



کد مقاله: ۲-۱۲۰

بررسی رفتار دیوارهای برشی بتن مسلح تحت بارهای جانبی با استفاده از نرم افزار اجزا محدود

ناهید عسکری زاده^۱، محمدرضا محمدی زاده^۲

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشگاه آزاد اسلامی واحد بندرعباس، nahid.askarizadeh@yahoo.com

۲- عضو هیأت علمی، دانشگاه هرمزگان، mrzmohammadizadeh@yahoo.com

چکیده

هدف از این تحقیق تحلیل عددی دیوارهای برشی بتن مسلح تحت اثر بارهای جانبی می باشد. برای مطالعه عددی کلیه ی شرایط از قبیل: ابعاد و مشخصات مصالح مربوط به چندین تحقیق آزمایشگاهی در نظر گرفته می شود. تحلیل ها به کمک نرم افزار اجزا محدود آباکوس انجام و سپس با نتایج آزمایشگاهی کالیبره می شود. در مدلسازی سعی می شود که مدل ها به ساده ترین شکل ممکن مدلسازی شود. بار به صورت کنترل جابجایی اعمال می شود و تحلیل از نوع استاتیکی غیر خطی می باشد. در این تحقیق دیوارهای برشی بتن مسلح تحت بارگذاری های مختلف جانبی قرار گرفته و سپس نمودار های بار- جابجایی این دیوارها ترسیم و مورد بررسی قرار می گیرد. نهایتا نتایج عددی محاسبه شده با نتایج بدست آمده از آزمایشات مقایسه می شود. نتایج بدست آمده از تحلیل عددی در اکثر حالات نشان میدهد که این نتایج، تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارند. لذا می توان این روش را در کاربردهای طراحی با اطمینان بالا به کار برد.

کلمات کلیدی: آنالیز عددی، دیوار برشی، بتن مسلح، بار جانبی، ABAQUS

۱- مقدمه

دیوارهای برشی بتن مسلح رایج ترین سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی در سازه های بلند مرتبه هستند. این دیوارها نه تنها باید مقاومت کافی را در سازه ایجاد نمایند بلکه باید شکل پذیری کافی به منظور اجتناب از شکست ترد به خصوص تحت بارهای قوی لرزه ای را فراهم آورند [۱]. در سال های اخیر روش های طرح لرزه ای توجه بیشتری بر محدود کردن جابجایی سازه در زلزله دارد. سختی درون صفحه بسیار زیاد این المانها و نقش آنها در باز توزیع نیروها از ستون به دیوار باعث کنترل جابجایی بسیار مناسب در سازه می گردد. بتن ماده ایست که رفتار غیر خطی از خود نشان می دهد و شبیه سازی عددی این ماده با توجه به رفتار غیر خطی همراه با مشکلات عدیده ای همراه است. از دیگر مشکلات موجود در شبیه سازی این ماده، رفتار متفاوت آن در بارگذاری های کششی و فشاری می باشد. به طور کلی این ماده مقاومت بسیار کمتری در تنش های کششی نسبت به تنش های فشاری از خود نشان می دهد. مدل های پلاسیسیته تنها قادر به نشان دادن کرنش های برگشت پذیر و

برگشت ناپذیر و محاسبه تنش ها بر اساس آن می باشند و نمی توانند ضعف و نقص ناشی از بارگذاری را مدل سازی نمایند. از طرفی مدل های خرابی تنها خرابی در مصالح را ارزیابی نموده و قادر به نشان دادن خواص خمیری و کرنش های پلاستیک نمی باشند. در مطالعه حاضر از ترکیب مدل پلاسیسته و مدل های خرابی با نام مدل خسارت پلاستیک بتن برای شبیه سازی رفتار مصالح بتنی استفاده شده است.

