌سازی خمشی تیرها در بسیاری موارد، در مورد دالها هم قابل استفاده است، اما میان این دو بحث تفاوت‌هایی هم وجود دارد. یکی از این تفاوت‌ها این است که در دالها شکست چسبندگی ناشی از ترک خوردگی در طول دهانه (INTERMEDIATE CRACK- INDUCED DEBONDING) نسبت به کنده شدن انتهای صفحه FRP از روی بتن، بیشتر رخ می‌دهد.

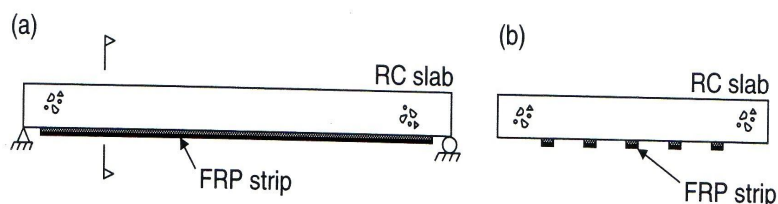
۵-۲ روشهای مقاوم‌سازی:

۵-۲-۱ کلیات:

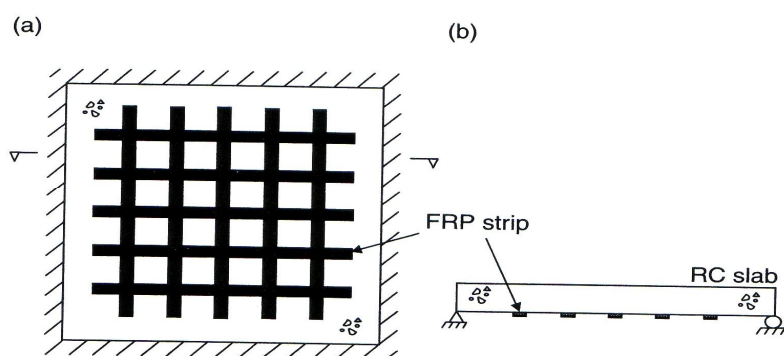
اساس مقاوم‌سازی خمشی در دالها بر استفاده از مصالح مرکب FRP و چسباندن نوارها و یا صفحات FRP بروی سطوح تحت کشش استوار است. برخی تحقیقات انجام گرفته در زمینه مقاوم‌سازی خمشی دالها که FRP بخشی و یا همه سطح دال را می‌پوشاند عبارتند از: KARBHARI 1999, ICHIMASU ET AL. 1993, ERKI & HEFFERNAN 1997, AROCKIASAMY ET AL. 1996, KARBHARI & SEIBLE 2000, HISABE ET AL. 1997, SHAHAWY ET AL. 1996. اگر FRP تمام سطح تحتانی دال را بپوشاند دو ایراد پیش می‌آید اول اینکه کنترل کیفیت چسبندگی مشکل می‌گردد و دوم اینکه جلوی حرکت و خروج دال را می‌گیرد. (KARBHARI ET AL. 1999) و این ریسک و خطر افت کیفیت چسبندگی را در پی خواهد داشت. همچنین نوارها عریض نسبت به نوارهای کم عرض FRP بیشتر مورد نظر می‌باشد یعنی با یک سطح مقطع ثابت FRP بهتر است نوارها نازک‌تر ولی عریض‌تر باشند. در برخی موارد مخصوصاً هنگامی که از CFRP استفاده می‌کنیم استفاده از فقط یک لایه FRP ممکن است کافی نباشد.

۵-۲-۲ دالهای یک طرفه و یا دو طرفه دو سر ساده:

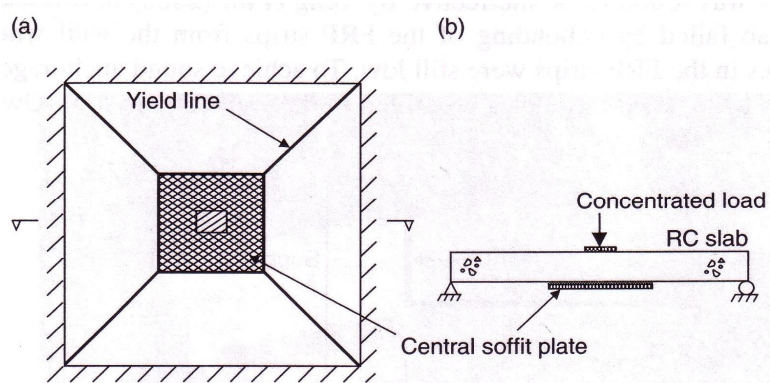
همانگونه که در شکل ۵-۱ نشان داده شده، دالهای یک طرفه دارای تکیه گاه غیر گیردار را می توان با چسباندن نوارها / صفحات FRP در سطح تحتانی آنها و در راستای طولی، مقاوم سازی کرد. در دالهای دوطرفه لازم است که هر دو جهت اصلی دال مقاوم سازی گردد بنابراین همانند شکل ۵-۲ در هر دو راستای باربری دال از نوارهای FRP استفاده می کنیم البته چون فرض ما بر این بوده که دالهای مورد صحبت دارای تکیه گاه ساده هستند در وجه تحتانی از FRP استفاده می کنیم.



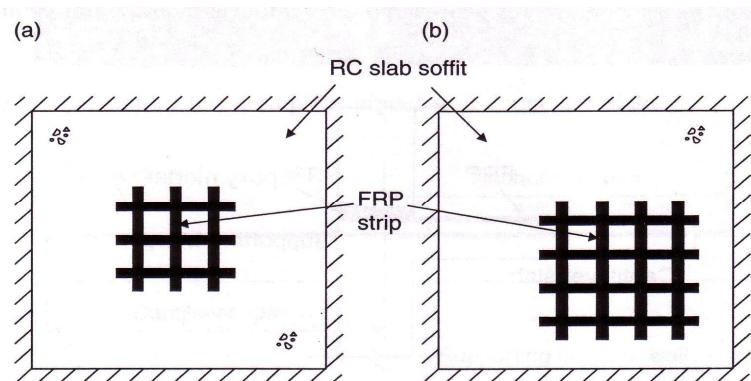
شکل ۵-۱



شکل ۵-۲



شکل ۵-۳



شکل ۴-۵

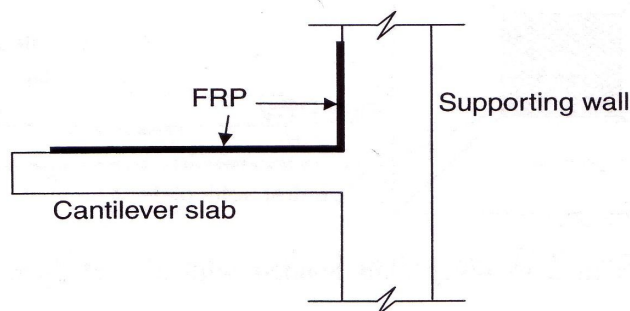
در مطالعات اخیر انجام شده توسط ZHANG ET AL. (2001) دالهای RC دوطرفه‌ای که تحت بار متمرکز قرار داشتند مورد بررسی قرار گرفتند. این دالها به روش چسباندن صفحه فولادی در ناحیه مرکزی سطح خود (همانگونه که در شکل ۳-۵ ملاحظه می‌گردد) تقویت شده بودند در این دالها حالت شکست به این صورت بود که اطراف صفحه فولادی چسبانده شده و نیز خطوطی که قطر صفحه دال را تشکیل می‌دادند به حد تسلیم رسیده بودند (شکل ۳-۵). انتظار می‌رود که اگر این دالها را با مقدار مناسب FRP مقاوم‌سازی کنیم رفتاری مشابه مقاوم‌سازی با فولاد از خود نشان دهند. در مراحل بعدی این عقیده به نظر طراحان رسید که می‌توان مقاوم‌سازی دالهای دوطرفه را نه فقط در ناحیه مرکز آن بلکه در هر قسمتی که در آنجا ممان حداکثر وجود دارد، انجام داد و در واقع به این صورت می‌توان مکانیسم شکست دال را تغییر داد و این ترتیب حداکثر مقاومت دال را افزایش داد. در شکلهای ۴A-۵ و ۴B-۵ این دو ایده برای مقاوم‌سازی نشان داده شده‌اند. ناحیه مقاوم‌سازی شده باید به قدری مقاومت داشته باشد که از وقوع هرگونه شکستی در این قسمت جلوگیری کند یعنی شکل‌گیری خطوط تسلیم و شکست در قسمتهای دیگر دال که مقاوم‌سازی شده‌اند، صورت پذیرد.

۳-۲-۵ دالهای طره‌ای:

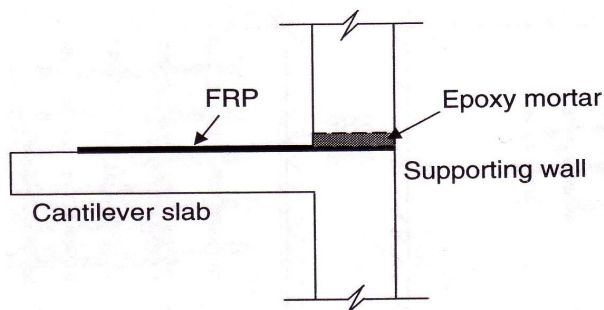
تفاوت عمده این دالها با دالهای یک طرفه و دو طرفه با تکیه‌گاه ساده در این است که اولاً ممان آن منفی است و ثانیاً بزرگترین مقدار ممان در محل تکیه‌گاه رخ می‌دهد بنابراین نمی‌توان نوارها یا صفحات FRP را که برای مقاوم‌سازی بروی دال چسبانده می‌شوند، در محل تکیه‌گاه و یا قبل از آن قطع کرد بلکه باید نوارهای FRP را به نحو مناسبی در انتهای دال مهاربندی کرد. با توجه به شرایط مقاوم‌سازی و شکل دال، طرحهای متفاوتی برای مهاربندی انتهای FRP در تکیه‌گاه این دالها پیشنهاد شده است.

در دالهایی که بصورت کنسول به یک تیر بزرگ و یا یک دیوار متصل هستند یک گزینه ساده برای مهاربندی این است که نوار یا صفحه FRP را تا قسمتی از سطح دیوار یا بالا برده و بچسبانیم این مورد در شکل ۵-۵ ملاحظه می‌شود. البته این طرح بیشتر در موردی پیشنهاد می‌گردد که از روش چسباندن خیس (WET LAY-UP) برای FRP استفاده می‌کنیم. البته با مطالعات و بررسیهای انجام گرفته توسط THENG و همکارانش در سال ۲۰۰۰ اینطور نتیجه‌گیری شد که این روش مهاربندی، غیر مؤثر و کم اثر می‌باشد زیرا

هنوز وقتی که تنش‌ها در نوار FRP در حد پایینی بودند، قسمت چسبانده شده بروی دیوار، کنده شد. راه مؤثرتر برای مهاربندی این است که نوارهای FRP را به درون سوراخهایی که از قبل در دیوار ایجاد کرده‌ایم، بفرستیم این مورد در شکل ۵-۶ مشاهده می‌گردد.



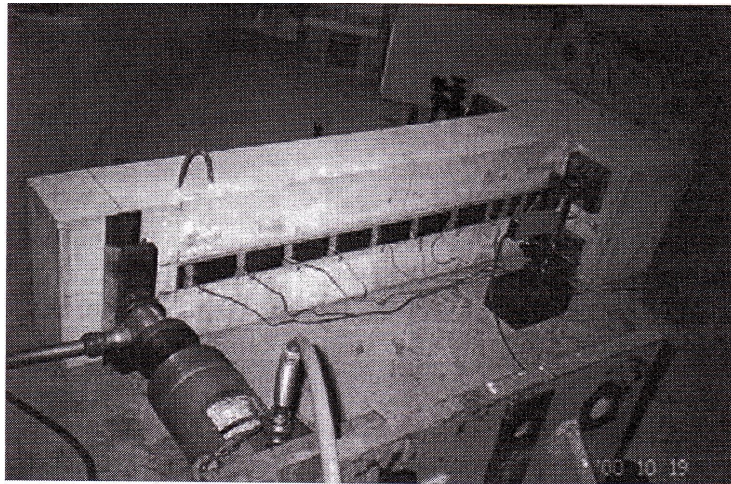
شکل ۵-۵



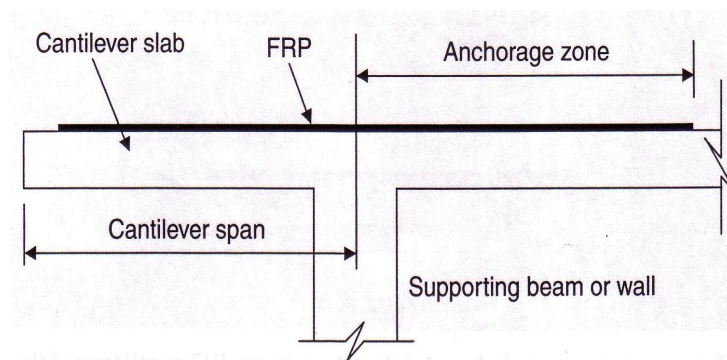
شکل ۵-۶

بدلیل وجود فولاد داخل مقطع، این نوع مهاربندی تنها در صورتی می‌تواند استفاده شود که عرض نوار FRP کم باشد تا در سوراخهای ایجاد شده بین دو میلگرد داخل دیوار بتواند قرار گیرد. اغلب آزمایشات در دسترس، بروی مدلهایی متمرکز شده که به همین صورت انتهای FRP مهاربندی شده است. در آزمایشهای که توسط YAO ET AL. (2001), LAM & TENG (2001), TENG ET AL. (2000,2001) انجام گرفته مشخص شده که این نوع مهاربندی عملکرد خوبی دارد این سوراخها را می‌بایست پس از قرار گرفتن FRP در آنها، مجدداً با ملات اپوکسی پر کرد. برای پر کردن این سوراخها ملات سیمان مناسب نیست زیرا افت (SHRINKAGE) سیمان سبب تأثیر منفی بر مقاومت مهاربندی می‌گردد. در شکل ۵-۷ یک نمونه از آزمایشات صورت گرفته توسط YAO ET AL (2001) را مشاهده می‌کنید.

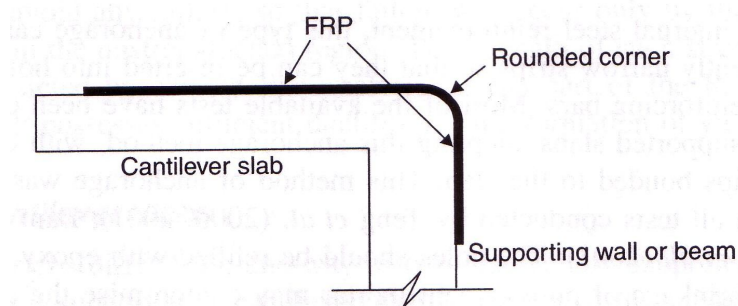
در دالهای پیوسته (چند دهانه) مهاربندی صفحات / نوارهای FRP را می‌توان به این صورت انجام داد که نوار FRP را تا یک طول مناسب در دهانه بعدی ادامه دهیم این موضوع در شکل ۵-۸ نشان داده شده است. در مورد این دالها هیچ تحقیق خاصی صورت نگرفته اما بنظر می‌رسد که مهاربندی FRP بروی آنها بدین صورت که اشاره شد (ادامه دادن نوار FRP) عملکرد مناسبی داشته باشد. مشابه این پیشنهاد در مورد تیرهای پیوسته هم ارائه شده است.



شکل ۵-۷



شکل ۵-۸



شکل ۵-۹

در دالهایی که مطابق شکل ۵-۹ در بالای یک دیوار و یا تیر اجرا شده‌اند، می‌توان نوار FRP را بروی گوشه گرد شده، پیچید. البته باید خاطر نشان کرد که پیچیدن FRP بروی لبه دال فقط در روش چسباندن خیس FRP (WET LAY-UP) مجاز است و از قدرت مناسب برخوردار خواهد بود. گوشه‌ها و لبه‌های تیر دیوار و یا تیر را باید قبل از انجام مقاوم‌سازی، گرد کرد. تا از تمرکز تنش در این نقاط و گسیختگی FRP جلوگیری بعمل آید. البته شعاع گرد کردن لبه‌ها می‌بایست مناسب باشد و بدلیل وجود فولاد داخل مقطع و

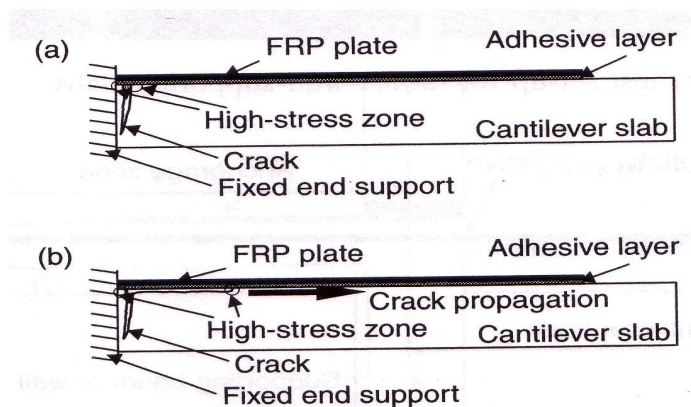
مقدار کاور بتن در این قسمت‌ها، از نظر مقدار با محدودیت مواجه می‌باشد. در مورد این دال‌ها هم هیچ تحقیقی صورت نگرفته است.

۵-۳ مدهای شکست و رفتار نمادین (TYPICAL):

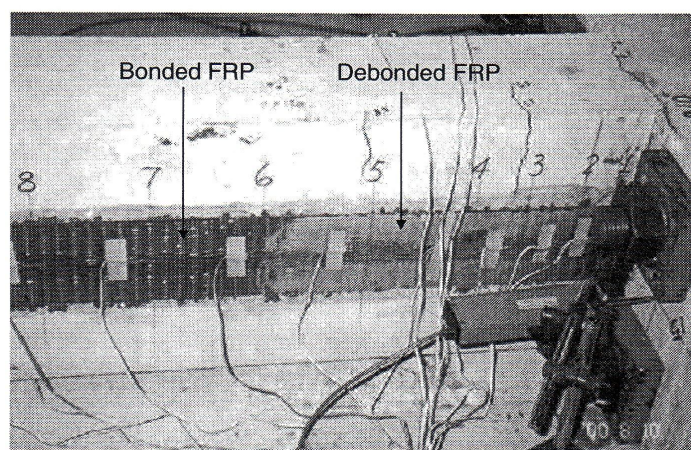
۵-۳-۱ دال‌های طره‌ای ودال‌های یک طرفه:

مشاهده شده که دال‌های طره‌ای مقاوم‌سازی شده با FRP عموماً به یکی از این دو حالت دچار شکست می‌گردند: (A) جدا شدن نوار FRP از روی بتن که عموماً از روی بتن که عموماً از محل یک ترک بزرگ خمشی در طول دال و در نزدیکی تکیه گاه گیردار شروع می‌شود و سپس تا لبه آزاد دال گسترش می‌یابد (شکل ۵-۱۰) و (B) شکست خمشی دال که ناشی از گسیختگی FRP تحت کشش و یا خرد شدن بتن تحت فشار صورت می‌پذیرد.

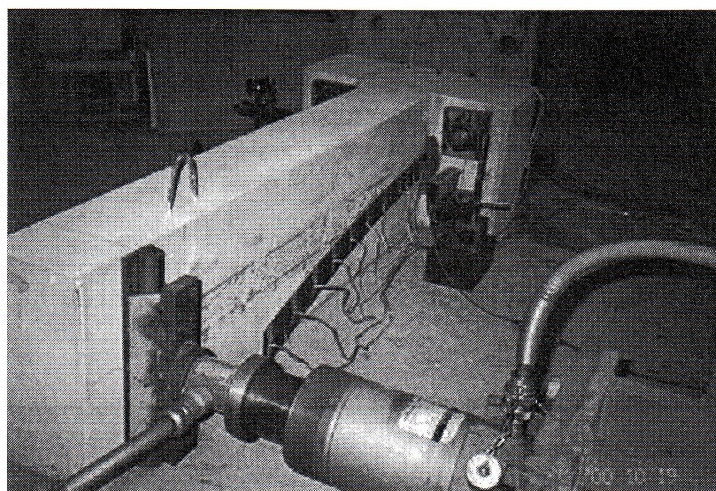
حالت اول شکست شبیه حالت شکست مشابه در تیرهاست که در فصل ۳ در مورد آن صحبت شد. البته محل ترک خوردگی در اینجا طبیعتاً در محل و یا نزدیکی تکیه گاه گیردار است و نه در طول دهانه.



شکل ۵-۱۰



شکل ۵-۱۱



شکل ۵-۱۲

تفاوت‌های موجود بین حالت‌های شکست چسبندگی FRP ناشی از ترک خوردگی‌های خمشی و برشی در طول دهانه تیرها، در اینجا یعنی در مورد دال‌ها مهم نمی‌باشد زیرا در دال‌های نازک ترک خوردگی برشی خیلی کمتر رخ می‌دهد و در اکثر حالات هم دال‌ها نازک هستند. شکل ۵-۱۱ نشان دهنده مراحل شکست چسبندگی یک نوار GFRP می‌باشد که این آزمایش توسط YAO ET AL. (2001) صورت گرفته است. ناحیه جدا شده را می‌توان بسادگی مشخص کرد زیرا رنگ قسمتی از FRP از حالت اولیه خود که زرد بوده به سفید تغییر کرده است. شکل ۵-۱۲ یک نوار GFRP را نشان می‌دهد که به طور کامل از روی دال طره‌ای جدا شده است و همراه با خود یک لایه خیلی نازک از بتن را هم از روی سطح جدا کرده است. بدلیل اینکه YAO ET AL. در آزمایش‌های خود از بتن با مقاومت بالا استفاده کرده بود، مقدار بتن کنده شده همراه با FRP، خیلی کم بود. (YAO ET AL. (2001) شکست چسبندگی انتهای نوار FRP همراه با جدا شدن کاور بتن که اغلب در تیرهای مقاوم‌سازی شده با FRP، رخ می‌دهد، در آزمایشات صورت گرفته بروی دال‌های طره‌ای تاکنون مشاهده نشده است. همانگونه که در بخش ۶-۳ نشان دادیم، مقدار بار وارده متناظر با لحظه جدا شدن انتهای نوار FRP در یک تیر RC، بزرگتر از مقاومت برشی بتن در آن (البته بدون در نظر گرفتن سهم مقاومت برشی آرماتورهای برشی) می‌باشد. در دال‌های طره‌ای، بدلیل اینکه بطور نرمال آرماتور برشی نداریم، بار متناظر با شکست چسبندگی انتهای صفحه یعنی PLATE-END DEBONDING LOAD عموماً بزرگتر از مقاومت برشی دال می‌باشد. این بدان معناست که در هر کدام از این دال‌ها غالباً پیش از اینکه شکست چسبندگی انتهای صفحه چسبانده شده رخ دهد، شکست برشی اتفاق می‌افتد علاوه بر این، شکست برشی در این دال‌ها بحرانی نیست. در مورد دال‌های ضخیم که دارای آرماتورهای برشی می‌باشند. هیچ تحقیقی وجود ندارد که ثابت کند امکان جدا شدن کاور بتن در این دال‌ها وجود دارد یا خیر.

در دال‌های مقاوم‌سازی شده با FRP، عامل دیگری وجود دارد که سبب کاهش احتمال جدا شدن کاور بتن همراه با نوار FRP می‌گردد: عرض این نوارها عموماً خیلی کمتر از فاصله مرکز تا مرکز آنهاست. اما

در تیرها عموماً عرض نوار FRP تقریباً برابر عرض مقطع تیر می‌باشد و بنابراین تمام نیروی منتقل شده از سوی FRP، توسط بتن در طول صفحه شکست، تحمل می‌گردد. اما در دالها این نیروی انتقال یافته هم توسط بتن زیر نوار و هم بتن ناحیه مجاور تحمل می‌گردد. بنابراین جدا شدن کاور بتن احتمال بروز کمی دارد و اگر جدا شدن صفحه از روی بتن رخ دهد، بیشتر به حالت شکست چسبندگی در سطح تماس بتن با چسب اتفاق می‌افتد. برای کاهش دادن احتمال شکست چسبندگی (DEBONDING) ناگهانی، TENG (2000) یک سیستم جدید با نام FIBRE ANCHOR[®] که توسط شرکت تولیدی L & M بفروش می‌رسد را، معرفی کرد. این سیستم که در TENG ET AL. (2000), LAM&TENG (2001) استفاده نشده است از همان الیاف بافته (WOVEN) و رزین اپوکسی تهیه شده که در ساخت کمپوزیت GFRP به کار برده شده‌اند. این سیستم را در نزدیکی تکیه‌گاه گیردار دال طره‌ای نصب می‌کنند تا از پیشرفت و انتشار جدا شدگی FRP از روی بتن، جلوگیری بعمل آورد. اگر از تعداد کافی این مهارها استفاده شود، می‌توان جلوی انتشار شکست چسبندگی یا همان DEBONDING را گرفت. دالهای طره‌ای را می‌توان همچون نیمی از یک دال یک طرفه با تکیه‌گاه ساده در نظر گرفت. (HISABE ET AL. (1997), KARBHARI ET AL. (1999). در آزمایشات خود که بروی دالهای یک طرفه با تکیه‌گاه ساده انجام داده بودند، مشاهده کردند که شکست خمشی در این دالها بدلیل گسیختگی FRP رخ می‌دهد در حالیکه SHAHAWY ET AL. (1996) همین حالت شکست را ناشی از خرد شدن در ناحیه فشاری گزارش کرده است.

۲-۳-۵ دالهای دو طرفه:

دالهای دو طرفه، المانهایی نامعین (INDETERMINATE) می‌باشند بنابراین شکست در آنها در هر قسمتی از صفحه دال که تنش‌ها از ظرفیت خمشی مقطع دال تجاوز کند، ممکن است رخ دهد. اگر از برش پانچ چشم پوشی کنیم، شکست آنها همراه با شکل‌گیری خطوط تسلیم (YIELD LINES) خواهد بود. همانگونه که قبلاً هم اشاره شد، بدلیل ترد بودن رفتار FRP، مشخص نیست که پس از مقاوم‌سازی مقطع، آیا شکل‌پذیری کافی در آن وجود دارد که اجازه دهد شکل‌گیری خطوط تسلیم در صفحه دال ایجاد شود یا خیر. بر این اساس، بر خلاف مبحث دالهای بتن مسلح (بدون مقاوم‌سازی)، بررسی و آنالیز مکانیسم شکست و حالات گوناگون خطوط تسلیم در دال، بی‌ارزش و غیر واقعی خواهد بود.

از آنجائیکه در یک محدوده کوچک از صفحه دال، مقاوم‌سازی صورت می‌گیرد بنابراین خطوط تسلیم به خارج از این محدوده رانده می‌شوند بنابراین مکانیسم شکست در دالهای دو طرفه مقاوم‌سازی شده بصورت شکل‌گیری و ایجاد خطوط تسلیم در خارج از محدوده مقاوم‌سازی شده می‌باشد.

بنظر می‌رسد شکستهای چسبندگی (DEBONDING FAI (URES در دالهای دو طرفه هرگز مورد مطالعه قرار نگرفته باشد. در آزمایشهای صورت گرفته توسط ZHANG ET AL. در سال ۲۰۰۱ هم که بروی دالهای دو طرفه تقویت شده با صفحات فولادی انجام گرفت، هیچ مورد شکست چسبندگی صفحه بروی

بتن مشاهده نشد. حتی در مواردیکه یک صفحه نسبتاً ضخیم بروی قسمت کوچکی از مرکز دال چسبانده شده بود باز هم شکست چسبندگی بدست نیامد. این نشان می‌دهد که در دالهای دو طرفه، احتمال بروز شکست چسبندگی بسیار کم است. همچنین احتمال جدا شدن FRP از روی بتن بدلیل بروز ترکهای خمشی یا برشی در این دالها نسبت به شکست چسبندگی در انتهای صفحه یا نوار FRP، بیشتر است. البته بدلیل عملکرد دو سویه این دالها، احتمال بروز شکست چسبندگی در محل ترکهای بتن و گسترش آن به سایر قسمتهای FRP، نسبت به آنچه در دالهای یک طرفه وجود دارد، کمتر است.

۴-۵ توصیه‌های طراحی برای دالهای یک طرفه:

در طراحی، مقاومت دالهای یک طرفه را باید بروی حالتی شکست زیر کنترل کرد:

(A) شکست خمشی

(B) شکست چسبندگی DEBONDING در اثر بروز ترک خوردگی در طول دهانه دال

(C) جدا شدن انتهای صفحه FRP در تماس چسب و بتن

(D) شکست مهاربندی الیاف

(E) شکست مهاربندی انتهایی ثابت شده (برای دالهای طره‌ای)

برای دو حالت شکست اول، می‌توان از توصیه‌های طراحی ارائه شده در فصل ۳ برای تیرها، استفاده کرد ضوابط طراحی مناسب برای حالتی شکست C, D, E در حال حاضر در دسترس نمی‌باشد. در کاربردهای اجرایی می‌بایست با انجام آزمایشاتی، اطمینان حاصل کرد که این حالات شکست رخ نمی‌دهد.

در شرایطی که در داخل مقطع دال از آرماتورهای برشی هم استفاده نشده باشد، لازم است که امکان جدا شدن کاور بتن هم بررسی شود. در این مورد هم فعلاً متأسفانه کار خاصی توسط محققین صورت نگرفته و تنها انجام آزمایشات مناسب و مربوط می‌تواند راهنمای مطمئن در طراحی به شمار آید.

همچنین نیازمندیهای مهاربندی انتهایی برای تیرها که در فصل ۳ به آنها اشاره شد برای دالهای یک طرفه هم می‌بایست رعایت گردد.

۵-۵ توصیه‌های طراحی برای دالهای دو طرفه:

۱-۵-۵ محاسبه مقاومت خمشی از طریق روش ضریب ممان:

مقاومت خمشی یک دال را می‌توان با استفاده از روش ضریب ممان ارائه شده در آیین‌نامه (BS 8110 (1997)، محاسبه نمود. در این روش، حداکثر ممان خمشی در هر دو جهت دال مشخص می‌گردد سپس مقدار آرماتورهای مورد نیاز برای هر جهت تعیین می‌گردد. ظرفیت ممان پذیری دال در هر راستا را می‌توان با کمک روابط ارائه شده در بخش ۴-۳ بدست آورد.

۲-۵-۵ محاسبه مقاومت خمشی با آنالیز خطوط شکست (تسلیم):

مقاومت نهایی دالهای دو طرفه را می‌توان با کمک آنالیز خطوط تسلیم (YIELD LINE ANALYSIS) که در آیین‌نامه (BS 8110 (1997) مجاز شمرده شده، بدست آورد. در دالهایی که بروی آنها FRP

چسبانده شده، اگر شکستهای خمشی در ناحیه مقاوم سازی شده دال رخ بدهد، آنگاه صحت و درستی آنالیز خطوط تسلیم زیر سؤال می رود به این دلیل که رفتار FRP، ترد و شکننده است بنابراین اجازه شکل گیری مکانیسم شکست پلاستیک را نمی دهد بنابراین در این موارد استفاده از آنالیز خطوط تسلیم توصیه نمی شود اگر در دال دوطرفه، برای مقاوم سازی، قسمت کوچکی از سطح را با FRP پوشانیم و خطوط تسلیم در خارج از این محدوده، شکل بگیرند، می توان برای طراحی FRP از روش ضریب ممان (MOMENT COEFFICIENT) استفاده کرد و برای طراحی دال هم از آنالیز

خطوط تسلیم سود برد زیرا در این شرایط، شکل پذیری دال در حدی است که می توان صحت و درستی آنالیز خطوط تسلیم را در مورد آن، تأیید کرد. در این آنالیز باید با در نظر گرفتن چند مکانیسم شکست یعنی چند حالت برای شکل گیری خطوط تسلیم، با سعی و خطا به کمترین مقدار بار برای ایجاد حالت شکست رسید و آنرا به عنوان بار نهایی قابل تحمل از سوی دال، معرفی کرد. شکل ۳-۵ یک نمونه از خطوط تسلیم را نشان می دهد (ZHANG ET AL. 2001) که برای یک دال که در محدوده مرکزی آن صفحه فولادی چسبانده شده، رسم شده است. عقیده بر این است که دالهای بتن مسلح که ناحیه مرکزی آنها با FRP مقاوم سازی شده، رفتاری مشابه با این دال، از خود بروز دهند.

۳-۵-۵ مقاومت چسبندگی DEBONDING STRENGTHS:

همانگونه که قبلاً اشاره شد دو حالت برای شکست چسبندگی در این دالها می تواند پیش بیاید:

(A) شکست چسبندگی بدلیل ترک خوردگی بتن در طول دهانه

(B) شکست چسبندگی در انتهای صفحه FRP در سطح تماس با بتن

اگر در طراحی، روش ضریب ممان (MOMENT COEFFICIENT) انتخاب شده باشد، حد تنش در FRP، قبل از استفاده از فاکتور کاهشده، می بایست به مقداری که در بخش ۸-۳ توصیه شده که مناسب حالت شکست چسبندگی ناشی از بروز ترک خوردگی بتن می باشد، کاهش داده شده باشد.

اگر از روش آنالیز خطوط تسلیم استفاده کنیم، حداکثر تنش در ناحیه مقاوم سازی شده دال در هر جهت، با توجه به شرایط بارگذاری در طراحی محاسبه گردد. سپس مقدار تنش را در FRP، که از آنالیز مقطع ترک خورده بدست می آید می بایست چک کرد که از حداقل دو مقدار زیر کوچکتر باشد: الف: مقاومت کششی FRP و ب: مقدار تنش چسبندگی توصیه شده در بخش ۸-۳ برای حالت شکست چسبندگی ناشی از ترک خوردگی بتن.

۴-۵-۵ مهاربندی نوارها / صفحات FRP:

می بایست نوارها / صفحات FRP را تا پس از ناحیه ای که قرار است مقاوم سازی شود ادامه داد (در همه جهات) و طول مهاربندی هم نباید کمتر از طول مهاربندی توصیه شده در بخش ۸-۳ برای تیرها باشد.

۶-۵ نتیجه گیری:

تحقیقات و نتایج موجود نشان می‌دهند که در دالهای یک طرفه دو حالت شکست به چشم می‌خورد. شکست خمشی و شکست چسبندگی ناشی از ترک خوردگی بتن در طول دهانه برای هر دو حالت، توصیه‌های فصل ۳ قابل استفاده می‌باشد. حالت شکست چسبندگی همراه با جدا شدن کاور بتن، حداقل برای دالهایی که آرماتور برشی ندارند، غیر محتمل می‌باشد زیرا مقاومت آن (یعنی نیروی لازم برای ایجاد این حالت شکست - مترجم)، بزرگتر از مقاومت برشی دال می‌باشد.

علاوه بر آن در دالهایی که با نوارهای FRP مقاوم‌سازی شده‌اند، تفاوت بین عرض نوارها و فاصله مرکز تا مرکز نوارها، سبب کاهش احتمال جدا شدن کاور بتن می‌گردد. حالت شکست چسبندگی در انتهای صفحه یا نوار FRP، حالتی است که بصورت بالقوه احتمال بروز آن وجود دارد ولی نمی‌توانیم با قطعیت مدلسازیهای ارائه شده برای تیرها را، برای این حالت شکست دالها، استفاده کنیم.

برای دالهای دوطرفه، در ارتباط با شکستهای چسبندگی، مطالعه خاصی صورت نگرفته است. در دالها می‌توان با استفاده از مهارهای الیافی (FIBRE ANCHORS) جلوی پیشرفت و انتشار جدا شدگی FRP و بتن را در محل ترکها مهار کرد. بدین ترتیب دو حالت عمده شکست باقی می‌ماند که آنها عبارتند از: خرد شدن بتن در ناحیه فشاری و دیگری گسیختگی FRP بدلیل کشش. در این موارد، می‌توان مقاومت دال را با روابط مقاومت خمشی که برای تیرها ارائه شده‌اند، بدست آورد (فصل ۳). می‌توان با استفاده از مهارهای الیافی (FIBRE ANCHORS) تا حدود زیادی از وقوع و پیشرفت شکست چسبندگی ناشی از بروز ترک خوردگی جلوگیری کرد. البته در حال حاضر اطلاعات ما در ارتباط با ارزیابی و تخمین توان و تأثیر مهارهای الیافی در جلوگیری و مقاومت در برابر انتشار و رشد شکست چسبندگی FRP و بتن، ناکافی می‌باشد.

