

معرفی ستون جدار نازک توخالی ساخته شده از ورقهای فولادی موج دار و بررسی رفتار لرزه‌ای آن

سید رسول میرقادری^{۱*} و سید محمد سعید سبحان^۲

^۱استادیار دانشکده مهندسی عمران - پردیس دانشکده های فنی - دانشگاه تهران

^۲دانش آموخته کارشناسی ارشد دانشکده مهندسی عمران - پردیس دانشکده های فنی - دانشگاه تهران

(تاریخ دریافت ۸۵/۶/۲۹، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده ۸۶/۹/۲۴، تاریخ تصویب ۸۶/۱۰/۱۰)

چکیده

ستون های جدار نازک فولادی با مقاطع جعبه‌ای و دایره‌ای در بسیاری از سازه‌ها و از جمله پلها (به عنوان پایه) به کار می‌روند. در زلزله‌های اخیر مانند زلزله سال ۱۹۹۵ Kobe یا Hyogoken-Nanbu در کشور ژاپن، خسارتهای زیادی در پایه‌های فولادی پل ها مشاهده شد و آسیب‌پذیر بودن این نوع پایه‌ها در برابر نیروهای شدید زلزله برای مهندسیین آشکار شد. در این مقاله، نوع جدیدی از ستون های جدار نازک فولادی ساخته شده از ورق های موج‌دار مطرح می‌شود. در مقایسه با ستون های جدارنازک فولادی ساخته شده از ورق صاف، ستون های ساخته شده از ورق موج‌دار، مقاومت کمانشی بالاتری دارند و نیز به دلیل حذف سخت کننده‌های طولی، هزینه و زمان ساخت کمی نیاز خواهند داشت. در این مقاله با انجام تحلیل‌های غیرخطی اجزاء محدود، رفتار لرزه‌ای ستون های ساخته شده از ورق های فولادی موج‌دار و ستون های جدارنازک فولادی با مقاطع جعبه‌ای و دایره‌ای بررسی و با یک دیگر مقایسه شده‌اند. نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که این ستون های جدید، در کرنش‌های پلاستیک بزرگ افت مقاومت کمتری دارند و از رفتار هیستریزیس پایدارتری برخوردار هستند و در نتیجه شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی بیشتر و عملکرد لرزه‌ای مناسب تری حتی در ضخامت های کمتر، دارند.

واژه‌های کلیدی: ستون جدارنازک فولادی - ورق های فولادی موج‌دار - شکل پذیری - مقاومت کمانشی - تحلیل

غیرخطی اجزاء محدود

مقدمه

عمدتاً از نوع کمانش شدید کلی و موضعی غیرالاستیک بوده و در حالت‌های شدیدتر بعد از وقوع کمانش غیر الاستیک، ترک هایی در ستون آنها ایجاد شده است. به طور کلی مود زوال در این ستون ها، اندرکنشی بین کمانش موضعی و کمانش جزئی می‌باشد [۱]. بعد از مشاهده چنین عملکرد و رفتاری از ستون های فولادی جدارنازک در زلزله‌های اخیر، بسیاری از محققین به مطالعه و بررسی رفتار لرزه‌ای این نوع ستون ها با مقاطع لوله‌ای و جعبه‌ای پرداخته‌اند. بیشتر محققین به دنبال تعیین ظرفیت باربری جانبی و میزان شکل‌پذیری ستون های با مقاطع دایره‌ای و مستطیلی بوده تا بتوانند به روشی قابل اطمینان برای طراحی لرزه‌ای این ستون ها به منظور پیشگیری از چنین گسیختگی هایی، دست یابند.