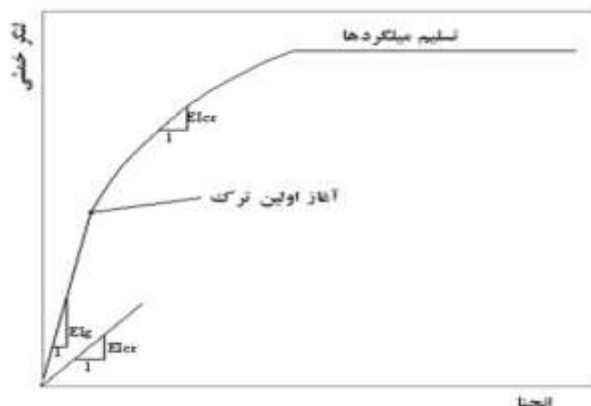
۲- مدل خسارت پلاستیک بتن

تعیین رفتار غیر خطی بتن مهمترین مرحله در مدل سازی عددی سازه های بتن مسلح می باشند. در نرم افزار اجزا محدود ABAQUS، رفتار غیر خطی مصالح ترد را می توان به سه روش: (۱) مدل ترک اندود^۱ (۲) مدل شکست ترد^۲ (۳) مدل خسارت پلاستیک بتن^۳ تعریف کرد [۲]. هر یک از این مدل ها دارای مزایایی می باشند که می توانند بر حسب نیاز مورد استفاده قرار گیرند. مدل خسارت بتن تنها مدلی است که در هر دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی قابل استفاده است. در این مدل فرض بر این است که ترک کششی^۴ و خرد شدگی فشاری^۵ دو جنبه اصلی مکانیسم گسیختگی بتن می باشند و برای مدل سازی شکست مصالح ترد تحت بارگذاری های چرخه ای (کشش و فشار متناوب) طراحی شده است بطوری که امکان بازیابی سختی^۶ در طی بارهای رفت و برگشتی وجود دارد [۳]. در مدل خسارت پلاستیک به دلیل عدم وجود ضوابط گسیختگی^۷ امکان حذف المان ها در طول تحلیل یا ایجاد ترک وجود ندارد ولی این مدل توانایی پیشگویی محل و جهت تشکیل ترک ها را دارا می باشد.

۳- تفسیر رابطه ی منحنی لنگر-انحنای برای مقطع دیوار برشی بتن مسلح

بر خلاف سادگی های موجود در طراحی و ساخت دیوارهای برشی بتن مسلح، پاسخ واقعی این اعضا تا اندازه ای پیچیده است. رفتار کلی دیوارها، از ترکیب پاسخ های خمشی، برشی و محوری تاثیر می پذیرد. مقاطع دیوار در برابر نیروهای محوری فشاری ناشی از بارهای ثقلی کف و وزن خودشان قرار می گیرند. فشار محوری عمل کننده بر دیوار تا ۲۰ درصد حاصل ضرب مقاومت فشاری بتن، f'_c ، در A_g (سطح مقطع ناخالص بتن) برآورد می شود [۴]. شکل ۱، رابطه ی لنگر-انحنای در دیوارهای ساختمان های بلند مرتبه را نشان می دهد که در برابر بار یک جهته قرار دارد. وقتی لنگر خمشی بر مقطع دیوار اعمال می شود، پاسخ اولیه ی دیوار، الاستیک خطی با سختی خمشی اولیه برابر $E_c I_g$ است، که E_c مدول الاستیسته بتن، و I_g ممان اینرسی مقطع ترک نخورده می باشد. وقتی که لنگر به بیش از مقدار و محدوده ی الاستیک اولیه افزایش می یابد، اولین ترک خوردگی اتفاق می افتد و سختی خمشی با رشد اولین ترک و آغاز ترک های اضافی کاهش می یابد. شیب این فاز از پاسخ تقریباً موازی سختی خمشی مقطع ترک خورده ی تغییر شکل یافته $E_c I_{cr}$ می باشد، که I_{cr} ممان اینرسی مقطع ترک خورده است. افزایش بیشتر لنگر اعمال شده منجر به تسلیم فولادها و رسیدن به ظرفیت نهایی مقطع می گردد مطابق شکل ۱ [۴]. با توجه به بررسی های صورت گرفته بر روی رفتار دیوار برشی در حالت نهایی، مشخص است که برای شبیه سازی رفتار دیوار برشی بتن مسلح، لازم است که از آنالیز غیر خطی و تئوری های پلاسیسته استفاده شود.

- 2-Smeared cracking
- 3-Brittle cracking
- 4-Concrete damage plasticity
- 5-Tensile cracking
- 6-Compressive crushing
- 7-Stiffness recovery
- 8-Failure criterion



شکل ۱: رابطه ی لنگر-انحنای نوعی در دیوارهای ساختمان های بلند مرتبه [۴]