فصل ششم

مقاوم‌سازی ستونهای تحت بارهای محوری و خارج از محور

۱-۶ مقدمه:

تا اوایل دهه ۱۹۹۰، دو روش متداول برای مقاوم‌سازی یک ستون بتن مسلح (RC) ضعیف عبارت بودند از: اجرای یک قفس بتنی در اطراف ستون مزبور و دوم: نصب یک پوشش فولادی (STEEL JACKET) در اطراف ستون در حالیکه فاصله این پوشش تا ستون، ملات تزریق شده بود. (BALLINGER ET AL. 1993)

پوشش فولادی مؤثر از قفس بتنی در اطراف ستون می‌باشد زیرا ساخت قفس بتنی در اطراف ستون سبب بالا رفتن وزن سازه و ابعاد ستون می‌گردد. البته هر دو روش از نظر اجرایی، مشکل و هزینه بر می‌باشند و در گاهی موارد استفاده از آنها در محل بسیار دشوار است. پوشش‌های فولادی یک نقطه ضعف مخصوص به خود دارند و آن اینکه در برابر عوامل مخرب محیطی بسیار ضعیف عمل

می‌کنند. (BALLINGER ET AL. 1993, DEMERS 1999) در سالهای اخیر، روش مقاوم‌سازی ستونهای RC با استفاده از مصالح کامپوزیت FRP به سرعت متداول گردیده و جایگزین روشهای قبلی شده است. (SEIBLE 1997, SAADATMANESH ET AL. 1996, BALLINGER 1993)

متداولترین روش مقاوم‌سازی ستونها با FRP، دور پیچ کردن سطح خارجی آنها با نوارها / صفحات FRP می‌باشد. اساس این مقاوم‌سازی که در واقع محصور کردن ستون و ایجاد فشار جانبی بر بتن آن می‌باشد بر این اصل استوار است که وجود فشار محیطی بروی یک المان بتنی افزایش مقاومت فشاری و شکل‌پذیری آن می‌گردد

(MANDER ET AL. 1988, AHMAD & SHAH 1982, RICHART ET AL. 1928) مطالعات زیادی بروی مقاومت فشاری و نیز رفتار تنش-کرنش مربوط به بتن محصورشده با FRP انجام گرفته است. (همانند:

FARDIS & DEMERS & NEALE 1994, HARMON & SLATTERY 1992, AHMAD ET AL 1991, KHALILI 1981, (ZHANG ET AL. 2000, XIAO & WU 2000, ROCHETTE & LABOSSIERE 2000, این مطالعات نشان داده‌اند که بتن محصور شده با FRP رفتار متفاوتی نسبت به بتن محصور شده با فولاد از خود نشان می‌دهد (SPOELSTRA & MONTI 1999, SAMAAAN ET AL. 1997, MIRMIRAN & SHAHAWY 1997).

بنابراین برغم شباهت‌های ظاهری، نمی‌توان توصیه‌های ارائه شده برای ستونهای محصورشده با فولاد را برای ستونهایی که با FRP مقاوم‌سازی شده‌اند، به کار برد.

این فصل در ارتباط با مقاومت و رفتار ستونهای محصورشده با FRP می‌باشد که دقت بارگذاری محوری و یا خارج از محور قرار گرفته‌اند. در ادامه فصل، روشهای مقاوم‌سازی و رفتار ستونهای مستطیلی و یا بیضوی شکل و در نهایت توصیه‌هایی برای طراحی و مقاوم‌سازی ستونهای RC ارائه شده است.

۶-۲ روشهای مقاوم‌سازی:

۶-۲-۱ کلیات:

یکسری از روشهای گوناگون برای مقاوم‌سازی ستونهای RC با استفاده از مصالح مرکب FRP، ارائه شده‌اند.

مواردی که در این بخش مورد اشاره قرار می‌گیرد در ارتباط با موارد معمول و عادی مقاوم‌سازی ستونها در برابر بارهای محوری و نیز مقاوم‌سازی لرزه‌ای آنها می‌باشد و موارد خاص مقاوم‌سازی لرزه‌ای در بخش ۳-۷ مورد بحث قرار خواهند گرفت. روشهای مقاوم‌سازی را می‌توان به سه گروه عمده، دسته‌بندی کرد: (A)

دور پیچ کردن مقطع ستون (WRAPPING) (B) پیچیدن مارپیچی (FILAMENT WINDING)

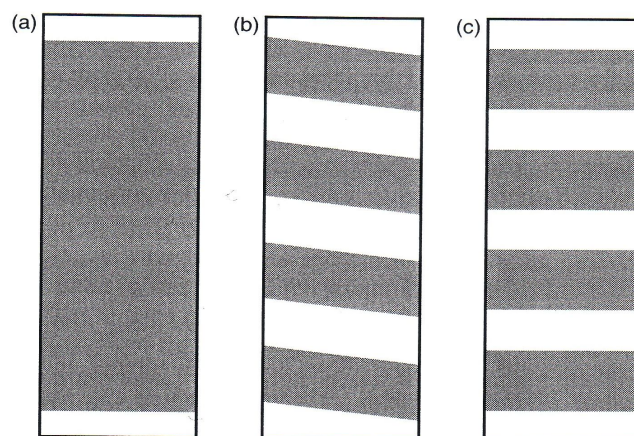
(C) پوشاندن با پوسته‌های پیش‌ساخته (PREFABRICATED SHELL JACKETING)

۶-۲-۲ WRAPPING:

این روش متداولترین تکنیک مقاوم سازی ستونها با استفاده از FRP می باشد. در این روش، صفحات یا نوارهای FRP که الیاف آنها یک جهته (تک راستا) می باشند و یا صفحاتی که الیاف تشکیل دهنده آن بافته (WOVEN) هستند را با رزین آغشته کرده و سپس طی یک پروسه چسباندن خیس (WET LAY-UP) آنرا بدور ستون می پیچند. می توان دورپیچ کردن ستونها را در یک لایه و یا چند لایه بروی هم انجام داد. (شکل ۶-۱۸). یا می توان همانند شکل ۶-۱۸B دور پیچ کردن مقطع ستون را به حالت مارپیچی انجام داد در این حالت نوار یا صفحه FRP قطع نمی شود و پیوسته است. در شکل ۶-۱۸C روش دیگری نشان داده شده که در آن از حلقه های مجزای ساخته شده از نوارهای FRP برای محصور کردن و دور پیچ کردن ستون استفاده می گردد. افزایش مقاومت بتن، ناشی از وجود لایه محصور کننده خارجی FRP نخستین بار توسط در سالهای ۱۹۸۱ و ۱۹۸۲ بیان شد. استفاده از این روش بروی ستونهای واقعی

نخستین بار در اواسط دهه ۱۹۸۰ توسط ژاپنیها صورت گرفت. (ACI 1996)

پس از آن، موارد متعددی از این تکنیک برای مقاوم سازی ستونهای ساختمانها و نیز پایه پلها گزارش شده است. (TAN 1997, NEALE-LABOSSIERE 1997, ACI 1996)



شکل ۶-۱

۶-۲-۳: FILAMENT WINDING

اصول این روش شبیه به روش دور پیچ کردن است با این تفاوت که در این تکنیک به جای استفاده از نوارها / صفحات FRP، از الیاف پیوسته، استفاده می گردد و به این ترتیب عمل پیچیدن این الیاف دور مقطع ستون بصورت اتوماتیک با دستگاهی که توسط کامپیوتر کنترل می شود، انجام می گیرد. در این پروسه، یک پوشش FRP با ضخامت و حجم کنترل شده دور ستون، ایجاد می گردد. اولین بار ایده محصور کردن ستونها با الیاف پیوسته آغشته شده در رزین، توسط FARDIS & KHALILI در سال ۱۹۸۱ بیان شد و اولین دستگاه دور پیچ کردن ستون برای این روش در اواسط دهه ۱۹۸۰ در ژاپن ساخته شد. (ACI 1996)

۶-۲-۴ پوشش پیش ساخته: (PREFABRICATED)

در این روش پوسته‌های مورد استفاده را ابتدا قبل از آوردن به محل اجرا آماده می‌کنند. آنها را عموماً به دو شکل نیم دایره و نیم مستطیلی می‌سازند و یا به شکل دایره که یک شکاف در طول این پوسته وجود دارد تا بتوان آنرا دور ستون قرار داد. (OHNO ET AL. 1997, NANNI & NORRIS 1995) همچنین گاهی این پوشش را به صورت توپی (رُل) پیوسته، می‌سازند و در محل آنرا استفاده می‌کنند. (XIAO & MA 1997) برای اینکه عمل محصور کردن مؤثر واقع گردد حتماً بایستی اطمینان حاصل شود که تماس و فشار کامل در تمام سطح تماس پوسته دور ستون را با استفاده از چسب انجام داد (XIAO & MA 1997) و یا اینکه فاصله بین پوسته و ستون را ملات مناسب سیمان تزریق کرد. (OHNO ET AL. 1997, NANNI & NORRIS 1995) یک جنبه جالب از کاربرد این پوسته‌های پیش‌ساخته، ایفای نقش آنها بعنوان قالب در اصلاح شکل مقطع ستون بتنی است که در عین حال مقاوم‌سازی ستون هم انجام می‌گیرد. این مورد اخیراً توسط TENG & LAM (2001) مورد اشاره قرار گرفت. آنها پیشنهاد کردند ستوهای مربع یا مستطیل شکل را با استفاده از این مورد اشاره قرار گرفت. پوسته‌ها بعنوان قالب، تغییر شکل داده و به صورت ستونهایی با مقطع دایره یا بیضی در آورند تا علاوه بر مقاوم‌سازی، پیوستگی و انسجام و فشار لازم بین پوسته و بتن بدست آید.

۵-۲-۶ مقایسه روشهای مقاوم‌سازی:

هر کدام از سه روش ذکر شده دارای مزایا و معایبی می‌باشد. این موارد در جدول ۱-۶ آورده شده‌اند. اما در مجموع روش دور پیچ کردن مقطع ستون (WRAPPING) متداولترین روش مقاوم‌سازی ستونها در حال حاضر می باشد زیرا از نظر اجرایی یک روش انعطاف پذیر و در عین حال ساده‌تر از دو روش دیگر می‌باشد. FILAMENT WINDING هم که شباهت زیادی با روش دور پیچ کردن مقطع دارد، از این به بعد جزء همان روش اول محسوب می‌گردد و تمام موارد و توصیه‌های انجام شده برای حالت WRAPPING شامل این حالت هم می‌گردد، مگر در مواردی که عنوان شود.

۶-۲-۶ جنبه‌های اجرایی:

قبل از انجام مقاوم‌سازی ستون با FRP با هر کدام از این سه روش، ابتدا می‌بایست سطح ستون آماده و پرداخت گردد. تا یک سطح سخت، خشک و تمیز بدست آید. تمام قسمت‌های صدمه دیده و یا ضعیف باید برداشته شود و جای آن را با بتن خوب و یا ملات سیمان و یا حتی اپوکسی پر کنند.

جدول ۱-۶

معایب	مزایا	روش
کنترل کیفی ضعیف و نیاز به عوامل انسانی برای اجرا	انعطاف پذیری آن در انطباق با اشکال گوناگون مقطع ستون+ سادگی در حمل	WRAPPING

	و نقل اجرا و عدم نیاز به تجهیزات ویژه	
نیاز به تجهیزات و دستگاه ویژه، انعطاف پذیری کم در انطباق با شکلهای ابعاد خاص مقطع ستونها	کنترل کیفیت پیشرفته کاهش نیاز به نیروی کار در محل	FILAMENT WINDING
هزینه پیش ساخته کردن پوسته ها، محدودیت برای استفاده بروی ستونهای با شکلهای مقطع گوناگون	حداقل نیاز به نیروی کار در محل مفید برای اصلاح شکل ستونها	PREFABRICATED SHELLS

در مورد ستونهای با مقطع مستطیل یا مربع یادآوری شود که قبل از انجام مقاوم سازی باید گوشه ها و لبه های آنها را گرد کرد. با هم از تمرکز تنش در FRP قرار گرفته بروی این قسمتها جلوگیری گردد و هم میزان تأثیر و فشار FRP بروی وجوه مقطع ستون، افزون گردد. اگر از پوسته پیش ساخته استفاده می کنیم، چون عموماً یک فضایی بین پوسته و ستون وجود دارد که آنرا با ملات منبسط شونده و یا غیر منبسط شونده پر می کنند، این لبه ها خود به خود پوشانیده می گردد (NANMI & NORRIS, OHNO 1997). سایر اشکال ستونها هم اگر لبه نیز داشته باشند می بایست گرد گردد.

هم در حالت استفاده از روش WRAPPING و هم روش پوسته های پیش ساخته، یک یا چند درز قائم در FRP بوجود می آید. این درزها لازم است که به اندازه کافی محکم باشند تا حالت شکست FRP در این درزها، حالت کنترل کننده مقاومت نشود و از حداکثر مقاومت کششی FRP استفاده شود. وقتی که FRP را بدور مقطع می پیچیم می بایست توجه کافی کنیم که هر حلقه، مقدار مناسبی پوشش OVER LAP بروی حلقه قبلی داشته باشد. اگر از FRP به شکل پوسته های پیش ساخته استفاده می گردد می بایست یک نوار اضافی از جنس FRP بروی پوسته ها کشیده شود با شکاف بین دو پوسته قرار گرفته در کنار هم پوشانده شود و همچنین پوسته ها به صورتی چیده شوند که شکاف لبه آنها دقیقاً بروی یکدیگر واقع نشود و بصورت متناوب باشد همانند آجر چینی یک دیوار که درز بین آجرهای متوالی نباید در یک راستای قائم قرار گیرد و باید بصورت متناوب در کنار یکدیگر گذاشته شوند.

در این حالت، تعداد مؤثر لایه ها را باید برابر تعداد کل آنها منهای یک لایه در نظر گرفت تا اثر منفی شکاف بین لایه ها را لحاظ کرده باشیم. (XIAO & MA 1997) در اغلب حالات محصور کنندگی FRP بطور طبیعی بوجود خواهد آمد زیرا بتن ستون اندکی پهن خواهد شد یعنی در جهت شعاعی تغییر شکل

خواهد داد اما می‌توان بصورت فعال هم بلافاصله پس از محصور کردن ستون، آنرا تحت فشار قرار داد. بدین منظور می‌توان از پوشش FRP (FRP JACKET) با سائز اندکی بزرگتر از مقطع ستون استفاده کرد و سپس داخل این فضای بین پوشش و بتن را با ملات سیمانی منبسط شونده پر کرد یا تحت فشار، به داخل این فضا رزین تزریق نمود.

(SAADATMANESH ET AL. 1997, PRIESTLEY & SEIBLE 1995) همچنین در دور پیچ کردن مقطع WRAPPING از الیاف پیش تنیده استفاده کرد. به این ترتیب بدون اینکه ستون تغییر شکل دهد، فشار محیطی بر آن وارد خواهد شد.

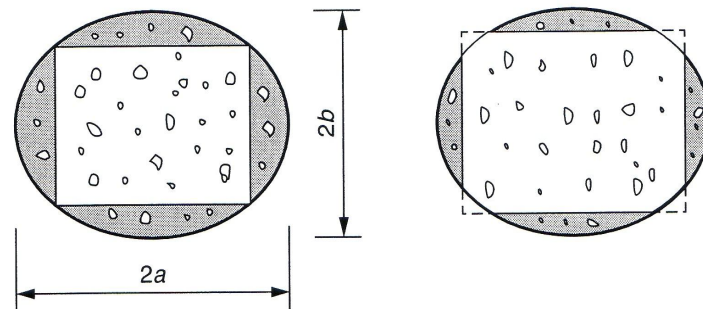
۶-۲-۷ اصلاح شکل مقطع:

پوششهای FRP، حالت محصور کنندگی خیلی مؤثری را برای ستونهای دایروی شکل فراهم می‌کند در حالیکه تأثیر آن بروی ستونهای مستطیلی خیلی کمتر است. اگر شکل این ستونها را اصلاح کنیم یعنی تغییر دهیم و آنها را به حالت دایره یا بیضوی شکل در آوریم می‌توانیم تأثیر محصور کنندگی FRP را بسیار بیشتر کنیم.

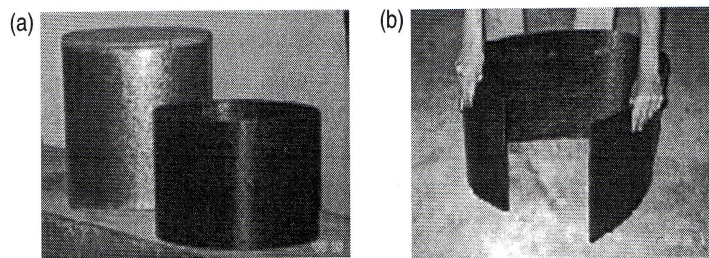
نخستین بار این ایده توسط PRIESTLEY & SEIBLE (1995) مطرح شد. آنها با اضافه کردن بتن (PRECAST) به مقطع موجود، آنرا به شکل دایره یا بیضی در می‌آوردند. همچنین می‌توان با استفاده از سیمان FAST - CURED قبل از دور پیچ کردن مقطع، شکل آنرا اصلاح کرد (SAADATMANESH ET AL. 1997) البته غالباً ستونهای مستطیلی، به شکل بیضوی در می‌آیند و ستونهای مربع شکل هم به شکل دایره اصلاح می‌گردند.

می‌توان برای مقاوم سازی ستونهای مستطیلی از پوسته‌های FRP بیضوی و یا دایروی شکل پیش ساخته استفاده کرد. (TENG AND LAM 2001). ابتدا مطابق شکل ۶-۲A، پوسته مستطیل شکل دور ستون مستطیلی قرار داده می‌شود سپس فاصله بین پوسته و ستون را با بتن پر می‌کنند. در اینصورت پوسته FRP هم نقش قالب برای اصلاح شکل ستون را خواهد داشت و هم نقش اصلی خودش که مقاوم سازی و محصور کنندگی ستون، می‌باشد. البته می‌توان برای اینکه ابعاد مقطع خیلی بزرگ نشود، همانند شکل ۶-۲B ابتدا گوشه‌های آنرا گرد کرد. همانگونه که در شکل ۶-۳ نشان داده شده است، می‌توان برای مقاوم سازی ستونها از پوسته‌هایی که در آنها یک شکاف تعبیه شده استفاده کرد، می‌توان به سادگی با از هم باز کردن لبه‌های این شکاف پوسته را دور ستون قرار دارد. فقط همانگونه که قبلاً اشاره شده می‌بایست وقتی که این پوسته‌ها در ارتفاع ستون بروی یکدیگر استفاده می‌گردد باید از روش پیشنهاد شده توسط XIAO & MA 1997 که در بخش ۶-۲-۴ ذکر شد برای محکم کردن آنها بروی یکدیگر استفاده کرد (پیچیده یک لایه نوار FRP اضافی بروی این لایه‌ها تا آنها را محکم بروی هم نگاه دارد). پوسته بیضی شکل از جنس CFRP که در شکل ۶-۳ ملاحظه می‌گردد، در لابراتوری ساخته شده است. به این صورت

که یک ورق الیاف را دور تا دور یک میله پیچیده‌اند (TENG AND LAM 2001). در عمل می‌توان این پوسته‌ها را با پیچیدن مارپیچی (FILAMENT WINDING) ساخت.



شکل ۶-۲



شکل ۶-۳

۶-۳ حالات شکست و رفتار نمادین ستونهای بتنی محصور شده با FRP:

۶-۳-۱ ستونهای با مقطع دایروی شکل:

وقتی یک ستون محصور شده با FRP تحت بار گذاری فشاری محوری قرار گیرد، مقطع ستون بصورت جانبی پهن می‌شود و بدین ترتیب توسط FRP تحت فشار محیطی قرار می‌گیرد. در شکل ۶-۴ عملکرد محصورکنندگی FRP بروی یک ستون دایروی شکل نشان داده شده است. در ستونهای دایره‌ای شکل، بتن تحت فشار محصورکنندگی یکنواخت قرار می‌گیرد و حداکثر فشار محصورکنندگی ایجاد شده توسط FRP، بستگی به مقدار و مقاومت FRP مصرف شده و قطر هسته بتنی محصور شده دارد. این فشار برابر است با:

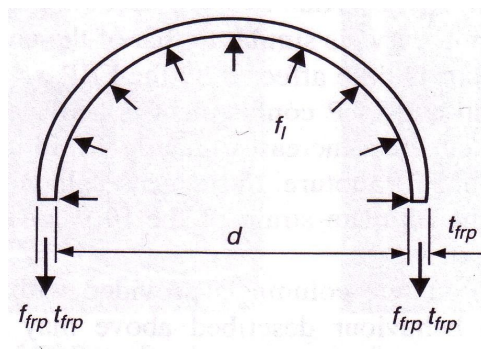
$$f_1 = \frac{2f_{frp} t_{frp}}{d} = \frac{\rho_{frp} f_{frp}}{2} \quad (6-1)$$

در این رابطه نشاندهنده مقاومت کششی FRP و T_{FRP} کل ضخامت FRP مصرف شده می‌باشد. D قطر بتن محصور شده و ρ_{frp} نسبت حجمی FRP است که برابر است با:

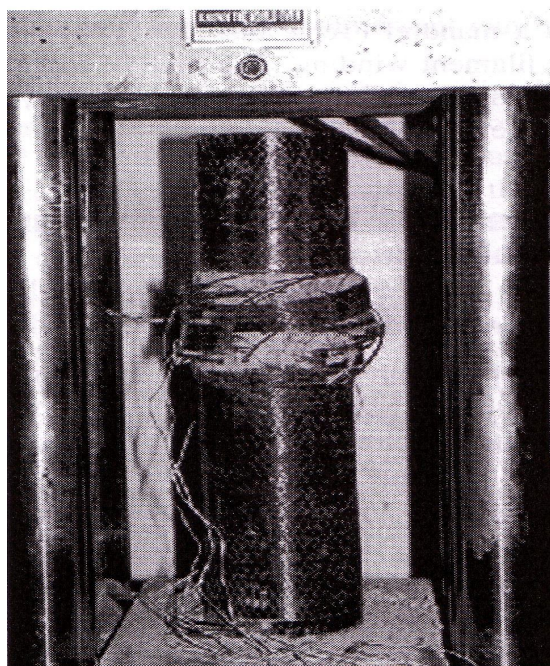
$$\rho_{frp} = \frac{\pi d t_{frp}}{\pi d^2 / 4} = \frac{4 t_{frp}}{d} \quad (6-2)$$

از آنجا که FRP تحت کشش در راستای محیطی قرار می‌گیرد (شکل ۶-۴) شکست وقتی فرا می‌رسد که در FRP گسیختگی رخ دهد (۶-۵) این حالت شکست، عمده‌ترین حالت شکست گزارش شده در خلال

آزمایشات صورت گرفته بر روی نمونه‌های دایروی شکل محصور شده با FRP می‌باشد. (LAM 2001a, TENG AND



شکل ۴-۶

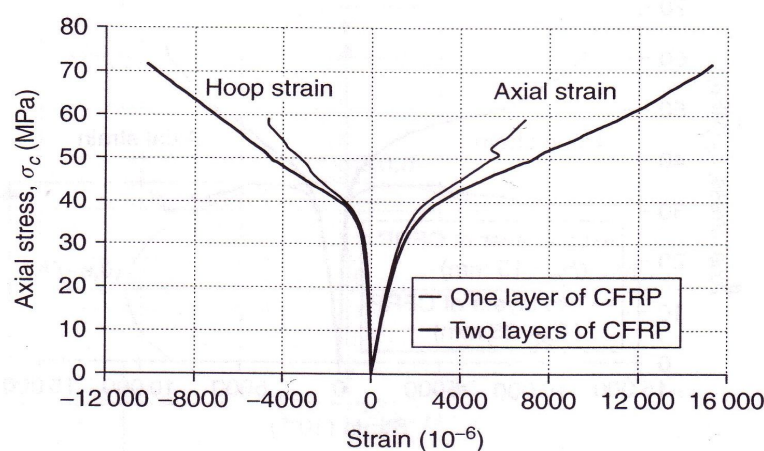


شکل ۵-۶

البته در برخی موارد هم شکست گزارش شده، بصورت جدا شدن FRP در نقاط درزها می‌باشد. (DEMERS & NEALE 1994, NANNI & BRADFORD 1995) که البته این حالت در نمونه‌هایی گزارش شده که در آنها طول همپوشانی به میزان کافی رعایت نشده باشد. آزمایشات موجود همچنین نشان داد که منحنی تنش-کرنش بتن محصور شده با FRP در ستونهای دایروی شکل، یک حالت دو خطی دارد و شیب نمودار آن (سختی) در محله‌ای که مقدار تنش هنوز در سطح مقاومت بتن محصور نشده قرار دارد، تند می‌باشد. (SAMAAN ET AL. 1998, TOUTANJI 1999) این مورد در شکل ۶-۶ ملاحظه می‌گردد. در برخی آزمایشات صورت گرفته توسط XIAO & WU (2000) که مقدار FRP مصرفی برای محصور کردن بتن خیلی کم بود و تأثیر خاصی بر افزایش مقاومت بتن نداشت، منحنی

تنش- کرنش به این صورت که در بالا اشاره شد و در شکل ۶-۶ رسم شده نبود. در مرحله خطی اول این نمودار، شیب نمودار شبیه نمودار مربوط به بتن محصور نشده می باشد و این بدان معنی است که هنوز در این مرحله وجود FRP تأثیر خاصی بر عملکرد و رفتار بتن نگذاشته است.

در مرحله بعدی نمودار بتن ترک می خورد و عملکرد محصور کنندگی FRP فعال می گردد (TOUTANJI 1999). با افزایش یافتن کرنش FRP، مقدار تنش محصور کنندگی هم افزایش می یابد تا جاییکه تنش در FRP به حد مقاومت کششی آن برسد. در این حالت، مقدار نهایی تنش در بتن و نیز کرنش در FRP به مقادیر حدی خود می رسند (MIRMIRAN ET AL. 1998A). اگر مقدار محصور کنندگی FRP کم باشد، ممکن است رفتار تنش-کرنش در خطی که در بالا شرح داده شد، رخ ندهد.

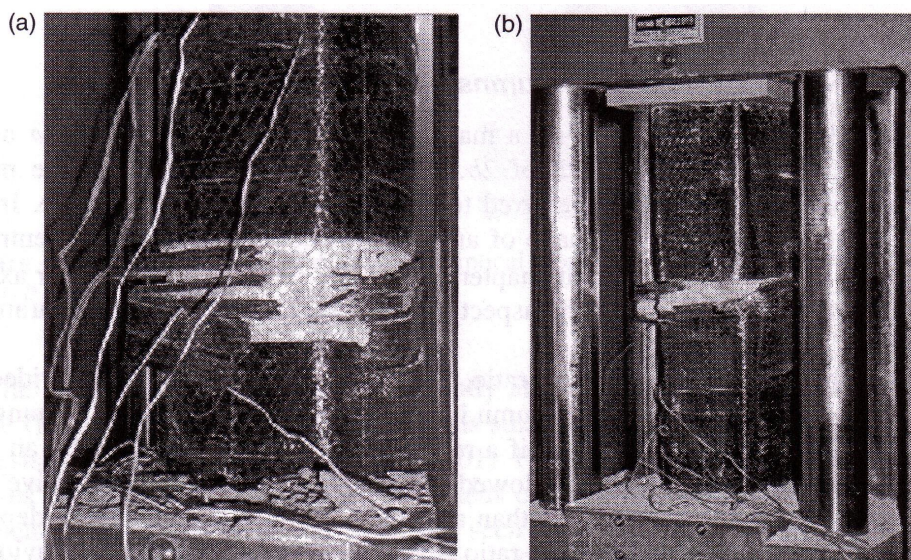


شکل ۶-۶

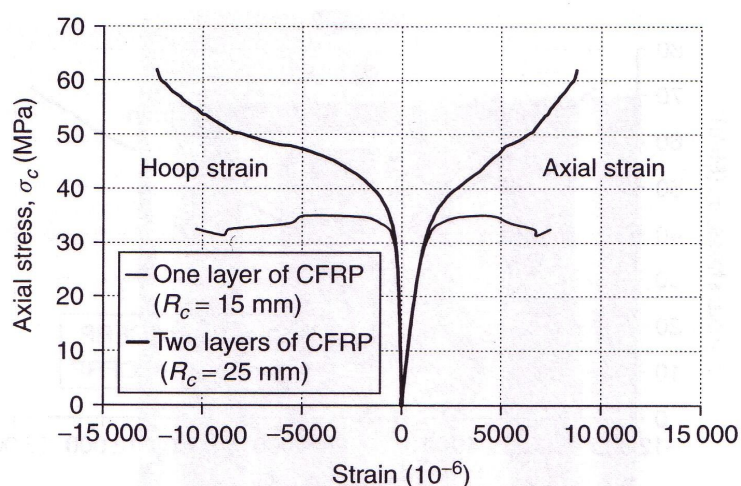
۲-۳-۶ ستونهای بتنی مستطیلی شکل:

تاکنون اثبات شده است که عملکرد محصور کنندگی FRP در این ستونها نسبت به ستونهای دایروی شکل، خیلی کمتر است حتی اگر گوشه های مقطع این ستونها گرد هم شده باشند. این به دلیل آنست که در ستونهای مستطیلی شکل، فشار محصور کنندگی یکنواخت نمی باشد و تنها قسمتی از بتن به طور مؤثر تحت فشار جانبی قرار می گیرد.

منحنی های تنش-کرنش دارای شاخه ای با سیر نزولی می باشند، اما در این حالات FRP تأثیر اندکی بر افزایش مقاومت ستون دارد.



شکل ۶-۷



شکل ۶-۸

شکل ۶-۸ نشان می‌دهد که دو حالت برای نمودار تنش-کرنش با توجه به دو مقدار متفاوت FRP و نیز شعاع متفاوت برای گرد کردن گوشه‌های مقطع، بدست آمده است. در این مورد نوع کامپوزیت مصرفی CFRP بوده است. از دو نمودار رسم شده، آن نمودار که مربوط به استفاده از یک لایه CFRP و شعاع گرد کردن کوچک‌تر برای گوشه‌های مقطع می‌باشد. در انتها حالت نزولی پیدا می‌کند. این بدان معناست که قبل از رسیدن FRP به حد نهایی کرنش خود، بتن محصورشده به حد نهایی مقاومت فشاری خود، می‌رسد و نمودار در جایی تمام می‌شود که FRP به کرنش نهایی خود می‌رسد و تا قبل از آن چون بتن به حد نهایی مقاومت خود رسیده بود، سهم بزرگی از تنشها را FRP به تنهایی تحمل می‌کند. دلیل نزولی شدن ادامه نمودار همین است. در این شرایط مقاومت فشاری نمونه احتمال دارد که قدری از مقاومت بتن محصور

نشده فراتر رود و احتمال هم دارد که نرود.

(ROCHETTE & LABOSSIERE 2000, MIRMIRAN ET AL. 1998A, XIAO & WU 2000)

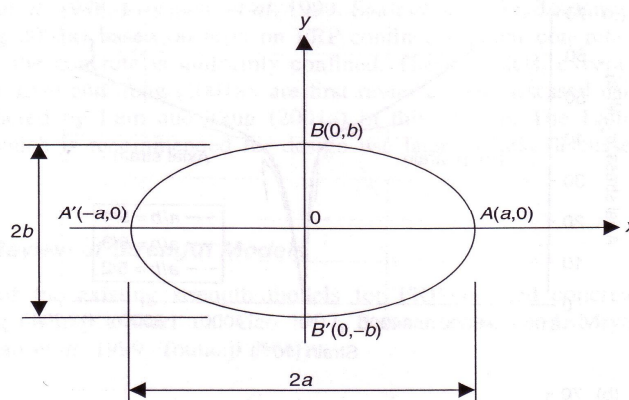
۳-۳-۶ ستونهای بیضوی شکل:

در شکل ۹-۶ یک بیضی را با قطر بزرگ به طول $2a$ در راستای $A-A'$ و قطر کوچک به طول $2b$

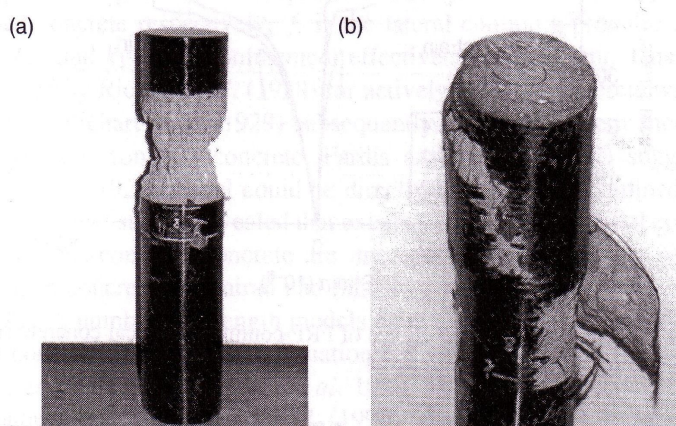
در راستای $B-B'$ ملاحظه می کنید. در مباحث ریاضی، خروج از مرکزیت بیضی را با $e = \frac{\sqrt{a^2 - b^2}}{a}$

نشان می دهند. ولی ما در بحث خود از نسبت $\frac{a}{b}$ بعنوان یک پارامتر مربوط به شکل بیضی استفاده می کنیم.

با فرض به کارگیری یک مقدار معین FRP، میزان تأثیر محصورکنندگی پوشش FRP بروی ستونهای بیضوی شکل، ما بین ستونهای دایروی و مستطیلی قرار دارد. به عبارت دیگر اگر یک ستون مستطیلی شکل را ضمن مقاوم سازی، با اصلاح شکل به صورت بیضوی در آوریم میزان سودمندی و تأثیر عملکرد محصورکنندگی بیشتر خواهد بود. در ستونهای بیضوی و مستطیلی نسبت قطر بزرگ به قطر کوچک و یا طول به عرض در میزان تأثیر عمل محصور کردن، خیلی دخالت دارد هر چه این نسبت بزرگتر شود میزان تأثیر FRP کمتر می شود.

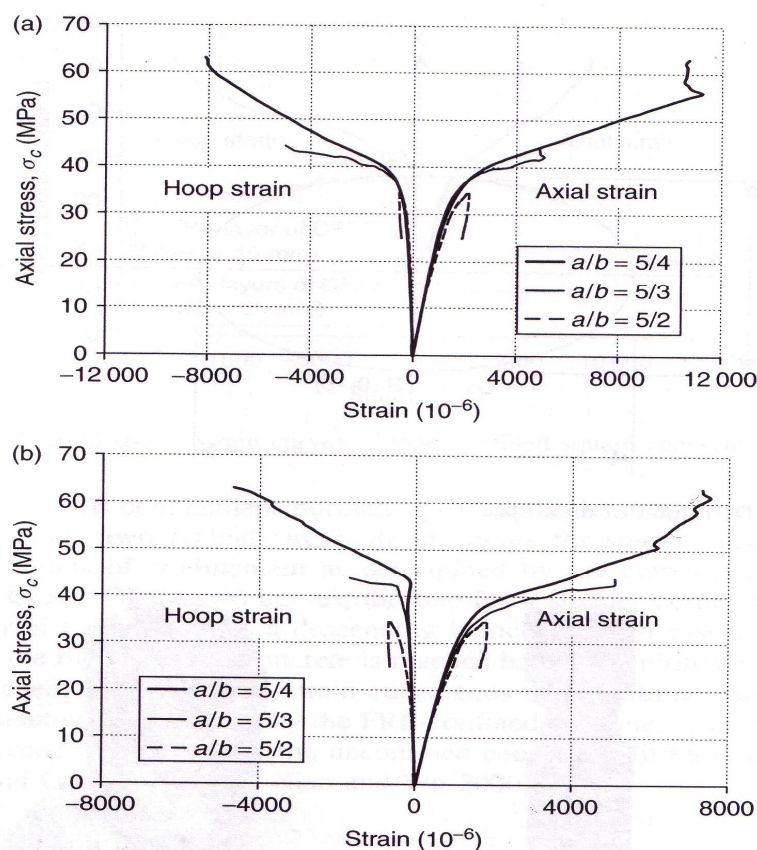


شکل ۹-۶



شکل ۱۰-۶

وقتی این نسبت بزرگ باشد، همانگونه که در شکل B-۱۰-۶ نشان داده شده، محل گسیختگی FRP عموماً در گوشه مقطع رخ می‌دهد اما وقتی این نسبت کوچک است، محل گسیختگی متغیر است و محل خاصی را نمی‌توان برای آن تعیین کرد (TENG AND LAM 2001). در شکل ۱۱-۶ منحنی‌های تنش-کرنش مربوط به سه نمونه آزمایشی بیضوی شکل با نسبت قطر متفاوت نشان داده شده است. همانگونه که ملاحظه می‌شود برای دو حالت $\frac{a}{b}$ برابر $\frac{5}{4}$ و $\frac{5}{3}$ وضعیت منحنی با حالت $\frac{a}{b}$ برابر $\frac{5}{2}$ متفاوت است. این منحنی‌ها به روشنی اثر نسبت اضلاع/اقطار را بر عملکرد نمونه‌های محصور شده با FRP نشان می‌دهند.