در این مقاله، نوع جدیدی از ستون های جدار نازک توخالی ساخته شده از ورقهای فولادی موج‌دار، معرفی می‌شود. در نگاه اول به نظر می‌رسد که این ستون جدید، عملکرد لرزه‌ای مناسبی داشته و مشکلات

استفاده از ستون های فولادی جدار نازک توخالی با مقاطع دایره‌ای و مستطیلی در بسیاری از سازه‌ها رایج است. از این ستون ها در ابعاد بزرگ، به دلیل بالا بودن نسبت سختی به سطح مقطع آن ها، به عنوان پایه‌های فولادی پل ها استفاده می‌شود. ستون های فولادی طره‌ای با مقاطع دایره‌ای و جعبه‌ای به صورت گسترده‌ای به عنوان پایه پل های بزرگراه ها، در مناطق شهری کشور ژاپن بکار رفته است. در زلزله‌های اخیر مانند زلزله سال ۱۹۹۵ Kobe یا Hyogoken-Nanbu در کشور ژاپن، خسارت های زیادی در پایه‌های فولادی پل ها مشاهده شد و آسیب‌پذیر بودن این نوع پایه‌ها در برابر نیروهای شدید زلزله برای مهندسیین آشکار گردید. بعد از وقوع این زلزله‌ها، اهمیت طراحی لرزه‌ای چنین ستون هایی برای شبکه حمل و نقل شهری روشن شد. توانایی چنین سازه‌هایی در تحمل زلزله‌های شدید، بستگی به میزان شکل‌پذیری و مقاومت آنها دارد. خرابی‌هایی که در زلزله‌های اخیر در پایه‌های فولادی مشاهده شده است، اساساً به دلیل مقاومت و شکل پذیری کم آن ها می‌باشد و

و b عرض ورق مقطع مستطیلی بین سخت‌کننده های طولی آن و t ضخامت جداره ستون بوده و k ضریب کمانش ورق مستطیلی است که برابر ۴ می باشد. محققین به وسیله مطالعات آزمایشگاهی و روابط تحلیلی نشان دادند که کمانش موضعی در ستون های جدارنازک با مقادیر نسبت $\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}}$ بزرگتر از ۰/۰۳ اتفاق می افتد. هر چه مقدار این نسبت افزایش یابد، شدت کمانش موضعی در ستون بیشتر می شود [۱].



شکل ۱: نمایی از پایه فولادی پل با مقطع دایره‌ای که در زلزله Hyokogen-Nanbu ۱۹۹۵ در ژاپن آسیب دیده و بعد از زلزله با سخت کننده تقویت شده است.

Jiang و همکارانش [۲] مطالعاتی را روی ستون های دایره‌ای با نسبت $\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}} \leq 0/07$ ، تحت بار جانبی رفت و برگشتی انجام دادند. این ستون ها رفتار لرزه‌ای مناسبی را مانند شکل (۲-الف) از خود نشان داده و این ستون ها در تغییر شکل های پلاستیک بزرگ، افت مقاومت کمی داشته لذا ظرفیت شکل‌پذیری و جذب انرژی زیادی دارند. این نوع رفتار مناسب به دلیل محدود بودن کمانش موضعی الاستیک در نزدیکی پای ستون است. هم چنین بخشی از ستون که در هر سیکل بارگذاری، کمانش می کند، محدود بوده و به دیگر قسمت های ستون انتشار نمی یابد و زمانی که کرنش های پلاستیک ستون به حد نهایی خود برسند، ستون گسیخته می شود. به هر حال کاربرد ستون های فولادی جدارنازک با نسبت $\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}} \leq 0/07$ مقرون به صرفه به نظر نمی رسد و بنابراین در عمل خیلی به کار نمی روند [۲].

ستون های جدار نازک مرسوم را نداشته باشد. علاوه بر این، ساخت و اجرای آن آسان بوده و هزینه کمی را در بر دارد. به منظور اثبات صحت و درستی این نظریه، رفتار لرزه‌ای این ستون جدید، بررسی می گردد. در ابتدا برای آشنایی با رفتار لرزه‌ای ستون های فولادی جدارنازک، خلاصه‌ای از مطالعات و بررسی‌های انجام شده روی رفتار لرزه‌ای ستون های فولادی جدار نازک با مقاطع دایره‌ای و مستطیلی بیان می شود.

