

تعیین ضریب رفتار قاب خمشی بتنی با ستون‌های پیش‌تنیده

مژده جاویدی، دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه عمران - سازه، دانشگاه یاسوج

عبدالرضا زارع (نویسنده مسئول)، استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه یاسوج، E-mail: zare@yu.ac.ir

علی علیپور منصورخانی، استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه یاسوج

چکیده: نیروی باد و زلزله باعث به وجود آمدن کشش و همچنین تنش کششی خمشی بزرگی در ستون‌ها می‌شود. با پیش‌تنیده کردن ستون‌ها تا حد زیادی می‌توان این کشش‌ها را خنثی و از تمام ظرفیت سطح مقطع ستون بتنی استفاده کرد. ستون‌های پیش‌تنیده همانند دال‌ها و تیرهای پیش‌تنیده به علت مزایای فنی، صرفه اقتصادی، کاهش زمان ساخت و عملکرد بسیار مناسب در برابر زلزله می‌توانند گزینه مناسبی برای ساختمان‌های عمومی باشد. ستون پیش‌تنیده نیز در مقایسه با ستون بتن‌آرمه استاندارد ظرفیت برشی و خمشی بیشتری دارد. در این مقاله رفتار قاب بتنی با ستون‌های پیش‌تنیده به کمک تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون در نرم‌افزار المان محدود ABAQUS بررسی می‌گردد. نتایج نشان می‌دهد استفاده از ستون‌های پیش‌تنیده سبب بهبود عملکرد سازه در برابر بارهای جانبی می‌شود و با افزایش پارامترهایی نظیر ظرفیت تغییر مکان جانبی، مقاومت کششی و مقاومت برشی ظرفیت باربری افزایش می‌یابد. همچنین، مقدار ضریب رفتار که در طراحی لرزه‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرد با افزایش درصد پیش‌تنیدگی ستون‌ها افزایش می‌یابد و حدوداً با افزایش ۲۰ درصد نیروی پیش‌تنیدگی در ستون، یک واحد به ضریب رفتار اضافه می‌گردد.

کلیدواژه‌ها: ستون پیش‌تنیده، تحلیل استاتیک غیرخطی بار افزون، ضریب رفتار، المان محدود، ABAQUS

۱- مقدمه

قبل از بارگذاری خارجی ایجاد می‌کند که باعث بهبود عملکرد بتن در مقابل بارهای وارده می‌شود [۲]. بررسی‌های مؤسسه پس‌کشیدگی بر روی ساختمان‌های کالیفرنیا پس از زلزله ۱۹۸۹ لوما پریتا که صدها ساختمان پیش‌تنیده را لرزاند حاکی از آن است که سازه‌های پیش‌تنیده عموماً رفتار خوبی در زلزله از خود نشان داده‌اند [۳]. سیستم پیش‌تنیدگی علاوه بر استفاده در تیرها و دال‌ها در اعضای فشاری مثل ستون‌ها، اجزای خرپا، شمع‌ها و اعضای کششی مانند قوس‌ها، کلاف کششی قطعات خرپا و قاب‌های صلب نیز کاربرد دارد [۴]. با پیش‌تنیده کردن ستون‌ها تا حد زیادی می‌توان تنش‌های

از مهم‌ترین معایب بتن مقاومت کششی اندک (حدود ۱۰ درصد مقاومت فشاری) آن است که باعث به وجود آمدن ترک در بتن تحت کشش می‌شود. در سال ۱۹۳۰ با پیشرفت صنعت ساختمان‌سازی سیستم بتن پیش‌تنیده ابداع شد. پیش‌تنیدگی با ایجاد یک تنش فشاری ثابت و دائمی در عضو بتنی مقداری از تنش‌های ناشی از بارهای مرده و زنده را خنثی نموده و مقاومت باربری را افزایش می‌دهد [۱]. در بتن پیش‌تنیده، کابل‌های پیش‌تنیدگی با تکیه بر بتن کشیده می‌شوند و حاصل این کشش به‌صورت تنش‌های فشاری در بتن ظاهر می‌شود و یک سیستم تنش داخلی خود متعادل را

نشلی و مگورو [۹] در سال ۲۰۰۹ به منظور مقاوم سازی ستون‌ها با استفاده از تسمه‌های فیبری کامپوزیت از پیش‌تنیدگی خارجی استفاده کردند. آنها به منظور بررسی تأثیر محصورشدگی فعال، تسمه‌های FRP با درصدهای مختلف پیش‌تنیدگی را به کار برده و مشخص کردند که استفاده از دورپیچ خارجی سبب بهبود عملکرد لرزه‌ای می‌شود.

بورا و همکاران [۱۰] در سال ۲۰۱۱، یک نوع اتصال جدید برای سیستم دیوار برشی بتنی پیش‌ساخته پیش‌تنیده با ضخامت کم، در محل اتصال به شالوده را معرفی کردند. آنها با طراحی این اتصال جدید، یک سیستم دیوار برشی جدید را معرفی کردند که می‌تواند به عنوان سیستم مقاوم در برابر زلزله عمل کند.

مطالعات فراوان دیگری نیز در زمینه استفاده از سیستم پیش‌تنیدگی صورت گرفته است؛ از جمله می‌توان به دیوارها و اتصالات بتنی پیش‌ساخته با کابل‌های پس‌کشیدگی و پایه‌های پیش‌ساخته بتنی پل با کابل پیش‌تنیده اشاره نمود [۱۱-۱۶].

بررسی اثر میزان پیش‌تنیدگی در رفتار قاب‌های پیش‌تنیده کمتر مورد توجه قرار گرفته است. به همین منظور، در این مقاله، رفتار غیرخطی یک قاب خمشی با ستون‌های پیش‌تنیده در پنج حالت، بر حسب میزان پیش‌تنیدگی صفر، ۲۰، ۴۰، ۶۰ و ۸۰ درصد از تنش تسلیم کابل‌های پیش‌تنیدگی ستون‌ها، مورد بررسی قرار گرفته‌اند. چون برای سازه‌های کوتاه و میان مرتبه تحلیل استاتیکی بار افزون دارای دقت کافی بوده و می‌تواند جایگزین تحلیل دینامیکی غیرخطی گردد [۱۷]، به کمک نرم‌افزار ABAQUS و با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون، پارامترهای رفتار غیرخطی سازه‌ها همچون ضرایب اضافه مقاومت، شکل‌پذیری و ضریب رفتار قاب بتنی با ستون‌های پیش‌تنیده بررسی شده‌اند. نتیجه تحلیل غیرخطی استاتیکی به صورت نمودار نیرو-تغییر مکان جانبی (نمودار بار افزون) ارائه شده است. با ترسیم نمودار دو خطی از نمودار بار افزون به روش دستورالعمل بهسازی [۱۸]، پارامترهای لرزه‌ای به دست آمده

خمشی کششی ناشی از نیروی باد و زلزله را خنثی کرد و از تمام ظرفیت سطح مقطع ستون بتنی استفاده نمود. همان‌گونه که اعضای بتن پیش‌تنیده عملکرد برشی و خمشی پایداری در برابر زلزله دارند، ستون پیش‌تنیده نیز نسبت به ستون بتن‌آرمه از ظرفیت برشی و خمشی بهتری برخوردار است.