شکل ۱۱-۶

۴-۶ مقاومت فشای بتن محصور شده با FRP:

۱-۴-۶ کلیات:

در طراحی برای مقاوم‌سازی ستونها، الزامی است که بتوانیم مقدار افزایش مقاومت بتن پس از استفاده از FRP بعنوان محصورکننده بتن، محاسبه کنیم. هر چند که حجم بزرگی از اطلاعات در زمینه بتن محصور شده با فولاد وجود دارد (CUSSON & PAULTRE 1995, MANDER ET AL. 1998, RICHART 1928) اما این اطلاعات برای محاسبه مقاومت فشاری بتن محصور شده با FRP، دست بالا و غیر محافظه کارانه (UNCONSERVATIVE) می‌باشد.

باشد. (SAAFI 1999, SAMAAN ET AL. 1988, MIRMIRAN & SHAHAWY 1997) بنابراین لازم بود که مدلسازی مقاومت فشاری برای این بتن ها ارائه گردد. این کار توسط تعدادی از محققین انجام شده است نظیر:

KARBHARI & GAO 1997, MIRMIRAN ET AL 1998, LAM & TENG 2001A...

ابتدا این مدلها را بصورت خلاصه دوره می کنیم و سپس نتایج آنها را با نتایج مدلسازی LAM & TENG مقایسه و بررسی خواهیم کرد.

۲-۴-۶ دوره مدلسازی های مقاومت:

تعدادی از مدلسازیهای انجام شده برای بتن محصور شده با FRP بصورت زیر می باشند:

(SAAFI ET AL. 1999, KARBHARI & GAO 1997, TOUTANJI 1999).

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + k_1 \frac{f_L}{f'_{co}} \quad (6-3)$$

در این رابطه f'_{cc} و f'_{co} به ترتیب مقاومت فشاری بتن محصور شده و بتن محصور نشده می باشد و f_L هم مقدار فشار محصور کننده است که از رابطه (۶-۱) بدست می آید. k_1 هم ضریب تأثیر عمل محصور کردن می باشد. این ضریب توسط RICHART ET AL. 1928 برابر ۱-۴ پیشنهاد شد که البته مربوط به محصور کردن فعال بتن (ACTIVE CONFINING) می باشد و مدلسازی خود را برای بتن محصور شده با فولاد انجام داده بود. البته FARDIS & KHALILI در سال ۱۹۸۲ اعلام کردند که می توان از مدل RICHART ET AL. 1928 بصورت مستقیم برای بتن محصور شده با FRP استفاده کرد.

در سالهای اخیر بررسیهای انجام گرفته مشخص کرد که مدلسازیهای موجود برای محاسبه مقاومت فشاری محوری مربوط به بتن محصور شده با فولاد، دست بالا و غیر محافظه کارانه می باشد و نباید آنرا برای FRP به کار برد. (MIRMIRAN & SHAHAWY 1997, SAAFI ET AL. 1999) تعدادی از مدلسازیهای انجام شده از همان معادله ۳-۶ استفاده کرده اند ولی ضریب k_1 را اصلاح کرده اند. (□, KARBHARI & GAO 1997)

MIYAUCHI ET AL. 1999 پیشنهاد کرد که k_1 را برابر ۲/۸۹ در نظر بگیرند. او این مقدار را با توجه به نتایج تجربی بدست آمده از آزمایشات بروی نمونه های بتنی محصور شده با CFRP و با بتن هایی که مقدار f'_{co} یعنی مقاومت فشاری آنها از ۲۰ تا ۱۰۰ MPa تغییر می کرد، ارائه کرده است. در سایر مدلسازیها (نظیر SAMAAN 1998, KARBHARI & GAO 1997, SAAFI ET AL. 1999, TOUTANJI 1999) مقدار

دار k_1 ثابت نمی باشد و بستگی به مقدار f_L و یا نسبت $\frac{f_L}{f'_{co}}$ دارد. در جدول ۲-۶ این موضوع نشان داده

شده است. در میان این مدلسازیها، مدل های پیشنهاد شده از سوی SAMAAN 1998, SAAFI ET AL. 1999 براساس نتایج بدست آمده از لوله های (TUBES) از جنس FRP که با بتن پر شده بودند، می باشند در حالیکه سایر مدلسازیها عمدتاً بروی نتایجی استوار است که حاصل از آزمایش بروی نمونه های بتنی دور پیچی شده با FRP می باشد. در جدول ۲-۶ مدل پیشنهاد شده توسط

KARBHARI - GAO 1997 با اسم مدل شماره I ارائه شده از سوی KARBHARI - GAO 1997 معرفی شده زیرا آنها در مقاله خود مدل دیگری را هم ارائه کرده بودند. (MIRNIRAN ET AL (1998A)، اثر نسبت طول به قطر نمونه ها $\frac{L}{d}$ را هم مدنظر قرار داده و برای مقاومت فشاری بتن محصور شده رابطه زیر را برحسب مقاومت فشاری یک نمونه با $\frac{L}{d} = 2$ ، بیان کرده است.

$$f'_{cc} = f'_{cc2.1} \left[0.0288 \left(\frac{L}{d} \right)^2 - 0.263 \left(\frac{L}{d} \right) + 1.418 \right] \quad (6-4)$$

جدول ۶-۲

Source	Karbhari and Gao (1997):I	Samaan et al. (1998)	Miyauchi et al. (1999)	Saafi. et al. (1999)	Toutanji (1999)
Equation			$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + k_1 \frac{f_l}{f'_{co}}$		
k_1	$2.1 \left(\frac{f_l}{f'_{co}} \right)^{-0.13}$	$6.0 f_l^{-0.3}$	2.98	$2.2 \left(\frac{f_l}{f'_{co}} \right)^{-0.16}$	$3.5 \left(\frac{f_l}{f'_{co}} \right)^{-0.15}$

جدای آنچه در جدول ۶-۲ ذکر شده، مدل دیگری هم توسط KARBHARI - GAO 1997 ارائه شده که آنرا مدل شماره II می نامیم.

از سوی دیگر مدل ارائه شده از سوی MANDER 1988، توسط برخی از محققین برای پیش بینی مقاومت فشاری بتن محصور شده با FRP مورد استفاده قرار گرفته است. (SPOWLSTRA & MONTI 1999, SAADATMANESH ET AL. 1994, PURBA-MUFTI 1999) و رابطه زیر را پیشنهاد کرده اند:

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f_l}{f'_{co}} \quad (6-6)$$

برای ستونهایی که تمام ارتفاع آنها دور پیچی نشده و بین حلقه های FRP تشکیل شده بروی آنها قابل ملاحظه ای وجود دارد، SAADATMANESH و همکارانش پیشنهاد کرده اند که از رابطه ۶-۶ استفاده شود با این تفاوت که به جای f_l در این رابطه از f'_L استفاده شود که می توان آنها را بصورت زیر به هم مربوط کرد:

$$f'_L = k_g f_L \quad (6-7)$$

در این رابطه K_g بصورت زیر تعریف می شود:

$$k_g = \frac{(1 - s_{frp} / (2d))^2}{1 - \rho_{sc}} \quad (6-8)$$

در این رابطه S_{FRP} فاصله خالص عمودی بین نوارهای مجزا و p_{sc} نسبت سطح مقطع آرماتورهای فولادی طولی به کل سطح مقطع ستون می‌باشد.

مدلسازیهای موجود برای تنش-کرنش بتن محصورشده با FRP (همانند مدل XIAO & WU 2000) شامل یک فرمول برای شرایط نهایی گسیختگی FRP می‌باشند که می‌توان از آن برای پیش‌بینی مقاومت حداکثر در مواردی که اثر محصورکنندگی حیاتی و بسیار مهم است، بهره برد. وقتی اثر محصورکنندگی کم است، مقدار تنش در FRP به مقدار حداکثر مقاومت آن نمی‌رسد (این موضوع قبلاً هم اشاره شده بود).

۳-۴-۶ نتایج تجربی:

در طی چند سال گذشته آزمایشات زیادی بروی بتن محصور شده با FRP صورت گرفته که نتایج آنها توسط

LAM - TENG (2001) جمع‌آوری شده است. با کمک این نتایج LAM & TENG (2001A) یک پایگاه اطلاعاتی جامع فراهم کرده‌اند. این پایگاه شامل بیش از ۲۰۰ مورد آزمایش و نتایج آن بروی نمونه‌های آزمایشی ستونهای دایروی شکل محصورشده با FRP می‌باشد. در پایگاه داده‌ها نمونه‌هایی مورد آزمایش قرار گرفته‌اند که مقاومت فشاری بتن محصورشده آنها ۱۸ MPA تا ۱۰۹/۵ MPA می‌باشد و قطر آنها از ۵۱ تا ۱۹۰/۶ mm و نیز نسبت طول به قطر آنها یعنی $\frac{L}{d}$ از ۲ تا ۵ متغیر است. همچنین در این آزمایشات از هر سه نوع متداول FRP یعنی CFRP, GFRP, AFRP استفاده شده است.

هر جا که لازم است این پایگاه داده‌ها را جهت متمایز کردن آن با پایگاه داده‌های معرفی شده در بخش بعدی یعنی بخش ۵-۶ که مربوط به کرنش می‌باشد، پایگاه داده‌های مربوط به مقاومت فشاری می‌نامیم. LAM - TENG (2001A) برای مطالعه و ارائه مدلسازی خود از این پایگاه داده‌ها استفاده کردند. برای اینکه بررسیهای آنان دقیقتر باشد، آنها برخی از نتایج مشکوک را از منبع خود حذف کردند مثلاً در مواردیکه حالت شکست نمونه‌ها حالتی غیر از گسیختگی FRP بود و یا اینکه نمونه‌هایی که بطور کامل با FRP دور پیچ نشده بودند و امثال این موارد.

در اغلب موارد، مقاومت فشاری بتن استفاده شده برای ساخت نمونه‌ها، کمتر از ۶۵ MPA بود. نتایج آزمایش بروی نمونه‌هایی که مقاومت فشاری بتن آنها در حالت محصور شده از ۱۰۰ MPA بیشتر بود هم از سوی آنها مورد توجه قرار نگرفت و از پایگاه داده‌های آنها حذف شد. پس از حذف تمام این موارد، ۱۹۹ آزمایش باقی ماند که در هر کدام از آنها بطور متوسط ۵ نمونه مورد آزمایش قرار گرفته بودند. در تمام این نمونه‌ها، بتن کاملاً محصور شده بود و مقاومت فشاری آنها در حالت عادی از ۶۵ MPA تجاوز نمی‌کرد. جزئیات بیشتر را در این ارتباط باید در مقاله ارائه شده از سوی آنان LAM - TENG (2001A) یافت. در دو بخش بعدی به بررسی تجربی عملکرد مدل‌های مقاومت موجود خواهیم پرداخت.

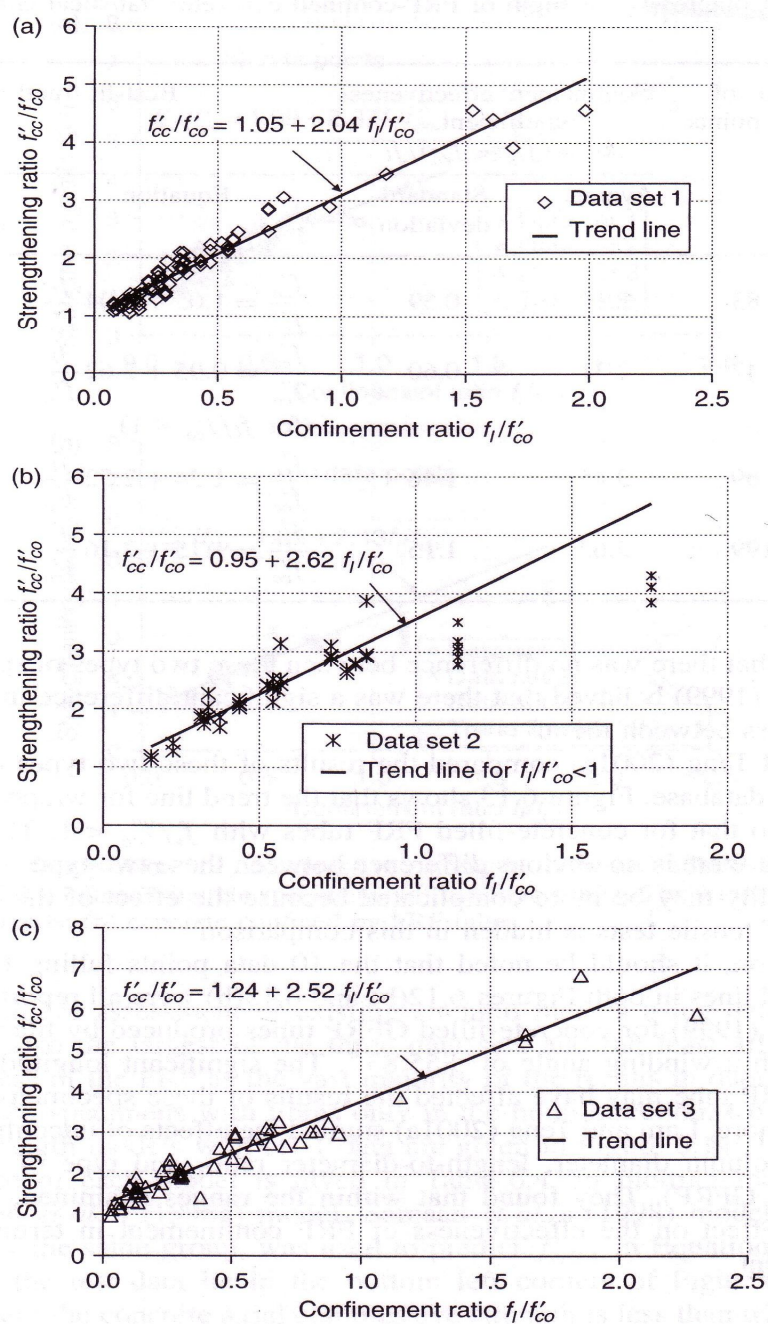
از میان ۱۹۹ نتیجه آزمایشات که در پایگاه داده‌های جمع‌آوری شد توسط LAM - TENG (2001a) وجود دارد، در حدود دو یا سه مورد از مصالح FRP مورد استفاده، توسط خود محققین طبق مشخصات درج شده در ASTM D 3039/D 3039M و میان مشخصات ارائه شده برای آزمایش روی نمونه‌های حلقوی شکل در ASTM D 2290-92 1992 مورد آزمایش و سنجش قرار گرفتند اما در سایر موارد، همان مشخصات درج شده بروی محصول توسط تولیدکنندگان، در محاسبات مدنظر قرار گرفته است. بنابراین LAM - TENG نتایج موجود را به سه دسته تقسیم‌بندی کردند: دسته ۱_ آنهایی که مشخصات FRP مصرف شده برای نمونه‌ها از طریق آزمایش برش یکنواخت FLAT COUPONS توسط خود محققین تعیین شد بود. دسته ۲_ آن آزمایشاتی که مشخصات FRP آنها از طریق تست SPLITTING بروی نمونه‌های حلقه‌ای شکل، تعیین شده بود و دسته ۳_ که باقیمانده نتایج می‌باشد.

در شکل ۱۲-۶ جهت مقایسه ارتباط بین مقاومت فشاری و فشار جانبی ناشی از عمل محصور کردن، برای هر سه دسته نتایج، نمودارهایی رسم شده است. از شکل ۱۲-۶ و جدول ۳-۶ مشخص می‌گردد که ارتباط بین کسر $\frac{f'_{cc}}{f'_{co}}$ و کسر $\frac{f_L}{f'_{co}}$ بصورت خطی می‌باشد. گرچه برای داده‌های دسته ۲_، وقتی که فشار محصورکنندگی افزایش می‌یابد ($\frac{f_L}{f'_{co}} > 1$) نتایج تمایل پیدا می‌کنند که پایین خط رسم شد قرار گیرند (شکل ۱۲B-۶). جدول ۳-۶ همچنین نشان می‌دهد که داده‌های دسته سوم منجر به میانگین بزرگتری برای مقدار K_1 یعنی ضریب تأثیر محصورشدگی، می‌گردند این موضوع را می‌توان به این دلیل دانست که مشخصات ارائه شده از سوی تولیدکنندگان برای FRP تولیدی خود، قدری محافظه‌کارانه است. همچنین میانگین K_1 بدست آمد از دیتاهای دسته ۱_ مقدار کوچکتری نسبت به میانگین K_1 دسته ۲_ دارد. (جدول ۳-۶). این تفاوت را می‌توان ناشی از تفاوت روش آزمایش تعیین خصوصیات FRP برای این دو دسته دیتا دانست. زیرا کرنش گسیختگی FRP محصورکننده در یک نمونه دایره‌ای، کوچکتر از کرنش نهایی کششی است که از آزمایش FLAT COUPONS بدست می‌آید.

(XIAO & WU 2000, SHAHAWY ET AL. 2000)

بنظر می‌رسد که آزمایش جدا شدن حلقه (RING SPLITTING) تخمین نزدیک‌تری در ارتباط با کرنش گسیختگی FRP بدست می‌دهد (SHAHAWY ET AL. 2000)، در این پایگاه داده‌ها، اغلب نتایج آزمایشات، مربوط به نمونه‌های بتن با مقطع دایره می‌باشند که با نوارها و لایه‌های پیچیده شده بدور آنها مقاوم‌سازی شده‌اند. اما تعداد قابل ملاحظه‌ای از آنها هم لوله‌های از جنس FRP (FRP TUBES) هستند که درون آنها بتن پر شده است. آزمایش این نمونه‌ها در راستای ساخت ساختمانهای جدید بوده است که ایده ستونهای مرکب (متشکل از یک استوانه تو خالی از جنس FRP که درون آن بتن پر می‌شود) در مورد آنها مطرح می‌باشد. تفاوت اصلی این دو نوع نمونه در این است که در نمونه‌های دور پیچ شده با FRP، برای چسباندن FRP از چسب استفاده می‌شود در حالیکه در لوله‌های FRP پر شده با بتن چسب به

کار نرفته است. (MIRNIRAN ET AL. 1998) عقیده دارد که تفاوت عمده‌ای بین این دو نمونه وجود ندارد.



شکل ۱۲-۶

جدول ۳-۶

Data	No. of data points	Confinement effectiveness coefficient, $k_1 = (f'_{cc} - f'_{co})/f_l$		Best-fit trend line	
		Average	Standard deviation	Equation	Correlation coefficient, R^2
Set 1	83	2.10	0.59	$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1.05 + 2.04 \frac{f_l}{f'_{co}}$	0.94
Set 2	47	2.31	0.60	$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 0.95 + 2.62 \frac{f_l}{f'_{co}}$ (for $f_l/f'_{co} < 1$)	0.83
Set 3	69	3.45	1.46	$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1.24 + 2.52 \frac{f_l}{f'_{co}}$	0.93
All	199	2.62	1.15	$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1.15 + 2.16 \frac{f_l}{f'_{co}}$	0.87

TENG & LAM (2001A) نتایج حاصل از آزمایش بروی این دو نمونه را با یکدیگر مقایسه کرده‌اند. شکل

۶-۱۳

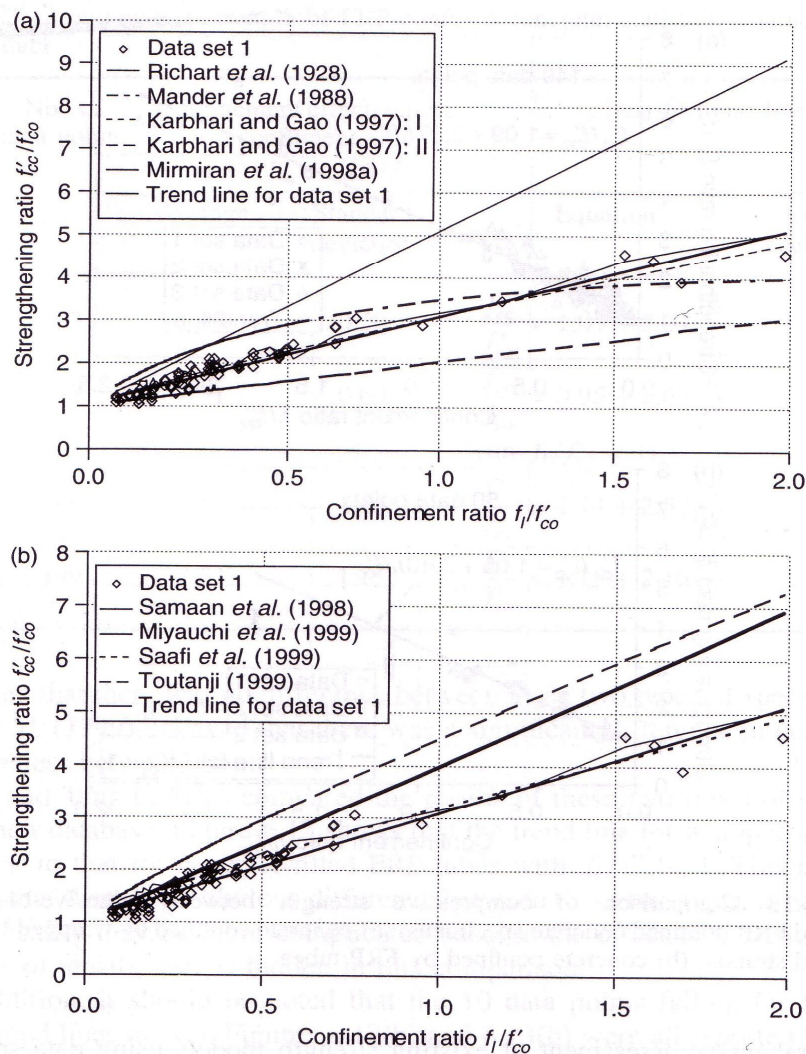
نشان می‌دهد که در حالیکه $\frac{f_l}{f'_{co}} < 1$ می‌باشد، خطی که نقاط گسته نمودار را به یکدیگر وصل می‌کند، برای هر دو نوع نمونه مشابه می‌باشد بنابراین در ظاهر شاید بنظر برسد که تفاوت خاصی بین این دو نمونه وجود ندارد اما ممکن است واقعیت پیچیده‌تر از این باشد زیرا اثر دو روش متفاوت آزمایش کشش برای این نمونه‌ها در مقایسه انجام شده، پوشیده و مخفی است. به علاوه باید خاطر نشان کرد که نقاطی که در نمودارهای ۶-۱۳A و ۶-۱۳B پایین خط وصل کننده نقاط، قرار گرفته‌اند توسط TEGOLA & MANNI 1999 گزارش شده‌اند و مربوط به آزمایش بروی لوله‌های GFRP پر شده با بتن می‌باشند، زاویه قرارگیری الیاف FRP در این لوله‌ها، نسبت به افق $55/83^\circ$ می‌باشد. شاید علت تفاوت نتایج این نمونه‌ها، سختی طولی لوله GFRP باشد. TENG & LAM (2001A) در مطالعات خود، بررسیهای دیگری هم کردند که اثر مقاومت بتن محصورشده، قطر ستون، نسبت طول به قطر و نوع FRP (CFRP, AFRP, GFRP) را بر عملکرد نمونه‌ها، مشخص کنند. آنها در نهایت دریافتند که این عوامل تأثیر اندکی بر افزایش مقاومت بتن محصور شده توسط FRP دارند.

۵-۴-۶ عملکرد مدلسازیهای ارائه شده در مورد مقاومت:

آزمایش برش یکنواخت FLAT - COUPON که مشخصات استاندارد آن در ASTM D 3039/D 3039M-95A درج شده، عمده‌ترین معیار انتخاب شده برای TENG (2001A) & LAM جهت مشخص کردن خصوصیات FRP بوده است. بنابراین آن از میان اطلاعات موجود در پایگاه داده‌هایی که جمع‌آوری کرده بودن نتایج دسته ۱ را برای بررسیها انتخاب کردند. تعداد نتایج این دسته بیش از سایر دسته‌ها بود و علاوه بر آن چون در اغلب آزمایشات این دسته، الیاف FRP تنها در جهت حلقه (موازی با افق) قرار گرفته بود بنابراین اثر سختی طولی الیاف در نتایج تأثیرگذار نبود. مقایسه‌ای که بین

مدلسازیهای موجود و اطلاعات دسته ۱_ صورت گرفته، در جدول ۴-۶ آورده شده است. اکثر نتایج در گوشه پایین سمت چپ شکل‌های ۶-۱۴A و ۶-۱۴B قرار گرفته‌اند. یعنی جایی که مقاومت فشاری محوری بتن محصورشده بیشتر از سه برابر مقاومت بتن محصورنشده باشد ($\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} < 3$). در عمل هم احتمال آن کم است که لازم باشد در مقاوم‌سازی‌ها مقاومت فشاری بتن محصورشده بیش از ۳ برابر بتن محصورنشده گردد. شکل ۶-۱۴ نشان می‌دهد که برخی از مدلسازیها، پیش‌بینی‌های نزدیکی داشته‌اند و برخی از آنها خیر.

شکل ۶-۱۳



شکل ۶-۱۴

در میان ۹ مدلسازی، مدل شماره I KARBHARI & GAO و نیز مدل SAAFI و همکارانش نتایج بسیار نزدیکی به نتایج تجربی، پیش‌بینی کردند و بهترین عملکرد را داشتند (شکل ۶-۱۴ و جدول ۴-۶). مدلسازی RICHART و گروهش و همچنین MANDER که برای نمونه‌های محصورشده با فولاد به کار

می‌روند، عملکرد خوبی نداشتند و نتایج غیر محافظه کارانه (UN CONSERVATIVE) را پیش‌بینی می‌کردند. مدلسازی TOUTANJI هم بطور قابل ملاحظه‌ای مقاومت بتن محصورشده با FRP را زیاد تخمین می‌زند.

جدول ۴-۶

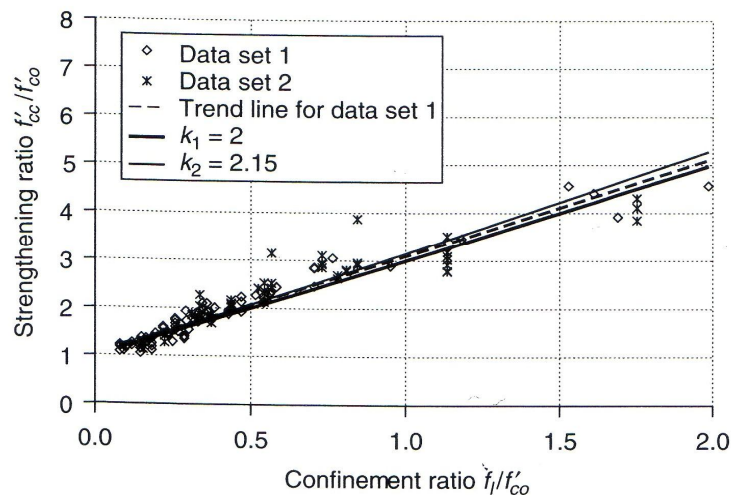
Model	Test-to-predicted f'_{cc} ratio		
	Average	Standard deviation	Coefficient of variation (%)
Richart <i>et al.</i> (1928)	0.74	0.09	11.6
Mander <i>et al.</i> (1988)	0.77	0.11	14.3
Karbhari and Gao (1997): I	0.96	0.09	9.5
Karbhari and Gao (1997): II	1.27	0.20	15.3
Mirmiran <i>et al.</i> (1998a)	0.91	0.11	11.4
Samaan <i>et al.</i> (1998)	0.90	0.09	10.1
Miyauchi <i>et al.</i> (1999)	0.87	0.08	9.3
Saafi <i>et al.</i> (1999)	0.93	0.09	9.4
Toutanji (1999)	0.74	0.06	8.6

مدلسازی MIYAUCHI ET AL. تنها مدلی است که برای بتن محصورشده با FRP پیشنهاد شده است و یک رابطه خطی بین $\frac{f'_L}{f'_{co}}$ و $\frac{f'_{cc}}{f'_{co}}$ برقرار می‌کند اما غیر محافظه کارانه است. مدل شماره II مربوط به KARBHARI & GAO هم بیش از حد محافظه کارانه (OVER - COSERVATIVE) می‌باشد. علاوه بر مقایسه‌ای که LAM & TENG بین نتایج دسته ۱ و مدلسازیهای ارائه شده انجام دادند، آنها همچنین با نتایج دسته ۲ هم این مقایسه را انجام دادند که نتایج آن مشابه موارد فوق الذکر است. ۴-۶-۶ مدلسازی LAM & TENG:

همانگونه که دیتاهای آزمایشگاهی نشان می‌دهند، مقاومت فشاری بتن محصورشده یعنی f'_{cc} به صورت خطی با فشار جانبی محصورکنندگی یعنی f'_L مرتبط است. (شکلهای ۱۲-۶ و ۱۳-۶). پیچیده‌تر نشان دادن این رابطه همانگونه که در برخی مدلسازیها انجام شده است (همانند مدلسازیهای KARBHARI & GAO, SAAFI 1999, MIRMIRAN ET AL (1998), TOUTANJI 1999 & TENG (2001a) بنظر غیر ضروری می‌آید. LAM & TENG دریافتند که استفاده از رابطه ۳-۶ با ضریب $K_1=2/15$ نزدیک‌ترین نتایج را به دیتاهای دسته ۱، می‌دهد. این موضوع در جدول ۵-۶ نشان داده شده است.

جدول ۵-۶

Model	Test-to-predicted f'_{cc} ratio		
	Average	Standard deviation	Coefficient of variation (%)
Lam and Teng (2001a)	1.03	0.10	9.4
$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + 2.15 \frac{f'_L}{f'_{co}}$	1.00	0.09	9.1



شکل ۱۵-۶

البته همانگونه که شکل ۱۵-۶ نشان می‌دهد در حالتیکه $\frac{f_L}{f'_{co}} > 1$ است، نتایج پیش‌بینی به صورت خیلی کمی به غیر محافظه کارانه بودن میل می‌کنند. بنابراین رابطه زیر توسط LAM & TENG برای طراحی پیشنهاد شده است.

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + 2 \frac{f_L}{f'_{co}} \quad (6-9)$$

این تا حدی نتایج محافظه کارانه بدست می‌دهد و از تمام مدلسازیهای دیگر بروی بتن محصورشده با FRP ساده‌تر است. از آنجائیکه آنها برای مدلسازی خود از نتایج دسته ۱ پایگاه داده‌های جمع‌آوری شده استفاده کرده‌اند، بنابراین (2001a) LAM & TENG پیشنهاد کرده‌اند که در طراحی، مقاومت کششی FRP در راستای حلقه دور نمونه (HOOP) می‌بایست از آزمایش FLAT - COUPON مطابق با ASTM D 3039/D 3039M-95A و یا یک روش مشابه، تعیین گردد. علاوه بر آن LAM & TENG بیان کرده‌اند که بدلیل استفاده بسیاری از محققین از آزمایش RING - SPLITTING مطابق استاندارد ASTM D2290-92، برای استفاده از رابطه ۹-۶، می‌توان خصوصیات FRP را با توجه به این آزمایش در نظر گرفت. در حالتیکه $\frac{f_L}{f'_{co}}$ کوچکتر از ۱ باشد اگر برای خصوصیات بدست آمده برای FRP از آزمایش RING - SPLITTING در رابطه ۹-۶ استفاده شود، نتایج محافظه کارانه‌ای بدست خواهد آمد.

۵-۶ رفتار تنش-کرنش بتن محصورشده با FRP:

۱-۵-۶ کلیات:

در طراحی برای مقاوم‌سازی ستونها، درک ارتباط تنش-کرنش بتن لازم می‌باشد. علی‌الخصوص وقتی که ستون هم تحت بار محوری و هم تحت خمش قرار می‌گیرد و یا اینکه شکل‌پذیری آن مورد نظر و پر اهمیت باشد. گرچه مدلسازیهای فراوانی برای تنش-کرنش بتن محصور شده با فولاد در دسترس می‌باشد (نظیر: (MANDER 1988, CUSSON & PAULTRE 1995, AHMAD & SHAH 1982) و یکی از

آنها MANDER 1988 برای بتن محصور شده با FRP هم مورد استفاده قرار گرفته، اما این مدلها کاملاً مناسب بتن محصورشده با FRP نیستند و نمی‌توانند رفتار دوطرفه (دو مرحله‌ای) تنش-کرنش بتن محصورشده با FRP را به خوبی منعکس کنند. بنابراین در خصوص بتن محصور شده با FRP، تعدادی مدلسازی در ارتباط با تنش-کرنش ارائه شده است. LAM & TENG در این بخش دوره‌ای خواهیم داشت بر مدل‌های موجود برای ارتباط تنش-کرنش بتن محصورشده با FRP و آنها را با کمک اطلاعات جمع‌آوری شده توسط LAM & TENG (2001a) با نتایج آزمایشگاهی مقایسه خواهیم کرد.

لازم به ذکر است که تعدادی از مدل‌های موجود شامل پیش‌بینی ارتباط تنش محوری-کرنش در راستای حلقه HOOP STRAIN می‌باشد اما جهت سادگی تحت عنوان رابطه تنش-کرنش از آنها یاد می‌کنیم.

۲-۵-۶ دوره‌ای بر مدل‌های تنش-کرنش:

مطالعات اولیه نشان داد که وقتی بتن با فولاد محصور می‌شود، کرنش فشاری محوری آن ϵ_{cc} در نقطه حداکثر تنش محوری، به فشار جانبی محصور شدن شستگی ارتباط دارد. (RICHART ET AL. 1929)

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left(1 + k_2 \frac{f_l}{f'_{co}} \right) \quad (6-10)$$

در این رابطه ϵ_{co} کرنش محوری بتن محصور نشده در نقطه حداکثر تنش می‌باشد. RICHART ET AL. در سال ۱۹۲۹ پیشنهاد کرد برای بتن محصور شده با فولاد، $k_2 = k_1$ در نظر گرفته شود. k_1 ضریب تأثیر محصورشدگی می‌باشد که از رابطه ۳-۶ تعریف می‌شود و برای محصورکردن با فولاد، برابر ۱-۴ در نظر گرفته می‌شود. بنظر می‌رسد اولین مدل تنش-کرنش برای بتن محصورشده با FRP توسط FARDIS & KHALILI 1982 پیشنهاد شده است که به صورت زیر می‌باشد:

$$\sigma_c = \frac{E_c \epsilon_c}{1 + \epsilon_c (E_c / f'_{cc} - 1 / \epsilon_{cc})} \quad (6-11)$$

در اینجا E_c مدول الاستیسیته بتن محصور نشده و σ_c و ϵ_c تنش محوری و کرنش محوری بتن محصور شده می‌باشد. همچنین آندو نفر پیشنهاد کردند که کرنش محوری بتن محصور شده را از رابطه زیر پیش‌بینی کنیم:

$$\epsilon_{cc} = 0.002 + 0.0005 \frac{2 E_{frp} t_{frp}}{d f'_{co}} \quad (6-12)$$

در اینجا E_{FRP} مدول الاستیک FRP در راستای حلقه (HOOP DIRECTION) می‌باشد.

مدلی که توسط MANDER ET AL. 1988 برای بتن محصور شده با فولاد پیشنهاد شده بود، توسط محققین متعددی مورد استفاده قرار گرفته است (SAADATMANESH ET AL., PRIESTLEY ET AL. 1996). این مدل براساس رابطه‌ای است که توسط

POPOVICS در سال ۱۹۷۳ پیشنهاد شده بود:

$$\sigma_c = \frac{f'_{cc} \times r}{r - 1 + x^2} \quad (6-13)$$

در این رابطه مقدار f'_{cc} از رابطه ۶-۶ بدست می آید. $E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \times \frac{\epsilon_c}{E_c - E_{sec}}$, $r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$, می باشد.