ستون های فولادی جدارنازک توخالی با مقاطع دایره‌ای و مستطیلی

این ستون ها به صورت گسترده‌ای به عنوان پایه پل‌های بزرگ راه ها در کشور ژاپن به کار رفته‌اند. شکل (۱) نمونه‌ای از خرابی‌هایی که در پایه‌های فولادی پل ها در زلزله سال ۱۹۹۵ Hyokogen-Nanbu ایجاد شده نشان می‌دهد. این نوع پایه ها با نسبت بعد مقطع به ضخامت جداره مقطع نسبتاً بالا شناخته شده هستند. به همین دلیل این پایه‌ها مستعد ایجاد ناپایداری‌های درگیر جزئی و موضعی در اجزای خود می‌باشند. ظرفیت باربری جانبی و شکل‌پذیری این ستون های جدارنازک بیشتر تحت تأثیر وقوع کمانش موضعی در اجزای آن ها می‌باشد. پدیده کمانش موضعی در ورق ها تابعی از هندسه، شرایط مرزی، خواص مصالح و نیروی وارده به ورق (در مورد این ستون ها، نیروی فشاری محوری) می‌باشد. یکی از مهمترین شاخص‌ها برای وقوع کمانش موضعی و میزان شدت آن نسبت $\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}}$ است که در آن σ_y تنش تسلیم مصالح و σ_{cr} تنش بحرانی کمانش الاستیک می‌باشد. نسبت $\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}}$ برای مقاطع دایره‌ای و مستطیلی را می توان از روابط زیر به دست آورد [۱]:

برای مقاطع دایره‌ای

$$\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}} = \frac{\sigma_y}{E_s} \times \frac{D}{2t} \sqrt{3(1-\nu^2)} \quad (1)$$

برای مقاطع مستطیلی

$$\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}} = \frac{\sigma_y}{E_s} \times \frac{b^2}{t^2} \times \frac{12(1-\nu^2)}{k\pi^2} \quad (2)$$

که در این روابط E_s و ν به ترتیب مدول ارتجاعی و نسبت پواسون فولاد، D و b به ترتیب قطر مقطع دایره‌ای

پارامترهایی نظیر نسبت بعد مقطع به ضخامت جداره مقطع (R_t یا R_f)، نسبت لاغری ستون ($\bar{\lambda}$)، نسبت لاغری سخت کننده‌ها ($\bar{\lambda}_s$)، بزرگی بارمحوری ($\frac{P}{P_y}$) و نوع مصالح، مهمترین پارامترهایی هستند که در طراحی عملی این ستون ها نقش دارند. اما پارامترهای نسبت بعد مقطع به ضخامت جداره مقطع و نسبت لاغری ستون، اصلی ترین پارامترهای کنترل کننده پاسخ غیرالاستیک لرزه‌ای ستون های فولادی جدارنازک می‌باشند. پارامتر R_t یا R_f کنترل کننده کمانش موضعی ورق جدار ستون و پارامتر $\bar{\lambda}$ هم ناپایداری کلی ستون را کنترل می‌نماید. پارامترهای R_f یا R_t و $\bar{\lambda}$ برای این ستون ها از روابط زیر بدست می‌آید [۱ و ۳]:

برای مقاطع دایره‌ای

$$R_t = \sqrt{3(1-\nu^2)} \cdot \frac{\sigma_y}{E_s} \cdot \frac{D}{2t} \quad (۳)$$

برای مقاطع مستطیلی

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E_s} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2}} \quad (۴)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \cdot \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E_s}} \quad (۵)$$

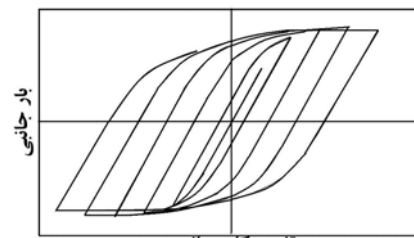
در روابط فوق، D قطر مقطع دایره‌ای، b عرض ورق مقطع مستطیلی، σ_y تنش تسلیم فولاد، E_s مدول ارتجاعی فولاد، ν نسبت پواسون، k ضریب کمانش ورق سخت شده مقطع مستطیلی برابر $4n^2$ (n = تعداد زیر صفحه‌ها در ورق سخت شده)، h ارتفاع ستون و r شعاع ژیراسیون مقطع ستون می‌باشد.