۴- بتن در فشار به کمک منحنی هاگنستاد

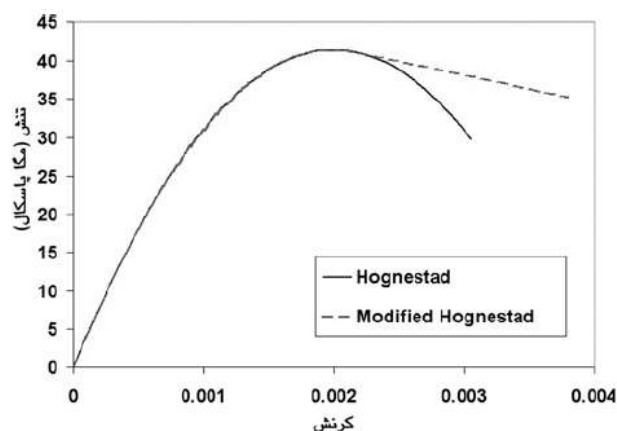
معرفی رابطه ی تنش- کرنش تک محوری بتن در فشار و کشش از پارامترهای مهم در معرفی مدل خسارت پلاستیک بتن به نرم افزار می باشند. برای معرفی رابطه ی تنش-کرنش فشاری تک محوره بتن به نرم افزار، از رابطه ی هاگنستاد^۵ اصلاح شده در شکل ۲، استفاده شده است. از روابط (۱) و (۲) به منظور معرفی تنش فشاری بتن بر حسب کرنش فشاری به نرم افزار استفاده می گردد. در این روابط ϵ_0 کرنش نظیر تنش حداکثر است. در تحقیق حاضر برای نمونه هایی که اطلاعاتی از مقدار ϵ_0 آنها در دست نبوده از مقدار 0.002 استفاده شده است که مقداری منطقی برای بتن های معمولی است [۵]. در رابطه ی (۲) f_c'' تنش حداکثر در عضو بتنی است. ضریب k_s را می توان برای بتن های با مقاومت فشاری استوانه ای مطابق جدول ۱، در نظر گرفت. شاخه نزولی منحنی هاگنستاد اصلاح شده به صورت خطی است که از نقطه ی (ϵ_0, f_c'') تا نقطه ی $(\epsilon_{ul}, 0.85f_c'')$ امتداد دارد. مقدار ϵ_{ul} متناظر با کرنش نهایی نظیر شکست فشاری بتن است، که برای انواع بتن از 0.003 تا بالاتر از 0.005 گزارش شده و در این مقاله مقدار آن برابر با 0.0038 در نظر گرفته شده است.

$$= f_c'' \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad (1) f_c''$$

$$= k_s f_c'' \quad (2) f_c''$$

جدول ۱: مقادیر k_s در منحنی هاگنستاد [۵]

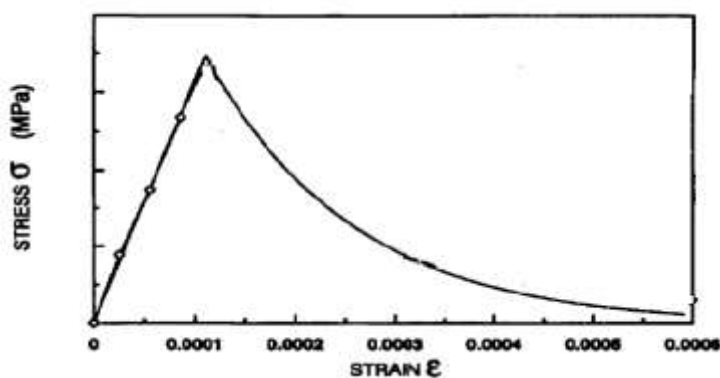
بزرگتر از ۳۵	۳۰	۲۵	۲۰	۱۵	$f_c'' (MPa)$
۰/۹۲	۰/۹۳	۰/۹۵	۰/۹۷	۱	k_s



شکل ۲: منحنی هاگنستاد و هاگنستاد اصلاح شده بتن در فشار [۵]

۵-تنش-کرنش بتن در کشش به کمک رابطه ی توصیه شده توسط نرم افزار آباکوس

بتن به تنهایی قابلیت تحمل تنش های کششی را همانند تنش های فشاری نداشته و مقاومت کششی آن پایین است (حدود ۷ الی ۱۱ درصد مقاومت فشاری بتن) و عموماً برای جبران این مشکلات میلگرد فولادی استفاده می شود. پاسخ بتن در اثر کشش با آغاز باز شدن و گسترش ترک شروع می شود. بنابراین، بررسی رفتار بتن نمی تواند با توجه به کرنش کششی باشد و باید ترک مورد بررسی قرار گیرد. در شکل ۳، منحنی تنش-کرنش بتن در حالت کششی را نشان می دهد. مطابق شکل عکس العمل بتن تا لحظه ای که به مقاومت کششی خود نرسیده به صورت خطی است که همراه با ترک های خیلی ریز می باشد. با افزایش بارگذاری مقاومت به شدت پایین آمده، ترک ها گسترش می یابد تا اینکه در کرنش نهایی گسیخته گردد [۶].