می توان با ایجاد تغییراتی در رابطه ۱۰-۶ و فرض $K_1 = K_2$ همانگونه که RICHART ET AL (1929) پیشنهاد کرده بود، مقدار ϵ_{cc} را بصورت زیر بدست آورد:

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (6-14)$$

منحنی تنش- کرنش بدست آمده از رابطه ۱۳-۶ هنگامی تمام می شود که مقدار کرنش به مقدار ϵ_{co} یعنی به کرنش نهایی بتن محصورشده برسد. این کرنش مقداری است که در آن اولین حلقه FRP(HOOP) گسیخته می گردد. (SCOTT ET AL. 1982)

MANDER ET AL. (1988) پیشنهاد کرد که مقدار کرنش نهایی را با اصل تعادل انرژی بدست

آوریم:

$$U_{SH} = U_{CC} + U_{SC} - U_{CO} \quad (6-15)$$

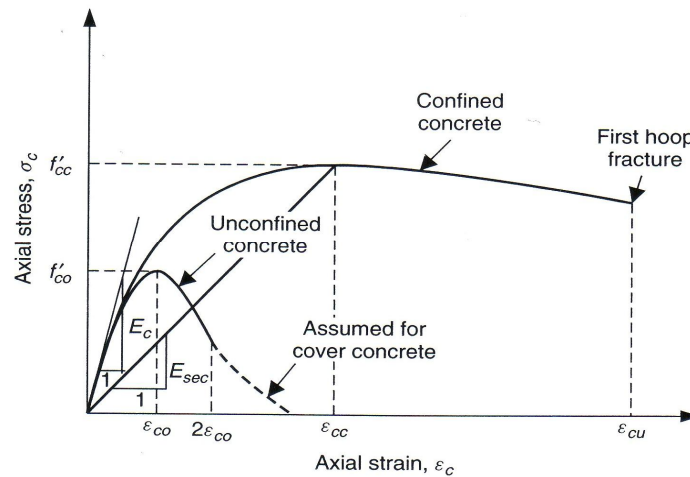
در این رابطه U_{SH} , U_{SC} , U_{CC} , U_{CO} به ترتیب عبارتند از: انرژی کرنش نهایی در واحد حجم عنصر محصورکننده، بتن محصورشده، فولاد طولی مقطع و بتن محصورنشده. براساس این مفهوم، یک ارزیابی محافظه کارانه بروی کرنش محوری نهایی بتن محصورشده با فولاد را می توان بصورت زیر نوشت: (PRIESTLY ET AL. 1996)

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_{sh} f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (6-16)$$

در این رابطه ρ_{sh} نسبت حجمی و F_{YH} تنش تسلیم فولاد عرضی و ϵ_{su} کرنش فولاد در لحظه تنش کششی حداکثر می باشد. علاوه براین، SEIBLE 1997 پیشنهاد کرد که برای بتن محصورشده با FRP، ϵ_{cu} به صورت زیر محاسبه شود:

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{2.8 \rho_{frp} f_{frp} \epsilon_{frp, rup}}{f'_{cc}} \quad (6-17)$$

در این رابطه $\epsilon_{frp, rup}$ کرنش نهایی کششی FRP می باشد. مدل تنش-کرنش MANDER 1988 برای بتن محصورشده با فولاد در شکل ۱۶-۶ بیان شده است. می بایست خاطر نشان کرد که برای بتن محصورشده با FRP، در اکثر حالات کرنش نهایی محوری و کرنش در لحظه تنش نهایی فشاری، یکی هستند. موقعی آنها با هم تفاوت دارند که اثر محصورکنندگی FRP کوچک باشد.



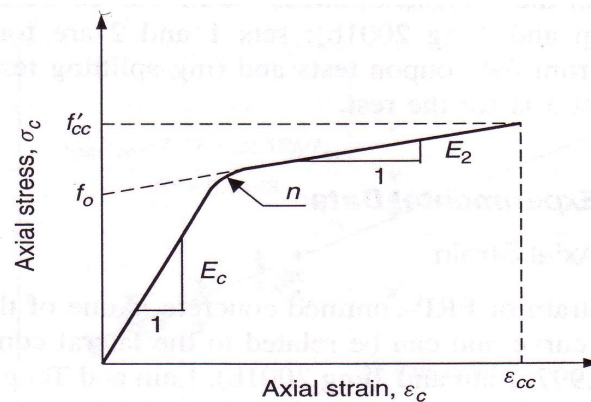
شکل ۶-۱۶

یک مطالعه تجربی جامع نشان داده است که رفتار تنش-کرنش بتن محصورشده با FRP بطور قابل ملاحظه‌ای با بتن محصور شده با فولاد تفاوت دارد و بنابراین مدلسازیهای مختص بتن محصورشده با FRP در سالهای اخیر ارائه شده‌اند (LAM & TENG 2001b) در حالیکه برخی از این مدلسازیها براساس نتایج آزمایش بروی لوله‌های FRP پر شده با بتن، ارائه شده‌اند، اغلب آنها براساس نتایج آزمایش بروی نمونه‌های بتن که دور آنها FRP پیچیده شده بود، شکل گرفته‌اند.

(MIYAUCHI ET AL. 1999) (TOUTANJI 1999, XIAO & WU 2000, KARBHARI & GAO 1997) این مدلسازیها در جدول ۶-۶ خلاصه‌بندی شده‌اند. می‌بایست توجه کرد که در این جداول واحد تنش، MPA و واحد طول MM می‌باشد. همچنین مدل شماره I (KARBHARI & GAO (1997) یک مدل کامل نیست زیرا فقط نقطه کرنش نهایی را مشخص می‌کند. در مدل ارائه شده از سوی SPOELSTRA & MONTI در سال ۱۹۹۹، (ITERATIVE PROCEDUR) تا منحنی تنش-کرنش ایجاد گردد.

از جدول ۶-۶ ملاحظه می‌گردد که مدلهای TOUTANJI, SAAFI ET AL. 1999 که به ترتیب برای لوله‌های FRP پر شده با بتن و بتن پیچیده شده با FRP ارائه شده‌اند دارای فرم ظاهری شبیه به هم می‌باشند. از میان هفت مدل ارائه شده در جدول ۶-۶ چهار مورد (TOUTANJI, SAAFI ET AL. 1999, KARBHARI & GAO 1997) (SAMMAAN ET AL. 1998)، منحنی‌های صعودی یکنواخت برای تنش-کرنش ارائه می‌دهند در حالیکه باقی مدلهای احتمال بوجود آمدن یک شاخه نزولی در نمودار پس از نقطه با مختصات تنش برابر f'_{cc} و کرنش ϵ_{cu} را در نظر گرفته‌اند. مدل SPOELSTRA & MONTI برای حالتیکه $\frac{f_L}{f'_{co}} < 0.7$ می‌باشد تنش بتن را در لحظه کرنش محوری نهایی زیر مقدار f'_{co} پیش‌بینی می‌کند و در حالتیکه بتن محصور نشده است، در کرنش نهایی $\epsilon_{cu} = 0.004$ مقدار تنش بتن تنها ۲۰٪ مقدار f'_{co} پیش‌بینی می‌گردد. مدل

XIAO & WU 2000 یک شاخه نزولی را در نمودار وقتی که شرط $\frac{c_j}{f'_{co}} < 0.183$ برقرار گردد، پیش‌بینی می‌کند.



شکل ۶-۱۸

۳-۵-۶ اطلاعات تجربی:

LAM & TENG (2001b) آزمایشهای بسیاری را که در مورد رفتار تنش-کرنش بتن محصورشده با FRP انجام شده بود، مرور کردند. در بسیاری از آزمایشات، نتیجه تنها بصورت یک گراف (نمودار) برای تنش-کرنش بتن ارائه شده بود و بنابراین پیدا کردن جزئیات و اطلاعات کامل مربوط به نحوه بدست آمدن این گراف در دسترس نبود.

البته بدلیل ساده بودن شکل این نمودارها که عموماً بصورت دو خطی می‌باشند می‌توان آنها را با تقریب خیلی خوبی بصورت چند نقطه مشخصه، تعریف کرد. LAM & TENG یک پایگاه داده‌های وسیعی در این زمینه جمع‌آوری کردند که در حدود ۱۷۱ مورد آزمایش را شامل می‌گردد. در این نمونه‌ها برخی نقاط مشخصه نمودار نظیر کرنش محوری بتن محصورشده ϵ_{cc} در مقدار پیک (PEAK) تنش مشخص شده است. همچنین در تعدادی از این نمونه‌ها محل دو خط شدن نمودار و نیز مقدار کرنش FRP در لحظه گسیختگی هم مشخص شده است. برخی نمونه‌ها که در آنها برای منحنی تنش-کرنش یک شاخه نزولی در نظر گرفته شده بود (همانند نمودارهای بدست آمده توسط

(XIAO & WU 2000, MASTRAPA 1994, DEMERS & NEALE 1994)

توسط LAM & TENG از پایگاه داده‌های جمع‌آوری شده حذف شد. یک بررسی بروی مقادیر

تجربی مقاومت فشاری بتن محصور شده با FRP در بخش ۴-۴-۶ ارائه شده است. مشابه آن بخش در اینجا هم دیتاهای تجربی برای کرنش به سه دسته تقسیم‌بندی می‌گردند که دسته ۱ و ۲ برای آزمایشاتی است که خصوصیات FRP مصرفی توسط خود محققین و از طریق آزمایش RING - SPLITTING, FLAT - COUPON مشخص شده است و دسته ۳ بقیه آزمایشها می‌باشند.

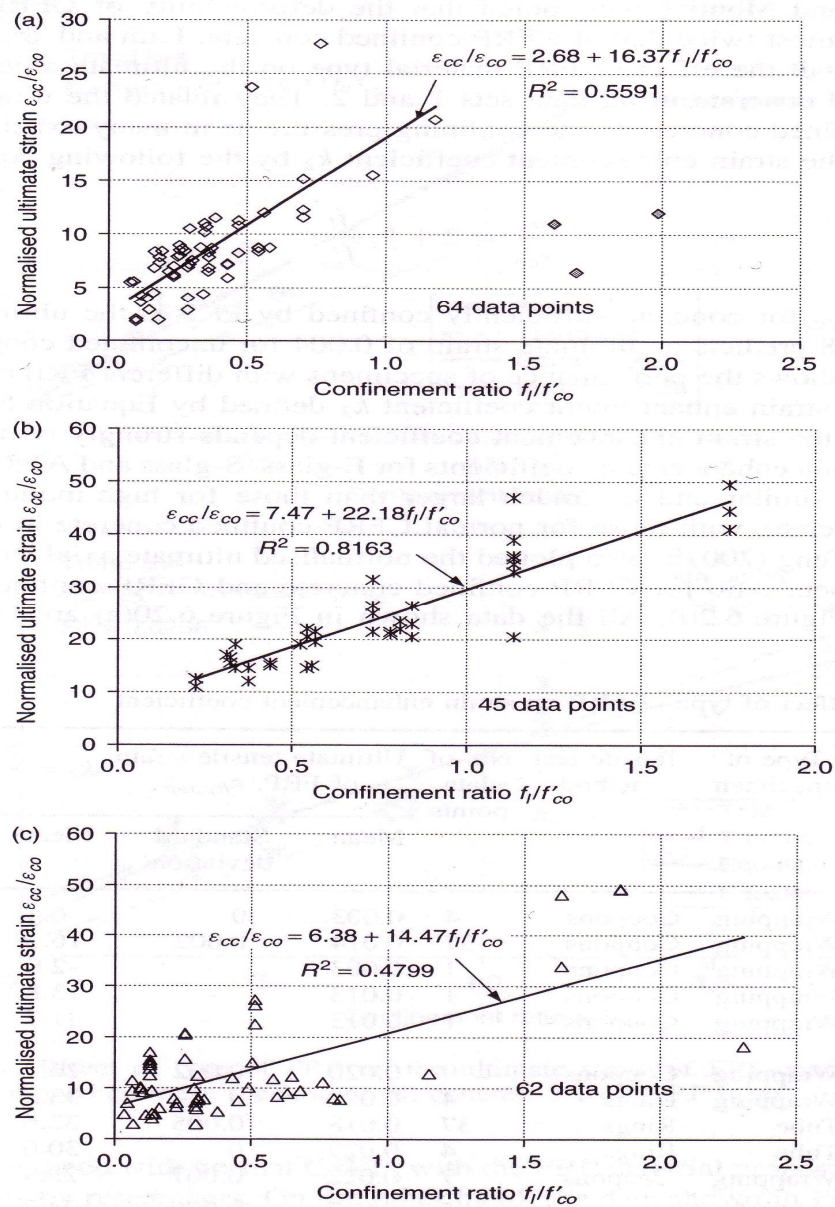
۴-۵-۶ بررسی دیتاهای تجربی:

۱-۴-۵-۶ کرنش محوری نهایی:

کرنش محوری نهایی بتن محصور شده یک پارامتر کلیدی و مهم در نمودار تنش-کرنش بتن می باشد و می توان آنرا با فشار جانبی محصور کننده F_L مرتبط دانست. (LAM & TENG 2001b, KARBHARI & GAO 1997).

LAM & TENG متوجه شدند که به جز چهار مورد استثناء در نتایج گزارش شده در دسته ۱ و ۲، در باقی موارد می توان یک رابطه مستقیم بین میزان محصورشدگی و کرنش محوری نهایی برقرار کرد. در شکل ۱۹-۶ کرنش محوری نهایی با کرنش بتن محصور نشده در لحظه پیک تنش، ϵ_{co} ، که مقدار ۰/۰۰۲ برای آن در نظر گرفته می شود، نرمال شده است (NORMALISED). همانگونه که در نمودار مربوط به داده های دسته ۳ ملاحظه می کنید. (۱۹۰-۶) پراکندگی داده ها بیشتر است بطوریکه نمی توان به سادگی بین آنها یک خط راست عبور داد که این می تواند به سبب دقیق نبودن اطلاعات ارائه شده از سوی تولیدکنندگان مصالح FRP باشد. این نمودار همچنین نشان می دهد که کرنش نهایی نرمال شده بستگی به پارامترهای دیگری هم دارد و از آن جمله میزان افزایش مقاومت که بستگی به میزان و شدت محصورشدگی بتن دارد. (شکل ۱۲-۶). (LAM & TENG (2001b) خودشان مقدار کرنش را در نمونه های دور پیچ شده

توسط FRP و نمونه های دیگر که بصورت لوله FRP پر نشده با بتن بودند، مورد بررسی و ارزیابی قرار دادند آنها خصوصیات FRP را از مقادیر واقعی آنها که در آزمایش بدست آمده بود در نظر گرفتند. نتایج بدست آمده شبیه گراف نشان داده شده اغلب مربوط به بتن دور پیچ شده با می باشد در حالیکه در قسمت B این شکل اغلب موارد مورد آزمایش مربوط به تیوپ (لوله) FRP پر شده با بتن است.



شکل ۱۹-۶

SPÖELSTRA & MONTI (1999) اعلام داشتند که قابلیت تغییر شکل بتن محصورشده با GFRP تقریباً دو برابر نمونه محصورشده با CFRP می باشد. بنابراین LAM & TENG بطور مفصل تأثیر نوع FRP مصرفی برای محصور کردن بتن را مورد بررسی و مطالعه قرار دادند. برای اینکار آنها ابتدا کرنش محوری نهایی بتن محصورشده را به فشار محصورکننده مرتبط ساختند و رابطه زیر را ارائه کردند:

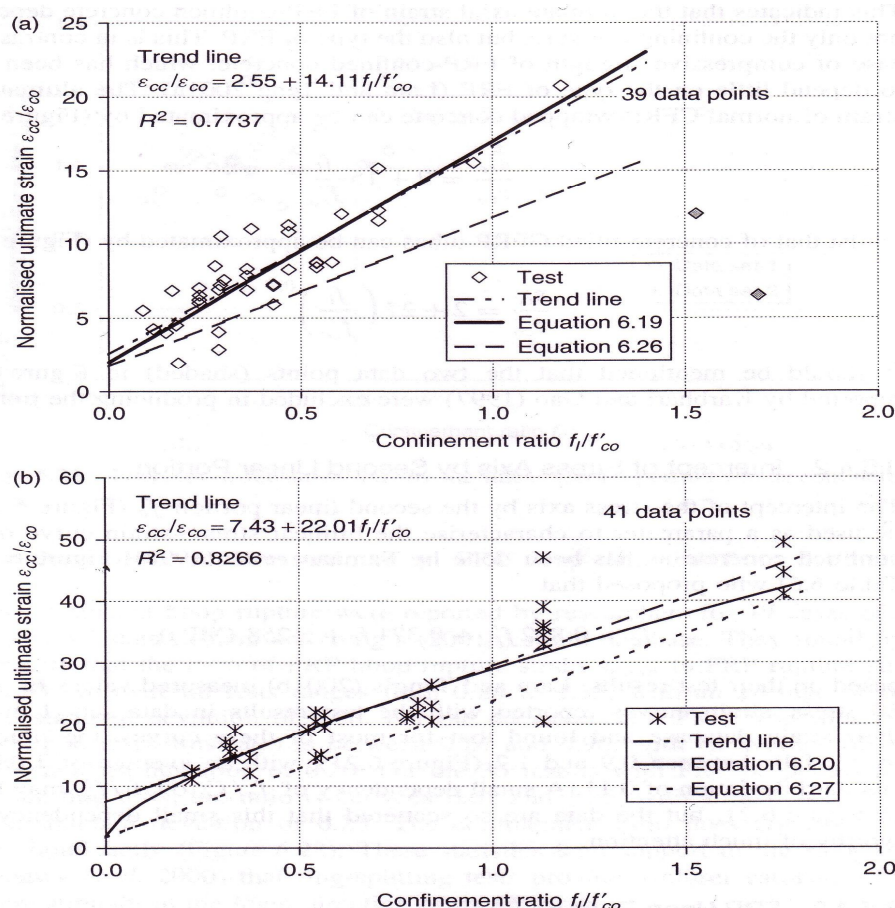
$$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}} = 2 + k_2 \frac{f_l}{f'_{co}} \quad (6-18)$$

رابطه ۶-۱۸ مقدار کرنش نهایی ۰/۰۰۴ را برای بتن محصور نشده پیش‌بینی می کند. جدول ۷-۶ عملکرد نمونه‌های محصورشده با انواع مختلف FRP را نشان می دهد. این تفاوت با تغییر مقدار k_2 در رابطه ۶-۱۸ لحاظ می گردد. ملاحظه می گردد که این ضریب به شدت به نوع FRP بستگی دارد ضریب k_2

برای E-GLASS, S-GLASS و AFRP (مصرف شده برای محصور کردن بتن) مشابه است و بسیار بزرگتر از بتن محصور شده با می باشد که مدول الاستیسیته آنها بزرگ می باشد بین این دو دسته، بتن محصور شده با CFRP معمولی قرار می گیرد (از نظر ضریب k_2). (LAM & TENG (2001b)). همچنین بطور جداگانه نمودار مربوط به کرنش محوری نرمال شده بر حسب نسبت محصورشدگی را برای بتن محصور شده با CFRP, GFRP, رسم کردند. (شکل ۶-۲۰).

جدول ۶-۷

Type of FRP	Type of specimen	Tensile test method	No. of data points	Ultimate tensile strain of FRP, $\varepsilon_{frp, rup}$		$k_2 = \frac{\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{co} - 2}{f_l/f'_{co}}$	
				Mean	Standard deviation	Mean	Standard deviation
HM carbon	Wrapping	Coupons	4	0.003	0	6.4	5.1
Carbon	Wrapping	Coupons	37	0.014	0.002	16.3	7.1
HM carbon	Wrapping ^a	Coupons	1	0.003	—	-2.0	—
Carbon	Wrapping ^a	Coupons	1	0.013	—	13.8	—
Carbon	Wrapping	Coupons	1	0.013	—	31.7	—
and glass							
E-glass	Wrapping	Coupons	9	0.020	0.002	26.7	5.6
S-glass	Wrapping	Rings	4	0.029	0	33.7	4.8
E-glass	Tube	Rings	37	0.018	0.005	32.6	9.0
S-glass	Tube	Rings	4	0.029	0	30.0	2.2
Aramid	Wrapping	Coupons	7	0.022	0.007	29.9	8.9
	Total		105	0.017	0.006	24.7	11.4



شکل ۶-۲۰

تمام نقاط نمودار ۶-۲۰A مربوط به نمونه‌های استوانه‌ای بتن که دور آن با CFRP معمولی پیچیده شده است، می‌باشد. مشخصات CFRP مصرفی با آزمایش FLAT - COUPON مشخص شده است. از سوی دیگر، شکل ۶-۲۰B مربوط به لوله‌های FRP نوع E-GLASS, S-GLASS می‌باشد که با بتن پر شده‌اند در این مورد مشخصات FRP معرفی با آزمایش RING - SPLITTING بدست آمده‌است. هر دو شکل ۶-۲۰A و ۶-۲۰B نسبت به شکل ۶-۱۹، ارتباط و همبستگی بهتری را بین $\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}}$ ، $\frac{f_l}{f'_{co}}$ نشان می‌دهند.

این موضوع نشان می‌دهد که کرنش محوری نهایی بتن محصور شده نه تنها با فشار جانبی وارده بلکه با نوع FRP مصرفی هم بستگی دارد. زیرا همانگونه که قبلاً اشاره شد، مشخص شده است که مقدار افزایش مقاومت بتن محصور شده، بستگی بسیار کمی به نوع FRP مصرفی دارد. (LAM & TENG (2001B). بصورت تقریبی می‌توان رابطه زیر را برای بتن دور پیچی شده با CFRP (با توجه به شکل ۶-۲۰A) پیشنهاد کرد.

$$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}} = 2 + 15 \frac{f_l}{f'_{co}} \quad (6-19)$$

و با توجه به شکل (۶-۲۰B) برای لوله GFRP پر شده با بتن داریم:

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 2 + 27 \left(\frac{f_L}{f'_{co}} \right)^{0.7} \quad (6-20)$$

باید خاطر نشان کرد که دو مورد گزارش شده توسط KARBHARI & GAO 1997 که در شکل ۶-۲۰ا هاشور خورده‌اند، برای نوشتن این روابط در نظر گرفته نشده‌اند.

۶-۵-۴-۲ سطح محور تنش توسط بخش دوم خطی نمودار:

INTERCEPT OF STRESS AXIS BY SECOND LINEAR PORTION

نقطه شروع مرحله دوم نمودار که در شکل ۶-۱۸ با F_0 بروی محور تنشها نشان داده شده‌است بعنوان یک پارامتر مشخصه برای منحنی تنش-کرنش بتن محصورشده با FRP توسط SAMMAAN 1998 معرفی شده است. او رابطه زیر را برای تعیین F_0 پیشنهاد کرده است:

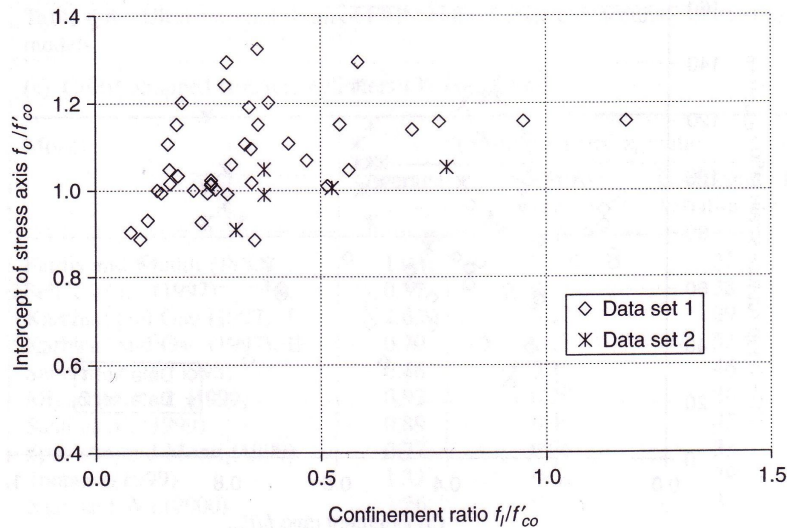
$$f_0 = 0.872f'_{co} + 0.371f_l + 6.258 \quad (\text{MPa}) \quad (6-21)$$

LAM & TENG پس از بررسی بیش از ۶۰ منحنی گزارش شده برای تنش-کرنش بتن محصورشده دریافتند که در اغلب موارد نسبت F_0 به f'_{co} بین ۰/۹ تا ۱/۲ متغیر می‌باشد. (شکل ۶-۲۱) مقدار متوسط این نسبت برابر ۱/۰۸ و انحراف معیار داده‌ها ۰/۱۱ می‌باشد. در شکل ۶-۲۱ وابستگی کوچکی از $\frac{f_0}{f'_{co}}$ به $\frac{f_L}{f'_{co}}$ مشاهده می‌گردد اما بنظر نمی‌رسد که این موضوع قابل توجه و مهمی باشد.

۶-۵-۴-۳ کرنش گسیختگی حلقه FRP:

SHAHSWY ET AL. 2000, XIAO & WU (2000) گزارش دادند که در نمونه‌های استوانه‌ای بتن

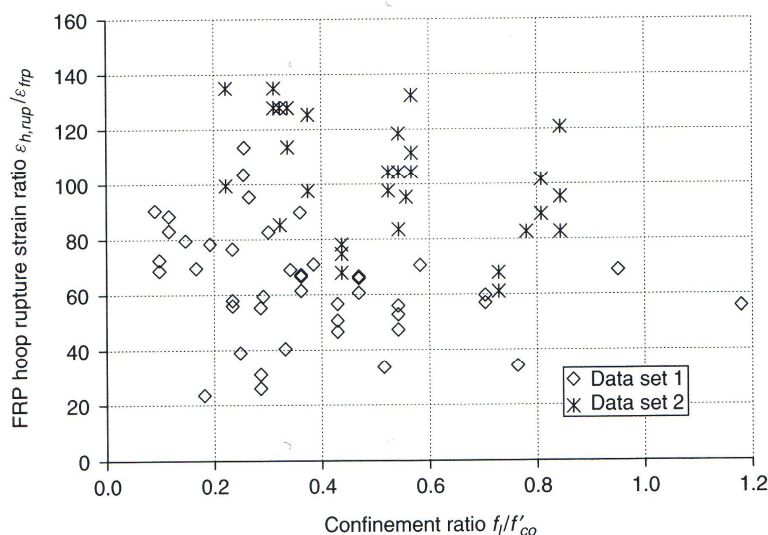
دور پیچ شده با FRP، کرنش حلقه FRP به مقدار کرنش نهایی آن تحت کشش آزمایش کششی FLAT - COUPON نمی‌رسد. به همین دلیل SHAHSWY ET AL. 2000 پیشنهاد کرد که با استفاده از آزمایش RING - SPLITTING ارزیابی نزدیکتری را از کرنش حلقه‌ای FRP (HOOP STRAIN) بدست آورد. (LAM & TENG 2001a) با مراجعه به پایگاه داده‌های خود دریافتند که ضریب تأثیر محصورکنندگی یعنی K_I در داده‌های دسته ۱ (همگی مربوط به بتن دور پیچی شده با FRP می‌باشند) کوچکتر از مقدار K_I در داده‌های دسته ۲ (که تقریباً همگی مربوط به لوله FRP پر شد با بتن هستند) می‌باشد. آنها این مورد را به کمتر بودن کرنش گسیختگی FRP در یک نمونه دور پیچی شده نسبت به آنچه از آزمایش FLAT - COUPON بدست می‌آید، مربوط می‌دانند.



شکل ۶-۲۱

در ۷۹ مورد از گزارشاتی که توسط LAM & TENG (2001b) جمع آوری شده بود، مقدار کرنش FRP در لحظه گسیختگی حلقه (HOOP) مشخص شده بود. آنها با بررسی این مقادیر دریافتند که نسبت کرنش گسیختگی حلقه $\epsilon_{h,rupt}$ به کرنش گسیختگی FRP به $\epsilon_{h,rupt}$ است، چیزی بین ۰/۲۴ تا ۱/۳۵ در حال تغییر است. متوسط این نسبت ۰/۷۹ با انحراف معیار ۰/۲۸ می باشد. در ۴۴ مورد که مشخصات FRP از آزمایش FLAT - COUPON بدست آمده بود، این نسبت بین ۰/۲۴ تا ۰/۹ تغییر می کرد که میانگین آن ۰/۶۴ و با انحراف معیار ۰/۲ می باشد. در ۳۵ مورد دیگر که مشخصات FRP آنها از آزمایش RING - SPLITTING بدست آمده بود، این نسبت بین ۰/۶۱ تا ۱/۳۵ تغییر می کرد که میانگین آن ۰/۹۹ با انحراف معیار ۰/۲۳ می باشد. نسبت محصورشدگی $\frac{f_L}{f'_{co}}$ در این نسبت $\frac{\epsilon_{h,rupt}}{\epsilon_{frp,rupt}}$ تأثیر خاصی نمی گذارد. (شکل ۶-۲۲)

این آمارها که در بالا به آنها اشاره شد تأیید کننده پیشنهاد SHAHSWY 2000 می باشد که بیان کرده بود آزمایش RING - SPLITTING تخمین دقیقتری از کرنش گسیختگی حلقه FRP بدست می دهد. اگر امکان پذیر بود که با روش اندازه گیری کرنش FRP در راستای حلقه (HOOP) ارتباط دقیق آنرا با نتایج حاصل از آزمایشهای RING - SPLITTING, FLAT - COUPON بدست آوریم، می شد که مدلسازیهای دقیقتر و بهتری ارائه کرد. اما بدلیل اینکه اندازه گیری کرنش FRP از روی نمونه های استوانهای شکل بتن دور پیچ شده و یا لوله های از جنس FRP پر شده با بتن، نتایج پراکند و ضد و نقیضی می دهد، در حال حاضر امکان ارائه مدلهای دقیقتر و مشخص کردن ارتباط دقیق نتایج واقعی و نتایج حاصل از آزمایشهای فوق الذکر وجود ندارد.



شکل ۶-۲۲

۵-۵-۶ بررسی عملکرد مدل‌سازی‌های موجود در زمینه ارتباط تنش-کرنش:

۱-۵-۵-۶ کرنش محوری نهایی:

تمام مدل‌های ارائه شده برای رفتار و ارتباط تنش-کرنش بتن محصورشده با FRP، کرنش محوری نهایی را پیش‌بینی می‌کنند. جدول ۶-۸ حاصل بررسی و ارزیابی انجام گرفته توسط LAM & TENG (2001B) از این مدل‌سازی‌هاست که در بخش ۵-۶-۲ در آن مورد صحبت شد. آنها در بررسی‌های خود هر جا که لازم بوده مقدار E_c را برابر $\sqrt{f'_{co}}$ ۴۷۳۰ در نظر گرفته‌اند. همچنین v_c برابر ۰/۱۸ در نظر گرفته شد. جدول ۶/۸۸ برای آزمایش‌هایی است که بروی نمونه‌های بتنی استوانه‌ای شکل که با CFRP دور پیچ شده‌اند، انجام گرفته است. (البته با CFRP معمولی نه CFRP که مدول الاستیسیته آن بالا باشد) جدول ۶-۸۸ ارائه کننده نتایج آزمایش بروی لوله‌های FRP از جنس E-GLASS, S-GLASS می‌باشد که با بتن پر شده است. همانگونه که از این جداول بر می‌آید، اغلب مدل‌سازی‌ها مقدار کرنش محور نهایی بتن محصور شده با CFRP را بیش از مقدار واقعی تخمین می‌زنند و برخلاف این وضعیت، در مورد لوله‌های پر شده GFRP با بتن، مقدار کرنش نهایی را کمتر از میزان واقعی ارزیابی می‌کنند. برای بتن محصورشده با CFRP، مدل ارائه شده از طرف FARDIS & KHALILI بهترین عملکرد را دارد. برای بتن محصورشده با GFRP، مدل‌سازی‌های SPOELSTRA & MONTI, SAAFI ET AL. بهترین است. نکته مشترک در این مدل‌سازی‌ها این است که اثر مهم نوع FRP مصرفی در نتایج بدست آمده لحاظ نشده است.

۲-۵-۵-۶ منحنی‌های تنش-کرنش:

LAM & TENG (2001B) منحنی‌های پیش‌بینی شده توسط مدل‌سازی‌های موجود را با منحنی‌های بدست آمده از آزمایش‌های انجام گرفته توسط XIAO (2001) مقایسه کردند. این آزمایش‌ها بروی

نمونه‌های بتنی استوانه‌ای شکلی صورت گرفته بود که قطر آنها ۱۵۲ mm و ارتفاع آنها ۳۰۵ mm بود و یک تا سه لایه CFRP دور آنها پیچیده شده بود.

جدول ۸-۶

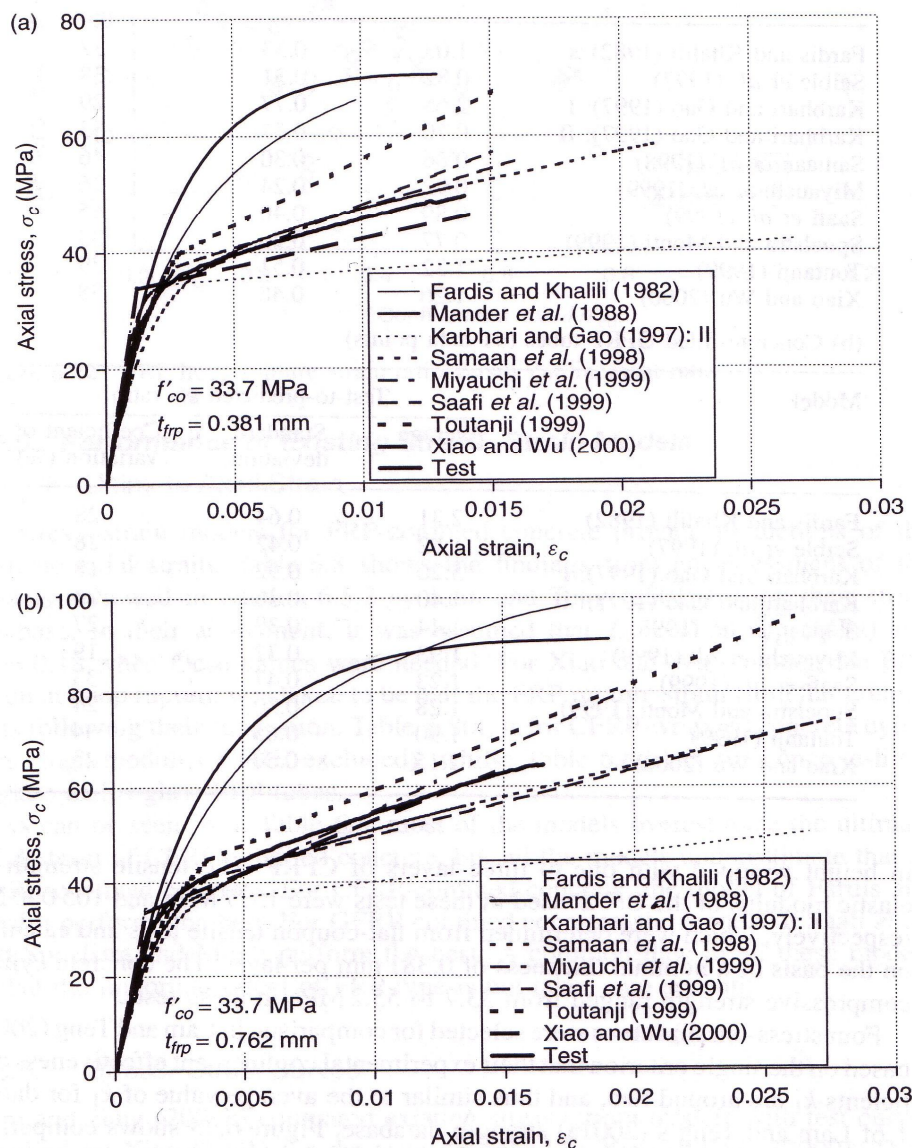
Model	Test-to-predicted ε_{cc} ratio		
	Average	Standard deviation	Coefficient of variation (%)
Fardis and Khalili (1982)	1.03	0.33	32
Seible <i>et al.</i> (1997)	0.82	0.31	38
Karbhari and Gao (1997): I	2.65	0.77	29
Karbhari and Gao (1997): II	0.70	0.37	53
Samaan <i>et al.</i> (1998)	0.66	0.30	46
Miyauchi <i>et al.</i> (1999)	0.92	0.24	26
Saafi <i>et al.</i> (1999)	0.89	0.40	45
Spoelstra and Monti (1999)	0.77	0.26	33
Toutanji (1999)	1.32	0.51	39
Xiao and Wu (2000)	1.26	0.48	38

(b) Concrete-filled GFRP tubes (41 data points)

Model	Test-to-predicted ε_{cc} ratio		
	Average	Standard deviation	Coefficient of variation (%)
Fardis and Khalili (1982)	2.31	0.64	28
Seible <i>et al.</i> (1997)	1.52	0.42	28
Karbhari and Gao (1997): I	5.20	0.92	18
Karbhari and Gao (1997): II	1.40	0.36	26
Samaan <i>et al.</i> (1998)	1.44	0.39	27
Miyauchi <i>et al.</i> (1999)	1.93	0.37	19
Saafi <i>et al.</i> (1999)	1.23	0.47	33
Spoelstra and Monti (1999)	1.28	0.30	24
Toutanji (1999)	1.90	0.65	34
Xiao and Wu (2000)	2.15	0.50	23

مقاومت کششی و مدول الاستیسیته CFRP مصرفی در این آزمایشها به ترتیب برابر ۱۵۷۷ MPa و ۱۰۵۰۰۰ MPa می‌باشد. این مقادیر با آزمایش کششی FLAT - COUPON و بر اساس ضخامت اسمی ۳۸۱/۰ در هر لایه محاسبه شده‌اند. منحنی‌های تنش-کرنش انتخاب شده برای انجام مقایسه از سوی LAM & TENG (2001b) چهار مورد بودند که معیار انتخاب آنها ضریب میزان تأثیر محصورشدگی یعنی K_1 بود که در این چهار مورد در حدود عدد ۲ بود که نزدیک به مقدار متوسط این ضریب در دسته ۱ داده‌های جمع‌آوری شده از سوی آنها می‌باشد. شکل ۲۳-۶ نشان‌دهنده مقایسه انجام گرفته و نتایج آن می‌باشد. برای مدلسازی XIAO & WU مقدار کرنش در لحظه گسیختگی حلقه (HOOP RUPTURE) برابر ۵۰٪ کرنش گسیختگی FRP که از آزمایش FLAT - COUPON بدست آمده، در نظر گرفته می‌شود.