مطالعات Gao و همکارانش [۱ و ۳] نشان داد که مقاومت نهایی و شکل‌پذیری ستون با کاهش R_f یا R_t و $\bar{\lambda}$ بهبود می‌یابد و با افزایش بار محوری و متعاقب آن افزایش اثرات $P-\Delta$ مقاومت حداکثر ستون کاهش یافته و شیب افت منحنی پس‌کمانشی ستون تندتر می‌شود. هم چنین در روابط طراحی این ستون ها، بار جانبی تسلیم شدگی، H_y ، از کوچک ترین دو مقدار بدست آمده از روابط (۶) و (۷) بدست می‌آید [۳]:

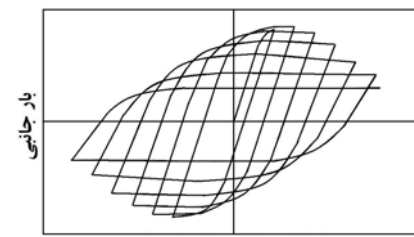
$$H_y = \frac{M_y}{0.85t} \left(1 - \frac{P}{P_E} \right) \left(1 - \frac{P}{P_u} \right) \quad (۶)$$

$$H_y = \frac{M_y}{h} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) \quad (۷)$$

ستون های فولادی جدارنازک با نسبت $\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}} \geq 0.07$ رفتار چرخه‌ای شبیه شکل (۲-ب) از خود نشان می‌دهند. به روشنی می‌توان از شکل (۲-ب) فهمید که مقاومت ستون با افزایش تغییر شکل های پلاستیک افت زیادی می‌نماید. در این نوع ستون ها، کمانش‌های موضعی پلاستیک به سرعت گسترش می‌یابند و گسیختگی ستون به دلیل اندرکنش کمانش موضعی و کمانش جزئی ستون اتفاق می‌افتد و هرچه نسبت $\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}}$ افزایش یابد شکل‌پذیری ستون کاهش می‌یابد. بنابراین ستون های با نسبت $\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}} \geq 0.17$ به دلیل محدود بودن شکل‌پذیری آنها، در کارهای عملی استفاده نمی‌شوند [۲].



(الف)

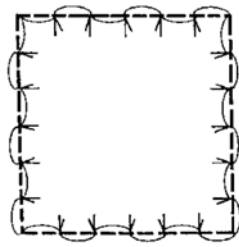


(ب)

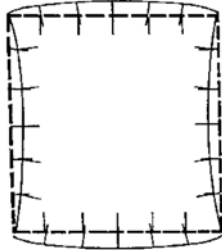
شکل ۲: رفتار لرزه‌ای ستون های جدارنازک دایره‌ای

$$\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}} \leq 0.07 \text{ (الف)} \quad \frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}} \geq 0.07 \text{ (ب)}$$

Gao, Usami و Ge [۱] و [۳] مطالعات عددی و آزمایشگاهی گسترده‌ای برای بررسی رفتار لرزه‌ای و ارزیابی مقاومت و شکل‌پذیری ستون های فولادی جدارنازک با مقاطع دایره‌ای و مستطیلی انجام دادند. هم چنین آنها به بررسی تأثیر پارامترهای نسبت بعد مقطع به ضخامت جداره مقطع، نسبت لاغری ستون، بزرگی بار محوری فشاری و تعداد سیکل های بارگذاری، روی مقاومت و شکل‌پذیری این ستون ها پرداختند و روابط تجربی برای تعیین مقاومت و شکل‌پذیری پایه‌های فولادی پل ها با مقاطع دایره‌ای و مستطیلی ارائه نمودند.