استانتون و همکاران [۵] در سال ۲۰۰۴ رفتار قاب خمشی پیش‌ساخته پیوندی با کابل‌های پس‌کشیدگی را در ناحیه‌ی لرزه‌خیز مورد مطالعه قرار دادند. آنها نشان دادند که عملکرد قاب خمشی پیش‌ساخته بهتر از قاب خمشی‌های بتن‌آرمه درجا ساخت رایج می‌باشد و تلاش‌های زیادی در زمینه افزودن تمام معیارهای طراحی چنین قاب‌هایی به آیین‌نامه‌ها انجام شده است.

او و همکاران [۶] در سال ۲۰۰۷ یک مدل‌سازی سه‌بعدی اجزا محدودی تحت بارگذاری چرخه‌ای را برای بررسی پایه‌های پیش‌تنیده پل‌ها مورد استفاده قرار دادند و برای صحت‌سنجی، کار خود را با نتایج آزمایشگاهی محققان قبلی مقایسه نمودند. آنها در این مدل‌سازی پایه را به صورت یک سیستم یک درجه آزادی با جرم متمرکز مدل کردند و پاسخ تاریخیچه زمانی را برای ۲۵ زلزله نزدیک به گسل به دست آوردند.

ازدن و ارتاس [۷] در سال ۲۰۰۷ رفتار اتصالات بتنی پیش‌ساخته جزئی پیش‌تنیده با کابل‌های پس‌کشیده غیرچسبیده پیوندی را به منظور تعیین تأثیر درصد میلگرد معمولی طولی در اتصالات تیر به ستون در آزمایشگاه بررسی کردند. میزان آسیب در نمونه‌ها کاهش یافت و میزان اتلاف انرژی قابل توجه بود. نمونه‌ها، ظرفیت خمشی قابل توجهی از خود نشان دادند و بدون کاهش ظرفیت، دریفت چهار درصدی را تحمل کردند.

پریستلی و تائو [۸] در سال ۲۰۰۸ پاسخ لرزه‌ای قاب‌های بتنی پیش‌ساخته با کابل‌های پس‌کشیده را بررسی کردند که از مهم‌ترین ویژگی‌های این سیستم، عملکرد برشی مطلوب، شکل‌پذیری قابل توجه در اتصالات و افزایش مقاومت برشی آن گزارش گردید.

در شکل (۲)، نحوه توزیع تنش و کرنش، همچنین نیروهای وارد بر مقطع در بارگذاری برون‌محور ستون پیش‌تنیده آمده است. برای رسم نمودار اندرکنش ستون پیش‌تنیده، به کمک شکل (۲) و با استفاده از تعادل نیروها در مقطع ستون داریم [۲۰]:

$$P_n = C - T_1 - T_2 \quad (1)$$

که در آن P_n ظرفیت فشاری اسمی مقطع و T_1 و T_2 به ترتیب نیروی کششی فولادهای پیش‌تنیده در ناحیه فشاری و در ناحیه کششی هستند و C نیز برآیند نیروی فشاری در مقطع است.

کرنش مؤثر در فولاد بعد از کسر تمام اتلاف‌های

پیش‌تنیدگی، ϵ_{pe} ، از رابطه (۲) حاصل می‌شود:

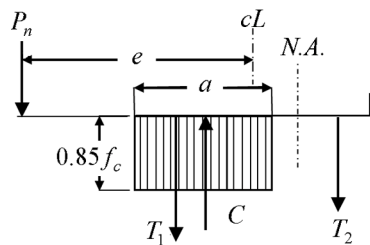
$$\epsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{A_{pe}} = \frac{T_e}{(A_{p1} + A_{p2})E_p} \quad (2)$$

که در آن f_{pe} و T_e به ترتیب تنش و نیروی پیش‌تنیدگی مؤثر در فولادهای پیش‌تنیدگی پس از کسر تمام اتلاف‌ها و A_{p1} و A_{p2} به ترتیب مساحت فولاد پیش‌تنیدگی در ناحیه کششی و در ناحیه فشاری و E_p نیز مدول الاستیسیته فولاد پیش‌تنیدگی است.

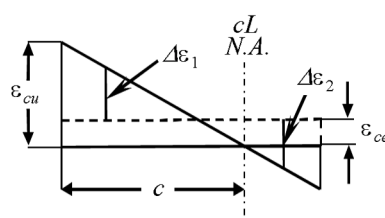
تغییرات در کرنش فولادهای پیش‌تنیده، شکل (۲ب)، با گذر مقطع از نیروی پیش‌تنیدگی مؤثر به حالت مقاومت نهایی، برابر است با:

$$\Delta\epsilon_1 = \epsilon_{cu} \frac{c-d_1}{c} - \epsilon_{ce} \quad (3)$$

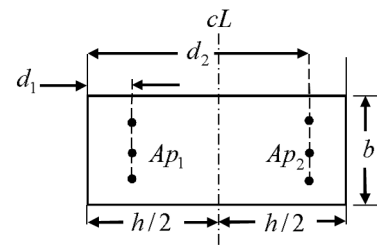
$$\Delta\epsilon_2 = \epsilon_{cu} \frac{d_2-c}{c} + \epsilon_{ce} \quad (4)$$



(ج)



(ب)



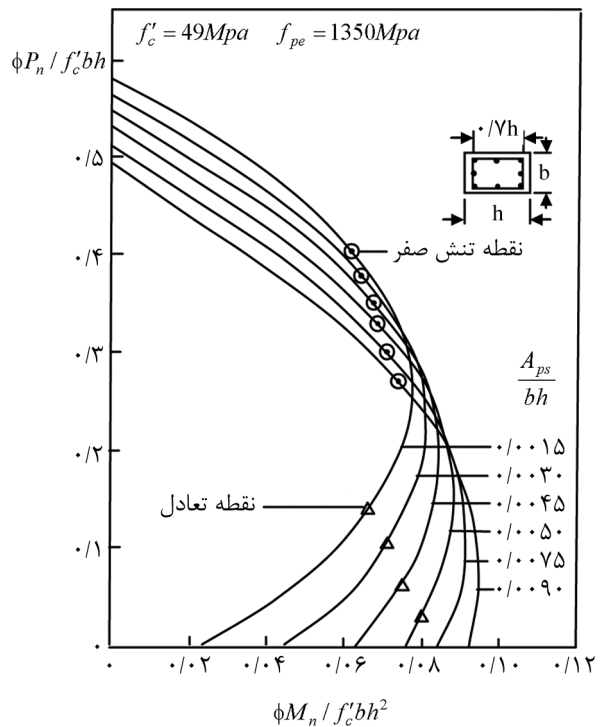
(الف)

شکل (۲): ستون پیش‌تنیده با بار برون‌محور، (الف) مقطع، (ب) توزیع کرنش و (ج) توزیع تنش و نیروی برآیند.

و در انتها ضریب رفتار قاب‌های بتنی با ستون‌های پیش‌تنیده با درصدهای مختلف پیش‌تنیدگی پیشنهاد شده است.

۲- طراحی ستون پیش‌تنیده

در بررسی رفتار قاب خمشی با ستون‌های پیش‌تنیده اولین قدم طراحی قاب است. برای طراحی، تحلیل و به دست آوردن مقاومت ستون تحت نیروی فشاری و لنگر خمشی از نمودار اندرکنش ستون پیش‌تنیده استفاده می‌شود [۱۹]. نمونه‌ای از نمودار اندرکنش ستون پیش‌تنیده در شکل (۱) آورده شده است.