همانگونه که در شکل ۶-۲۳ ملاحظه می گردد، تفاوت های بزرگی بین پیش بینی ها و منحنی واقعی وجود دارد و اغلب مدل سازی ها قابل قبول نمی باشند. اما در مجموع مدل سازی های XIAO & WU, SAAFI ET AL., MIYAUCHI ET AL., پیش بینی های نزدیکتری را نسبت به سایر مدل سازی ها، دارند.



شکل ۶-۲۳

۶-۵-۶ مدل سازی تنش- کرنش LAM & TENG:

LAM & TENG پس از بررسی ها و مروری که بر پایگاه داده های جمع آوری شده، داشتند اخیراً مدلی نسبتاً ساده ولی دقیق را برای تنش- کرنش بتن محصور شده پیشنهاد دارند. آنها برای این کار براساس این فرضیات عمل کردند:

(A) قسمت اول منحنی تنش- کرنش سهموی (PARABOLIC) است.

(B) قسمت دوم منحنی تنش- کرنش خطی (LINEAR) است.

(C) در انتهای قسمت اول منحنی، تبدیل آن به مرحله خطی به صورت تدریجی و نرم (SMOOTHLY) می‌باشد.

(D) محور تنش در نمودار رسم شده با امتداد خط مرحله دوم نمودار در نقطه‌ای تلاقی می‌کند که مقدار مقاومت فشار بتن محصور نشده f'_{co} می‌باشد. این مورد در شکل ۶-۲۴ ملاحظه می‌گردد.

(E) انتهای نمودار در نقطه‌ای است که در آن هم تنش و هم کرنش به مقدار نهایی خود رسیده‌اند. یعنی مختصات نقطه انتهایی (f'_{cc}, ϵ_{cc}) می‌باشد.

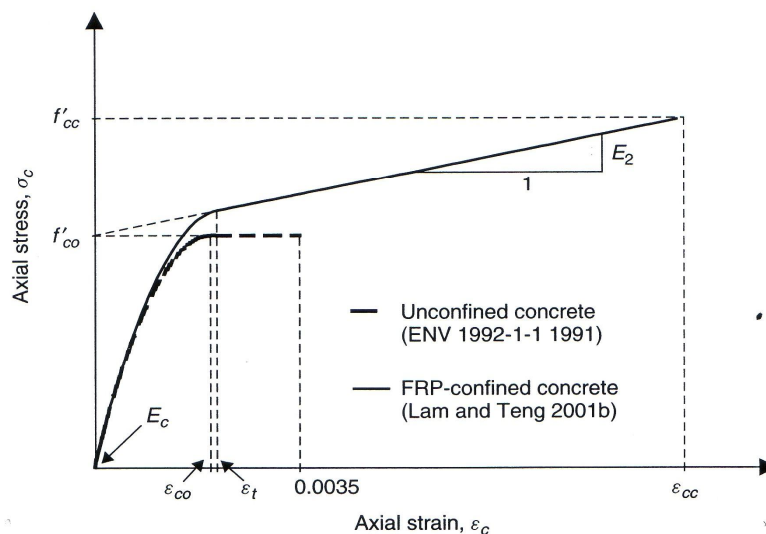
بر این اساس (LAM & TENG (2001B) مدل پیشنهادی خود را به صورت روابط زیر بین تنش و کرنش ارائه کردند:

$$\sigma_c = E_c \epsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f'_{co}} \epsilon_c^2 \quad \text{for } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_t \quad (6-22A)$$

$$\sigma_c = f'_{co} + E_2 \epsilon_c \quad \text{for } \epsilon_t \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cc} \quad (6-22B)$$

بدین ترتیب روابط ۶-۲۲ نموداری را مشخص می‌کند که در شکل ۶-۲۴ رسم شده است و بین قسمت اول سهموی و قسمت دوم خطی آن، ناحیه تبدیل تدریجی وجود دارد که انتهای آن در ϵ_t می‌باشد. مقدار ϵ_t برابر است با:

$$\epsilon_t = \frac{2f'_{co}}{(E_c - E_2)} \quad (6-23)$$



شکل ۶-۲۴

شیب قسمت خطی نمودار یعنی E_2 برابر است با:

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_{co}}{\epsilon_{cc}} \quad (6-24)$$

جهت تعریف E_z لازم است که مقادیر کرنش نهایی ϵ_{cc} و مقاومت فشاری بتن محصورشده و محصورنشده را بدانیم. (2001b) LAM & TENG با استفاده از رابطه ۹-۶ جهت ساده تر کردن محاسبه E_z رابطه زیر را پیشنهاد کرده اند:

$$E_2 = \frac{2f_L}{\epsilon_{cc}} \quad (25-6)$$

برای کرنش محوری نهایی، (2001b) LAM & TENG رابطه ۱۹-۶ را برای بتن دور پیچ شده با CFRP معمولی پیشنهاد کرده اند. همچنین رابطه ۲۰-۶ را برای لوله (TUBE) از جنس GFRP پر شده با بتن مورد استفاده قرار می دهند. این بدلیل تأثیر جنس FRP مصرفی بروی مقدار کرنش محوری نهایی می باشد. برای رابطه ۱۹-۶ می بایست مقادیر لازم از آزمایش FLAT - COUPON برای رابطه ۲۰-۶ این مقادیر از آزمایش SPLITTING RING بدست آید. جدول ۹-۶ نشان می دهد که روابط ۱۹-۶ و ۲۰-۶ پیش بینی های نزدیکی را به نتایج آزمایشات ارائه می دهند.

مدل ارائه شده توسط (2001b) LAM & TENG تنها مدلی است که اثر نوع FRP مصرفی را هم مدنظر قرار می دهد. با وجود اینکه نتایج موجود آزمایشات صورت گرفته عمدتاً فقط بروی دو نوع FRP می باشند ولی مدلسازی LAM & TENG را می توان برای پیش بینی کرنش محوری نهایی بتن محصورشده با انواع دیگر FRP هم استفاده کرد. تنها محدودیتی که در این مدلسازی به چشم می خورد این است که منحنی تنش-کرنش پیشنهادی در این مدل، دارای یک بخش دوم صعودی است که با وجود مقدار کافی FRP مصرفی بدست می آید. در شکل ۲۵-۶ مقایسه انجام گرفته بین منحنی تنش-کرنش حاصل از مدل (2001b) LAM & TENG و منحنی بدست آمده از آزمایش توسط (2001) XIAO، نشان داده شده است. همانگونه که مشخص است همخوانی نزدیکی بین مدل و آزمایش وجود دارد.

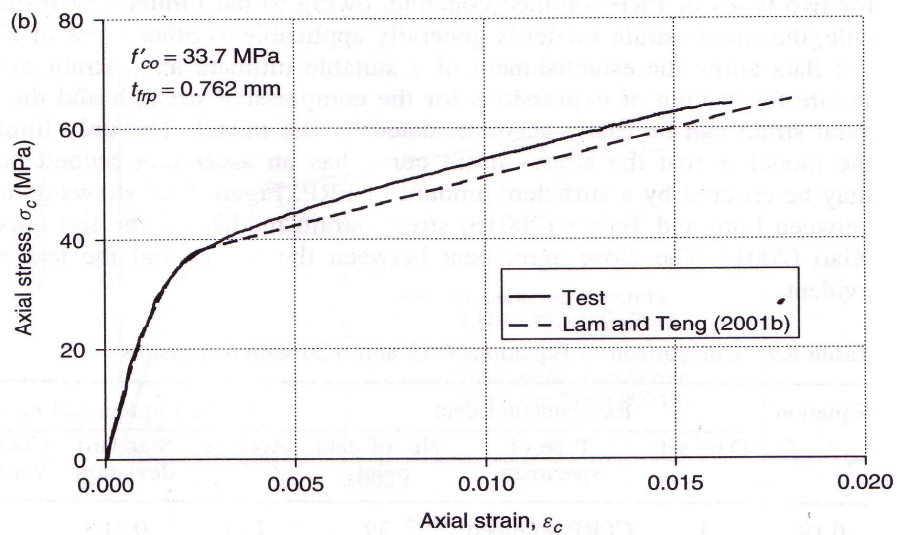
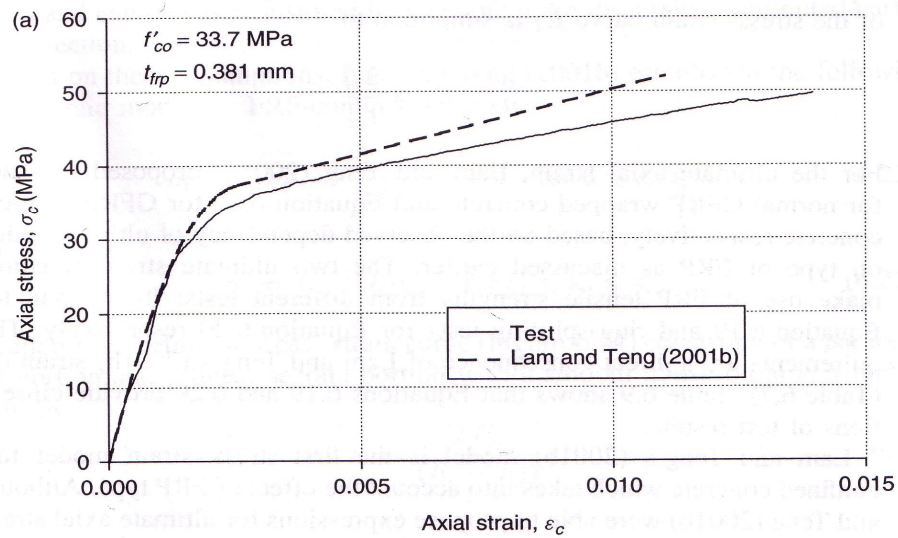
جدول ۹-۶

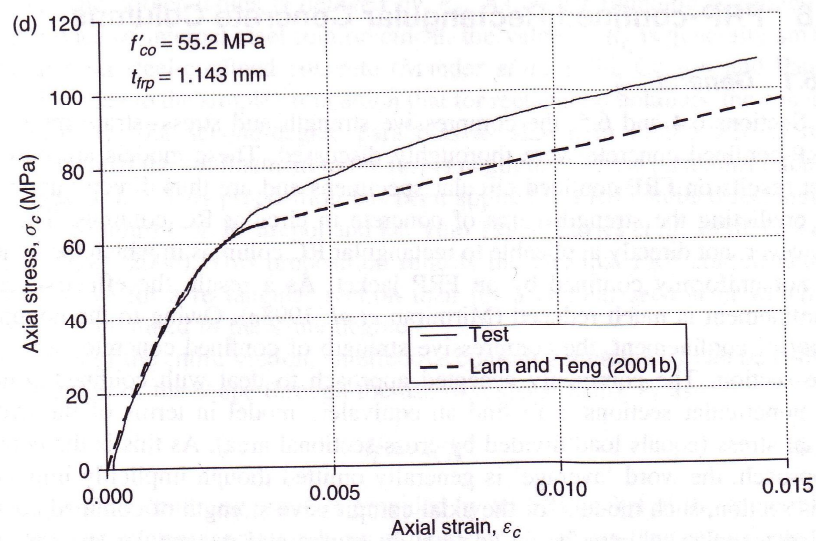
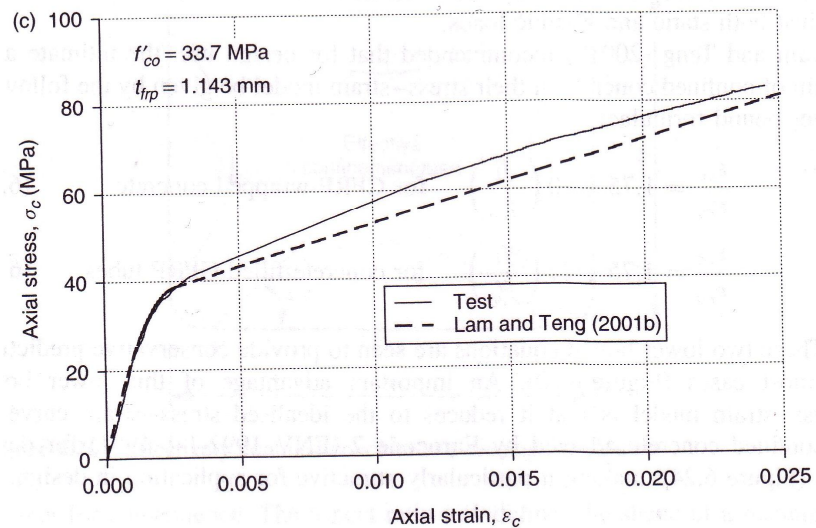
Equation	Experimental data			Test-to-predicted ϵ_{cc} ratio		
	Data set	Type of specimen	No. of data points	Average	Standard deviation	Coefficient of variation (%)
6.19	1	CFRP wrapped	39	1.01	0.31	31
6.20	2	GFRP tubes	41	1.03	0.18	17

۲-۵-۶-۶ مدل تنش-کرنش جهت استفاده در طراحی:

(2001b) LAM & TENG شاید نخستین کسانی بودند که در ارتباط با لزوم استفاده از یک مدل تنش-کرنش برای طراحی که کرنش محوری نهایی را محافظه کارانه پیش بینی کند، صحبت به میان آوردند. آنها

پیشنهاد کردند که از رابطه ۹-۶ به طور مستقیم در طراحی استفاده شود زیرا این رابطه بندرت، مقاومت بتن محصورشده را به مقاومت بتن محصورنشده ارتباط می دهد.





شکل ۲۵-۶

همانگونه که در بخش ۹-۶ صحبت شد، پیش‌بینی مقاومت ستون‌هایی که تحت بار محوری و یا خارج از مرکز قرار دارند، در واقع خیلی نسبت به مقادیر کرنش نهایی حساس نیست اما میزان شکل‌پذیری ستون احتمالاً در مدلسازیها بیش از مقدار واقعی تخمین زده می‌شود. بدلیل آنکه نیاز به شکل‌پذیر بودن در بحث طراحی لرزه‌ای و نیز پخش مجدد ممان در اعضاء سازه خیلی پر اهمیت می‌باشد، باید از بیش از اندازه تخمین‌زدن شکل‌پذیری ستون جلوگیری کنیم بدین منظور می‌توان حد پایین مقدار کرنش نهایی را در نظر گرفت. یعنی برای طراحی تحت بارهای استاتیک و لرزه‌ای لازم است که از مدل تنش-کرنش که مقدار کرنش نهایی پیش‌بینی شده توسط آن یک حد پایین می‌باشد، استفاده گردد. (LAM & TENG (2001b) پیشنهاد کردند که برای طراحی از روابط زیر جهت مشخص کردن کرنش محوری نهایی بتن در مدل تنش-کرنش آنها استفاده گردد:

$$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}} = 1.75 + 10 \left(\frac{f_l}{f'_{co}} \right) \quad (6-26) \text{ برای بتن دور پیچ شده با CFRP}$$

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 1.75 + 22 \left(\frac{f_l}{f'_{co}} \right) \quad (6-27) \text{ برای لوله GFRP پر شده با بتن}$$

بنظر می‌رسد که این رابطه‌ها پیش‌بینی‌های محافظه‌کارانه‌ای را در اکثر حالات خواهند داشت. (شکل ۶-۲۰) یکی از مزایای مهم این کار این است که با محدود کردن مقدار کرنش با روابط ارائه شده در بالا، در نهایت مدل‌سازی LAM & TENG برای تنش-کرنش منجر به منحنی ایده‌ال تنش-کرنش برای بتن محصورنشده، مطابق آنچه در آیین‌نامه EUROCODE 2 (ENV 1992-I-1 1991) در نظر گرفته شده، می‌گردد و این خصوصاً آنرا برای کاربردهای طراحی، جذاب می‌کند.

۶-۶ ستونهای مستطیلی شکل بتنی محصورشده با FRP:

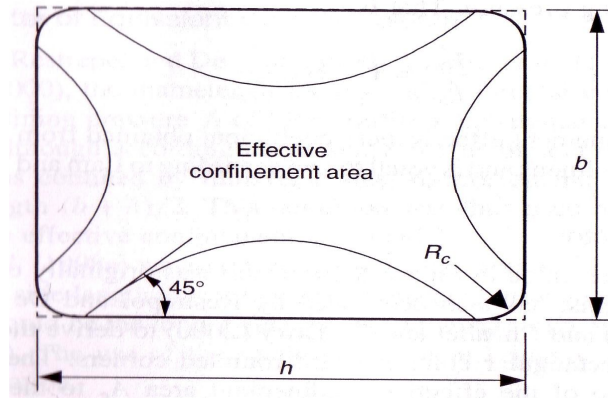
۶-۶-۱ کلیات:

در بخشهای ۶-۴ و ۶-۵ مدل‌سازیهای مقاومت فشاری و همچنین تنش-کرنش مربوط به بتن محصورشده به طور کامل مورد بحث قرار گرفتند. این مدل‌سازیها براساس نتایج آزمایشات انجام گرفته بروی نمونه‌های استوانه‌ای شکل محصورشده با FRP پایه‌ریزی شده‌اند و بنابراین می‌توان از آنها مستقیماً در پیش‌بینی مقدار افزایش مقاومت بتن در ستونهای بتنی استوانه‌ای شکل استفاده کرد. اما در مورد ستونهای بتنی مستطیل شکل نمی‌توان از آنها مستقیماً و بدون هیچ تغییری سود برد زیرا وضعیت محصورکنندگی در ستونهای دایره‌ای شکل کاملاً در محیط ستون یکنواخت است در حالیکه در ستونهای مستطیلی اینگونه نیست و بنابراین میزان محصورشدگی این ستونها همانند ستونهای دایره‌ای شکل نمی‌باشد. (MIRMIRAN ET AL. 1998A) یکی از روشهای پذیرفته شده و معمول در این موارد این است که مدل معادل بر حسب تنش محوری متوسط (برابر مقدار بار تقسیم بر سطح مقطع) بیابیم. خیلی از اوقات کلمه «متوسط» هم جهت سادگی بیان حذف می‌شود. در این بخش به بررسی مدل‌سازی معادل برای ستونهای مستطیل شکل و مربع شکل می‌پردازیم و بدین منظور نتایج آزمایش بروی این گونه ستونها مورد توجه قرار می‌گیرد. ابتدا دو مدل قدیمی‌تر مورد اشاره قرار خواهد گرفت و سپس مدل اخیر (LAM & TENG (2001C که برای طراحی هم توصیه می‌گردد، بررسی می‌گردد.

۶-۶-۲ مدل‌سازیهای موجود:

۶-۶-۲-۱ روابط کلی:

در شکل ۶-۲۶ یک ستون مستطیل شکل با گوشه‌های گرد شده نشان داده شده است. جهت راحتی، عرض مقطع با B نشان داده میشود بُعد کوچکتر مقطع می‌باشد و طول ضلع بزرگتر با H نمایش داده می‌شود که ارتفاع مقطع نام دارد.



شکل ۶-۲۶

نسبت ابعاد مقطع ستون یعنی $\frac{h}{b}$ معرف شکل مستطیل است شعاع گرد شدن گونه‌ها با R_c نشان داده می‌شود بدلیل وجود آرماتورهای طولی و عرضی داخل مقطع، عموماً R_c کوچک انتخاب می‌شود. طبق مطالعات و آنالیزهای دقیق صورت گرفته بروی بتن‌های محصورشده با فولاد (MANDER ET AL 1988, CUSSON & PAULTRE 1995) اینگونه در نظر گرفته می‌شود که مطابق شکل ۶-۲۶ چهار گوشه مقطع و قسمت داخلی مقاطع مستطیل شکل کاملاً محصور می‌شوند (تحت تأثیر اثرات محصورکنندگی قرار می‌گیرند) در حالیکه در باقی مقطع اثر محصورشدگی تقریباً قابل چشم‌پوشی است. همانگونه که در شکل هم نشان داده شده، لبه‌های منحنی‌های فرضی با لبه مقطع زاویه 45° تشکیل می‌دهد. این وضعیت برای ستونهای بتنی مستطیل شکل محصورشده با FRP هم پذیرفته شده است.

(HARRIES ET AL. 1998, RESTREPOL & DE VINO 1996, CHALLAL & SHAHAWY 2000) بدین منظور پیشنهاد می‌شود که به جای فشار جانبی ناشی از محصورکنندگی F_L از فشار مؤثر محصورکنندگی f'_L که با فاکتور شکل K_s با F_L مربوط می‌گردد، استفاده گردد:

$$= f'_L K_s \times F_L \quad (6-28)$$

در این رابطه F_L فشار جانبی ناشی از پوشش FRP است که بدور یک ستون معادل دایروی شکل با قطر D پیچیده شده است و می‌توان آنرا بصورت زیر محاسبه کرد:

$$= \frac{2 f_{fp} t_{fp}}{D} \quad F_L (6-29)$$

اما برای استفاده از روابط ۶-۲۸ و ۶-۲۹ هم فاکتور شکل K_s و هم قطر مقطع معادل دایروی شکل باید مشخص گردد. وقتی این دو مقدار مشخص شد می‌توان برای پیش‌بینی مقاومت فشاری ستونهای مستطیل شکل از مدلسازی‌های موجود (که براساس نتایج آزمایشات بروی نمونه‌های استوانه‌ای شکل بوجود آمده‌اند) همانند مدل LAM & TENG (2001a) استفاده کرد به این صورت که به جای F_L ، f'_L را جایگزین کنیم به این ترتیب خواهیم داشت:

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + k_l \times k_s \times \frac{f_L}{f'_{co}} \quad (6-30)$$

مقدار k_l همانگونه که قبلاً هم اشاره شد طبق پیشنهاد LAM & TENG برابر ۲ در نظر گرفته می‌شود.

۶-۶-۲-۲ فاکتور شکل:

نحوه و وضعیت محصورشدگی مقطع مستطیلی که در شکل ۶-۲۶ نشان داده شد و برای ستونهای محصورشده با فولاد در نظر گرفته شده بود، برای FRP هم توسط افراد ستونهای مختلفی مورد قبول واقع شد و از آن جهت محاسبه فاکتور شکل استفاده شده است. از جمله این افراد می‌توان به RESTERPOL & DE VINO (1996)، CHALLAL & SHAHAWY (2000)، HARRIS ET AL. 1998 اشاره کرد.

فاکتور شکل برابر نسبت مساحت مؤثر محصورشدگی A_E به مساحت کل بتن محصورشده با FRP، A_c تعریف می‌گردد:

$$K_S = \frac{A_E}{A_c} = \frac{1 - [(b - 2R_c)^2 + (h - 2R_c)^2] / (3A_g) - \rho_{sc}}{1 - \rho_{sc}} \quad (6-31)$$

در این رابطه A_g سطح مقطع ستون با احتساب گوشه‌های گرد شده، ρ_{sc} نسبت سطح مقطع آرماتورهای طولی می‌باشد. در رابطه ۶-۳۱ سطح مقطع آرماتورهای طولی که خارج از سطح فرضی محصورشده مقطع قرار دارند از سطح مقطع کل کسر شده است. سطح مقطع کل با احتساب گوشه‌های گرد شده بصورت زیر محاسبه می‌شود:

$$R_c^2 A_g = BH - (4 - \delta) \quad (6-32)$$

از سوی دیگر MIRMIRAN ET AL. (1998A) نسبت محصورشدگی اصلاح شده را برای ستونهای مستطیلی پیشنهاد کرده است که به جای نسبت $\frac{f_L}{f'_{co}}$ در مدلسازیهای مربوط به ستونهای دایره‌ای شکل قرار داده شود این نسبت برابر است با:

$$m = \left(\frac{2R_c}{h} \right) \frac{f_L}{f'_{co}} \quad (6-33)$$

با کمک نتایج آزمایشات در دسترس، MIRMIRAN ET AL. (1998A) و همکارانش نشان دادند که برای مقادیر $M < 15\%$ ، محصور کردن با FRP، برای مقاومتی ستون بی‌تأثیر است و تقریباً هیچگونه افزایش مقاومتی در بتن بوجود نخواهد آمد. آنها پیشنهاد کردند که برای مقادیر $M > 15\%$ می‌توان از مدل استفاده کرد این یعنی اینکه فاکتور شکل را به صورت زیر

SAMAN ET AL. (1998)

در نظر بگیریم:

$$k_s = \frac{2R_c}{h} \quad (6-34)$$

۶-۶-۲-۳ قطر ستون دایروی شکل معادل:

در بررسیهای انجام گرفته توسط RESTERPOL & DE VINO در سال ۱۹۹۶، (1998) HARRIS ET AL. و CHALLAL & SHAHAWY متأسفانه قطر ستون دایروی معادل برای بدست آوردن f_L و به تبع آن f'_L ، مشخص نشده است. البته (1995) CUSSON & PAULTRE برای ستونهای بتنی مستطیل شکل محصورشده با فولاد مقدار D را برابر $\frac{b+h}{2}$ پیشنهاد کرده‌اند. همین مقدار توسط (2001c) LAM & TENG مورد استفاده قرار گرفته است.

(1998a) MIRMIRAN و همکارانش که بروی ستونهای مربع شکل توجه خود را متمرکز کرده بودند پیشنهاد کردند که D برابر طول ضلع مقطع در نظر گرفته شود. بعدها آنها پیشنهاد کردند که برای ستونهای مستطیل شکل، مقدار D برابر طول ضلع بزرگتر مقطع (که بنابه فرض ما H می‌باشد) در نظر گرفته شود (1998a) MIRMIRAN استفاده از H در رابطه ۳۴-۶ برهمن اساس بوده است.

۳-۶-۶ نتایج تجربی:

متأسفانه در زمینه ستونهای مربع یا مستطیل شکل محصورشده با FRP، مقدار اطلاعات و نتایج محدود می‌باشد.

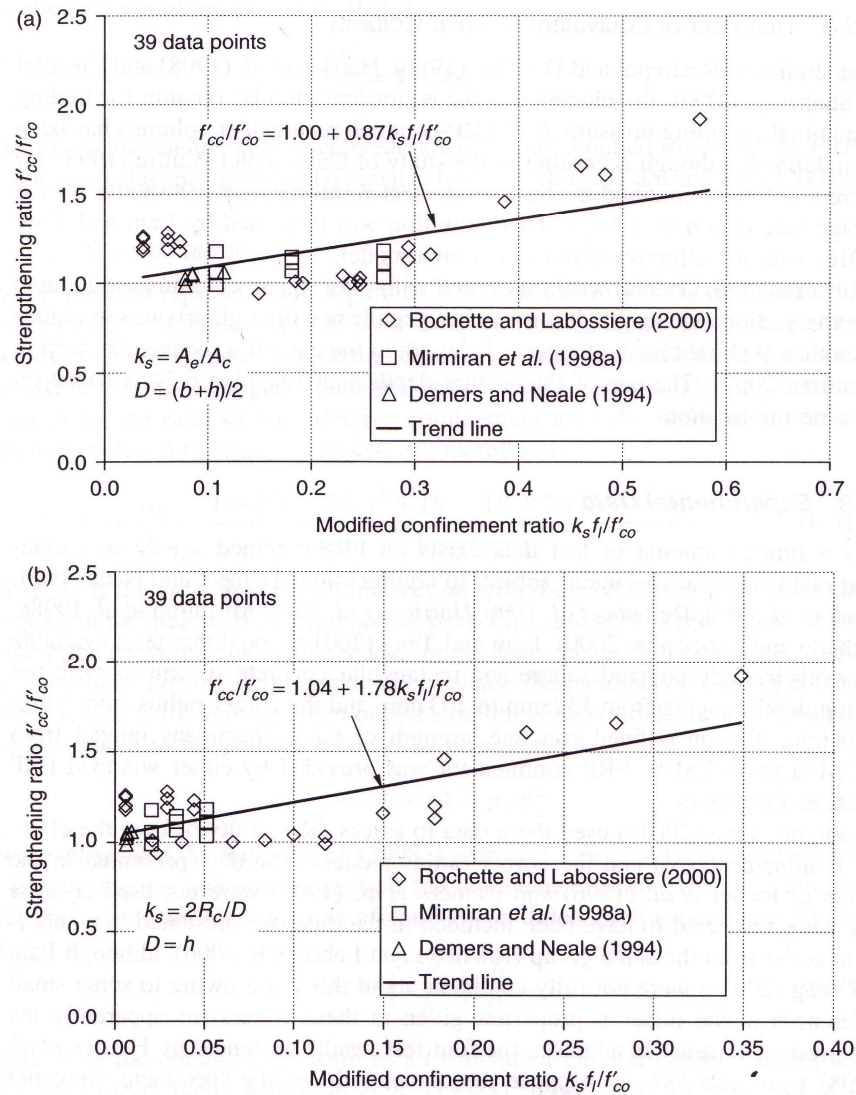
PICHER ET AL. 1996, MIRMIRAN ET AL. 1998, HARRIS ET AL. 1998, DEMERS & NEAL I (1994, DEMER ET AL. 1996, ROCHETTE & LABOSSIER 2000).

(2001c) LAM & TENG متوجه شدند که مطالعات و آزمایشات صورت گرفته بروی نمونه‌های مربع یا مستطیل شکل با ابعاد ۱۵۲ mm تا ۲۰۳ mm و شعاع گرد کردن گوشه از ۵ mm تا ۳۸ mm می‌باشند. مقاومت بتن (محصورشده) مورد استفاده در این نمونه‌ها در فاصله ۳۲/۲ MPA تا ۴۳/۷ MPA می‌باشد.

(2001c) LAM & TENG از این نتایج برای بررسی صحت و درستی مدلسازی‌های ارائه شده برای پیش بینی سطح مقطع مؤثر محصورشده و نیز شعاع گرد کردن گوشه استفاده کردند. آنها از مقالات PICHER ET AL. 1996, DEMER ET AL. 1996 استفاده نکردند زیرا بنظر می‌رسید که نتایج ارائه شده در آنها در مقاله ROCHETTE & LABOSSIER که در سال ۲۰۰۰ انتشار یافت، موجود باشد همچنین آنها از نتایج گزارش شده در کارهای انجام شده توسط HARRIES ET AL. 1998 استفاده نکردند زیرا در مقاله آنها به شعاع گرد کردن گوشه‌های مقطع، اشاره نشده بود. بنابراین از میان مقالات و گزارشات ارائه شده در نشریات، ۳۹ مورد برای TENG - LAM در دسترس باقی ماند.

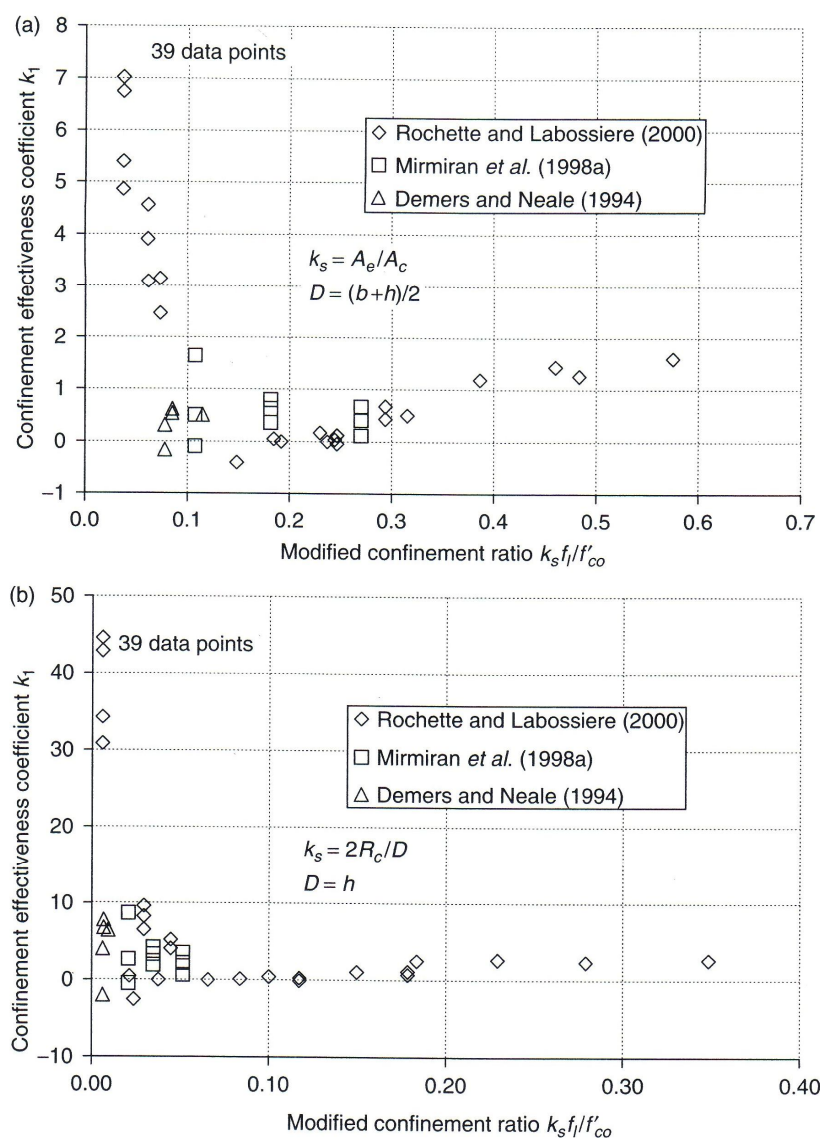
بدین ترتیب با استفاده از ۳۹ گزارش آزمایش موجود TENG - LAM دو نمودار شکل ۲۷-۶ را با توجه به دو تعریف موجود از فاکتور شکل K_s ، تهیه کردند. در هر دو نمودار رابطه خطی بین نسبت $\frac{f'_{cc}}{f'_{co}}$ و نسبت محصورشدگی اصلاح شده یعنی $K_s \cdot \frac{f_L}{f'_{co}}$ وجود دارد هر چند پراکندگی نتایج از روی نمودار مشخص است.

در شکل ۶-۲۸ هم برای این دو تعریف متفاوت k_s نمودارهایی رسم شده است که ضریب تأثیر محصورکنندگی K_I را بر حسب نسبت اصلاح شده محصورشدگی $\frac{f_L}{f'_{co}} \cdot K_s$ نشان می‌دهد. مقدار K_I در فاصله ۰/۴ تا ۷/۰ در شکل ۶-۲۸۸ تغییر می‌کند. در حالیکه فاصله تغییرات آن در شکل ۶-۲۸۸ از ۲/۶ تا ۴۵ می‌باشد.



شکل ۶-۲۷

بدلیل اینکه بیشتر این آزمایشها بروی نمونه‌هایی انجام گرفته که مقدار FRP مصرفی در آنها کوچک بوده و مقدار افزایش مقاومت حاصله ناکافی می‌باشد بنابراین نمی‌توان مقایسه آنها را قاطعانه انجام داد و به نتیجه‌گیری دقیقی دست یافت.