شکل ۳: منحنی تنش-کرنش بتن در حالت کششی [۷]

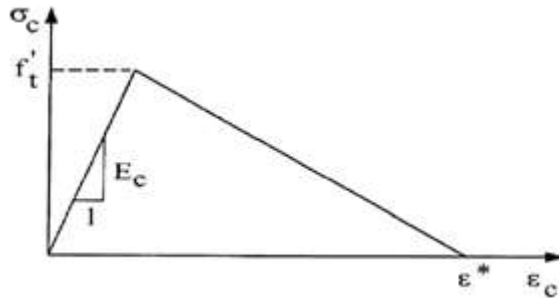
معمولاً برای قسمت نرم شدگی مطابق شکل ۴، منحنی کششی بتن از یک خط مستقیم استفاده می شود. همچنین مقاومت کششی بتن و کرنش نهایی از روابط زیر به دست می آید [۸].

$$=0.33\sqrt{f'_c}$$

$$(3) f'_t$$

$$=0.001$$

$$(4) \varepsilon^*$$



شکل ۴: منحنی تنش-کرنش کششی بتن با نرم شدگی خطی [۸]

در بارگذاری تناوبی، اگر بتن بعد از آنکه به مقاومت کششی خود رسید تحت بار تناوبی کششی قرار گیرد، پس از هر سیکل، سختی آن کاهش یافته و دچار ترک می گردد. ترک های ایجاد شده برخلاف حالت فشار کاملاً قابل مشاهده و در حالت باز می باشند [۶]. منحنی های ارائه شده برای حالت استاتیکی در واقع پوش تنش های حداکثر در بارگذاری تناوبی می باشد.

۶- پارامتر آسیب

همانطور که در شکل ۵ و ۶، دیده می شود در اثر باربرداری از نمونه در قسمت نرم شوندگی، شیب منحنی باربرداری کمتر از شیب منحنی الاستیک است که نشان دهنده آسیب دیدگی نمونه می باشد. کاهش سختی اولیه توسط دو متغیر d_t و d_c نشان داده شده و فرض بر این است که این دو متغیر تابعی از کرنش پلاستیک، دما و دیگر متغیر های میدانی می باشند [۳].

$$) \quad 0 \leq d_t \leq 1$$

$$(5) d_t = d_t(\varepsilon_t^{pl}, \theta, f_i)$$

$$) \quad 0 \leq d_c \leq 1$$

$$(6) d_c = d_c(\varepsilon_c^{pl}, \theta, f_i)$$

کرنش های پلاستیک معادل در فشار و کشش : ε_c^{pl} و ε_t^{pl}

دما : θ

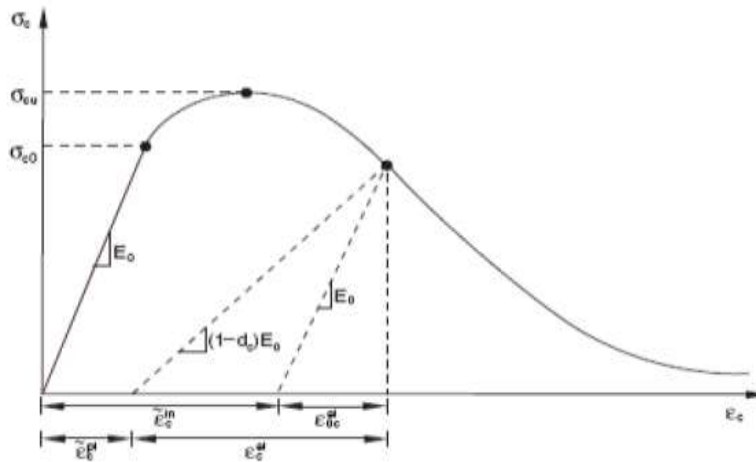
متغیر میدانی : f_i

در واقع در منحنی های تنش-کرنش تک محوره، آسیب بتن توسط دو متغیر d_t و d_c مشخص می شود. این متغیر های آسیب به صورت زیر بیان می شود:

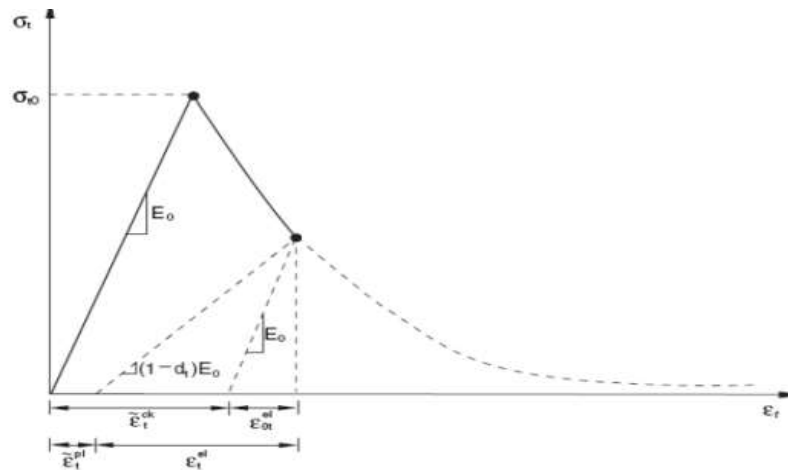
$$E = (1 - d_{t,c}) E_0$$

(7)

E : مدول الاستیسیته آسیب دیده بتن، E_0 : مدول الاستیسیته آسیب ندیده بتن، d_t : زوال سختی بتن در کشش، d_c : زوال سختی بتن در فشار
انتخاب مشخصات آسیب از آن جهت حائز اهمیت است که به طور کل، مقادیر آسیب بیش از حد، اثر نامطلوبی در نرخ همگرایی خواهد داشت.