شکل (۱): نمودار اندرکنش ستون پیش‌تنیده [۱۹].

مرحله اول طراحی همانند ساختمان‌های دارای قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط، ضریب رفتار برابر ۷ در نظر گرفته شده است. طراحی این قاب‌ها به صورت دستی بر اساس اصول طراحی اعضای بتن پیش‌تنیده و بر اساس روابط (۱) تا (۸) و نمودارهای اندرکنش ستون‌های پیش‌تنیده مرجع [۲۱] انجام شده است.

مدل‌هایی که به منظور بررسی تأثیر پیش‌تنیدگی ستون‌ها بر رفتار قاب، طراحی شده‌اند بر اساس مقطع کابل‌های پیش‌تنیدگی نام‌گذاری شده و در جدول (۱) آمده است.

جدول (۱): مشخصات قاب پیش‌تنیده.

نام قاب	کابل پیش‌تنیدگی	مقطع کابل (میلی‌متر مربع)
PC1	۱۲×۷۴	۸۸۸
PC2	۸×۷۴	۵۹۲
PC3	۸×۱۰۰	۸۰۰
PC4	۱۶×۷۴	۱۱۸۴
PC5	۱۶×۱۰۰	۱۶۰۰
PC6	۲۰×۷۴	۱۴۸۰
PC7	۸×۵۵	۴۴۰

نکته قابل توجه در طراحی قاب‌های با صفر و ۲۰ درصد پیش‌تنیدگی آن است که بر اساس معیار طراحی قطعات پیش‌تنیده اگر میزان پیش‌فشاردگی در بتن در اثر تنش در کابل‌های پیش‌تنیدگی از ۱/۷۵ مگاپاسکال کمتر باشد بایستی از حداقل آیین‌نامه‌ای میلگرد طولی در مقطع استفاده کرد. به‌عنوان نمونه در روند تعیین ضریب رفتار قاب با ۲۰ درصد پیش‌تنیدگی، در PC3 که تنش پیش‌تنیدگی ۳۴۰ مگاپاسکال را تحمل می‌کند تنش ناشی از پیش‌فشاردگی در بتن ۱/۷ مگاپاسکال است. لذا لازم است که برای PC3 در حالت پیش‌تنیدگی ۲۰ درصد از یک درصد فولاد طولی استفاده گردد. همچنین در حالت تعیین ضریب رفتار قاب با صفر درصد پیش‌تنیدگی، کابل‌ها بدون پیش‌تنیدگی است، لازم است در تمام مراحل طراحی قاب از ۱ درصد میلگرد طولی استفاده شود.

حال می‌توان نیروهای کششی $T_1 = A_{p1} f_{p1}$

را بر پایه کرنش خالص در فولاد محاسبه نمود:

$$T_1 = A_{p1} E_p (\varepsilon_{pe} - \varepsilon_{cu} \frac{c - d_1}{c} + \varepsilon_{ce}) \quad (5)$$

$$T_2 = A_{p2} E_p (\varepsilon_{pe} + \varepsilon_{cu} \frac{d_2 - c}{c} + \varepsilon_{ce}) \quad (6)$$

برآیند نیروی فشاری در مقطع نیز از بلوک تنش فشاری

و با استفاده از تقریب ویتنی به دست می‌آید:

$$C = 0.85 f'_c ab \quad (7)$$

در نهایت رابطه P_n و ظرفیت لنگر خمشی اسمی مقطع،

M_n ، به صورت رابطه (۸) خواهد بود که یک نقطه از نمودار

اندرکنش را به دست می‌دهد:

$$M_n = P_n e = C \left(\frac{h-a}{2} \right) - T_1 \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) + T_2 \left(d_2 - \frac{h}{2} \right) \quad (8)$$

۳- مدل‌سازی در نرم‌افزار ABAQUS

قاب‌های مدل‌سازی شده در نرم‌افزار المان محدود

ABAQUS همگی دارای تیرها و ستون‌های مربعی با ابعاد

۴۰ سانتیمتر هستند. این قاب‌های خمشی یک طبقه یک

دهانه با ارتفاع ۴ متر و طول دهانه ۴ متر دارای ستون‌های

پیش‌تنیده‌ای در پنج حالت پیش‌تنیدگی بر حسب میزان

پیش‌تنیدگی صفر، ۲۰، ۴۰، ۶۰ و ۸۰ درصد از تنش تسلیم

کابل‌های پیش‌تنیدگی ستون‌ها، یعنی با تنش صفر، ۳۴۰،

۶۷۵، ۱۰۰۰ و ۱۳۵۰ مگاپاسکال در کابل‌های پیش‌تنیده،

مورد بررسی قرار گرفته‌اند. تیر دارای ۴ میلگرد شماره ۱۸

در بالا و پایین مقطع در سرتاسر تیر و ابعاد پی ۴ برابر بعد

ستون یعنی ۱/۶ متر در نظر گرفته شده است. خاموت‌های

تیر و ستون بر اساس آیین‌نامه طراحی سازه‌های بتنی تعبیه

شده است. این قاب‌های دو بعدی از یک ساختمان که فاصله

قاب‌ها از هم ۵ متر می‌باشند، جدا شده‌اند. بار مرده، زنده و

سربار معادل تیغه‌بندی به ترتیب ۷۰۰، ۵۰۰ و ۱۵۰

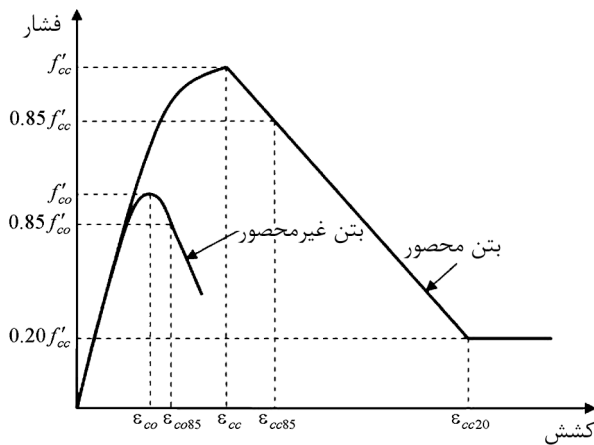
کیلوگرم بر متر مربع و اثر بار ناشی از طبقات بالاتر

به صورت بار متمرکز ۲۰ تنی به هر یک از ستون‌ها اعمال

شده است. سازه در منطقه‌ای با خطر لرزه‌خیزی زیاد و زمین

نوع ۳ و ضریب اهمیت سازه ۱/۲ در نظر گرفته شده در

محصورشدگی، نسبت به منحنی تنش- کرنش بتن بدون محصورشدگی به‌صورت اساسی تغییر وضعیت خواهد داد و ضمن آن که مقاومت فشاری بتن افزایش می‌یابد کرنش نهایی شکست نیز به‌مراتب افزایش خواهد یافت. به این ترتیب شرایط محصورشدگی، رفتار به‌مراتب نرم‌تر و شکل‌پذیرتری را برای عضو بتنی فراهم می‌کند. از آنجا که نرم‌افزار این خصوصیت را در نظر نمی‌گیرد لازم است نمودار تنش- کرنش بتن محصورشده به نرم‌افزار داده شود. به همین منظور از نمودار تنش- کرنش پیشنهادی ساعتچی اقلو و رزوی [۲۳] برای بتن محصور در ستون‌های با مقاومت بالا، مطابق شکل (۳) استفاده شده است.