شکل ۲۸-۶

۴-۶-۶-۶: مدل LAM & TENG

LAM & TENG (2001c) خودشان اقدام به انجام آزمایشهایی بروی ستونهای مربع یا مستطیل شکل محصورشده با FRP نمودند. در این آزمایشها ۱۰ نمونه ستون مربع شکل و ۲ نمونه ستون مستطیل شکل مورد بررسی قرار گرفتند. مقدار FRP و شعاع گرد کردن گوشه‌ها بسته به درجات مختلف محصورشدگی، متفاوت بود. همزمان دو نمونه دایروی شکل هم مورد آزمایش قرار گرفتند که از نتیجه این آزمایش مقدار k_1 بدست آمد تا در رابطه ۳۰-۶ برای پیش‌بینی نتایج آزمایش بروز نمونه‌های مربع یا مستطیل شکل مورد استفاده قرار گیرد. شکل ۲۹-۶ حاصل بررسیهای LAM & TENG را نشان می‌دهد که برای هر دو حالت تعریف k_s رسم شده است. بنظر می‌رسد که تعریف k_s بر حسب R_c پیش‌بینی محافظه‌کارانه‌ای از معادله ۳۰-۶ بدست می‌دهد در حالیکه در شکل ۲۹A-۶ مشخص است که با این k_s ، رابطه ۳۰-۶ نتایج غیر

محافظه کارانه ارائه می دهد. جهت دستیابی به نتایج بهتر و دقیقتر، LAM & TENG یک مدل پیشرفته تر برای محاسبه سطح مؤثر محصورشده و فاکتور شکل پیشنهاد کردند. در این مدل سطح مؤثر محصورشده مطابق شکل ۶-۳۰ از چهار طرف به چهار منحنی منتهی می گردد اما دیگر زاویه خط مماس بر لبه این منحنی ها و اضلاع مقطع، 45° نیست بلکه موازی قطر ها می باشد. البته در شکل مربع، این زاویه 45° خواهد بود. به این ترتیب نسبت $\frac{A_e}{A_c}$ برابر است با:

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - [(b/h)(h - 2R_c)^2 + (h/b)(b - 2R_c)^2] / (3A_g) - \rho_{sc}}{1 - \rho_{sc}} \quad (6-35)$$

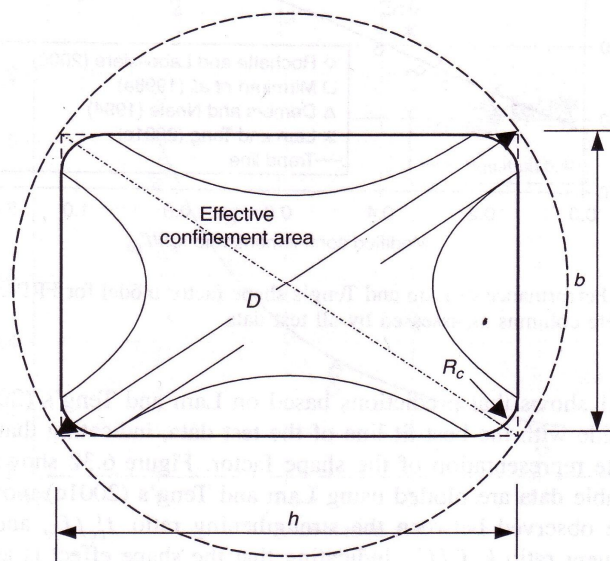
همچنین آنها فاکتور شکل را بصورت زیر تعریف کردند:

$$k_s = \frac{b}{h} \frac{A_e}{A_c} \quad (6-36)$$

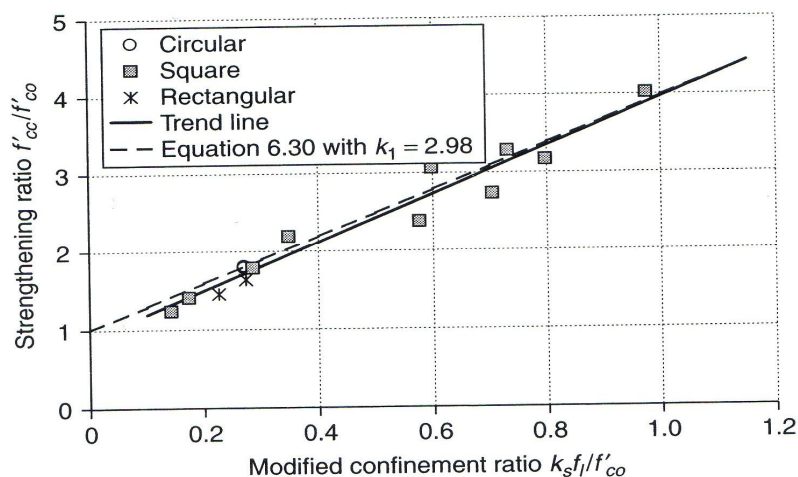
مقدار قطر مقطع دایره های معادل هم برابر طول مقطع در نظر گرفته می شود. LAM - TENG (2001c) یعنی دایره معادل فرضی بر مقطع مستطیلی یا مربع، محیط می گردد. مقدار f_L بصورت زیر محاسبه می شود:

$$f_L = \frac{2 f_{rp} t_{rup}}{\sqrt{h^2 + b^2}} \quad (6-37)$$

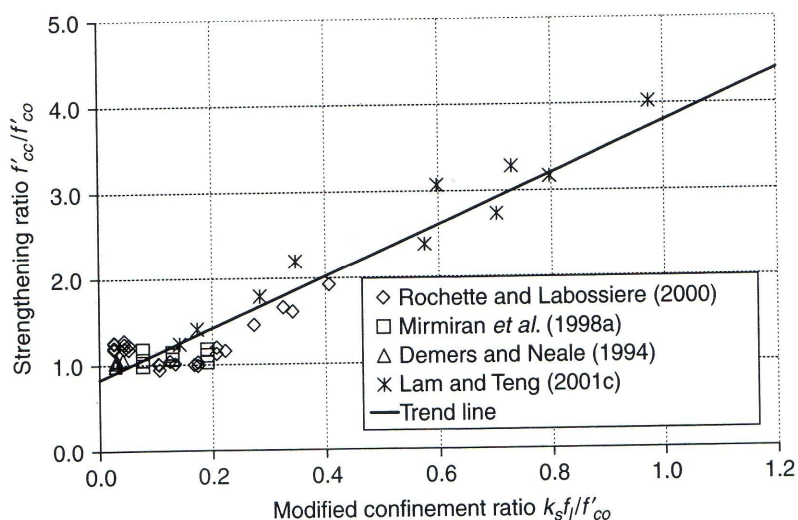
واضح است که $\sqrt{h^2 + b^2}$ برابر D یعنی قطر مقطع است.



شکل ۶-۳۰



شکل ۶-۳۱



شکل ۶-۳۲

شکل ۶-۳۱ نشان می‌دهد که پیش‌بینی‌های مدل TENG - LAM تا حدود زیادی با نتایج آزمایش همخوانی دارد و این یعنی اینکه رابطه ارائه شده برای فاکتور شکل K_s یک رابطه مناسب و درست می‌باشد. شکل ۶-۳۲ هم بطور همزمان نتایج چند مدل ارائه شده را در کنار یکدیگر نشان می‌دهد. با کمک این نقاط می‌توان یک رابطه خطی بین نسبت مقاومت‌سازی $\frac{f'_{cc}}{f'_{co}}$ و نسبت محصورشدگی اصلاح شده یعنی $K_s \cdot \frac{f_l}{f'_{co}}$ برقرار کرد.

۶-۷ ستونهای بیضوی شکل محصورشده با FRP:

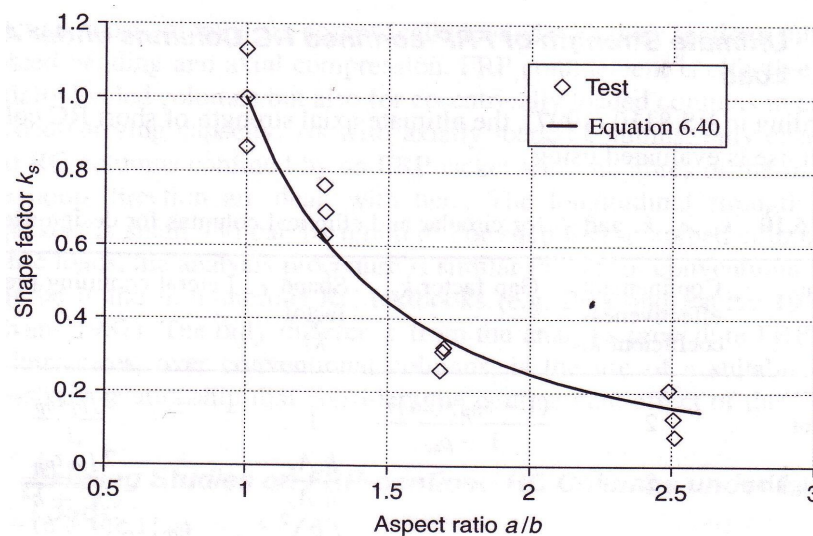
همانگونه که در بخش ۶-۲ عنوان شد، ستونهای مستطیل شکل را می‌توان به جهت افزایش میزان تأثیر محصورشدگی، به شکل بیضی، اصلاح کرد. برای اینکه از این روش به طور وسیع بتوان استفاده کرد لازم است که بررسیهای و نتایج کاملی از ستونهای بیضوی شکل محصورشده با FRP داشته باشیم. (LAM & TENG (2001) اولین کسانی بودند که مطالعه و بررسی بروی این ستونها را آغاز کردند تستهای

آنان بروی مقطعی با نسبت شکل $\frac{a}{b}$ (طول قطر بزرگ به قطر کوچک بیضی) از ۱ تا ۲/۵ و با / بدون وجود دورپیچ CFRP انجام شد. نتایج آزمایشها نشان داد که میزان تأثیر محصورشدگی مقطع با افزایش نسبت شکل، کاهش می‌یابد. بر اساس آزمایشهای صورت گرفته LAM & TENG پیشنهاد کردند که مقاومت فشاری بتن محصورشده با FRP را در یک ستون بیضوی شکل با استفاده از رابطه ۶-۳۰ محاسبه کنیم. آنها در مدلسازی خود از یک ستون با مقطع دایره استفاده کردند تا بتوانند فشار محصورکننده معادل را بروی ستون بیضی شکل بدست آورند. ستون دایروی مذکور دارای مقدار مشابه FRP بود. مساحت یک بیضی برابر است با $A \cdot B \cdot \pi$ و محیط آن بطور تقریبی برابر است با $\pi[1.5(a+b) - \sqrt{ab}]$ بنابراین نسبی حجمی FRP به کار رفته بروی یک ستون بیضوی شکل محصورشده با پوشش FRP و با ضخامت T_{FRP} برابر است با:

$$\rho_{frp} = \frac{t_{frp}[1.5(a+b) - \sqrt{ab}]}{ab} \quad (6-38)$$

بنابراین فشار جانبی معادل به صورت زیر می‌باشد:

$$f_l = \frac{\rho_{frp} f_{frp}}{2} = \frac{t_{frp}[1.5(a+b) - \sqrt{ab}] f_{frp}}{2ab} \quad (6-39)$$



شکل ۶-۳۳

و فاکتور شکل هم بصورت رابطه زیر ارائه شده است:

$$k_s = \left(\frac{b}{a}\right)^2 \quad (6-40)$$

۶-۸ توصیه‌هایی جهت طراحی ستونهای تحت بار محوری:

۶-۸-۱ بیان کلی مقاومت محوری بتن محصورشده با FRP:

بر اساس صحبت‌هایی که در بخش‌های قبلی داشتیم، می‌توان مقاومت محوری بتن محصورشده با FRP را به مقاومت بتن محصور نشده ارتباط داد:

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 \cdot k_g \cdot k_s \cdot f_L \quad (6-41)$$

در این رابطه مقادیر توصیه شده ضرایب k_s , k_g , k_1 در جدول ۶-۱۰ ارائه شده است. فاکتور انقطاع (GAP) که با k_g نشان داده شده فقط برای ستون‌های دایروی شکل ارائه شده است. (رابطه ۶-۸) و برای ستون‌های مستطیل یا بیضی شکل نیست. هر چند در مورد ستون‌های مستطیل شکل محصورشده با فولاد مقدار این فاکتور ارائه شده است (CUSSON & PAULTRE 1995, MANDER ET AL. 1988). در ستون‌های دایره‌ای شکل، رابطه ۶-۸ نشان می‌دهد که اگر فاصله انقطاع یعنی فاصله خالی بین دو تسمه محصورکننده در ارتفاع ستون، کمتر از ۵٪ قطر ستون باشد اثر این فاصله خالی بر فشار جانبی محصورکننده ستون کمتر از ۵٪ خواهد بود و می‌توان از اثر این فاصله صرف‌نظر کرد.

۶-۸-۲ مقاومت نهایی ستون‌های بتن مسلح محصورشده با FRP تحت بار محوری: مطابق آیین‌نامه (BS 8110 (1997)، حداکثر مقاومت محوری ستون‌های کوتاه بتن مسلح جهت طراحی می‌بایست از رابطه زیر بدست آید:

$$N_u = \frac{0.67}{\gamma_c} f_{cu} A_c + \frac{f_y}{\gamma_s} A_{sc} \quad (6-42)$$

جدول ۶-۱۰

Column shape	Confinement effectiveness coefficient k_1	Gap factor k_g	Shape factor k_s	Lateral confining pressure f_l
Circular	2	$\frac{(1 - s_{frp}/(2d))^2}{1 - \rho_{sc}}$	1	$\frac{2 f_{frp} t_{frp}}{d}$
Rectangular	2	-	$\frac{b A_e}{h A_c}$	$\frac{2 f_{frp} t_{frp}}{\sqrt{h^2 + b^2}}$
Elliptical	2	-	$\left(\frac{b}{a}\right)^2$	$f_l = \frac{t_{frp} [1.5(a+b) - \sqrt{ab}] f_{frp}}{2ab}$

در این رابطه γ_c ، γ_s فاکتورهای ایمنی موردی (PARTIAL) می‌باشند که به ترتیب مربوط به بتن و فولاد هستند. A_c ، A_{sc} هم سطح مقطع بتن و آرماتورهای طولی داخل مقطع می‌باشند. F_{cu} مقاومت فشاری نمونه‌های مکعبی بتن به ابعاد ۱۵۰ MM و F_y هم تنش جاری شدن فولاد است. جمله $0.67 F_{cu}$ نشان دهنده مقاومت محوری بتن در یک ستون واقعی بتن مسلح است که برحسب F_{cu} بیان شده است. بنابراین با کمک رابطه ۶-۴۱ و با فرض اینکه برای محصورکردن بتن از مصالح مرکب FRP استفاده شده باشد، مقاومت محوری فشاری بتن در یک ستون بتنی برابر خواهد بود با:

$$f'_{cc} = 0.67 f_{cu} + k_1 k_g k_s f_l \quad (6-43)$$

و بنابراین مقاومت طرح یک ستون مطابق آیین نامه (BS 8110 (1997) بصورت زیر خواهد بود:

$$N_u = \left(\frac{0.67}{\gamma_c} f_{cu} + k_1 k_g k_s \frac{f_l}{\gamma_{frp}} \right) A_c + \frac{f_y}{\gamma_s} A_{sc} \quad (6-44)$$

در این رابطه γ_{frp} فاکتور ایمنی موردی مربوط به FRP است که در بخش ۶-۱ در ارتباط با آن صحبت کردیم.

۹-۶ توصیه‌هایی جهت طراحی ستونهایی که تحت بارگذاری خارج از مرکز (ECCENTRIC) قرار می‌گیرند:

۹-۶ کلیات:

در عمل، اغلب ستونها تحت بارهای خارج از مرکز قرار می‌گیرند که منجر به این می‌شود که مقطع آن ستونها تحت تأثیر ترکیبی از خمش و نیروی فشاری محوری واقع گردد محصور کردن ستون با FRP نه فقط برای بارهای محوری بلکه برای افزایش باربری ستون در این شرایط هم مفید است. مقاومت محوری پوشش FRP اطراف ستون کوچک و قابل صرف نظر کردن است اما استفاده از الیاف دور ستون وقتی امکان پذیر است که آنها تحت کشش در راستای حلقه FRP (در راستای طولی الیاف) قرار می‌گیرند. مراحل آنالیز ستونهایی که تحت بارهای خارج از مرکز قرار می‌گیرند مشابه ستونهای معمولی است و در اغلب کتب مربوط به طراحی بتن مسلح ارائه شده است (نظیر KONG & EVANS 1987, PARK & PAULAY 1995). تنها تفاوت آنالیز ستونهای محصور شده با FRP نسبت به ستونهای دیگر این است که در ارتباط تنش با کرنش بتن این ستونها، تغییراتی اعمال می‌شود که در اثر محصور شده بتن با پوشش FRP بوجود می‌آیند.

۲-۹-۶ بررسیها و مطالعات موجود بروی ستونهای بتنی محصور شده با FRP که تحت بارهای خارج از مرکز قرار می‌گیرند:

مطالعات و بررسیهای متعددی در این ارتباط صورت گرفته است که منجر به شکل گیری دیاگرامهای تداخلی خمش و نیروی محوری برای ستونها با شکلهای مختلف شده است. در برخی از این مطالعات، منحنیهای تنش-کرنش اصلاح شده برای بتن محصور با FRP استفاده کرده‌اند. در این مطالعات، نمونه‌های مورد نظر، ستونهای با مقطع دایره بوده‌اند که در اثر محصور شدن، تحت فشار جانبی یکنواخت قرار می‌گیرند. وقتی همچنین ستونهایی تحت بار خارج از مرکز قرار گیرند، دیگر فشار جانبی محصور کننده آنها در تمام محیط یکنواخت نیست بلکه از مقدار صفر در تار خنثی مقطع شروع شده و تا مقدار حداکثر آن در خارجی‌ترین تار فشار بتن افزایش می‌یابد. شرایط بررسیهای انجام شده در این مقوله بطور خلاصه در جدول ۱۱-۶ ملاحظه می‌گردد. البته باید خاطر نشان کرد که در برخی از این بررسیها (MIRMIRAM ET AL. 1999, MIRMIRAN & SHAHAWY 1996)

مورد نظر، لوله‌های FRP (TUBES) پر شده با بتن بودند که ممکن است در آینده نزدیک بعنوان ستونهای جدید مورد استفاده قرار گیرند.

$$M = \int_{\lambda=d/2-x}^{d/2} \sigma_c b_c d\lambda + \sum_{i=1}^n (\sigma_{si} - \sigma_c) A_{si} \left(\frac{d}{2} - d_{si} \right) \quad (6-46)$$

در این روابط BC عرض مقطع در فاصله λ از محور تقارن مقطع، σ_{si} تنش در لایه ام آرماتورهای طولی است که از روابط ۳-۱۰ یا ۳-۱۱ بخش ۳-۴ محاسبه می‌شود. A_{si} سطح مقطع آرماتورهای لایه ام می‌باشد. تنش بتن در ناحیه فشاری مقطع، σ_c ، را توصیه می‌شود که از مدل تنش-کرنش ارائه شده توسط LAM & TENG (2001B) بدست آورده‌ایم که برای بتن محصور شده می‌باشد. (رابطه

۶-۲۲). تنش بتن در ناحیه کششی برابر ۰ در نظر گرفته می‌شود.

روابط ارائه شده در مدلسازی تنش-کرنش LAM & TENG در سال (۲۰۰۱B) بر حسب مقاومت فشاری نمونه مکعبی بصورت زیر است:

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4(0.67f_{cu}/\gamma_c)} \varepsilon_c^2 \quad \text{for } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t \quad (6-47A)$$

$$\sigma_c = 0.67f_{cu}/\lambda_c + E_2 \varepsilon_c \quad \text{for } \varepsilon_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \quad (6-47B)$$

$$\varepsilon_{cc} = 1.75\varepsilon_{co} + 10 \frac{f_l}{0.67f_{cu}} \varepsilon_{co} \quad (6-48)$$

$$E_c = 1000 \frac{0.67f_{cu}}{\gamma_c}, \quad E_2 = \frac{2f_l}{\gamma_{frp} \varepsilon_{cc}} \quad (6-49)$$

$$\varepsilon_t = \frac{2(0.67f_{cu})}{\gamma_c(E_c - E_2)}, \quad f_l = \frac{2f_{frp} t_{frp}}{d}, \quad \varepsilon_{co} = 0.002 \quad (6-50)$$

در روابط بالا $F_{cu} 0.67$ جایگزین جمله $f'_c 0.85$ شده است که در روابط مربوط به طراحی بتن مسلح بر حسب مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای بیان می‌شوند. وقتی ستون با FRP محصور نشده باشد، این منحنی تنش-کرنش به منحنی تنش-کرنش ایده‌آل بتن (در حالت محصور نشده) که در آیین‌نامه EC2 (ENV 1992-I-1 1991) به صورت رابطه زیر ارائه شده است، تبدیل می‌گردد:

$$\sigma_c = 1000\varepsilon_c(1 - 250\varepsilon_c)0.67f_{cu}/\gamma_c \quad \text{for } 0 \leq \varepsilon_c \leq 0.002 \quad (6-51A)$$

$$\sigma_c = 0.67f_{cu}/\gamma_c \quad \text{for } 0.002 \leq \varepsilon_c \leq 0.0035 \quad (6-51B)$$

می‌توان از روابط ۶-۴۵ و ۶-۴۶ در هر مرحله از بارگذاری استفاده کرد. وقتی ستون به حدنهایی تحمل خود می‌رسد که مقدار کرنش در خارجی‌ترین تار فشاری بتن به مقدار نهایی کرنش بتن محصور شده با FRP برسد. در این مرحله بتن در ناحیه فشاری خرد می‌شود که عمدتاً این اتفاق پس از گسیختگی FRP رخ می‌دهد. (شکل ۶-۳۴). مقدار کرنش نهایی مذکور، در روابط ۶-۲۶ و ۶-۲۷ مشخص شده است. در حالت حدی نهایی، مقدار بار محوری، ممان خمشی و عمق تار خنثی مقطع به عنوان سه پارامتر اصلی در روابط ۶-۴۵ و ۶-۴۶ مطرح می‌باشند و زمانیکه یکی از آنها مشخص باشد و یا اینکه M_u و N_u را با تعریف یک بار محوری خارج از مرکز به هم ارتباط دهیم، مقدار دو پارامتر دیگر به سادگی بدست خواهند آمد. انتگرال‌گیری عددی را بروی سطح مقطع، می‌توان به روش لایه‌ای (LAUER METHOD) انجام داد به این صورت که سطح مقطع ستون را به چند لایه خیلی کوچک در راستای افقی تقسیم‌بندی می‌نماییم. بعنوان

مثال دیاگرامهای تداخلی نیروی محوری-ممان خمشی را می‌توان به سادگی با مشخص کردن مقادیر M_u و N_u متناظر با مکانهای مختلف بار خنثی، تشکیل داد.

۴-۹-۶ آنالیز ممان خمشی-انحنای ستونهای بتن مسلح محصورشده با FRP:

این آنالیز را می‌توان به سادگی انجام داد. با فرض یک مقدار مشخص برای نیروی محوری وارده، نمودارهای ممان خمشی- انحنای را می‌توان با مشخص کردن یکسری مقادیر مناسب برای کرنش خارجی‌ترین تار فشاری مقطع بتن، $\epsilon_{c,max}$ ، تا حد نهایی آن یعنی ϵ_{cc} ، تشکیل داد. برای هر مقدار کرنش اختصاص یافته، محل تار خنثی مقطع تغییر می‌کند تا جاییکه نیروی محوری متناظر با این مقدار کرنش که از رابطه ۴۵-۶ محاسبه می‌گردد، برابر مقدار نیروی محوری اعمال شده بروی مقطع گردد. وقتی که محل تار خنثی مقطع مشخص شد، مقدار ممان خمشی با کمک رابطه ۴۶-۶ بدست می‌آید. همچنین مقدار انحنای مقطع با رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$\phi = \frac{\epsilon_{c,max}}{X} \quad (۵۲-۶)$$

X عمق تار خنثی می‌باشد.

۵-۹-۶ دیاگرامهای تداخلی نمادین: TYPICAL INTERACTION CURVES

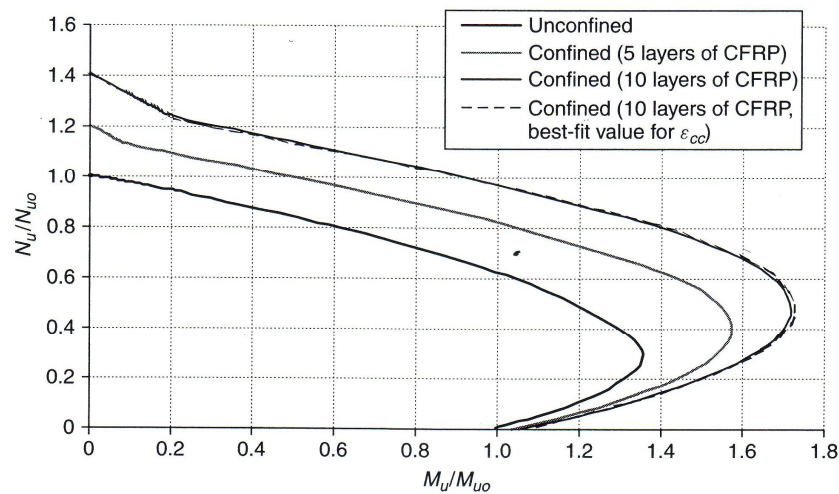
شکل ۳۵-۶ یک نمونه از دیاگرامهای تداخلی را برای یک ستون با مقطع دایره نشان می‌دهد. هندسه این ستون به قرار زیر است: قطر $D=1500\text{mm}$ ، مقدار کاور بتن از روی آرماتورهای طولی مقطع $= 50\text{mm}$ ، $F_{cu}=40\text{MPa}$ بتن قطر میلگردها: 40mm ، تنش جاری شدن فولاد: 460MPa ، مجموعاً ۳۲ آرماتور بطور یکنواخت در محیط دایره‌ای شکل مقطع جای گرفته‌اند. ستون با استفاده از ۵ الی ۱۰ لایه CFRP محصول شرکت TONEN FORCN TOWSHEET محصورشده است. تولیدکننده FRP، حدنهایی مقاومت کششی آنرا برابر $35500\text{kg/cm}^2 = 3483\text{MPa}$ اعلام کرده است. تمام فاکتورهای ایمنی موردی (PARTIAL SAFETY FACTOR) برابر واحد در نظر گرفته شده است. همچنین از اثر محصورکنندگی فولاد عرضی داخل مقطع (خاموتها) صرف‌نظر شده است.

با استفاده از ۵ الی ۱۰ لایه CFRP برای مقاوم‌سازی ستون، نسبت محصورشدگی یعنی $\frac{f_L}{f'_{co}}$ حاصله از

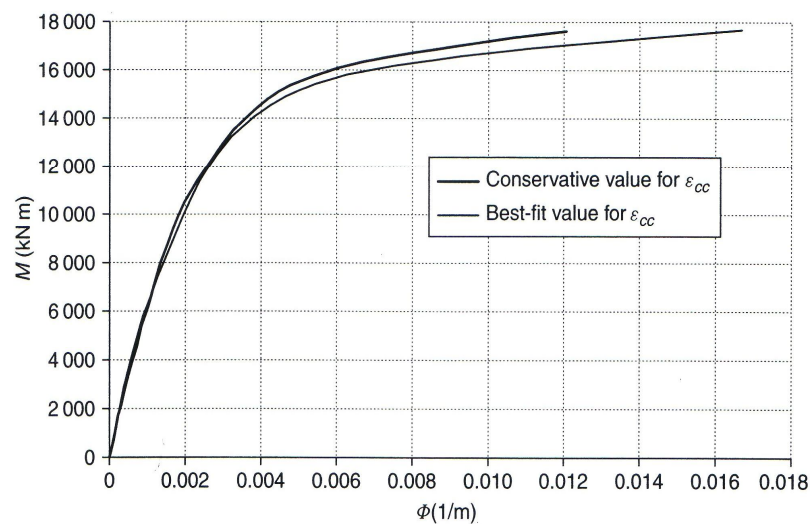
۰/۱۴ تا ۰/۲۹ متغیر است. در حالیکه نسبت مقاوم‌سازی یعنی $\frac{f'_{cc}}{f'_{co}}$ از ۱/۲۹ تا ۱/۵۷ متناسب با تعداد لایه‌های

به کار رفته، در حال تغییر می‌باشد. منحنی‌های تداخلی نشان داده شده در شکل ۳۵-۶ مشخص می‌کند که حداکثر بهره‌وری از محصورکنندگی FRP زمانی رخ می‌دهد که مقطع تحت فشار خالص، دچار شکست گردد. ظرفیت باربری این مقطع تحت نیروی محوری خالص، در حالت محصورنشده برابر $N_{u0} = 64780\text{KN}$ می‌باشد. همچنین کمترین میزان سودمندی عمل محصور کردن ستون زمانی بدست می‌آید که ستون تحت خمش خالص دچار شکست گردد. ظرفیت خمشی این ستون در حالت محصورنشده یعنی M_{u0} برابر KNM ۱۰۲۷۷ است. با استفاده از ۵ لایه CFRP برای محصور کردن بتن، ۲۰٪ افزایش در ظرفیت تحمل نیروی

محوری و ۳/۸٪ افزایش در ظرفیت خمشی مقطع بدست آمده است. این مقادیر برای ۱۰ لایه CFRP، به ترتیب برابر ۴۱٪ و ۵/۵٪ است.



شکل ۶-۳۵



شکل ۶-۳۶

این مقدار اندک افزایش در ظرفیت خمشی مقطع، در بحث مقاوم سازی لرزه ای یک مزیت محسوب می گردد زیرا همانگونه که در فصل ۷ بحث خواهیم کرد، افزایش ناخواسته در ظرفیت خمشی مقطع سبب شکل گیری مدهای شکست ترد نظیر شکست برشی در المانها خواهد شد.

در شکل ۶-۳۵، روند سریع تغییرات در منحنی های تداخلی در ناحیه ای که نیروی محوری وارده، بزرگ است، وقتی آغاز می گردد که محل فرضی تار خشی، در خارج از سطح مقطع ستون، قرار گیرد. در حالتیکه از ۱۰ لایه CFRP برای محصور کردن بتن استفاده نشده است، یک منحنی تداخلی دیگر برای حالت کرنش نهایی بتن رسم شده است که در شکل ۶-۳۵ با خط چین نشان داده شده است. این منحنی با

اطلاعات مدل ارائه شده از سوی LAM & TENG (2001b) رسم شده. همانگونه که مشخص است، افزایش در مقدار نهایی کرنش بتن، تأثیر اندکی بر ظرفیت باربری مقطع گذاشته است اما اثر قابل ملاحظه آن در افزایش مقدار نهایی انحنا (CURVATURE) (شکل ۳۶-۶) می باشد که خود یک موضوع مهم در طراحی لرزه ای می باشد.

۱۰-۶ نتیجه گیری:

در این فصل در مورد مقاوم سازی ستونهای R_c تحت بارهای محوری و نیز خارج از محور (ECCENTREC) با استفاده از مصالح مرکب FRP صحبت کردیم. سه روش برای مقاوم سازی ستونها با استفاده از FRP پیشنهاد شده است:

(A) دورپیچ کردن ستون WRAPPING

(B) پیچیدن مارپیچی شکل FRP دور ستون FILAMENT WINDING

(C) نصب کردن پوششهای پیش ساخته FRP بروی ستون

هر سه این روشها با محصور کردن بتن و ایجاد فشار جانبی محیطی، سبب افزایش مقاومت فشاری آن می گردند. شکست بتن محصور شده با FRP، بدلیل گسیختگی کششی FRP رخ می دهد. منحنی تنش-کرنش بتن محصور شده با FRP، یک منحنی دو مرحله ای (BILINEAR) می باشد.

مقاومت این بتن ها کمتر از نمونه های مشابه محصور شده با فولاد (با همان مقدار محصورشدگی) می باشد بنابراین لازم بوده است که برای بتن محصور شده با FRP مدلسازی جداگانه صورت گیرد. با بهره گیری از پایگاه داده های جمع آوری شده توسط LAM & TENG (2001b)، مقایسه های بروی این مدلسازیهای گوناگون صورت گرفته تا عملکرد آنها مورد بررسی قرار داده شود. در نهایت جهت طراحی استفاده از مدل ارائه شده از سوی توصیه می شود زیرا هم ساده و هم دقیق می باشد. در مدل LAM & TENG مقاومت بتن محصور شده با FRP بصورت خطی به فشار جانبی ناشی از محصور شدن بتن مرتبط شده است.

منحنی های تنش-کرنش بتن محصور شده با FRP، شکل دو مرحله ای دارند که بخش دوم آنها در صورتیکه بتن بحد کفایت محصور شده باشد، یک شاخه صعودی است. اگر اثر محصور کنندگی به علت مقدار ناکافی FRP و یا شکل نامناسب مقطع و یا هر دلیل دیگر، کم باشد، قسمت دوم منحنی تنش-کرنش بتن یک شاخه نزولی خواهد بود. که البته این حالت مورد توجه ما در این فصل، نبود مدلهای تنش-کرنش ارائه شده از سوی افراد مختلف، توسط LAM & TENG و با استفاده از پایگاه داده های جمع آوری شده توسط این دو نفر، مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفتند.

در اکثر این مدلهای، پیش بینی کرنش نهایی بتن و یا شکل منحنی تنش-کرنش، نادرست و یا بسیار کم دقت بود و در همه آنها هیچگونه توجهی به اثر نوع FRP مصرف شده در مقدار کرنش نهایی بتن، نشده بود. در حالیکه آزمایشهای مناسب وجود این ارتباط را نشان داد. مدل ساده اما دقیق ارائه شده از سوی

LAM & TENG (2001b) برای منحنی تنش-کرنش بتن محصورشده شامل یک بخش نخستین منحنی شکل (PARABOLIC) می‌باشد که به تدریج شیب و شکل آن تغییر کرده و به بخش دوم نمودار که یک قسمت خطی می‌باشد تبدیل می‌گردد. در این مدل به تفاوت تأثیر انواع گوناگون FRP مصرفی توجه شده است. این منحنی تنش-کرنش در صورت عدم وجود محصورشدگی بتن، به منحنی ایده‌آل بتن که در آیین‌نامه (ENV 1992-I-1 1991) پذیرفته شده است، تبدیل می‌گردد. مدل‌های ارائه شده جهت پیش‌بینی مقاومت و نیز ارتباط تنش-کرنش بتن محصورشده با FRP همگی براساس ستون‌های با مقطع دایره و نمونه‌های استوانه‌ای شکل می‌باشند و نمی‌تواند از آنها مستقیماً برای ستون‌های غیر دایروی شکل که فشار جانبی بر مقطع آنها غیر یکنواخت می‌باشد، استفاده کرد. مدل LAM & TENG (2001c) تنها مدلی است که پیش‌بینی دقیق در مورد مقاومت ستون‌های مستطیل شکل دارد. همچنین برای ستون‌های با مقطع بیضی هم فقط یک نمونه تحقیق و مطالعه جهت پیش‌بینی مقاومت فشاری محوری آنها صورت گرفته است، (LAM & TENG 2001) که به هیچ‌وجه کفایت نمی‌کند. لزوم بررسی‌ها بیشتر بروی ستون‌های با مقطع بیضی وجود دارد زیرا ستون‌های با مقطع مستطیل را می‌توان به سادگی به بیضی اصلاح شکل کرد با تأثیر محصورکردن آنها بهتر و بیشتر شود.

در نهایت توصیه‌هایی هم جهت طراحی ستونها تحت بارهای محوری و نیز بارهای برون محوری مطابق شکل ضوابط آیین‌نامه BS 8110 جهت پیش‌بینی مقاومت نهایی آنها ارائه شده است. برای ستون‌هایی که تحت بار محوری قرار دارند، یک رابطه کلی برای محاسبه مقاومت فشاری آنها با توجه به وجود فشار جانبی محصورکننده بتن، ارائه شده است و اثر شکل ستون و نیز فاصله بین نوارهای محصورکننده (در صورت پوشش ندادن کل سطح بیرونی) با معرفی ضرایبی کاهنده، لحاظ شده است. توصیه‌های طراحی برای ستون‌هایی که تحت بارهای برون محور هم قرار می‌گیرند فقط شامل ستون‌های با مقطع دایره می‌گردد. بر اساس این توصیه‌های طراحی، منحنی‌های تداخلی نیروی محوری-ممان و نیز منحنی ممان خمشی-انحنا ستونها را می‌توان به سادگی تولید کرد.

فصل هفتم

مقاوم‌سازی لرزه‌ای ستونها

SEISMIC RETROFIT OF COLUMNS

۷-۱ مقدمه:

انهدام و یا صدمات شدید وارده به بسیاری از ساختمانها و پلها در خلال زلزله‌های اخیر (نظیر زلزله سال ۱۹۸۷ در WHITTIER NARROW زلزله سال ۱۹۸۹ در LOMA PRIETA سال ۱۹۹۴ در NORTHBRIDGE آمریکا و سال ۱۹۹۵ در کوبه ژاپن) نیاز به مقاوم‌سازی و تقویت عملکرد لرزه‌ای سازه‌ای ضعیف را کاملاً مشخص کرده است. در این میان، ستون‌های بتن آرمه در ساختمانهای بتنی یک عنصر کلیدی و بسیار اساسی

در تحمل بارهای جانبی و قائم می‌باشند و در عین حال بسیار حساس و آسیب پذیر در مقابل زلزله (JARDAT 1998, MA ET AL. 2000,

ELHASSAN & HART 1995, MUTSUYOSHI ET AL. 1999) بنابراین مقاوم سازی مناسب آنها، یک مرحله کلیدی و مهم در مقاوم سازی کل سازه می‌باشد. به همین دلیل در سالهای اخیر پروژه‌های مقاوم سازی ستونها و پایه پلهای بتنی با استفاده از مصالح کامپوزیت FRP در سراسر جهان به سرعت رو به ازدیاد است و پشتوانه آنها هم مطالعات و بررسیهای جامع انجام شده و در حال انجام می‌باشد.

در آمریکا، اکثر صدمات و یا انهدام ستونها مربوط به مواردی بوده که قبل از زلزله سال ۱۹۷۱ در سان‌فرناندو (SAN FERNANDO) ساخته شده بودند و مطابق معیارهای قدیمی طراحی شده بودند. تغییرات عمده در فلسفه طراحی لرزه‌ای سازه‌ها در آمریکا پس از سال ۱۹۷۱ و زلزله سان‌فرناندو، بوجود آمده است. (JARADAT ET AL. 1998) در ژاپن بسیاری از سازه‌های فرو ریخته یا صدمه دیده، مواردی بود که قبل از سال ۱۹۸۰ بنا شده بود (MUTSUYOSHI 1999) آیین‌نامه زلزله در ژاپن در سال

۱۹۸۱ بازنویسی و پردازش مجدد شد تا از نتایج بررسیهای انجام گرفته بروی زلزله‌های سال ۱۹۶۸ در MIYAGI - KENOKI و سال ۱۹۷۸ در TOKACHI - OKI استفاده شده باشد. (KOBATAKE 1998)

سازه‌هایی که مطابق آیین‌نامه‌ها و ضوابط جدید طراحی لرزه‌ای، طرح شده‌اند در مجموع عملکرد خوبی در خلال زلزله‌های اخیر از خود نشان داده‌اند. (JARADAT 1998) اما سازه‌هایی که مطابق ضوابط آیین‌نامه‌های قدیمی طرح و ساخته شده‌اند، اغلب شرایط و نیازهای مهم یک سازه جهت پایداری و شکل‌پذیری در مقابل بارهای ناشی از زلزله را ندارند. بنابراین مقاوم سازی سازه‌های قدیمی در آمریکا و ژاپن مقوله مهمی شده است البته این نیازها در تمام کشورهای دیگر هم احساس می‌گردد.