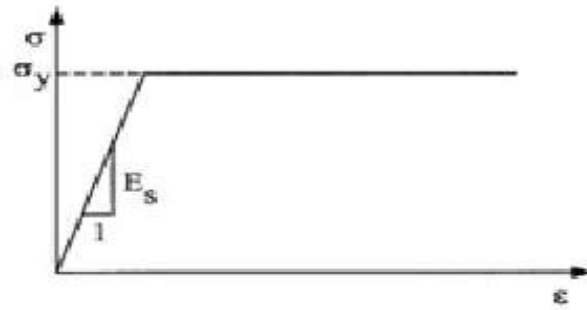
شکل ۵: منحنی تنش کرنش تک محوره بتن در فشار [۳]



شکل ۶: منحنی تنش-کرنش تک محوره بتن در کشش [۳]

۷- معرفی رفتار آرماتورها

مدل های تنش-کرنش زیادی در برنامه اجزا محدود وجود دارد که در این تحقیق برای مدلسازی آرماتور از مدل دو خطی الاستوپلاستیک مطابق شکل ۷، استفاده شده است. در برنامه آباکوس آرماتورهای طولی و عرضی با المان دوگره‌ای خرابایی T3D2 مدلسازی می شود و فقط قابلیت تحمل نیروی محوری را دارا بوده و به صورت مجزا از بتن عمل می کند.



شکل ۷: مدل الاستیک-پلاستیک کامل فولاد [۳]

۸- دیوارهای مورد تحلیل

۸ دیوار برشی بتن مسلح با شکل های گوناگون، چیدمان آرماتور گذاری متفاوت و مقاومت مشخصه فشاری بتن و بارگذاری های متفاوت که در آزمایشگاه تحت بارگذاری قرار گرفته اند، با استفاده از نرم افزار آباکوس مدلسازی می شوند. دیوارهای برشی بتن مسلح با نام های SHW1، SHW2، SHW3 و SHW4 مربوط به کار تحقیقاتی تسنیمی^۹ دارای طول ۵۰۰، عرض ۵۰ و ارتفاع ۱۵۰۰ میلیمتر می باشد که تحت بارگذاری یک جهته از نوع کنترل جابه جایی در فاصله ی یک سوم از بالای دیوار قرار گرفته اند. مقاومت فشاری ۲۸ روزه سیلندری آمریکا برای نمونه های مذکور به ترتیب ۲۱/۶، ۲۱/۶، ۲۲/۴۵ و ۲۳/۴۵ مگاپاسکال می باشد. همچنین برای آرماتورها از میلگردهای با قطر ۳ میلیمتر ($f_y = 216 MPa, f_u = 317 MPa$) و میلگرد با قطر ۶ میلیمتر ($f_y = 276 MPa, f_u = 475 MPa$) استفاده شده است [۹]. دیوارهای برشی بتن مسلح دیگر با نام های RW1، RW2، TW1 و TW2 مربوط به کار تحقیقاتی تامسون و همکاران^{۱۰} به منظور بررسی دیوارهای برشی بتن مسلح تحت اثر بار جانبی و بار محوری فشاری به صورت همزمان می باشد. این دیوارها دارای طول ۱۲۱۹، عرض ۱۰۲ و ارتفاع ۳۶۰۰ میلیمتر می باشند. مقاومت فشاری دیوارهای برشی به ترتیب ۳۱/۶، ۳۴، ۴۳/۶ و ۴۱/۷ مگاپاسکال می باشد. مقاومت تسلیم و نهایی آرماتورهای مورد استفاده ($f_y = 420 MPa, f_u = 600 MPa$) می باشد. مقاطع دیوارهای مورد استفاده در این مطالعه در اشکال ۸ تا ۱۰ نشان داده شده است [۱۰].