شکل (۳): نمودار تنش- کرنش پیشنهادی برای بتن محصور و غیر محصور [۲۳].

بتن مصرفی دارای چگالی ۲۵۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب، ضریب پواسون ۰/۲، مدول الاستیسیته ۳۵۰۰۰ مگاپاسکال و مقاومت فشاری نهایی ۴۹ مگاپاسکال است. در مدل‌سازی، نمودار تنش- کرنش بتن در دو حالت کشش و فشار با اختصاص دادن کرنش‌های غیرالاستیک به تنش‌های متناظرشان به‌صورت تابع جدولی به نرم‌افزار معرفی شده‌اند. رفتار الاستیک- پلاستیک بتن در کشش و فشار مطابق جداول (۳) و (۴) صورت می‌گیرد.

یکی از موارد تأثیرگذار در رفتار کلی سازه به‌خصوص در برابر بارهای رفت‌و برگشتی شیب باربرداری است. در بارهای دوره‌ای، رفتار بتن پیچیده‌تر می‌شود زیرا شامل باز و بسته

برای مدل‌سازی اعضای بتنی قاب شامل تیر، ستون‌ها و پی‌ها از المان سه‌بعدی Solid استفاده شده که این المان امکان در نظر گرفتن تغییر شکل قاب در طول بارگذاری را دارد. میلگردهای طولی و عرضی و کابل‌های پیش‌تنیدگی، با استفاده از المان Wire مدل شده‌اند. مدل‌سازی با این المان، امکان در نظر گرفتن تغییر شکل لازم تحت بارگذاری بدون نیاز به ایجاد سوراخ برای تعبیه میلگردها را فراهم می‌سازد و با تعریف ناحیه محصور شده می‌توان آنها را در کل قاب بتنی محاط کرد تا درگیری لازم ایجاد گردد [۲۲]. همچنین با استفاده از روش محصورشدگی، با مقید کردن یک انتهای هر کابل درون بتن پی و انتهای دیگر در بتن تیر، گیره‌های پیش‌تنیدگی مدل‌سازی شده‌اند. به‌منظور تعریف تکیه‌گاه گیردار برای ستون‌ها، کلیه درجات آزادی کف پی‌ها بسته شده تا صلبیت لازم ایجاد شود؛ بدین‌صورت پی تغییر مکان جانبی و دورانی نداشته و شرایط کاملاً گیردار را برآورده می‌کند.

در مدل‌سازی از بتن با مقاومت بالا، فولاد با مقاومت معمولی جهت مدل‌سازی میلگردها و فولاد با مقاومت بالا جهت مدل‌سازی کابل‌های پیش‌تنیدگی استفاده شده است. فولاد در نرم‌افزار به‌صورت یک ماده همسان‌گرد با رفتار ایده‌آل الاستوپلاستیک با ضریب پواسون ۰/۳ و چگالی ۷۸۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب معرفی و ضریب الاستیسیته فولاد کابل و میلگرد به ترتیب ۱۹۶۵۰۰ و ۲۱۰۰۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده و در جدول (۲) مشخصات نمودار تنش کرنش فولاد آمده است.

جدول (۲): مشخصات پلاستیک فولاد

نوع فولاد	ϵ_y	f_y (مگاپاسکال)	ϵ_u	f_u (مگاپاسکال)
معمولی	۰/۰۰۲	۴۰۰	۰/۱۲	۴۰۰
کابل پیش‌تنیدگی	۰/۰۰۸۶	۱۶۹۰	۰/۰۶	۱۸۹۰

استفاده از خاموت سبب محصور شدن بتن و در نتیجه افزایش مقاومت و شکل‌پذیری به‌مراتب بیشتر سازه بتن‌آرمه می‌شود و منحنی تنش- کرنش بتن تحت تأثیر وضعیت

به ترتیب پارامترهای آسیب بتن در فشار و کشش می‌باشند که مطابق روابط (۹) و (۱۰) محاسبه می‌شوند.

$$d_c = 1 - \sigma_c / f'_c \quad (9)$$

$$d_t = 1 - \sigma_t / f_{cr} \quad (10)$$

با محاسبه این پارامترهای آسیب برای هر کرنش بیشتر از آستانه، می‌توان میزان آسیب فشاری و کششی در بتن تحت تنش‌های مختلف را به دست آورد. این دو پارامتر می‌توانند مقادیری بین صفر (محیط کاملاً سالم) و یک (محیط کاملاً آسیب‌دیده) داشته باشند لیکن برای جلوگیری از ناپایداری‌های عددی مقدار حداکثر آنها ۰/۹۹ انتخاب می‌شود. به این ترتیب، پارامترهای آسیب معادل با هر کرنش غیرالاستیک در دو حالت تنش فشاری و کششی مطابق جدول (۵) و (۶) در نرم‌افزار معرفی گردیده‌اند [۲۴-۲۶].

جدول (۵): مقادیر پارامتر آسیب بتن در فشار.

پارامتر آسیب تحت تنش فشاری (d_c)	کرنش غیرالاستیک بتن
۰/۰۳۴۸۹۴	۰/۰۰۲۴۸
۰/۰۴۶۲۸۸	۰/۰۰۲۵
۰/۱۲۰۳۴۹	۰/۰۰۲۶۳
۰/۲۱۷۱۹۸	۰/۰۰۲۸
۰/۳۵۹۶۲۳	۰/۰۰۳۰۵
۰/۴۶۷۸۶۵	۰/۰۰۳۲۴
۰/۵۵۹۰۱۷	۰/۰۰۳۴
۰/۶۴۴۴۷۲	۰/۰۰۳۵۵
۰/۶۷۲۹۵۷	۰/۰۰۳۶
۰/۷۲۹۹۲۷	۰/۰۰۳۷
۰/۷۸۱۲	۰/۰۰۳۷۹
۰/۷۸۶۸۹۷	۰/۰۰۳۸
۰/۷۹۸۲۹۱	۰/۰۰۳۸۲
۰/۸۱۵۳۸۲	۰/۰۰۳۸۵
۰/۸۴۳۴۶۷	۰/۰۰۳۹
۰/۹۰۰۸۳۷	۰/۰۰۴
۰/۹۵۷۸۰۷	۰/۰۰۴۱
۰/۹۹	۰/۰۰۴۱۵

شدن ترک‌های مویی که قبلاً تشکیل شده‌اند و نیز اندرکنش آنها با یکدیگر می‌باشد. معمولاً شیب باربرداری برابر با همان مدول الاستیسیته اولیه در نظر گرفته می‌شود.