وقتی یک ستون تحت بارهای لرزه‌ای قرار می‌گیرد، ظرفیت جذب انرژی آن بیش از ظرفیت باربری، مورد توجه می‌باشد. می‌توان مقاوم سازی همانگونه که قبلاً تشریح شده، با نصب و قرار دادن پوشش فولادی یا FRP در سطح آن انجام داد. (OGATA & OSADA 2000, BALIGER ET AL. 1993)

این روشها، همانگونه که در بخش ۱-۶ اشاره کردیم، دارای معایبی است. علاوه بر آن باعث افزایش سختی ستون می‌گردد که این سبب افزایش نیروهای وارده بر ستون در هنگام زلزله خواهد شد. در اواسط دهه ۱۹۸۰، KATSUMATA (1987, 1988) برای نخستین بار پیشنهاد استفاده از مصالح مرکب FRP را برای مقاوم سازی ستونهای بتنی موجود جهت حصول به مقاومت لرزه‌ای مناسب، مطرح ساخت. او و گروهش ۵ نمونه ستون دایره‌ای و ۱۰ نمونه ستون با مقطع مستطیل با مقیاس $\frac{1}{4}$ را با و بدون استفاده از پوشش کربن در اطراف آنها، تحت ترکیب بارهای محوری و جانبی رفت و برگشتی قرار دادند.

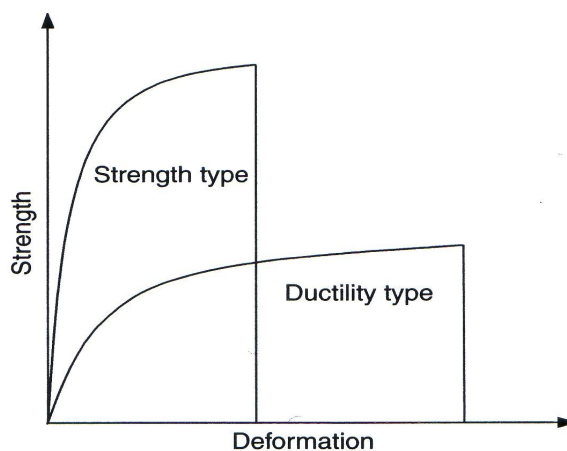
بعدها MATSUDA ET AL. در سال ۱۹۹۰ دو روش برای مقاوم سازی پایه پلهای بتنی با استفاده از مصالح مرکب FRP ارائه کردند:

(A) مقاوم سازی از نظر افزایش مقاومت ستون

(B) مقاوم سازی از نظر افزایش شکل پذیری ستون

در روش A صفحات FRP به صورت طولی به ستون چسبانده می شدند تا مقاومت خمشی آنرا افزایش دهند. در حالیکه در روش B الیاف FRP ستون پیچیده می شوند و در واقع دور ستون تشکیل حلقه می دهند با شکل پذیری ستون افزایش یابد. اینها پیشنهادات KATSUMATA و همکارانش بود که در سالهای ۱۹۸۷ و ۱۹۸۸ ارائه شده اند. همانگونه که شکل ۷-۱ نشان می دهد هر دو روش سبب افزایش قابلیت جذب انرژی ستون می شود. پس از این تاریخ مطالعات و بررسیهای و همچنین موارد کاربرد و استفاده فراوانی از مصالح کامپوزیت FRP جهت مقاوم سازی ستونهای بتنی انجام شده است. (همانند [YOUSSEF ET AL. 2000, PRIESTLEY 1992, OGATA & OSADA 2000,] در اغلب این کارها و مطالعات از چسباندن جانبی (مثلاً دور پیچ کردن) FRP استفاده شده است و گاهی هم در صورتیکه آرماتورهای طولی داخل مقطع ناکافی بنظر می رسیدند، نوارها و صفحات FRP به صورت طولی بروی ستون چسبانده شده اند. (KATSUMATA 1998, OGATA & OSADA 2000) یک مثال موفق از مقاوم سازی لرزه ای ستونهای بتن مسلح با استفاده از FRP، تقویت یک هتل هفت طبقه در لس آنجلس می باشد. (ELHASSAN & HART 1995) ستونهای این هتل متحمل ترکهای مایل قابل توجهی شده بودند که در اثر وقوع زلزله ۷/۵ ریشتری LARNDERS در تاریخ ۲۸ ژوئن ۱۹۹۲، بوجود آمده بودند. مرکز این زمین لرزه در فاصله ۱۷۵ کیلومتری این هتل واقع شده بود. مقاوم سازی ستونهای این هتل با استفاده از پوشش GFRP، چند هفته قبل از وقوع زمین لرزه سال ۱۹۹۴ در نورتریج NORTHBRIDGE به اتمام رسید و در اثر وقوع این زمین لرزه ساختمان هیچ صدمه ای ندید.

در این فصل به مرور دانش و اطلاعات موجود در زمینه مقاوم سازی لرزه ای ستونهای بتنی با استفاده از مصالح خواهیم پرداخت. ابتدا حالات نمادین شکست ستونهای بتنی در اثر حملات زلزله نشان داده خواهد شد و سپس به معرفی روشهای مناسب تقویت ستونها و عملکرد ستونهای تقویت شده خواهیم پرداخت.



شکل ۷-۱

۷-۲ حالات شکست نمادین (TYPICAL) ستونهای بتن مسلح تحت بارهای ناشی از زلزله:

۷-۲-۱ کلیات:

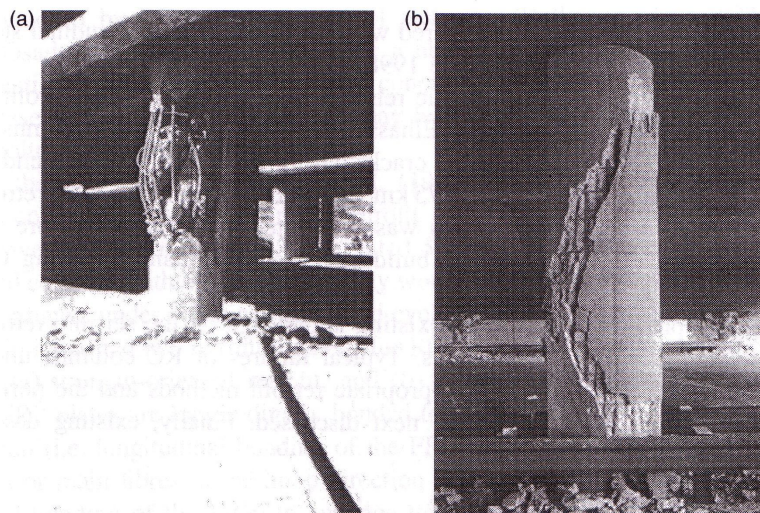
در طول زلزله، ستونهای RC در پلها و ساختمانها، تحت تأثیر بارهای رفت و برگشتی جانبی قرار می گیرند در حالیکه عموماً نیروی محوری هم بر آنها اعمال می شود. وقوع شکست در این ستونها می تواند به علت کمبود مقاومت برشی، مقاومت خمشی و یا شکل پذیری باشد. (PRIESTLY & SEIBLE 1995).

در سال ۱۹۹۷، SEIBLE و همکارانش این سه حالت شکست ستونهای بتنی را تعریف کردند:

(A) شکست برشی (B) شکست ناشی از تشکیل قسمتهایی در طول ستون که به حالت پلاستیک در آمده اند. (C) شکست چسبندگی در پوشش آرماتورهای طولی (LAP SPLICE FAILURE)

۷-۲-۲ شکست برشی:

نامطلوب ترین حالت شکست، شکست برشی ستون می باشد. در این حالت ابتدا ترکهای مایل و مورب در بتن ظاهر می گردد و پس از آن گسیختگی و یا باز شدن فولاد عرضی مقطع (خاموتها) رخ می دهد و رد نهایت با کماتر آرماتورهای طولی یک شکست ترد و یا انفجاری (EXPLOSIVE) رخ می دهد (SEIBLE ET AL. 1995B, 1997) این موضوع در شکل ۷-۲ نشان داده شده است. این حالت شکست اساساً بدلیل ناکافی بودن آرماتورهای عرضی مقطع رخ می دهد. در آمریکا ستونهای بتنی که قبل از سال ۱۹۷۱ ساخته شده بودند، معمولاً دارای فولاد عرضی خیلی کمی بودند (JARADAT 1998) شکل (۷-۲A) شکست یک ستون را در اثر زلزله سال ۱۹۷۱ سانفرانسیسکو نشان می دهد. این ستون دارای خاموتهایی به قطر ۱۳ mm و فاصله ۳۰۵ mm از هم می باشد. همچنین شکست برشی در ستونهایی که آرماتورهای عرضی آنها به نحو مناسبی مهار نشده اند نیز زیاد به چشم می خورد (SAADATMANESH ET AL. 1996) از جمله این ستونها می توان به مواردی اشاره کرد که در آنها حلقه خاموتها به دقت بسته نشده و در اثر فشار باز می شوند و یا اینکه خاموتها به نحو مناسبی با بتن درگیر نشده اند و احتمال جابجایی آنها وجود دارد (XIAO ET AL. 1999). از آنجائیکه شکست برشی در ستونها بسیار فاجعه آمیز است، می بایست از وقوع آن جلوگیری گردد. بنابراین در مواردیکه میزان آرماتورهای عرضی ستون (مثلاً خاموتها) ناکافی است و یا در جزئیات به کار بردن آن دقت کافی مبذول نگشته، لازم است حتماً مقاوم سازی برشی ستون صورت پذیرد.



شکل ۷-۲

۷-۲-۳ شکست خمشی بدلیل بوجود آمدن مفصل پلاستیک در طول ستون:

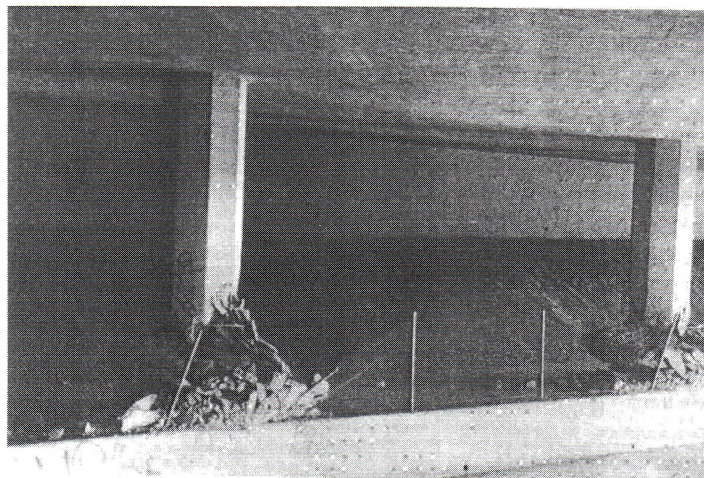
این حالت شکست هم یکی از موارد متعددی است که پس از وقوع زلزله به چشم می خورد این حالت عموماً در مناطق انتهای ستون رخ می دهد و منحصر به ناحیه کوچکی می شود (SEIBLE ET AL. 1997). در این حالت ابتدا قسمتی از کاور بتن کنده شده و پس شکست آرماتورهای عرضی و در ادامه کمانش آرماتورهای طولی را خواهیم داشت (شکل ۷-۳). در این حالت شکست معمولاً تغییر شکلهای غیر الاستیک بزرگی بوجود می آید و بنابراین یک شکست نرم و شکل پذیر می باشد و نسبت به حالات شکست ترد ناگهانی، ترجیح داده می شود.

در بحث مقاوم سازی ستونهای بتنی با مصالح FRP، کاربرد FRP سبب ایجاد محصورکنندگی جانبی شده و از کنده شده کاور بتن جلوگیری می کند همچنین کمانش آرماتورهای طولی را محدود کرده و این سبب می شود با شکل پذیری ستون بیشتر شده و تغییر شکلهای غیر الاستیک ستون افزایش یابد.

۷-۲-۴ شکست در قسمت وصله و همپوشانی آرماتورها:

این حالت شکست در ستونهایی رخ می دهد که آرماتورهای طولی آنها در محلی که ممان وارده زیاد است با یکدیگر همپوشانی دارند (وصله آرماتورهای طولی) عموماً در هنگام زلزله نقاط انتهای ستون تحت خمش زیادی قرار می گیرد و اگر در این ناحیه آرماتورها وصله شده باشند، وضعیت نامطلوبی رخ می دهد. در آمریکا ضوابط قدیمی اجازه می داد که محل وصله آرماتورها در ابتدای ستون باشد (SEIBLE ET AL. 1997). بنابراین در خیلی از موارد این وصله ها دقیقاً در ناحیه ای واقع می شد که محل تشکیل مفصل پلاستیک و یا وقوع ممان حداکثر تحت اثر نیروهای زلزله بود. در اثر صدمه و از بین رفتن پیوستگی آرماتورهای طولی در این قسمتها، ستون دیگر قادر به تحمل تغییر شکلهای بزرگ و یا جذب انرژی مناسب نبوده و منهدم می شود. شکل ۷-۴ یک ستون را که در زلزله سال ۱۹۸۹ در LOMA PRIETA به همین حالت دچار شکست شده است را نشان می دهد. (PRIESTLEY ET AL. 1996) استفاده از

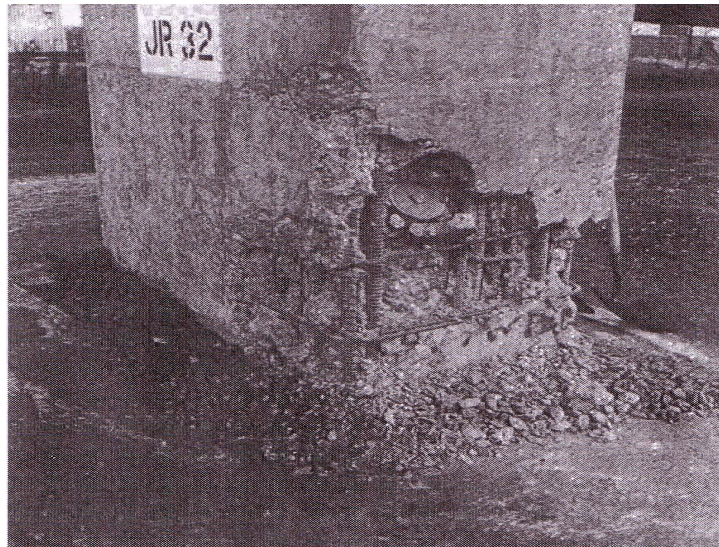
کامپوزیت‌ها جهت پیشگیری از این حالت شکست می‌تواند سبب ایجاد نیروی فشاری نگهدارنده این آرماتورها در کنار یکدیگر شود و امکان تغییر شکل غیر الاستیک را برای ستون فراهم آورد.



شکل ۷-۳

۷-۲-۵ شکست برشی ناشی از وجود خمش (FLEXURAL SHEAR FAILURE) در ستونهای که در طول قطع آرماتور انجام شده است:

جدای این سه حالت شکست مورد اشاره در بالا، احتمال وقوع یک حالت دیگر شکست هم در ستونهایی که آرماتورهای طولی آنها قطع شده‌اند، وجود دارد. این حتی شامل ستونهایی که آرماتور طولی آنها در نقاط غیر مستعد برای تشکیل مفصل پلاستیک، قطع شده‌اند هم می‌گردد. (MATSUDA ET AL. 1990, KOBATAKE 1998, PRIESTLEY ET AL. 1996) در این ستونها آرماتورهای طولی در ارتفاعهای مختلفی، بسته به مقدار ممان در طول ستون، قطع شده‌اند، بدون اینکه اثر جابجایی کشش (TENSION SHIFT) در اثر وقوع ترکهای مورب برشی، مدنظر قرار گرفته باشد. (PRIESTLEY ET AL. 1996). بنابراین شکست برش ناشی از خمش در چنین ستونهایی معمولاً به جای اینکه در انتهای ستون رخ دهد در محل قطع آرماتورهای طولی اتفاق می‌افتد. (MATSUDA 1990)



شکل ۷-۴



شکل ۷-۵

شکل ۷-۵ یک نمونه از شکست برش ناشی از خمش در پایه یک پل را نشان می‌دهد که بدلیل قطع آرماتورهای طولی آن رخ داده است. (زلزله کوبه ژاپن در سال ۱۹۹۵). (PRIESTLEY ET AL. 1996)

۷-۲-۶ شکست شالوده FOOTING FAILURE:

شکست شالوده در اثر بروز زمین لرزه‌های گوناگون خیلی کمتر از سایر اجزاء سازه به چشم می‌خورد و مورد توجه قرار گرفته است. البته این نوع شکست به طور مفصل توسط XIAO و همکارانش مورد بحث و توجه قرار گرفته است. در آمریکا طراحان برای طراحی پایه پلها در خلال سالهای ۱۹۵۰ تا اوائل دهه ۱۹۷۰ از آنالیز الاستیک سود می‌جستند. اما واقعیت این است که نیروی لرزه‌ای وارده بر شالوده، تحت تأثیر تغییر شکلهای پلاستیک ستون می‌تواند سه یا چهار برابر نیروی محاسبه شده در آنالیز الاستیک باشد. (XIAO ET AL. 1996)

بنابراین شکست شالوده می‌تواند یا بدلیل (A) ظرفیت باربری ناکافی شمعها و یا (B) مقاومت خمشی کم شالوده و یا (C) ناکافی بودن مقاومت برشی اتصال ستون به شالوده، رخ دهد. (XIAO ET AL. 1996) مقاوم‌سازی شالوده‌ها با استفاده از FRP موضوعی است که بدان پرداخته نشده است. ۷-۳ روشهای مقاوم‌سازی:

۷-۳-۱ پوششهای FRP که الیاف درون آن راستای افقی دارد:

پوششهای خارجی FRP می‌تواند هم ظرفیت برشی و هم ظرفیت شکل‌پذیری ستون را ارتقاء دهند و بهبود بخشند. ایجاد این پوشش‌ها در اطراف ستون هم می‌تواند بصورت استفاده از صفحات و ورقه‌های FRP پیش ساخته باشد و هم اینکه با کمک رزین مناسب و پیچیدن الیاف دور ستون، در حالیکه راستای این الیاف تقریباً افقی می‌باشد، بروش چسباندن خیس WET LAY-UP صورت پذیرد. جزئیات بیشتر در بخش ۶-۲ مورد بحث قرار گرفت. در هنگام وارد آمدن نیروهای برشی، تنشهای کششی ایجاد شده در FRP، در مقاومت برشی کل ستون وارد می‌شود و آنرا افزایش می‌دهد این عمل مشابه عملکرد FRP در مقاوم‌سازی برشی تیرهاست که در فصل ۴ مورد اشاره قرار گرفت. در هنگام وارد شدن خمش، وجود پوشش FRP سبب ایجاد فشار محصورکننده می‌گردد و این منجر به بالا رفتن مقاومت و کرنش نهایی بتن می‌گردد. این موضوع در فصلهای ۴-۶ و ۵-۶ به طور کامل تشریح شد. افزایش حد کنش نهایی بتن در بحث مقاوم‌سازی لرزه‌ای و افزایش شکل‌پذیری ستونها بسیار حیاتی و مهم است.

جزئیات روشهای مختلف استفاده از پوشش FRP برای ستونها در بخش ۶-۲ مورد اشاره قرار گرفت و در اینجا دوباره آنرا تکرار نمی‌کنیم. برای مقاوم‌سازی برشی، عموماً لازم می‌شود که کل ارتفاع ستون را با FRP بپوشانیم. اما برای محصور کردن ستون در محل تشکیل مفصل پلاستیک و همچنین محکم کردن محل وصله ستون یا آرماتورها، تنها لازم است همین قسمتها و نواحی مجاور آن با FRP پوشش داده شود. توصیه می‌شود که فاصله‌های کوچکی (در حدود ۲۰ میلیمتر) بین انتهای پوشش FRP و المان سازه‌ای مجاور عضو تقویت شده مثلاً تعبیه گردد تا FRP مستقیماً تحت بارهای محوری قرار نگیرد. (XIAO ET AL. 1999, SEIBLE ET AL. 1997).

اگر قبل از به کاربردن FRP، قصد اصلاح شکل مقطع ستونهای مستطیل شکل را داشته باشیم، اگر هدف ما بهبود و ارتقاء عملکرد ستون در زلزله می‌باشد، می‌توان فقط در قسمتهای تشکیل مفصل پلاستیک و نواحی اطراف آن این کار را انجام داد. در این مورد لازم است که فاصله مناسبی بین انتهای ستون و انتهای قسمتی که شکل آن تغییر داده شده وجود داشته باشد تا این قسمت تحت بار مستقیم محوری قرار نگیرد.

۷-۳-۲ چسباندن طولی FRP: (LONGITUDINAL BONDING OF FRP)

محصور کردن جانبی مقطع ستون با کمک FRP می‌توان سبب افزایش ظرفیت باربری آن گردد. اگر این افزایش مقاومت برای بارهای مورد انتظار از زلزله ناکافی باشد، ممکن است با اضافه کردن طولی

صفحات FRP که الیاف آن در راستای طولی قرار دارد، هم بصورت طولی و هم بصورت جانبی از این مصالح کامپوزیت استفاده کنند. یک نمونه خوب از هنگامی که چسباندن طولی FRP مورد نیاز است موقعی است که یک ستون بلند در قسمتهایی که آرماتورهای طولی داخل مقطع قطع شده‌اند، در مقابل خمش ضعیف ارزیابی

گردد (OGATA & OSADA 2000, KOBATAKE 1998, MATSUDA ET AL. 1990) نتایج و یافته‌های تجربی نشان داده‌اند که اگر ترکیب استفاده از FRP بصورت طولی در نقاط قطع آرماتورها و محصور کردن ستون با استفاده از FRP می‌توان بنحو مؤثری شکست خمشی را به نقاطی که مستعد تشکیل مفصل پلاستیک هستند براند.

۷-۴ شکل پذیری ستونهای تقویت شده تحت خمش:

۷-۴-۱ فاکتورهای شکل پذیری:

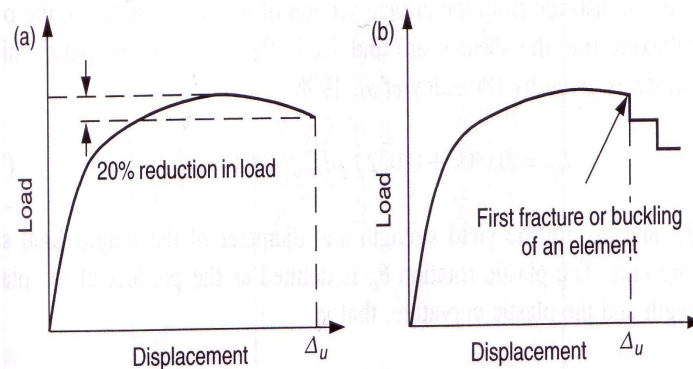
هدف از تقویت ستونها در مقابل بارهای لرزه‌ای، رسیدن به یک حد کافی و مناسب از شکل پذیری است تا از این طریق ستون قادر به جذب و مستهلک کردن انرژی وارده از زلزله باشد. فاکتور تغییر مکان شکل پذیری یعنی μ_{Δ} که در زیر تعریف می‌گردد بطور معمول برای بیان عملکرد لرزه‌ای یک المان سازه‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرد. (PRIESTLEY ET AL. 1996, SEIBLE ET AL. 1997).

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (7-1)$$

در این رابطه Δ_u و Δ_y به ترتیب تغییر مکانها در لحظه شروع جاری شدگی و نیز در حالت حدنهایی می‌باشد. بنابر نظر PARK در سال ۱۹۸۹، تغییر مکان نهایی یک ستون را می‌توان مقداری در نظر گرفت که متناظر با ۸۰٪ بار پیک وارده (PEAK LOAD) می‌باشد شکل ۷-۶A و یا مقداری که در آن تغییر مکان، اولین شکست و یا کمانش آرماتورهای مسلح کننده المان رخ می‌دهد. (شکل ۷-۶B).

گاهی از فاکتور شکل پذیری انحنا (CURVATURE DUCTILITY) که با μ_{ϕ} نشان می‌دهیم، استفاده می‌شود:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (7-2)$$



شکل ۷-۶

در این رابطه ϕ_u و ϕ_y به ترتیب مقدار انحنای در لحظه بروز اولین تسلیم و در حالت حد نهایی می‌باشد. این مقادیر را می‌توان همانگونه که در بخش ۹-۶ شرح داده شد از آنالیز انحنای مقطع بدست آورد. تغییر مکان پلاستیک Δ_p و انحنای پلاستیک (PLASTIC CURVATURE) بصورت زیر تعریف می‌شوند: (PRIESTLEY ET AL. 1996)

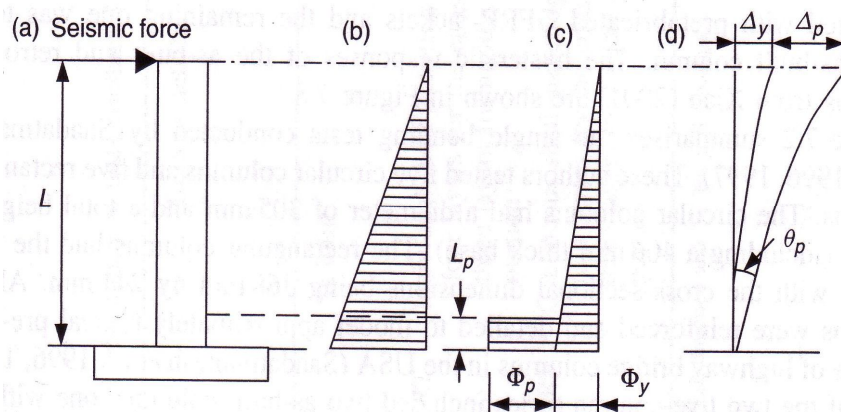
$$\Delta_p = \Delta_u - \Delta_y \quad (7-3)$$

$$\phi_p = \phi_u - \phi_y \quad (7-4)$$

این پارامترها در شکل ۷-۷ هم ملاحظه می‌گردد.

فرض می‌شود که مقدار انحنای پلاستیک ϕ_p در طول ناحیه پلاستیک شده، ثابت می‌باشد. رابطه بین شکل‌پذیری تغییر مکان (DISPLACEMENT DUCTILITY) و شکل‌پذیری انحنای (CURVATURE DUCTILITY) بصورت زیر ارائه شده است: (SEIBLE ET AL. 1997)

$$\mu_\Delta = 1 + 3(\mu_\phi - 1) \frac{L_p}{L} \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right) \quad (7-5)$$



شکل ۷-۷

در این رابطه L فاصله مقطع بحرانی ناحیه پلاستیک شده تا نقطه مخالف خمش (CONTRAFLEXURE)، مثلاً دهانه برشی، می‌باشد. L_p طول ناحیه پلاستیک شده است که از رابطه زیر محاسبه می‌شود: (PRIESTLEY ET AL. 1996)

$$\theta_p = L_p \Phi_p \quad (7-6)$$

در این رابطه F_{yL} و D_{BL} به ترتیب تنش تسلیم و قطر آرماتورهای طولی می‌باشند. زاویه چرخش پلاستیک θ_p از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\theta_p = L_p \phi_p \quad (7-7)$$

۷-۴-۲ شکل پذیری ستونهای بتنی تقویت شده:

تحقیقات بسیاری نشان داده‌اند که محصورکردن جانبی ستونها با FRP در افزایش شکل پذیری ستونهای بتنی در هنگام وارد شدن نیروهای حاصل از زلزله مؤثر است.

(MA ET AL. 2000 □, SAADATMANESH 1996, 1997, PRIESTLEY & SEIBLE 1995).

در ستونهایی که مقدار فولاد عرضی داخل مقطع (خاموتها) محدود می‌باشد، ایجاد شکل پذیری تغییر شکل خمشی بزرگتر از $\frac{3}{5}$ الی $\frac{2}{5}$ مشکل است زیرا کرنش نهایی بتن در این مورد محدود می‌باشد. (PRIESTLEY & SEIBLE 1995) اما پس از محصورکردن بتن با استفاده از FRP می‌توان انتظار شکل پذیری بالا (مثلاً $\mu_\Delta > 6$) را داشت. برخی از نتایج آزمایشات در جداول ۷-۱ و ۷-۲ ارائه شده است.

جدول ۷-۱ ارائه کننده خلاصه‌ای از آزمایشات خمش مضاعف (DOUBLE BENDING TEST) انجام گرفته توسط XIAO و همکارانش در سال ۱۹۹۹ می‌باشد. این افراد سه ستون با مقطع دایره به قطر ۶۱۰ میلیمتر و نسبت ارتفاع به قطر برابر با ۳ را مورد آزمایش قرار دادند. مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای بتن مورد استفاده آنها ۳۵/۹ MPA بود. در این ستونها تعداد ۲۰ عدد آرماتور طولی شماره ۱۹ با قطر اسمی^{MM} ۱۹/۱ و تنش تسلیم ۳۰۳ MPA استفاده شده بود. همچنین آرماتور عرضی به کار رفته عبارت بود از حلقه‌هایی از آرماتور نمره ۶ به فاصله ۱۵۰^{MM} از یکدیگر. با قطر اسمی ۶/۴ میلیمتر و تنش تسلیم ۳۴۰ MPA. دو عدد از این ستونها با پوشش‌های پیش ساخته GFRP محصور شده بودند نتایج آزمایش بروی نمونه‌های تقویت شده و نمونه سوم که در سال ۲۰۰۱ توسط XIAO مورد آزمایش قرار گرفتند در شکل ۷-۸ نشان داده شده است.

جدول ۷-۲ خلاصه نتایج آزمایش خمش ساده (SINGLE BENDING) را که توسط SAADATMANESH و همکارانش در سالهای ۱۹۹۶ و ۱۹۹۷ صورت گرفته نشان می‌دهد. این گروه ۵ نمونه ستون با مقطع دایره و ۵ نمونه با مقطع مستطیل را مورد آزمایش قرار دادند. قطر نمونه‌های دایره‌ای برابر ۳۰۵ میلیمتر و ارتفاع آنها ۲/۴۱ متر بود. ارتفاع نمونه‌های مستطیل هم مشابه اینها بود و مقطع این نمونه‌ها ۲۴۱ × ۳۶۸ میلیمتر بود. تمام این ستونها طوری طراحی و مسلح شده بودند که مطابق آیین‌نامه‌ها و ملاک‌های طراحی پیش از سال ۱۹۷۱ آمریکا باشند.

هر کدام از این دوسری پنج تایی نمونه آزمایشی، شامل دو نمونه از بیلت (AS BUILT) هم بودند که یکی بدون وصله طولی آرماتورها و یکی با وصله طولی آرماتورها ساخته شده بود، سه نمونه باقیمانده در این دوسری در نقاط مستعد برای تشکیل مفصل پلاستیک، با پوشش GFRP تقویت شده بودند.

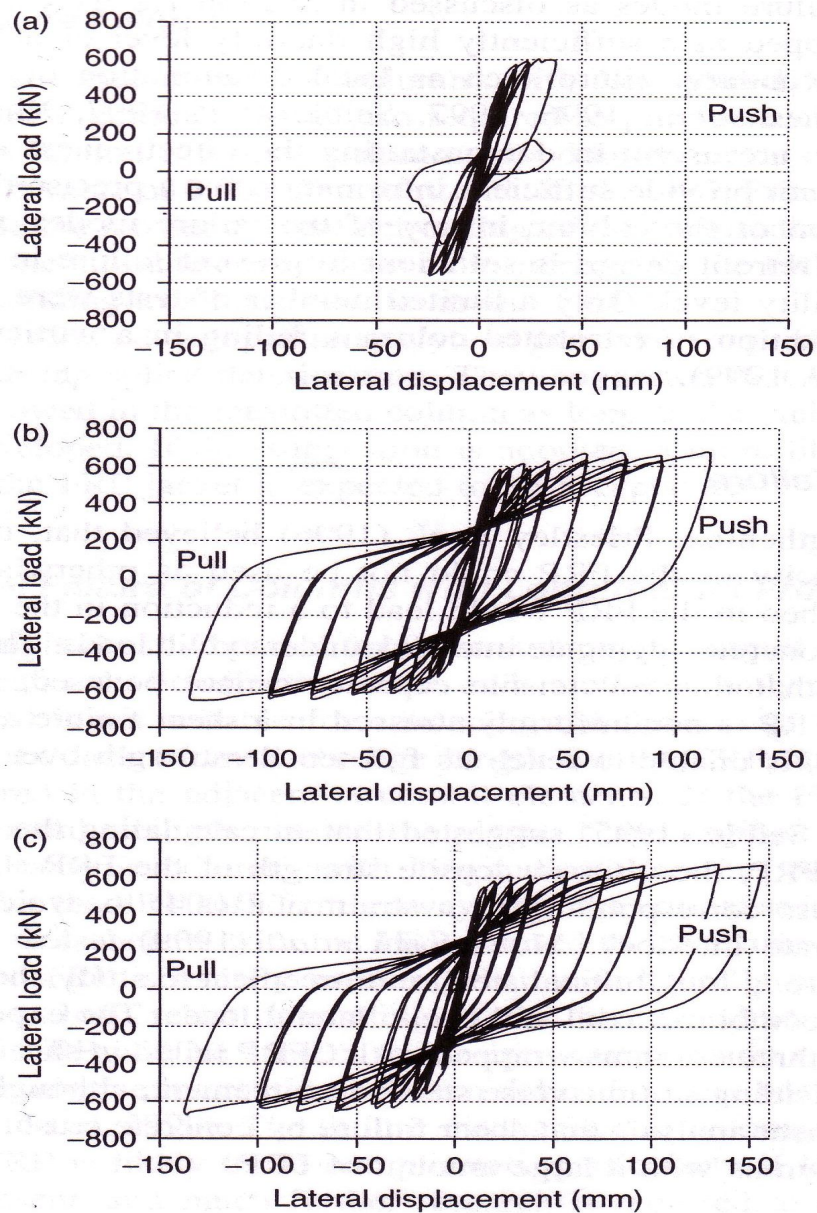
جدول ۷-۱

Model column	Retrofit details	Axial load (kN)	Ideal flexural strength (kN)	Max measured lateral load (kN)	Ductility ^a μ_{Δ}	Observations at end of test
CS-A	As built	654	600	560	+3, -2	Shear cracking and rupture of steel hoops
CS-ISJ-RT	Individual shell jacketing with four layers for the ends and three layers for middle portion	654	600	640	≥ 12 in both directions	Horizontal cracks at large ductility levels
CS-CSJ-RT	Continuous shell jacketing with four layers for the ends and three layers for middle portion	654	600	600	≥ 12 in both directions	Delamination of jacket at bottom of column

^a '+' for push direction and '-' for pull direction.

جدول ۷-۲

Column	Concrete cylinder strength (MPa)	Longitudinal steel details	Retrofit details	Calculated lateral strength according to ACI 318-89 (1989) (kN)	Max measured lateral load (kN)	Ductility ^a μ_{Δ}	Failure mode
C-1	36.5	Lap spliced bars	None	50.7	58.3	± 1.5	Lap splice failure
C-2	38.3	Lap spliced bars	Passive	50.7	81.4	+6, -7	Not tested to failure
C-3	38.5	Lap spliced bars	Active	50.7	89.4	± 6	Not reported
C-4	36.6	Continuous bars	None	50.7	71.6	+4, -3	Concrete failure and longitudinal bar buckling
C-5	36.5	Continuous bars	Passive	50.7	87.2	± 6	Not reported
R-1	34.9	Lap spliced bars	None	102.7	96.5	± 1.5	Lap splice failure
R-2	35.7	Lap spliced bars	Direct wrapping	102.7	138.8	+6, -5	Not reported
R-3	33.3	Continuous bars	None	132.5	161.5	± 2	Flexural shear cracks within and beyond plastic hinge region and longitudinal bars separated from core concrete
R-4	35.6	Continuous bars	Direct wrapping	132.5	214	± 6	Not tested to failure
R-5	36.2	Continuous bars	Modified to oval section followed by wrapping	132.5	226.8	± 6	Not tested to failure



شکل ۸-۷

۷-۵ وضعیت نهایی ستونهای تقویت شده:

۷-۵-۱ کلیات:

اغلب آزمایشهای صورت گرفته تاکنون در ارتباط با عملکرد کلی ستونهای بتنی پس از تقویت شدن با FRP بوده است بگونه‌ای که پس از رسیدن نمونه‌ها به یکی از حالات شکست نام برده شده در فصلهای پیشین، آزمایش متوقف شد و عملکرد نمونه تا رسیدن به این حالت شکست و شکل‌پذیری آن مورد بررسی قرار می‌گیرد.