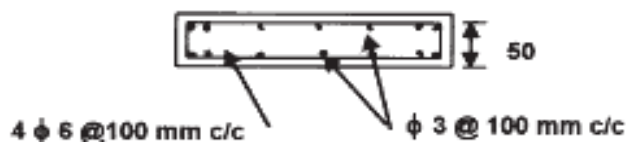
جدول ۲: بار محوری فشاری وارد شده به دیوار تامسون و همکاران [۱۰]

نام دیوار	RW1	RW2	TW1	TW2
بار محوری فشاری	$0.1A_g f'_c$	$0.07A_g f'_c$	$0.09 A_g f'_c$	$0.075A_g f'_c$

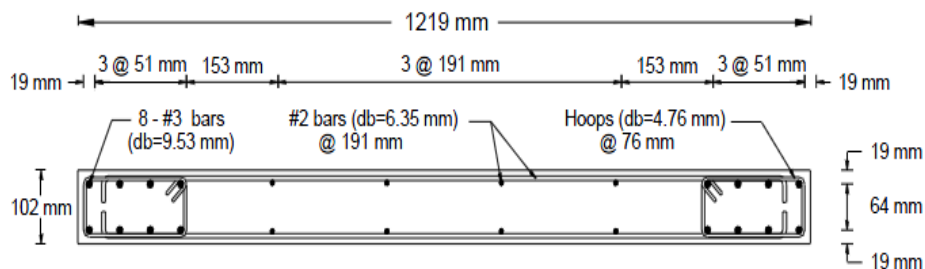
A_g : مساحت سطح مقطع دیوار به میلیمتر، f'_c : مقاومت ۲۸ روزه سیلندری بر حسب مگاپاسکال

10-tasnimi

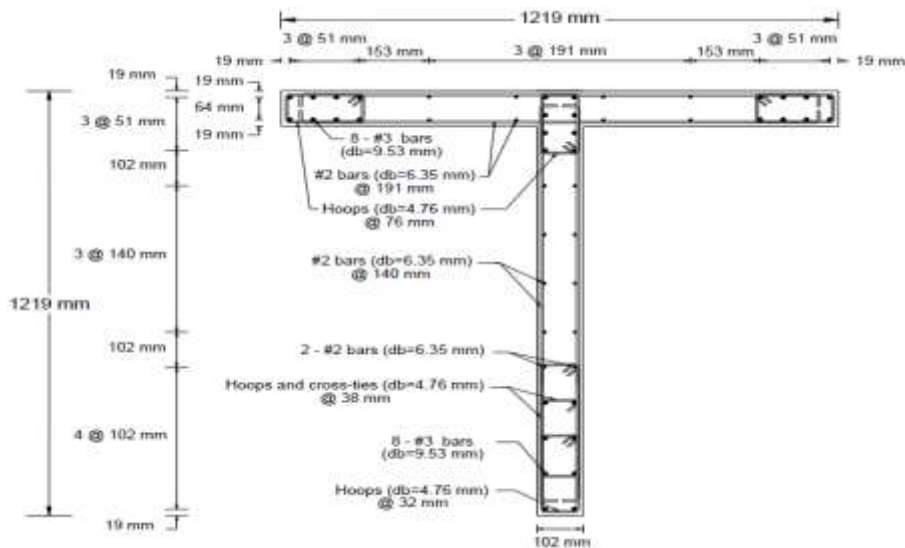
¹¹ -John H. Thomson and JhonW. Wallace



شکل ۹: مقطع دیوار تسیمی [۹]



شکل ۸: دیوار تاسون و همکاران (RW2, RW1) [۱۰].

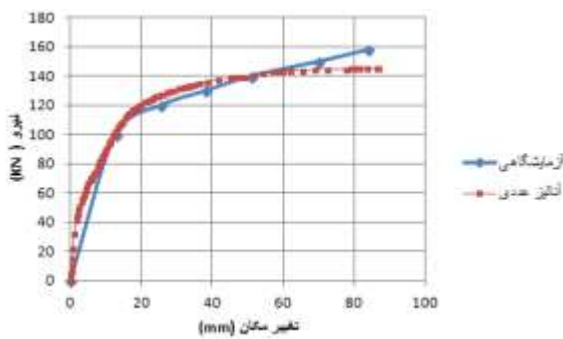


شکل ۱۰: مقطع دیوار تاسون و همکاران (TW2, TW1) [۱۰]

۹- نتایج تحلیل و صحت سنجی

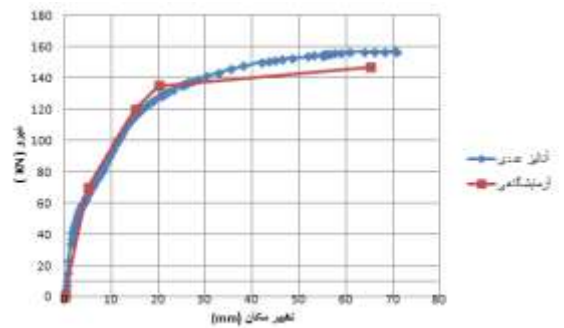
۸ دیوار برشی بتن مسلح که مشخصات آنها در بخش قبل ذکر شد، توسط نرم افزار اجزا محدود ABAQUS مدلسازی و مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته اند. جهت تحلیل استاتیکی غیرخطی بارگذاری یک جهته، بارهای مورد نظر طی ۱۰۰ مرحله به دیوارهای برشی بتن مسلح اعمال شده است. با مش بندی مدلها، تعداد المانها در بتن و میلگردها در ۴ دیوار برشی بتن مسلح با نام های SHW1, SHW2, SHW3 و