(الف)



(ب)

شکل ۴: الف کمانش موضعی و (ب) کمانش جزئی جداره ستون جعبه‌ای [۳].

ستون جدارنازک توخالی ساخته شده

از ورقهای فولادی موج‌دار

ستون های جدارنازک با مقطع دایره‌ای و مستطیلی از ورق های تخت ساخته می شوند. در ستون های جعبه‌ای استفاده از سخت‌کننده های قائم (طولی) برای بهبود بخشیدن مقاومت کمانشی این مقاطع، مرسوم می باشد. اگر چه استفاده از این سخت‌کننده‌ها هزینه ساخت را افزایش می‌دهد و تا اندازه محدودی رفتار کمانشی ورق های ستون را بهبود می‌بخشد ولی پارامترهای مقاومتی ستون جعبه‌ای به وسیله کمانش اجزای تشکیل دهنده آن کنترل خواهد شد [۴]. شکل (۵) مقطع یک ستون جعبه‌ای با سخت‌کننده‌های طولی و دیافراگم‌های عرضی را نشان می‌دهد.



شکل ۵: مقطع یک ستون جعبه‌ای با سخت‌کننده‌های طولی و دیافراگم‌های عرضی.

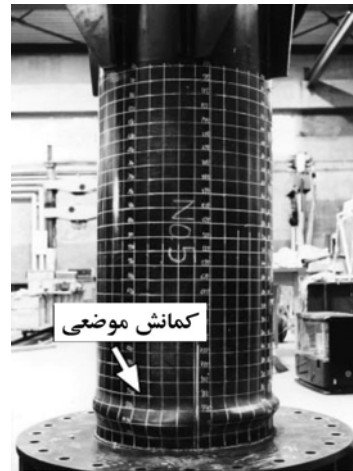
در روابط فوق، M_y لنگر تسلیم مقطع ستون، P_E بار کمانشی اولر ستون طره‌ای و P_u مقاومت نهایی ستون تحت بار محوری تنها که از رابطه زیر به دست می‌آید [۳]:

$$\frac{P_u}{P_y} = \begin{cases} 1/0 & \bar{\lambda} \leq 0/2 \\ 1/109-0/54\bar{\lambda} & 0/2 \leq \bar{\lambda} \leq 1/0 \\ 1/(0/773+\bar{\lambda}^2) & \bar{\lambda} \geq 1/0 \end{cases} \quad (۸)$$

تغییر مکان جانبی تسلیم شدگی ستون، δ_y ، را هم می‌توان از رابطه (۹) محاسبه نمود [۳]:

$$\delta_y = \frac{H_y h^3}{3EI} \quad (۹)$$

یک نوع خسارت و شکل مود کمانشی تپ که در اکثر ستون های فولادی جدارنازک با مقطع دایره‌ای اتفاق می‌افتد، کمانش موضعی یا برآمدگی پافیلی^۱ است که در شکل (۳) نشان داده شده است [۴].



شکل ۳: خرابی برآمدگی پافیلی در ستون های لوله‌ای [۴].

مطالعات Ge و همکارانش [۳] روی رفتار لرزه‌ای ستون های فولادی جدارنازک با مقطع جعبه‌ای سخت‌شده و سخت‌نشده نشان داد که استفاده از سخت‌کننده‌های طولی می‌تواند تا حدودی باعث بهبود ظرفیت شکل‌پذیری و جذب انرژی این ستون ها شود ولی نقش بسزایی ندارد و دلیلش این است که سخت‌کننده‌های طولی دارای یک لبه آزاد و یک لبه متکی به ستون هستند و حتی با وجود اینکه عرض کمانشی ورق ستون را برای کمانش موضعی کاهش می‌دهند اما اثر کمی در کمانش جزئی چشمه‌های دیواره ستون دارند. کمانش موضعی و کمانش جزئی چشمه‌های جداره ستون با مقطع مستطیلی در شکل (۴) نشان داده شده است.