(XIAO ET AL. 1999, SAADATMANESH ET AL. 1996, FYFE 1994). در حالیکه این آزمایشها جهت مشخص کردن میزان تأثیر و سودمندی FRP در مقاوم‌سازی اجزاء سازه به ما کمک می‌کنند اما

اطلاعات کامل و جامعی در ارتباط با وضعیت نهایی ستون در هر کدام از حالات شکست ارائه نمی‌دهند فقط تعداد اندکی از آزمایشات به بررسی وضعیت نهایی ستون تقویت شده در یک حالت خاص شکست می‌پردازد. (MUTSUYOSHI ET AL. 1999)

۲-۵-۷ شکست برشی:

PRIESTLEY و همکارانش معتقد بودند که در مقاوم‌سازی برشی اجزاء بتنی سازه، برخلاف فولاد، ظرفیت کششی FRP به صورت کامل استفاده نمی‌شود زیرا در غیر اینصورت اگر کرنشهای نسبتاً بزرگ در FRP بوجود آید این سبب کاهش یافتن سهم بتن در مقاومت کل برشی عضو بتنی می‌گردد زیرا اثر قفل شدن سنگدانه‌های بتن ضعیف می‌گردد. همچنین در فصل ۴ عنوان کردیم که در یک شکست برشی FRP به صورت غیر یکنواخت دچار تنش می‌شود که این ناشی از ضعف شکل‌پذیری در حالت شکست برشی است و قبل از اینکه پوشش FRP به کشش کامل بیافتد شکست برشی رخ خواهد داد.

(PRIESTLEY & SEIBLE 1995) پیشنهاد کردند که در محاسبه سهم شرکت FRP در مقاومت کل برشی عضو بتنی، می‌بایست بتنی کششی FRP به تنش کششی متناسب با کرنش $\epsilon_f/0.004$ محدود گردد. MUTSUYOSHI (1999) چهار نمونه ستون مستطیل شکل با آرماتورهای طولی قوی را مورد آزمایش قرار داد تا شکست برشی ستونها را تحت بارگذاری ترکیب نیروی محوری و بارهای جانبی رفت و برگشتی مورد مطالعه قرار دهد. نتایج تجربی نشان داد که هر سه مورد ستونی که با CFRP دور پیچ شده بودند در برش به حالت گسیختگی FRP که پس از جاری شدن فولادهای عرضی مقطع رخ می‌دهد، دچار شکست شدند. آنها همچنین با انجام آنالیزهای دقیق اجزاء محدود اعلام کردند که اگر برای مقاوم‌سازی ستون از مقادیر زیاد FRP استفاده شود، امکان شکست خرد شدن بتن هم وجود دارد.

۳-۵-۷ شکست به صورت تشکیل مفصل پلاستیک در اثر خمش:

اگر در قسمتهای مستعد تشکیل مفصل پلاستیک در طول ستون از FRP برای مقاوم کردن بتن استفاده شود، کرنش نهایی بتن در اثر محصور شدن با FRP افزایش می‌یابد وضعیت نهایی پوشش FRP، گسیختگی (MUTSUYOSHI ET AL. 1999) خواهد بود چهار نمونه ستون مستطیل را مورد آزمایش قرار داد. این ستونها دارای آرماتورهای برشی قوی بودند همچنین در این ستونها آرماتورهای طولی وصله نشده بودند. او و همکارانش این نمونه‌ها را تحت بارگذاری ترکیبی از نیروی محوری و بارهای جانبی رفت و برگشتی قرار دارند. دو نمونه از این ستونها که با CFRP پوشش داده شده بودند دچار شکست به حالت گسیختگی FRP شدند در حالیکه سومین نمونه آزمایشی که بالاترین مقدار CFRP بروی آن استفاده شده بود به حالت خرد شدن بتن و بدون گسیختگی FRP دچار شکست شد.

۴-۵-۷ شکست در قطعات وصله شده (همپوشانی کننده): LAP SPLCE FAILURE

اگر در طول ستون وصله و همپوشانی آرماتورهای طولی وجود داشته باشد، محصور کردن این قسمتها با FRP می‌تواند علاوه بر اثرات مفید فشار محصورکننده بروی بتن، باعث ایجاد گیرداری بیشتر بین دو

قسمت همپوشانی کننده گردد تا انتقال نیرو در راستای طولی آرماتورهای وصله شده به یکدیگر بهتر صورت گیرد و در هنگام تشکیل مفصل پلاستیک در این نقاط قسمت‌ها به سادگی از هم جدا نشوند. در این قسمت‌ها لازم است که کرنش پهن شدگی بتن (DILATION STRAIN) به مقدار $0/001$ محدود گردد. (PRIESTLEY & SEIBLE 1995, PRIESTLEY 1996). بنابراین وضعیت نهایی باید بگونه‌ای در نظر گرفته شود که تنش در پوشش FRP به مقداری برسد که متناظر با کرنش کششی حلقه (HOOP STRAIN) به مقدار $0/001$ باشد.

XIAO & MA 1997 پیشنهاد کردند که عدم چسبندگی بین قطعات وصله شده آرماتورها در ستونهای تقویت شده تا مقدار کرنشی که جاری شده آرماتورهای طولی رخ دهد، مجاز شمرده شود. اگر این پیشنهاد را بپذیریم می‌توان حد بالاتری را برای کرنش کششی در راستای محیطی حلقه (HOOP STRAIN) برای پوشش FRP پذیرفت.

۵-۷ شکست خمشی ستونهایی که FRP بصورت طولی بروی آنها چسبانده شده:

وقتی صفحات و نوارهای FRP بصورت طولی بروی ارتفاع ستون چسبانده می‌شوند. باید توجه داشت که این روش تنها در صورتی مؤثر و مفید خواهد بود که دو انتهای این نوارها و صفحات به نحو مناسبی مهار شده باشند تا به سادگی از روی ستون بلند نشوند بنابراین این روش برای افزایش مقاومت خمشی ستونها مناسب نیست مگر اینکه به نوعی بتوان انتهای این نوارها را بروی اجزاء سازه‌ای مجاور مهار کرد. اگر FRP به صورت طولی بروی قسمتهایی از طول ستون چسبانده شده باشد مثلاً در قسمتهایی که قطع آرماتور انجام شده است، می‌توان انتهای آنرا در قسمتی از ارتفاع ستون که دور از نقاط بحرانی و محل‌های احتمالی تشکیل مفصل پلاستیک می‌باشد، مهار کرد. اگر برای مقاوم‌سازی از ترکیب دور پیچ کردن مقطع با FRP و نیز چسباندن صفحات طولی استفاده گردد، این روش می‌تواند عملکرد مناسبی داشته باشد هر چند این واقعیت وجود دارد که وقتی لایه‌های طولی چسبانده شده تحت سیکل‌های فشار و کشش قرار می‌گیرند، ممکن است که یک اندرکنش مضر (ADVERSE) ما بین کندن شدن FRP (DEBONDING) و کمانش آن رخ دهد (MATSUDA ET AL. 1990) مکانیسم شکست ستونهایی که بصورت طولی بروی آنها چسبانده شده است قدری پیچیده است مخصوصاً موقعی که FRP بصورت جانبی هم بروی ستون پیچیده شده باشد. تحقیقات و مطالعات بیشتری در این زمینه در آینده لازم بنظر می‌رسد.

۶-۷ توصیه‌های طراحی:

۱-۶-۷ کلیات:

هر چند که تقویت ستونها در مقابل بارهای لرزه‌ای را می‌توان هم با پوشش‌های FRP که راستای الیاف آنها افقی و یا تقریباً افقی است و هم با نوارها و صفحات طولی FRP انجام داد ولی روش اولی خیلی مقبولتر و متداولتر است. چسباندن طولی FRP تنها موقعی مورد نیاز است که مقاومت خمشی ستون در برخی قسمت‌ها ناکافی باشد در حالیکه استفاده از پوشش‌های عرضی FRP نظیر دور پیچ کردن مقطع سبب

افزایش مقاومت برشی، شکل‌پذیری ستون می‌گردد بدون اینکه در مقاومت خمشی ستون تأثیر قابل ملاحظه‌ای بگذارد البته این مورد آخر در صورتی است که نیروی محوری وارده خیلی بزرگ نباشد. عدم تمایل به افزایش قابل ملاحظه مقاومت خمشی ستون به این دلیل است که این موضوع سبب می‌شود در هنگام وارد آمدن بارهای جانبی، اجزاء سازه‌ای مجاور ستون متحمل بارهایی بزرگتر از مقدار طراحی خود شوند (PRIESTLEY ET AL. 1996).

در مورد تقویت لرزه‌ای المانها به روش چسباندن طولی FRP تحقیقات و بررسیهای خیلی کمی صورت گرفته است. روابط طراحی مخصوص این روش ارائه نشده است. البته اگر از کنده شدن لایه FRP صرف‌نظر گردد، می‌توان از همان اصول بیان شده در بخش ۴-۳ برای ایجاد روابط طراحی این روش استفاده کرد. برخلاف آن، در زمینه روش مقاوم‌سازی با پوشش FRP که الیاف آن راستای عرضی دارند (در راستای طول ستون می‌باشند) مطالعات و تحقیقت زیادی در دانشگاه کالیفرنیا در سان‌دیگو (SAN DIGO) انجام شده است. مطالب این بخش عمدتاً براساس نتایج ارائه شده در مقالات SEIBLE و همکارانش در سال ۱۹۹۷ می‌باشد. بنابراین ممکن است برخلاف سایر فصلهای این کتاب، توصیه‌های انجام شده مطابق آیین‌نامه بریتانیا یعنی BS 8110-1997 نباشد.

۲-۶-۷ مقاومت برشی:

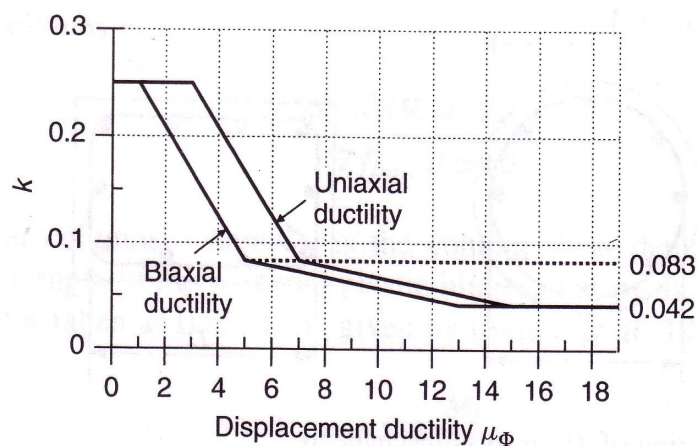
بر اساس بررسیهای قدیمی‌تر انجام گرفته توسط PRIESTLEY و همکارانش در سال ۱۹۹۴، یک روش طراحی برای مقاوم‌سازی برشی از سوی PRIESTLEY و SEIBLE در سال ۱۹۹۵، نیز SEIBLE و همکارانش در سال ۱۹۹۷، ارائه شده است. در این روش مقاومت برشی یک ستون مقاوم‌سازی نشده در برابر بارهای لرزه‌ای به سه مؤلفه مستقل از هم تقسیم شده است. این سه مؤلفه عبارتند از V_c ، V_N ، V_s که به ترتیب نشان دهنده مقاومت برشی بتن، نیروی محور N و مکانیسم خرابایی فولاد عرضی مقطع می‌باشند. مقدار V_c برای ستونهای با مقطع دایره و مستطیل به صورت زیر محاسبه می‌گردد: (PRIESTLEY ET AL. 1994)

$$A_E \quad k\sqrt{f'_c} V_c = (V-8)$$

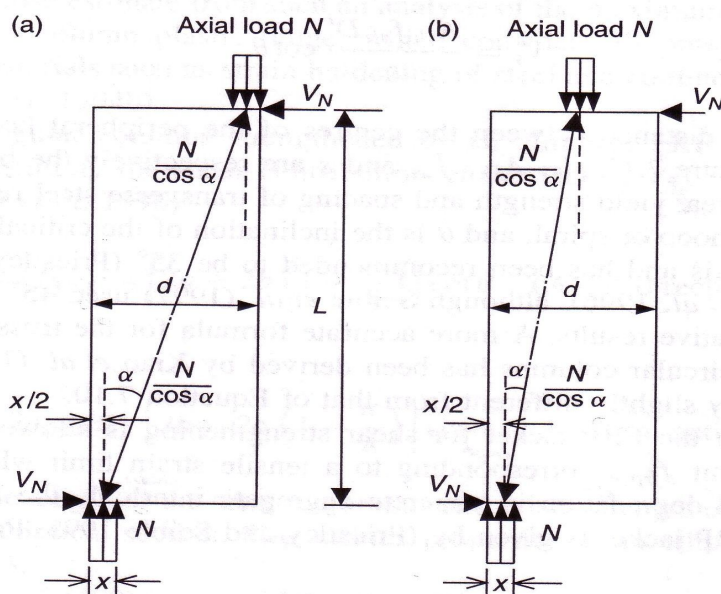
برای این رابطه مقدار K را می‌توان از شکل ۷-۹ که توسط PRIESTLEY (1996) ارائه شده است، پیدا کرد. A_E مساحت برشی مؤثر است که برابر $0.8 A_G$ برای ستونهای با مقطع دایره و مستطیل در نظر گرفته می‌شود. سطح مقطع کل ستون است. از شکل ۷-۹ پیداست که مقدار K بستگی به میزان شکل‌پذیری مورد نیاز دارد. برای قسمتهایی از ستون، خارج از مفصل پلاستیک، مقدار اولیه K در طراحی برابر 0.25 در نظر گرفته می‌شود اما در نواحی مفصل پلاستیک مقدار آن با توجه به شکل‌پذیری مورد نیاز تغییر می‌کند. مقدار V_N هم از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$V_N = N \tan \alpha = \frac{d-x}{2L} N \quad (V-9)$$

در این رابطه α در شکل ۷-۱۰ تعریف می‌شود، D قطر ستون دایره و در ستونهای مستطیلی، عمق مقطع در راستای بار جانبی وارده می‌باشد، x هم عمق بار خشی و N میزان بار محوری وارده و L دهانه برشی (SHEAR SPAN) است.



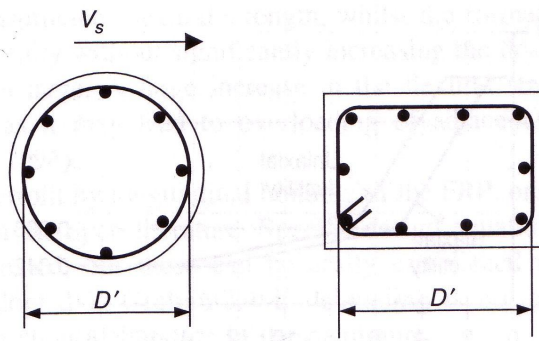
شکل ۷-۹



شکل ۷-۱۰

برای یک ستون طرهای (خمش ساده SINGLE BENDING) مقدار L برابر ارتفاع ستون و برای یک ستون که دچار خمش مضاعف است، L نصف ارتفاع ستون منظور می‌گردد. مؤلفه مقاومت برشی V_s که حاصل از عملکرد خرپا گونه آرماتورهای برشی مقطع، در یک ستون دایره‌ای برابر است با:

$$V_s = \frac{\pi A_{sh} f_{yh} D'}{2s} \cot \theta \quad (7-10)$$



شکل ۷-۱۱

و برای ستون مستطیلی برابر است با:

$$V_s = \frac{A_{sh} f_{yh} D'}{s} \cot \theta \quad (7-11)$$

در این رابطه D' فاصله بین مرکز تا مرکز حلقه آرماتورهای عرضی است که در شکل ۷-۱۱ نشان داده شده است. s , F_{YH} , A_{SH} , D_H به ترتیب قطر میلگرد، سطح مقطع عرضی، تنش تسلیم و فاصله خاموتها از یکدیگر است.

زاویه ترکهای برشی نسبت به محور ستون می باشد که بنابر توصیه ها 35° در نظر گرفته می شود. (PRIESTLEY & SEIBLE 1995) همچنین SEIBLE و همکارانش در سال ۱۹۹۷ پیشنهاد کردند این زاویه را 45° در نظر بگیریم تا نتایج حاصله محافظه کارانه تر باشد. با این فرض که پوشش FRP استفاده شده برای مقاوم سازی برشی، امکان می یابد تا به حد تنش کششی $F_{FRP,E}$ که متناظر با کرنش محدود شده برای FRP است، برسد، سهم شرکت FRP در مقاومت برشی کل برابر است با: (PRIESTLEY ET AL. 1996, PRIESTLEY & SEIBLE 1995)

$$V_{frp} = \frac{\pi}{2} f_{frp,e} t_{frp} d \cot \theta \quad (7-12)$$

برای ستونهای با مقطع دایره

$$V_{frp} = 2 f_{frp,e} t_{frp} d \cot \theta \quad (7-13)$$

و برای ستونهای با مقطع مستطیل

دلیل کرنش محدود شد برای FRP این است که اثر قفل شدن سنگدانه های بتن در هنگام کرنش زیاد جانبی، کم یا ضعیف می گردد. به این موضوع قبلاً هم اشاره کردیم. ضخامت مورد نیاز FRP از رابطه زیر بدست می آید:

$$t_{frp} = \frac{V_o / \phi_v - (V_c + V_N + V_s)}{(\pi/2) f_{frp,e} d \cot \theta} \quad (7-14)$$

برای ستونهای دایروی

$$t_{frp} = \frac{V_o / \phi_v - (V_c + V_N + V_s)}{2 f_{frp,e} d \cot \theta} \quad (7-15)$$

برای ستونهای مستطیل شکل

در این روابط V_o مقدار برش ستون براساس مقاومت کامل خمشی در نقاطی است که مستعد تشکیل مفصل پلاستیک می باشند و ϕ_v هم ضریب کاهش مقاومت برشی است که برابر 0.85 در نظر گرفته می شود. V_o از این رابطه بدست می آید: (SEIBLE ET AL. 1997)

$$V_o = 1.5 \frac{M_i}{L} \quad (7-16)$$

M_i مقاومت خمشی ایده‌آل مقطع ستون است که بر پایه معیارهای مقاومت مصالح محاسبه می‌گردد. وقتی که انجام محاسبات دقیق امکان‌پذیر باشد، می‌توان V_o را مستقیماً از آنالیز مقطع بر پایه حداکثر مقاومت در محل تشکیل مفصل پلاستیک و با در نظر گرفتن تمام موارد نظیر کرنش سخت شدگی فولاد (SINGLE BENDING) بدست آورد (PRIESTLEY ET AL. 1994B)

در ستونهای مستطیلی که پس از اصلاح شکل به صورت بیضی در آمده‌اند مقدار V_{FRP} از این رابطه بدست می‌آید:

$$V_{frp} = 2f_{frp,e}t_{frp} \left[2a - 2b \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \right] \cot \theta \quad A - A' \text{ در راستای } (7-17)$$

$$V_{frp} = 2f_{frp,e}t_{frp} \left[2a - 2b \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \right] \cot \theta \quad B - B' \text{ در راستای } (7-18)$$

در این رابطه A نصف طول قطر بزرگ و B نصف طول قطر کوچک بیضی می‌باشد. در مورد مقطع بیضی در بخش ۳-۶ صحبت کردیم.

(PRIESTLEY ET AL. 1996) پیشنهاد کرد که در محاسبه مقاومت برشی ناشی از وجود FRP، V_{FRP} مقدار تنش در آن یعنی $F_{FRP,E}$ به حد $0.04 E_{FRP}$ محدود گردد. مدول الاستیسیته FRP می‌باشد. این محدودیت بخاطر فقط خاصیت قفل شدن سنگدانه‌های بتن در یکدیگر لحاظ می‌گردد. بررسیهای دقیق انجام گرفته با استفاده از مدل ارائه شده توسط CHEN & TENG (2001)، همانگونه که در فصل ۴ صحبت کردیم، نشان داد که مقدار واقعی کرنش تحمیل شده به FRP در حدود ۱٪ می‌باشد زیرا پخش کرنش در FRP که بروی ترک برشی قرار گرفته، غیر یکنواخت می‌باشد. این حد کرنش ۱٪ در مدل CHEN & TENG به دلیل فاکتور پخش ۰/۵ برای حالت دور پیچ کامل مقطع، به یک مقدار متوسط ۰/۰۴ برای مقاصد طراحی کاهش پیدا می‌کند. مقدار تجربی این فاکتور پخش ۰/۸ می‌باشد. (رابطه ۴/۲۳). بنظر می‌رسد که این حد کرنش ۱٪ در مقایسه با حد متناظر آن که برای بارگذاری استاتیک ۱/۵٪ می‌باشد، یک پیشنهاد منطقی و معقول بنظر می‌آید.

MUTSUYOSHI ET AL. (1999) یک روش متفاوت برای محاسبه مقاومت برشی ستونهای مقاوم‌سازی شده با FRP پیشنهاد کرد. در این روش مقاومت برشی ناشی از وجود بار محوری با مقاومت بتن ترکیب شده است این مورد مشابه روش ارائه شده در ASCE / ACI 42B (ASCE-ACI 1973) می‌باشد.

۳-۶-۷ محصور کردن محل مفصل پلاستیک ایجاد شده در اثر خمش:

روابط طراحی برای محصور کردن محل تشکیل مفصل پلاستیک در ستونهای RC توسط SEIBLE و همکارانش در سال ۱۹۹۷ ارائه شده‌اند با داشتن مقدار شکل‌پذیری تغییر شکل μ_{Δ} ، می‌توان مقدار

شکل‌پذیری انحنا مورد نیاز یعنی μ_{Φ} را از رابطه ۵-۷ بدست آورد. در این حالت مقدار کرنش نهایی مورد نیاز بتن در خارجی‌ترین تار فشاری مقطع برابر است با: (۷-۱۹)

$$\varepsilon_{cc} = \Phi_u x = \mu_{\Phi} \Phi_y x$$

در این رابطه Φ_y انحنا در لحظه تسلیم (YIELD CURVATURE) می‌باشد که می‌توان آنرا از آنالیز ممان خمشی - انحنا، مشابه آنچه در بخش ۹-۶ بیان شد، بدست آورد. ضخامت لایه FRP مورد نیاز برای محصور کردن محل مفصل پلاستیک در یک ستون با مقطع دایره را می‌توان از رابطه ۱۷-۶ بدست آورد که بصورت زیر قابل استفاده است: (SEIBLE ET AL. 1997).

$$t_{frp} = 0.09 \frac{d(\varepsilon_{cc} - 0.004)f'_{cc}}{\phi_F f_{frp} \varepsilon_{frp, rup}} \quad (7-20)$$

در این رابطه f'_{cc} مقاومت فشاری بتن محصورشده و مقدار آن برابر $f'_c = 1.5 f'_c$ پیشنهاد می‌شود. (PRIESTLEY ET AL. 1996). ϕ_F فاکتور کاهش مقاومت خمشی است که برابر ۰/۹ است و F_{FRP} مقاومت کششی FRP در راستای طولی الیاف و نهایتاً $\varepsilon_{frp, rup}$ کرنش نهایی FRP می‌باشد.

لازم به ذکر است که اساس رابطه ۱۷-۶ بر مدل پیشنهادی تنش - کرنش MANDER و همکارانش در سال ۱۹۸۸ می‌باشد که برای بتن محصورشده با فولاد ارائه شده است. دقت این مدل در بخش ۵-۶ مورد بررسی و بحث قرار گرفت. تخمین دقیق‌تر کرنش نهایی بتن محصورشده با FRP استفاده از مدل LAM & TENG که در سال (۲۰۰۰) منتشر شده است، میسر خواهد شد. برای یک ستون با مقطع بیضی به جای مقدار D می‌بایست میانگین طول قطر بزرگ و قطر کوچک آنرا لحاظ کرد. (PRIESTLEY ET AL. 1996, SEIBLE 1997). در یک ستون با مقطع مستطیل مقدار اثر محصورشدگی را ۵۰٪ کوچکتر در نظر می‌گیرند (PRIESTLEY & SEIBLE 1995).

در سال ۱۹۹۷، SEIBLE و همکارانش پیشنهاد کردند که برای ستونهای با مقطع مستطیل که نسبت طول به عرض مقطع آنها کوچکتر از ۱/۵ می‌باشد از یک پوشش مستطیل شکل FRP با ضخامتی معادل (یعنی قطر برابر میانگین اضلاع مستطیل مورد نظر) استفاده گردد.

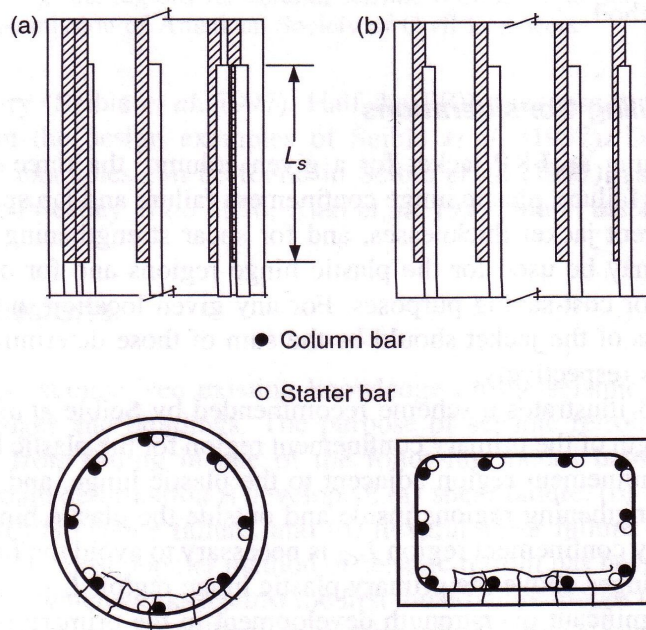
همچنین SEIBLE ET AL. 1997 پیشنهاد کرد که در ستونهایی که نسبت $\frac{M}{V \cdot d}$ آنها بزرگتر از ۴- می‌باشد باید مقدار FRP مورد نیاز برای محصور کردن محل تشکیل مفصل پلاستیک با دقت کنترل گردد تا از کماتش آرماتورهای طولی در این قسمت جلوگیری شود، بنظر می‌رسد در ستونهایی که به نحو مناسبی با FRP محصورشده‌اند، ریختن و کنده شده کاور بتن در محل تشکیل مفصل پلاستیک و نیز کماتش آرماتورهای طولی رخ ندهد و یا حداقل احتمال وقوع آن کم باشد.

۴-۶-۷ گیردار کردن بیشتر در محل وصله آرماتورها:

(SEIBLE ET AL. 1997) پیشنهاد کرد که برای جلوگیری از وقوع عدم چسبندگی بین دو قطع همپوشانی کنند و یا لغزش آرماتورها در راستای طولی ستون، نباید فشار محصورکننده در این قسمتهای عضو که با F_L آنرا نشان می‌دهیم، از مقدار زیر کمتر شود:

$$f_l = \frac{A_{bl} f_{yl}}{[p/(2n) + 2(d_{bl} + c)]L_s} \quad (7-21)$$

در این رابطه P طول ترک خوردگی داخلی مقطع می‌باشد که با N عدد آرماتور طولی احاطه شده است. این ترک خوردگی در شکل ۷-۱۲ نشان داده شده است. A_{BL} سطح مقطع یک آرماتور طولی و F_{YL} ، D_{BL} به ترتیب تنش تسلیم و قطر آرماتورهای طولی و C ضخامت کاور بتن می‌باشد. L_s طول قسمت وصله شده همپوشانی کننده می‌باشد که در شکل ۷-۱۲ نشان داده شده است. جمله $\frac{p}{2n} + 2(d_{bh} + c)$ نشان‌دهنده محیط ترک خوردگی اطراف آرماتورهای طولی است که در شکل ۷-۱۲ ملاحظه می‌فرمایید.



شکل ۷-۱۲

از سوی دیگر، SEIBLE و همکارانش پیشنهاد کردند که کرنش در راستای شعاعی مقطع ستون یا پهن شدگی ستون (DILATION) باید در حد 0.001 محدود گردد زیرا در کرنش پهن شدگی ما بین 0.001 و 0.002 ، قطعات همپوشانی کننده دچار عدم پیوستگی می‌گردند. این موضوع را نتایج بررسیهای تجربی نشان داده است. این یعنی اینکه کرنش FRP دور مقطع ستون، باید در راستای حلقه تشکیل شده دور ستون به میزان 0.001 محدود گردد و از آن فراتر نرود. بدین ترتیب فشار محصورکننده ایجاد شده توسط پوشش FRP برای یک ستون دایره‌ای برابر می‌گردد با:

$$f_l = \frac{2 \times 0.001 E_{frp} t_{frp}}{d} \quad (7-22)$$

و ضخامت مورد نیاز FRP برای ستونهای دایره‌ای برابر است با:

$$t_{frp} = \frac{500d(f_l - f_h)}{E_{frp}} \quad (7-23)$$

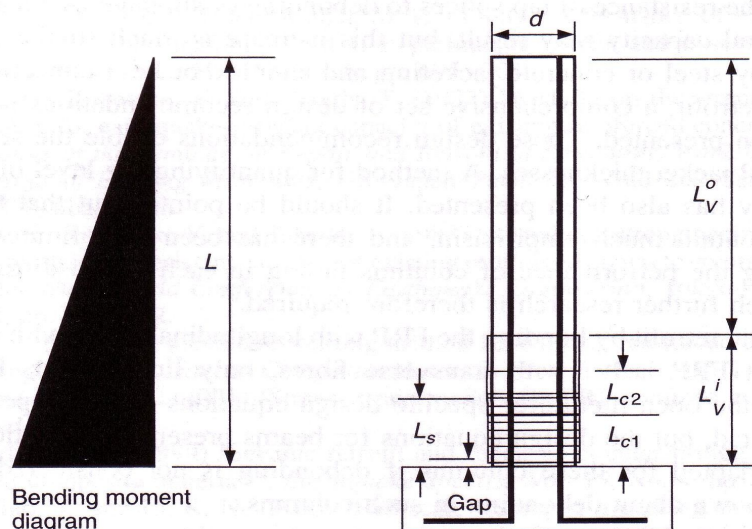
F_H در این رابطه مقدار فشار محصورکننده ایست که توسط آرماتورهای عرضی (خاموتها) تولید می‌شود. برای ستونهای با مقطع مستطیل، SEIBLE ET AL. 1997 پیشنهاد کرد که ابتدا اصلاح شکل مقطع صورت

پذیرد تا به شکل یک ستون با مقطع بیضی درآید سپس با جایگزین کردن میانگین طول قطر بزرگ و قطر کوچک بیضی به جای D در رابطه‌های ۷-۲۲ و ۷-۲۳، محاسبات لازم مثل مقطع دایره صورت پذیرد. (XIAO & MA (1997) یک مدل تحلیلی جهت پیش‌بینی رفتار ستونهای دارای وصله آرماتورهای طولی که در آنها لغزش بین قسمت‌های همپوشانی کننده مجاز شمرده شده، ارائه کردند. با استفاده از این مدل و انجام مراحل سعی و خطا می‌توان ضخامت مورد نیاز برای یک مقدار مشخص شکل‌پذیری را بدست آورد. از این روش تخمین ضخامت مورد نیاز، به میزان کمتری محافظه‌کارانه می‌باشد.

۵-۶-۷ ملاحظات جزئی‌تر:

برای طراحی پوشش FRP مورد نیاز برای یک ستون معین، سه حالت شکست متفاوت (شکست برشی، شکست خمشی بصورت ایجاد مفصل پلاستیک در ارتفاع ستون و کمانش آرماتورهای طولی و شکست در قسمت همپوشانی آرماتورهای طولی) سه مقدار متفاوت برای ضخامت پوشش FRP نیاز دارند. برای مقاوم‌سازی برشی در ارتفاع ستون، ضخامت پوشش FRP که بروی نواحی مستعد تشکیل مفصل پلاستیک قرار می‌گیرد. با ضخامت مورد نیاز برای سایر قسمت‌های ستون، متفاوت است. برای هر قسمت از ستون، ضخامت کل FRP برابر مجموع ضخامتهای لازم برای هر کدام از سه حالت شکست، که در بالا نام برده شدند، می‌باشد.

شکل ۷-۱۳ یک طرح پیشنهادی از سوی SEIBLE ET AL. 1997 را نشان می‌دهد در این طرح، L_{cl} طول لازم برای محصور کردن ناحیه تشکیل مفصل پلاستیک می‌باشد. L_{c2} ناحیه ثانویه محصور کردن است که در مجاورت مفصل پلاستیک واقع می‌شود. L_v^I و L_v^O به ترتیب قسمت‌هایی است که باید برای مقاوم‌سازی برشی آنها، در داخل و خارج مفصل پلاستیک اقدام کرد. وجود قسمت L_{c2} به این دلیل لازم است که شکل‌گیری مفصل‌های پلاستیک ناشی از وارد شدن خمش، در بالای قسمت L_{cl} جلوگیری کند. نصف ضخامت FRP در قسمت L_{cl} ، برای قسمت L_{c2} استفاده می‌شود (SEIBLE ET AL. 1997)، جزئیات بیشتر طراحی و مثالهایی در این زمینه را می‌توان مقاله ارائه شده از سوی SEIBLE و همکارانش در سال ۱۹۹۷، پیدا کرد.



شکل ۷-۱۳

در سایر مراجع در این زمینه عبارتند از:

PRIESTLEY ET AL. 1996, MA ET AL. 2000, XIAO ET AL. 1999

۷-۷ نتیجه گیری:

در این فصل خلاصه‌ای از دانش کنونی را در ارتباط با تقویت ستونهای پلها و ساختمانها در مقابل نیروهای جانبی زمین لرزه ارائه کردیم. هدف از مقاوم سازی لرزه ای ستونها این است که قبل از بروز مقدار کافی شکل پذیری و تغییر شکلهای غیرالاستیک، از شکست آنها به یکی از صورتهای زیر جلوگیری کنیم:

(A) شکست برشی

(B) شکست بدلیل برش ناشی از خمش، در خارج از نواحی مفصل پلاستیک

(C) شکست در نواحی همپوشانی آرماتورها

متداولترین و شناخته شده ترین روش مقاوم سازی لرزه ای، استفاده از پوششهای FRP (FRP JACKETS) می باشد که با افزودن مقاومت برشی ستون همانند خاموتهای اضافی عمل می کنند. همچنین در مواجهه با خمش، این پوشش ها با محصور کردن بتن و جلوگیری از کنده شده و ریختن کاور بتن و نیز جلوگیری از کمانش آرماتورهای طولی تحت فشار، ستون سبب مقاوم تر شدن آن در برابر خمش می گردد. همچنین با کمک این پوشش ها می توان با ایجاد فشار بیشتر بروی دو قطعه همپوشانی کننده آرماتورها، سبب گیرداری و اصطکاک بیشتر بین آنها با از لغزش و حرکت آنها نسبت به یکدیگر جلوگیری کنیم. ممکن است مقدار اندکی افزایش در ظرفیت خمشی ستون ایجاد شود اما این مقدار افزایش کم است و لازم نیست به آن توجه شود. (افزایش بیش از حد ظرفیت خمشی ستون سبب می گردد تا ممان و نیروی بیشتری را جذب کند و این سبب وارد آمدن نیروهای بزرگتر از مقادیر لحاظ شده در طراحی به اعضای مجاور و متصل به ستون می شود- مترجم). در خصوص این مقاوم سازی، توصیه هایی جهت طراحی پوشش FRP لازم، ارائه شده است. البته لازم بذکر است که این توصیه ها و

روابط پیشنهاد شده برای طراحی برپایه تحقیقات افراد و گروههای مختلف بروی حالات شکست متفاوت، ارائه شده است و لزوم تحقیقات گسترده تر در آینده در این خصوص، احساس می گردد.

در مورد مقاوم سازی لرزه ای به روش چسباندن FRP به صورت طولی بروی ستون همراه با و یا بدون پوشش عرضی FRP (مثلاً دور پیچ کردن ستون که در این حالت الیاف FRP در راستای طولی ستون نیست-مترجم.) تحقیقات و آزمایشات بسیار اندکی صورت گرفته و بنابراین در این خصوص روابط طراحی خاص ارائه نشده است. اما می توان از اصول و روش بدست آوردن روابط طراحی که برای مقاوم سازی تیرها در بخش ۳-۴ بیان کردیم، در این زمینه استفاده کرد. البته اگر در این حالت از ریسک بالای کنده شدن و ور آمدن (DEBONDING) لایه FRP از روی ستون، صرف نظر کنیم. بهر حال اطلاعات ما در مورد ستونهایی که به این روش تقویت می شوند، فعلاً کم و محدود است.

پایان