SHW4 که از لحاظ ابعاد و مقدار آرماتورهای مسلح کننده با یکدیگر مشابه می باشند بترتیب ۳۰۰ و ۱۵۴ المان و در ۴ دیوار برشی باقیمانده با نام های RW1، RW2، TW1 و TW2 بترتیب ۸۶۷ و ۶۱۲ المان می باشد. همچنین جهت جلوگیری از تمرکز تنش ناشی از اعمال بار متمرکز از مدلسازی یک صفحه فولادی صلب که در زیر بار تغییر شکل نداشته باشد، استفاده شده است. در مرحله بعد جهت بررسی صحت سنجی، پس از استخراج نتایج، مقایسه ای بین نمودارهای بار- تغییر مکان حاصل از تحلیل عددی و نتایج آزمایشگاهی انجام گردید. مطابق شکل ۱۱ تا ۱۸، نمودارهای نیرو-تغییر مکان دیوارهای برشی مدلسازی شده از نتایج برنامه ABAQUS استخراج و سپس این نتایج با نتایج آزمایشگاهی مربوطه مورد مقایسه قرار می گیرد.



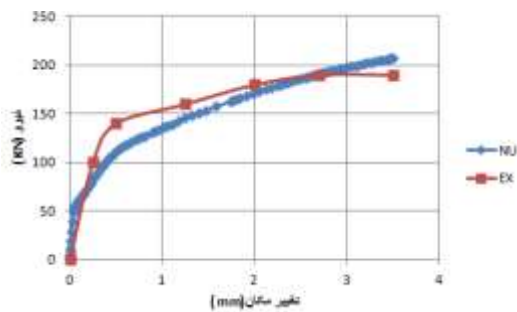
شکل ۱۲: منحنی نیرو-جابجایی

حاصل از تحلیل عددی و آزمایشگاهی (RW2)



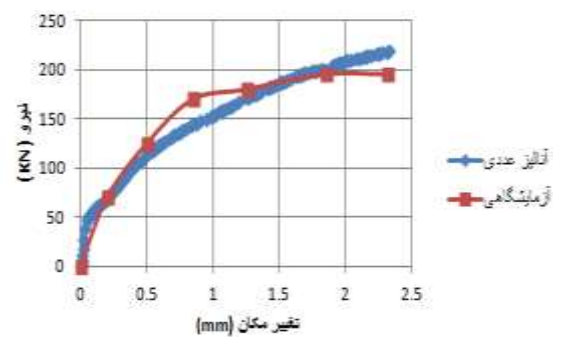
شکل ۱۱: منحنی نیرو-جابجایی

حاصل از تحلیل عددی و آزمایشگاهی (RW1)



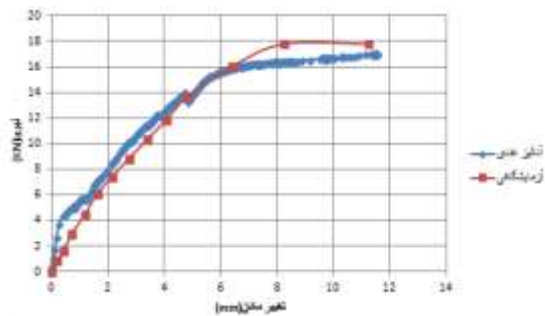
شکل ۱۴: منحنی نیرو-جابجایی

حاصل از تحلیل عددی و آزمایشگاهی (TW2)



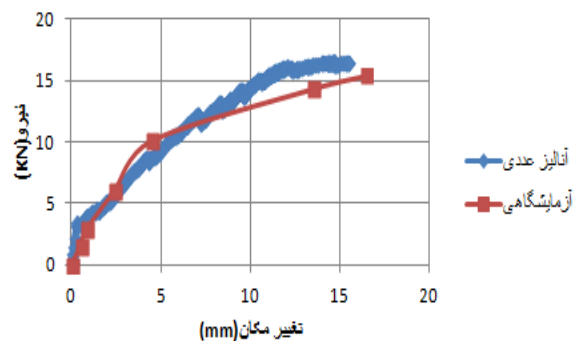
شکل ۱۳: منحنی نیرو-جابجایی

حاصل از تحلیل عددی و آزمایشگاهی (TW1)