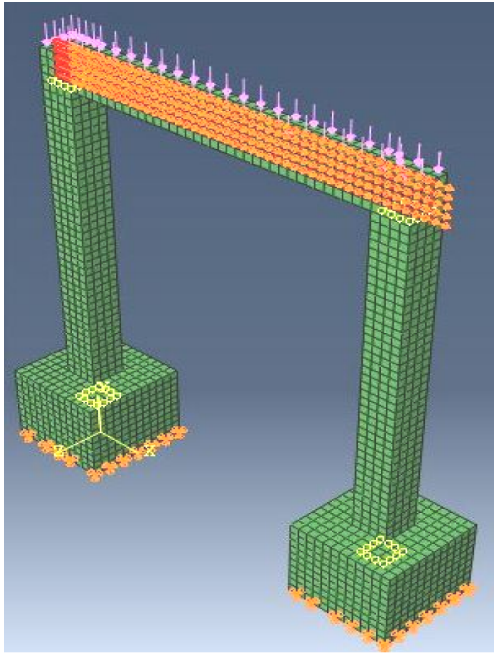
جدول (۳): مقادیر تنش و کرنش بتن تحت کشش در نرم‌افزار.

تنش کششی (مگاپاسکال)	کرنش کل	کرنش پس از ترک خوردگی
۰	۰	---
۴/۳۴	۰/۰۰۰۱۲۴	۰
۳/۲۶۶۷	۰/۰۰۰۴	۰/۰۰۰۲۷۶
۲/۴۸۹	۰/۰۰۰۶	۰/۰۰۰۴۷۶
۱/۳۲۲	۰/۰۰۰۹	۰/۰۰۰۷۷۶
۰	۰/۰۰۱۲۴	۰/۰۰۱۱۱۶

جدول (۴): مقادیر تنش و کرنش بتن تحت فشار در نرم‌افزار.

تنش فشاری (مگاپاسکال)	کرنش کل	کرنش غیرالاستیک
۰	۰	۰
۲۲	۰/۰۰۰۷	۰
۳۳	۰/۰۰۱۱	۰/۰۰۰۴
۴۰	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۰۸
۴۶	۰/۰۰۲	۰/۰۰۱۳
۴۹	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۱
۴۱/۶۵	۰/۰۰۳۱۱۸۷۵	۰/۰۰۲۴۱۸۷۵
۳۹/۲	۰/۰۰۳۲۲۵	۰/۰۰۲۵۲۵
۳۴/۳	۰/۰۰۳۴۳۷۵	۰/۰۰۲۷۳۷۵
۲۹/۴	۰/۰۰۳۶۵	۰/۰۰۲۹۵
۲۴/۵	۰/۰۰۳۸۶۲۵	۰/۰۰۳۱۶۲۵
۱۹/۶	۰/۰۰۴۰۷۵	۰/۰۰۳۳۷۵
۱۴/۷	۰/۰۰۴۲۸۷۵	۰/۰۰۳۵۸۷۵
۹/۸	۰/۰۰۴۵	۰/۰۰۳۸
۹/۸	۰/۰۰۶۵	۰/۰۰۵۸
۹/۸	۰/۰۰۸	۰/۰۰۷۳

این فرض برای موادی مثل فولاد صحیح است؛ اما برای بتن به دلیل آسیب‌های وارده بر اثر ترک خوردگی و خردشدگی، این شیب از مقدار اولیه کمتر خواهد بود. بنابراین، برای بیان رفتار خطی و غیرخطی بتن در نرم‌افزار از مدل رفتاری بتن پلاستیک آسیب‌دیده استفاده شده است. تا زمانی که بتن در محدوده الاستیک قرار دارد آسیب در آن صفر می‌باشد، اما در صورتی که کرنش در بتن از کرنش آستانه بیشتر شود، بتن وارد محدوده پلاستیک شده و دچار آسیب می‌شود. d_c و d_t



شکل (۵): قاب خمشی در مرحله اعمال بار افزون جانبی.

با توجه به سه مرحله بارگذاری، تحلیل نیز در سه مرحله تعریف شده است:

مرحله ۱- شامل یک تحلیل استاتیکی به منظور به تعادل رساندن سازه تحت بارهای پیش‌تنیدگی.
مرحله ۲- شامل یک تحلیل استاتیکی به منظور اعمال بارهای ثقلی.

مرحله ۳- شامل یک تحلیل استاتیکی به منظور اعمال بار جانبی استاتیکی که به تدریج به صورت فزاینده با الگوی خطی به سازه اعمال می‌شود و تغییر مکان جانبی یک نقطه کنترلی در تراز طبقه با میزان عکس‌العمل در جهت اعمال بار جانبی ارزیابی می‌شود.

مش‌بندی یکی از مهم‌ترین قسمت‌های مدل‌سازی در روش اجزای محدود می‌باشد. در مدل قاب PC3 اندازه المان‌ها برابر ۵۰، ۱۰۰، ۱۵۰ و ۲۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شد و آنالیز تحلیل استاتیکی بار افزون صورت گرفت، شکل (۶). نتایج این تحلیل‌ها در شکل (۷) آمده است.

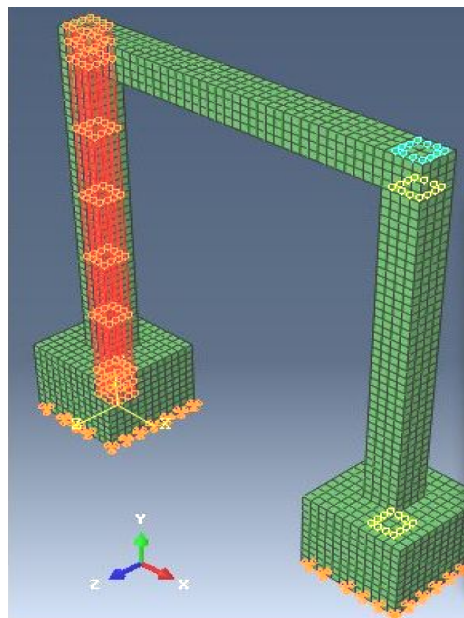
بر اساس دقت نتایج و مدت‌زمان تحلیل و همگرایی نتایج تحلیل، اندازه المان‌ها ۱۰۰ میلی‌متر انتخاب و در دیگر تحلیل‌ها نیز از همین اندازه مش‌بندی استفاده شده است.

جدول (۶): مقادیر پارامتر آسیب بتن در کشش.

پارامتر آسیب تحت تنش کششی (d_t)	کرنش ترک‌خوردگی بتن
۰	۰
۰/۰۶۸۱۱۱	۰/۰۰۰۰۷۶
۰/۲۴۷۳۰۴	۰/۰۰۰۲۷۶
۰/۴۲۶۴۹۸	۰/۰۰۰۴۷۶
۰/۵۶۰۹۳۳	۰/۰۰۰۶۲۶
۰/۶۹۵۳۹۲	۰/۰۰۰۷۷۶
۰/۷۸۴۹۵۴	۰/۰۰۰۸۷۶
۰/۹۶۴۱۷۱	۰/۰۰۱۰۷۶
۰/۹۸۲۰۷۸	۰/۰۰۱۰۹۶
۰/۹۹	۰/۰۰۱۱۱۶