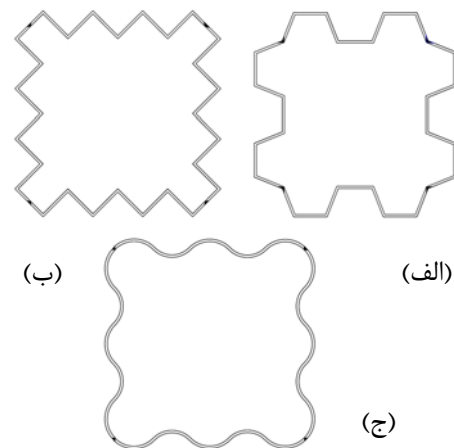
چین که در معرض کمانش قرار دارد، خیلی کمتر از عرض زیر صفحه‌های مقاطع مستطیلی و دایره‌ای می باشد، مقاومت کمانشی بالاتری در اجزای ستون با مقطع موج‌دار حتی با ضخامت های کم قابل حصول بوده و علاوه بر این در ستون جدید، کمانش مجزای هر چین باعث زوال ستون نمی‌شود زیرا لبه‌های نسبتاً تیز بین چین‌ها مانع از گسترش سریع کمانش در کل مقطع می‌گردد. در صورتی که علت افت شدید مقاومت در ستون های با مقطع مستطیلی و دایره‌ای گسترش سریع کمانش موضعی یا جزئی به دیگر قسمت های ستون می باشد. در نتیجه به نظر می‌رسد که ستون با مقطع موج‌دار می‌تواند در هنگام زلزله تغییر شکل های پلاستیک زیادی را بدون افت شدید مقاومت تحمل نماید و شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی بالایی داشته باشد.

در ستون های مستطیلی برای افزایش مقاومت کمانش موضعی و جزئی ستون، بایستی از تعداد سخت-کننده‌های بیشتر و با ارتفاع زیادتر استفاده نمود. اما در ستون های با مقطع موج‌دار طراح می‌تواند برای افزایش مقاومت کمانش موضعی و جزئی ستون شکل موج ورق های موج‌دار را تغییر دهد. مثلاً می‌تواند با کاهش عرض زیرصفحه‌ها (b)، مقاومت کمانش موضعی و با افزایش ارتفاع موج (h_f)، مقاومت کمانش جزئی ستون را افزایش دهد. هر چقدر شکل موج ورقهای موج‌دار متراکم-تر باشد، گسیختگی نهایی ستون جدید به صورت کمانش جزئی خواهد بود مانند کمانش جزئی و یا کلی ورق های ارتوتروپیک. البته کوچک شدن ابعاد موج می‌تواند مشکلات اجرایی را در این ستون ها ایجاد کند. بنابراین بهتر است که از موجهای با ابعاد مناسب در طراحی استفاده شود. برای بررسی رفتار لرزه‌ای ستون با مقطع موج‌دار و مقایسه عملکرد آن با ستون های جدارنازک دایره‌ای و مستطیلی، تحلیل‌های غیرخطی اجزاء محدود بر روی نمونه‌هایی از ستون با مقاطع موج‌دار و دایره‌ای و مستطیلی انجام می‌شود که نتایج آن در ادامه ارائه می‌شود.

مدل هندسی و مقاطع دایره‌ای و مستطیلی و موج‌دار مدل‌سازی شده

برای بررسی رفتار لرزه‌ای ستون های با مقطع موج‌دار و مقایسه عملکرد آنها با ستون های جدارنازک

در این ستون ها می‌توان به جای استفاده از ورق های صاف و سخت‌کننده‌های جوش شده از ورق های فولادی که به خودی خود و ذاتاً سخت‌شده هستند یعنی ورق های فولادی موج‌دار، برای ساخت مقاطع جدارنازک استفاده کرد. ورق های موج‌دار به دلیل شکل هندسی خود، سختی خارج صفحه‌ای بالایی دارند و بنابراین مقاومت کمانشی بالایی در برابر بارهای درون صفحه‌ای خواهند داشت. از ورق های موج‌دار با اشکال مختلف نظیر موج دوزنقه‌ای، مثلثی و سینوسی می‌توان برای ساخت این ستون ها استفاده کرد. در شکل (۶) نمونه‌هایی از مقاطع ستون های جدارنازک توخالی ساخته شده از چهار ورق فولادی موج‌دار که به یکدیگر جوش می‌شوند، نشان داده شده است.