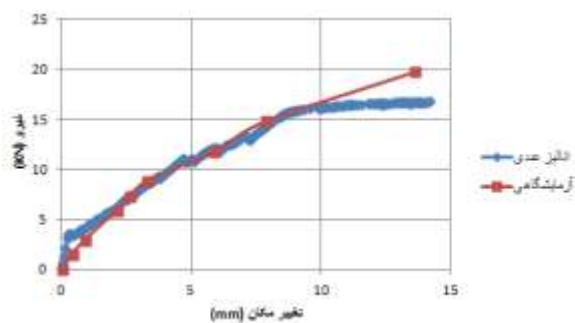
شکل ۱۶: منحنی نیرو-جابجایی

حاصل از تحلیل عددی و آزمایشگاهی (SHW2)



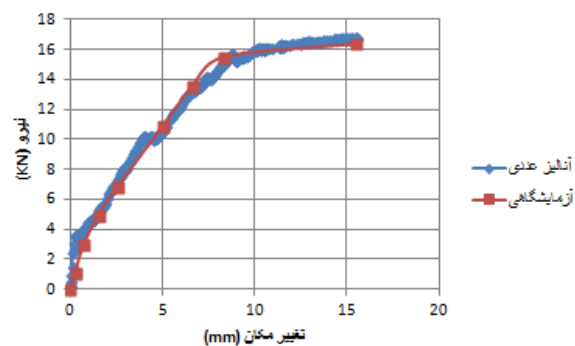
شکل ۱۵: منحنی نیرو-جابجایی

حاصل از تحلیل عددی و آزمایشگاهی (SHW1)



شکل ۱۸: منحنی نیرو-جابجایی

حاصل از تحلیل عددی و آزمایشگاهی (SHW4)



شکل ۱۷: منحنی نیرو-جابجایی

حاصل از تحلیل عددی و آزمایشگاهی (SHW3)

۱۰- نتیجه گیری

۱. نتایج عددی همانند نتایج آزمایشگاهی در نمونه های RW1, RW2, TW1 و TW2 نشان داد که با افزایش بار محوری، جابجایی حاصل از بارگذاری یک جهته کاهش می یابد.
۲. مشاهده می شود که در بارهای نهایی، نتایج بدست آمده از تحلیل عددی نسبت به نتایج آزمایشگاهی دارای درصد خطای میانگین کمتر از ۹/۱ درصد در نمونه های آزمایشگاهی RW1, RW2, TW1 و TW2 و درصد خطای کمتر از ۵/۸ درصد در نمونه های SHW1, SHW2, SHW3 و SHW4 برای بارگذاری یک جهته می باشد.
۳. نتایج نشان میدهد، جابجایی های نهایی حاصل از تحلیل عددی نسبت به نتایج آزمایشگاهی دارای تطابق بسیار خوبی می باشد.

۴. مقایسه نتایج بدست آمده از تحلیل عددی با نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که در اکثر نمونه‌ها، روش تحلیل عددی تطابق بسیار خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد. لذا این روش می‌تواند در کاربردهای طراحی بااطمینان بالا مورد استفاده قرار گیرد.

مراجع

- [1] Kheroddin, A. and Naderpour, H.; "Nonlinear Finite Element Analysis of R/C Shear Walls Retrofitted Using Externally Bonded Steel Plate and FRP Sheets"; *International Structural Specialty Conference*, (2014) 23-26.
[۲] فنایی، ن. سروش نیا، س؛ «کاملترین مرجع کاربردی ABAQUS» انتشارات نگارنده دانش؛ جلد دوم، چاپ دوم، صفحه ۲۹۲ تا ۲۹۶.
- [3] Abaqus Analysis User's Manual, Version6-10.
- [4] Ahmed, M. M.; "Linear and Nonlinear Flexural Stiffness Models for Concrete Walls in High-Rise Buildings"; *University of British Columbia*, PhD. Thesis, (2000).
[۵] مستوفی نژاد، د؛ «سازه های بتن آرمه» انتشارات ارکان دانش؛ جلد اول، چاپ دوازدهم، صفحه ۳۹ تا ۴۲.
- [6] ساعدی داریان، ا. بهرامپور، ح. عرب زاده، ح؛ «راهنمای جامع نرم افزار ABAQUS» انتشارات انگیزه؛ چاپ اول، سال ۱۳۸۴.
- [7] Lee, G. and Fenves, G. L.; "Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures"; *Journal of Engineering Mechanics* **124**, No. 8 (1998) 892-900.
- [8] Hu, H. T. and Lin, F. M.; "Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beam Strengthened by Fiber-Reinforced Plastic"; *Composite Structure*, 63 (2004) 271-281.
- [9] Tasnimi, A. A.; "Strength and Deformation of Mid-Rise Shear Walls Under Load Reversal"; *Engineer Structures* **22**, (2000) 311-322.
- [10] Thomsen, J. H. and Wallace, J. W.; "Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls-Experimental Verification"; *Journal of Structural Engineering* **130**, No. 4 (2004) 618-630.