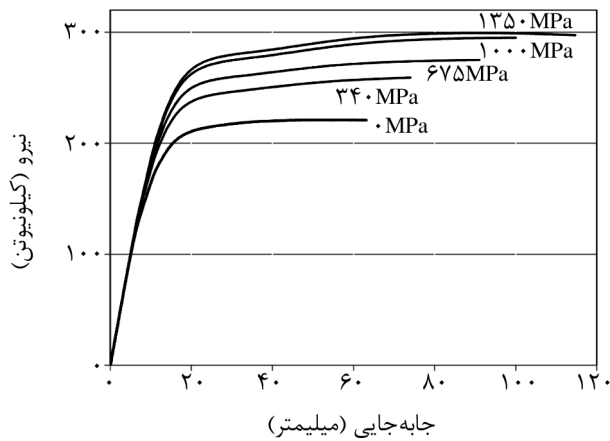
۴- مراحل تحلیل و انتخاب مش‌بندی مناسب

بارگذاری در سه مرحله شامل اعمال بار پیش‌تنیدگی به کابل‌ها، اعمال بارهای ثقلی به سازه و اعمال بار افزون جانبی می‌باشد. بار پیش‌تنیدگی جزء شرایط اولیه مسئله در مرحله اولیه اعمال می‌شود، شکل (۴). بارهای ثقلی شامل وزن سازه و نیروهای محوری فشاری وارد به تیر و ستون‌ها به صورت نیروی گسترده فشاری بر سطح اعمال می‌شوند. در مرحله سوم بار جانبی استاتیکی به تدریج به صورت فزاینده با الگوی خطی به سازه اعمال می‌شود، شکل (۵).

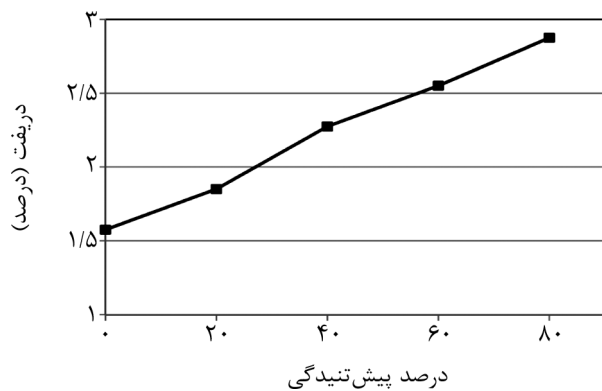


شکل (۴): قاب خمشی در مرحله اعمال نیروی پیش‌تنیدگی به کابل‌ها.

نمی‌کند؛ اما قاب در تغییر مکان جانبی بیشتری تسلیم می‌شود. از سوی دیگر مقاومت جانبی قاب و تغییر مکان نهایی در مرحله گسیختگی، با افزایش میزان پیش‌تنیدگی ستون‌ها افزایش می‌یابد. در شکل (۹) مقایسه‌ای بین دریافت قاب با درصدهای مختلف پیش‌تنیدگی در ستون صورت گرفته که نشان می‌دهد قاب با پیش‌تنیدگی ۸۰ درصد دریافت ۲/۸۷۵ درصد را تجربه می‌کند که فراتر از مقدار دریافت آیین‌نامه ۲۸۰۰ است.



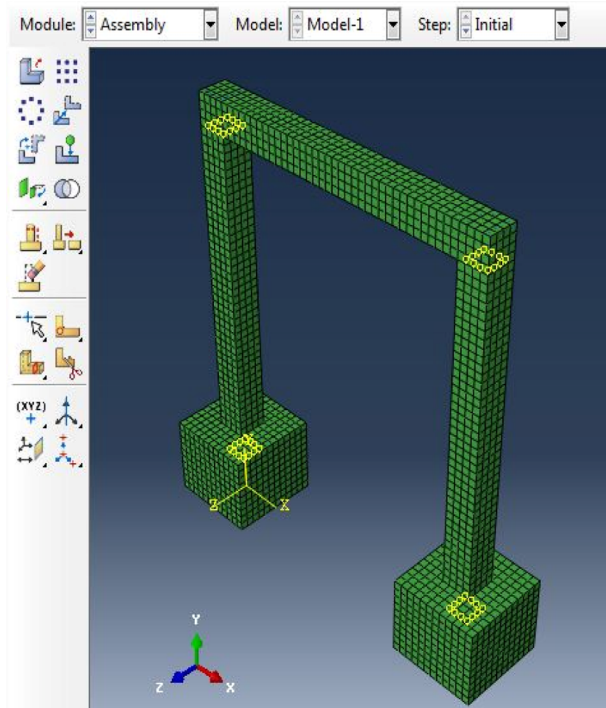
شکل (۸): نمودار بار افزون قاب با پیش‌تنیدگی‌های مختلف در ستون.



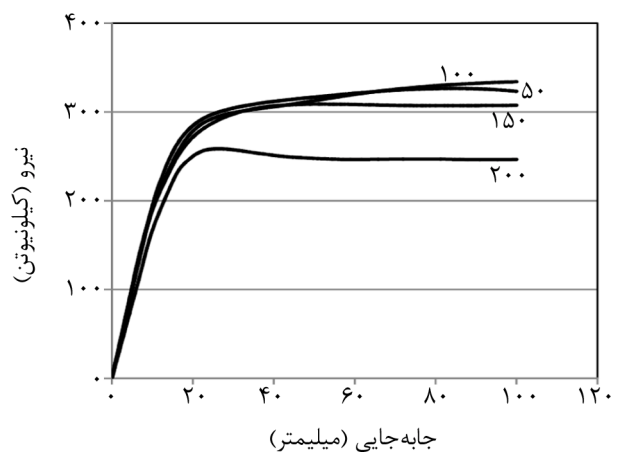
شکل (۹): دریافت قاب با پیش‌تنیدگی‌های مختلف در ستون.

۵- ضریب رفتار

سازه‌ها در هنگام وقوع زلزله‌های متوسط و شدید وارد محدوده غیرخطی می‌گردند و برای طراحی آنها نیاز به یک تحلیل غیرخطی می‌باشد. ولی به دلیل سهولت روش‌های خطی، تحلیل و طراحی‌های متداول، بر اساس تحلیل خطی سازه و با نیروی کاهش‌یافته زلزله صورت می‌گیرد. کاهش



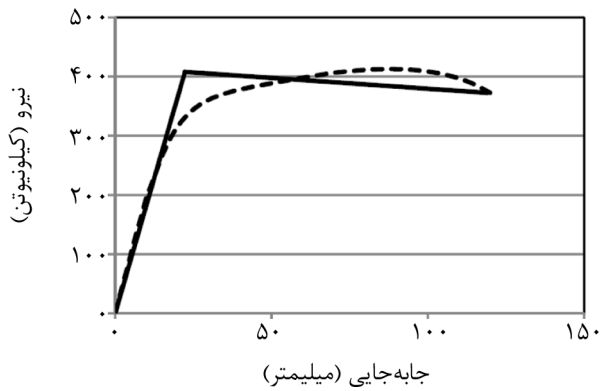
شکل (۶): قاب خمشی در مرحله مش‌بندی.



شکل (۷): نمودار نیرو- تغییر مکان قاب PC3 بر حسب اندازه‌های مختلف المان.

پس از انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب‌ها با مقادیر مختلف پیش‌تنیدگی، منحنی‌های نیرو- تغییر مکان در شکل (۸) ترسیم شده است. لازم به ذکر است جابه‌جایی نهایی هر حالت مربوط به مرحله‌ای است که نرم‌افزار تحلیل را متوقف نموده است و می‌توان آن را به‌عنوان جابه‌جایی نظیر حالت فروریزش قاب تفسیر نمود.

ارزیابی نمودارهای شکل (۸) نشان می‌دهد که با افزایش میزان پیش‌تنیدگی ستون‌ها، سختی اولیه قاب تغییر



شکل (۱۰): نمودار بار افزون قاب با ۸۰ درصد پیش‌تنیدگی در ستون‌ها در مرحله اول.

اولین تقریب از مقدار ضریب رفتار قاب با ۸۰ درصد پیش‌تنیدگی در ستون‌ها با توجه به شکل (۱۰) در سطر دوم جدول (۷) ارائه شده است و جهت اختصار فقط به نتایج به‌دست‌آمده از نمودارهای بار افزون در مراحل بعدی اکتفا شده که در سطرهای دیگر جدول (۷) آمده‌اند. در این جدول V_y و Δ_y مربوط به نقطه شکست منحنی دو خطی ایده‌آل شده نمودار بار افزون و V_s مقدار نیروی برشی متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه است و در نمودار بار افزون مربوط به اولین گامی است که منحنی از خط مماس در مبدأ فاصله گرفته است. همچنین در این جدول، دوره تناوب قاب و μ ضریب شکل‌پذیری است که از تقسیم Δ_{II} به Δ_y به دست می‌آید. R_s ضریب اضافه مقاومت سازه که از تقسیم V_s بر V_y به دست آمده است. ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری، R_{II} ، به روش

مقاومت سازه از مقاومت الاستیک مورد نیاز به نیروی طراحی، عموماً از طریق استفاده از ضریب رفتار انجام می‌شود [۱۷]. بنابراین، پس از انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی و ترسیم منحنی نیرو-تغییر مکان، ضریب رفتار سیستم‌های مورد مطالعه در چندین مرحله محاسبه و اصلاح شده‌اند. در هر مرحله ابتدا منحنی ظرفیت ترسیم شده سپس بر اساس دستورالعمل بهسازی سازه‌های موجود [۱۸]، نمودار دو خطی ایده‌آل شده ترسیم می‌گردد (در این روش مساحت زیر منحنی دو خطی بایستی برابر مساحت زیر منحنی بار افزون واقعی گردد و ضمناً شاخه اول منحنی دو خطی منحنی واقعی را در $0.6V_y$ قطع نماید). آنگاه بر اساس نمودار دو خطی ایده‌آل شده مقادیر ضریب شکل‌پذیری، ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب اضافه مقاومت ناشی از نامعینی سازه، نهایتاً ضریب رفتار به دست می‌آیند. با استفاده از ضریب رفتار جدید، ضریب زلزله C مجدداً محاسبه شده و پس از تحلیل استاتیکی خطی قاب، مقاطع اعضاء طراحی می‌شوند. مجدداً با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی و ترسیم منحنی ظرفیت، ضریب رفتار جدید تعیین می‌گردد و این عمل تا جایی که ضریب رفتار به دست‌آمده با ضریب رفتار مرحله قبل اختلاف اندکی داشته باشند ادامه می‌یابد. به‌عنوان نمونه شکل (۱۰) منحنی ظرفیت و منحنی دو خطی را برای قاب با ۸۰ درصد پیش‌تنیدگی در ستون‌ها نشان می‌دهد.

جدول (۷): محاسبه ضریب رفتار قاب با ۸۰ درصد پیش‌تنیدگی ستون‌ها.

R_w	R_{II}	$R_s(\Omega_0)$	R_{II}	T	μ	V_s (کیلو نیوتن)	V_y (کیلو نیوتن)	Δ_y (میلی‌متر)	Δ_{II} (میلی‌متر)	۱۳۵۰ (مگا پاسکال)
۱۰/۸	۷/۷۱۴۳	۲/۷۴۰۴	۲/۸۱۵	۰/۳۶۷۸	۴/۴۶۱	۱۶۹/۳۱۷۱	۴۶۴	۲۶	۱۱۶	PC5
۱۱/۴	۸/۱۴۲۹	۲/۶۱۸۳	۳/۱۱	۰/۳۶۳۳	۵/۳۳۶	۱۵۵/۸۲۴۷	۴۰۸	۲۲/۳	۱۱۹	PC4
۱۱/۳	۸/۰۷۱۴	۲/۲۹۸۹	۳/۵۱۱	۰/۳۵۰۰	۶/۶۶۵	۱۴۵/۷۲۲۱	۳۳۵	۱۷	۱۱۳/۳	PC1
۱۱/۴۵	۸/۱۷۸۶	۲/۲۹۹۳	۳/۵۵۷	۰/۳۵۳۹	۶/۸۲۶	۱۴۰/۰۴۳۳	۳۲۲	۱۶/۷	۱۱۴	PC3
۱۱/۵	۸/۲۱۴۶	۲/۱۶۹۶	۳/۷۸۶	۰/۳۵۹۱	۷/۶۶۷	۱۲۹/۴۲۲۰	۲۸۰/۸	۱۵	۱۱۵	PC7
۱۱/۵	۸/۲۱۴۳	۲/۱۶۹۶	۳/۷۸۶	۰/۳۵۹۱	۷/۶۶۷	۱۲۹/۴۲۲۰	۲۸۰/۸	۱۵	۱۱۵	PC7

جدول (۸): ضریب رفتار قاب با درصدهای مختلف پیش‌تنیدگی در ستون‌ها.

R_v	R_u	$R_s(\Omega_0)$	R_{II}	μ	Δ_{II} (میلی‌متر)	قاب	تنش پیش‌تنیدگی (مگاپاسکال)
۱۱/۵	۸/۲۱۴۳	۲/۱۹۹۶	۳/۷۸۶	۷/۶۶۷	۱۱۵	PC7	۱۳۵۰
۱۰/۵	۷/۵	۲/۱۵۰۸	۳/۴۸۷	۶/۵۸۱	۱۰۲	PC2	۱۰۰۰
۹	۶/۴۲۸۶	۱/۸۷۶۴	۳/۴۲۶	۶/۳۷	۹۱	PC2	۶۷۵
۸/۳	۵/۹۲۹	۱/۷۷۷	۳/۳۳۶	۶/۰۶۵	۷۴	PC3+1% mild Steel	۳۴۰
۷/۲۱	۵/۱۵	۱/۵۷۴۴	۳/۲۷۱	۵/۸۵	۶۳	PC3+1% mild Steel	۰

پیدا می‌کند. افزایش ضریب رفتار قاب به معنای افزایش مقاومت جانبی قاب در برابر بار زلزله و بهبود عملکرد لرزه‌ای می‌باشد. همچنین با توجه به نمودار بار افزون هر پنج حالت مختلف پیش‌تنیدگی مشاهده می‌شود:

۱. با افزایش میزان پیش‌تنیدگی ستون‌ها، سختی اولیه قاب تغییر نخواهد کرد.
۲. با افزایش میزان پیش‌تنیدگی ستون‌ها، قاب در تغییر مکان جانبی بیشتری تسلیم می‌شود.
۳. مقاومت جانبی قاب، با میزان پیش‌تنیدگی ستون‌ها ارتباط مستقیم دارد. با افزایش میزان پیش‌تنیدگی ستون‌ها مقاومت جانبی قاب افزایش می‌یابد.
۴. افزایش میزان پیش‌تنیدگی ستون‌ها سبب افزایش تغییر مکان نهایی قاب در نقطه گسیختگی می‌شود. به طوری که ممکن است قاب‌ها حتی تغییر مکان‌هایی فراتر از حداکثر تغییر مکان آیین‌نامه‌ای را تجربه کنند.

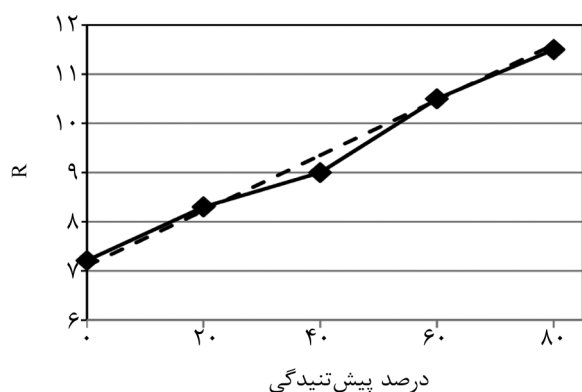
مراجع

1. ACI 318-08, Post-tensioned Concrete Design Codes.
۲. تعاونی، شاهین (۱۳۶۳) بتن پیش‌تنیده. انتشارات دانشگاه تهران.
3. Fundamentals of Prestressed Concrete Design, PCI. Precast/Prestressed Concrete Institute.
۴. آیین‌نامه طرح و محاسبه قطعات بتن پیش‌تنیده، نشریه شماره ۲۵۰، بخش الحاقی به آیین‌نامه بتن ایران (آبا) (۱۳۸۲) معاونت امور فنی دفتر تدوین ضوابط و معیارهای فنی.
5. Stanton, J., Stone, W.C., and Cheok, G.S. (1997)

نیومارک- هال [۲۷] محاسبه شده است. همچنین R_{II} ضریب رفتار سیستم به روش مقاومت نهایی است که از حاصل ضرب R_s در R_{II} به دست می‌آید و ضریب رفتار سیستم به روش تنش مجاز R_{II} برابر حاصل ضرب Y در R_{II} می‌باشد که Y ضریب اضافه مقاومت ناشی از نامعینی سازه $1/4$ در نظر گرفته شده است.

به همین ترتیب در جدول (۸) مقادیر ضریب رفتار برای قاب با درصدهای مختلف پیش‌تنیدگی ارائه شده است. با ترسیم نمودار ضریب رفتار قاب بر اساس درصدهای پیش‌تنیدگی مختلف، مطابق شکل (۱۱) مشاهده می‌شود که با افزایش پیش‌تنیدگی ضریب رفتار نیز افزایش می‌یابد به طوری که به صورت تقریبی می‌توان ضریب رفتار قاب را بر حسب p درصد پیش‌تنیدگی ستون‌ها با رابطه (۱۸) برازش نمود:

$$R = 7.1 + 0.05625 p \quad (18) \quad (\text{درصد پیش‌تنیدگی ستون‌ها})$$



شکل (۱۱): نمودار ضریب رفتار بر حسب درصد پیش‌تنیدگی ستون‌ها.

۶- نتیجه‌گیری

با بررسی ضریب رفتار حاصل از پنج حالت، مشاهده می‌شود با افزایش پیش‌تنیدگی، ضریب رفتار قاب افزایش

- Constructed with Precast Segments*. Report No. CCEER 05-9, University of Nevada, Reno.
16. Ozden, S. and Ertas, O. (2007) Behavior of unbonded post-tensioned precast concrete connections with different percentage of mild steel reinforcement. *PCI Journal*, **52**(2), 32-44.
 17. عظیمی توشمانلوئی، محمد (۱۳۸۹) مبانی تحلیل استاتیکی غیرخطی. سمینار کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.
 18. دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (۱۳۸۵) تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله. نشریه شماره ۳۶۰، معاونت امور فنی.
 19. Nawy, E.G. (2008) *Concrete Construction Engineering Handbook*. Second Edition. CRC press. 1584p.
 20. طاحونی، شاپور (۱۳۷۵) طراحی سازه‌های بتن مسلح. جلد دوم. انتشارات اندیشکاو.
 21. Fintel, M. (1986) *Handbook of Concrete Engineering*. Second edition, Van Nostrand Co, New York.
 22. ترکش اصفهانی، رسول، قارائی، امین، شاه‌نظری، حسین و نجات‌بخش، حسن (۱۳۹۰) راهنمای جامع مدل‌سازی و تحلیل در نرم‌افزار ABAQUS. چاپ اول. نشر تهران عابد.
 23. Saatcioglu, M. and Razvi, S.R. (1992) Strength and Ductility of Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, **118**(6), 1590-1607.
 24. Jason, L., Cabot, G.P., Huerta, A., and Ghavamian, Sh. (2004) Damage and Plasticity for Concrete Behavior, European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering (ECCOMAS).
 25. Jankowiak T. and Lodygowski T. (2005) Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. *Foundation of Civil and Environmental Engineering*, **6**, 53-69.
 - A hybrid reinforced precast frame for seismic regions. *PCI Journal*, **42**(2), 20-32.
 6. Ou, Y.C., Chiewanichakorn, M., Aref, A.J., and Lee, G.C. (2007) Seismic performance of segmental precast unbonded post-tensioned concrete bridge columns. *Journal of Structural Engineering*, **133**(11), 1636-1647.
 7. Ozden, S. and Ertas, O. (2007) Behavior of unbonded post-tensioned precast concrete connections with different percentage of mild steel reinforcement. *PCI Journal*, **52**(2), 32-44.
 8. Priestley, M.J.N. and Tao, J.R. (1993) Seismic response of precast prestressed concrete frames with partially debonded tendons. *PCI Journal*, **38**(1), 58-69.
 9. Nesheli, K.N. and Meguro, K. (2003) *External Prestressing Concrete Columns with Fibrous Composite Belts*. ACI Special Publication. 1631-1646.
 10. Bora, C., Oliva, M.G., Bora, C., Nakaki, S.D. and Becker, R. (2011) Development of a precast concrete shear-wall system requiring special code acceptance. *PCI Journal*, **52**(1), 122-135.
 11. Haitham M.M.M.D. (2010) Seismic Behavior and Design of Segmental Precast Post-Tensioned Concrete Piers. M.Sc. Thesis, Washington State University, WA, USA.
 12. Shaalan A. (2009) Performance of Re-Centering Moment Resisting Frames Composed of Continuous and Segmented Precast Post-tensioned Concrete Columns Confined by FRP Tube, M.Sc. Thesis, Washington State University, WA, USA.
 13. Allen, M.G. and Kurama, Y.C. (2002) Design of rectangular openings in precast walls under combine vertical and lateral loads. *PCI Journal*, **47**(2), 58-83.
 14. Kang, T. and Huang, Y. (2012) Computer modeling of post-tensioned structures. *Fourth International Conference on Computer Modeling and Simulation (ICCMS)*, **22**.
 15. Yamashita, R. and Sanders, D.H. (2005) *Shake Table Testing and an Analytical Study of Unbonded Prestressed Hollow Concrete Columns*

26. Lubliner, J.J., Oliver, S.O., and Onate, E. (1989) A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, **25**(3), 299-326.
27. Newmark, N.M. and Hall, W.J. (1973) *Seismic Design Criteria for Nuclear Reactor Facilities*. Report No.46. Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, 209-236.