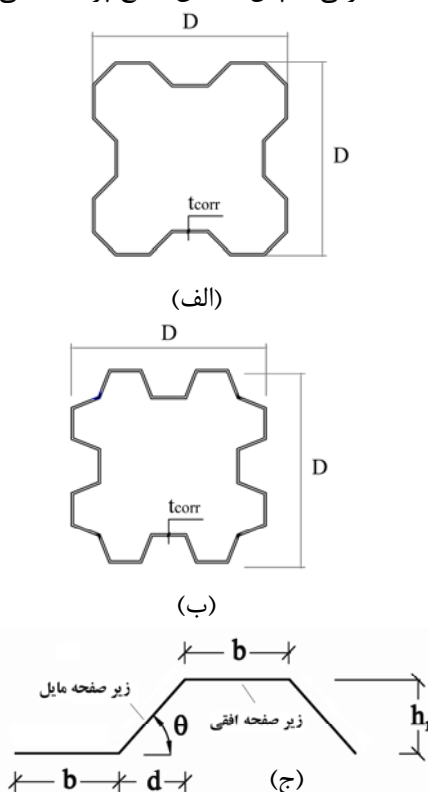


شکل ۶: ستون با مقطع موج دار (الف) دوزنقه ای (ب) مثلثی (ج) سینوسی.

این نوع ستون های جدید را می‌توان ”ستون با مقطع موج‌دار“ نامید. در نگاه اول مقطع موج‌دار به نظر شبیه به یک ستون قوطی شکل با سخت‌کننده های قائم بوده اما در مقاطع جعبه‌ای، سخت‌کننده‌های قائم فقط در یک لبه بر ستون متکی هستند اما در مقطع موج‌دار هر زیر صفحه یا چین از دو طرف بر چین‌های دیگر متکی است و در واقع هر چین در حکم یک سخت‌کننده طولی برای دو چین دیگر می‌باشد. بنابراین خواص کمانشی ستون با مقطع موج‌دار به طور محسوس و قابل توجهی بهتر از مقاطع مستطیلی سخت‌شده بوده و مقاومت جانبی ستون های جدارنازک بستگی به مقاومت کمانشی اجزای آن دارد. بنابراین مقاومت جانبی ستون با مقطع موج‌دار هم به مقاومت کمانشی هر موج یا چین آن بستگی دارد. از آن جایی که در ستون جدید عرض هر زیرصفحه یا

فرضیات تحلیل غیرخطی اجزاء محدود ستون های جدارنازک فولادی

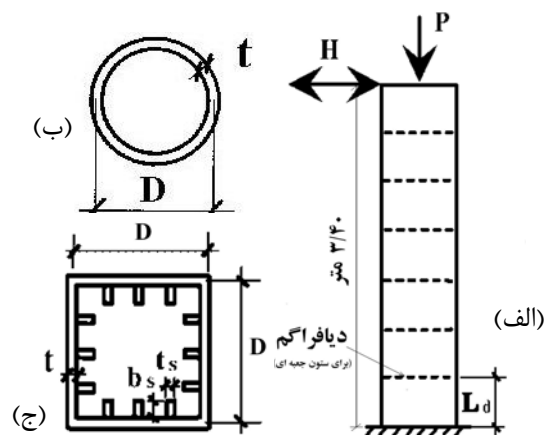
برای تحلیل ستون های جدارنازک فولادی از نرم افزار تحلیل غیرخطی (ANSYS (Version 8.1 استفاده شده است. در ابتدا کلیه فرضیاتی که در این تحلیل در نظر گرفته شده معرفی، سپس به بیان نتایج پرداخته می شود.



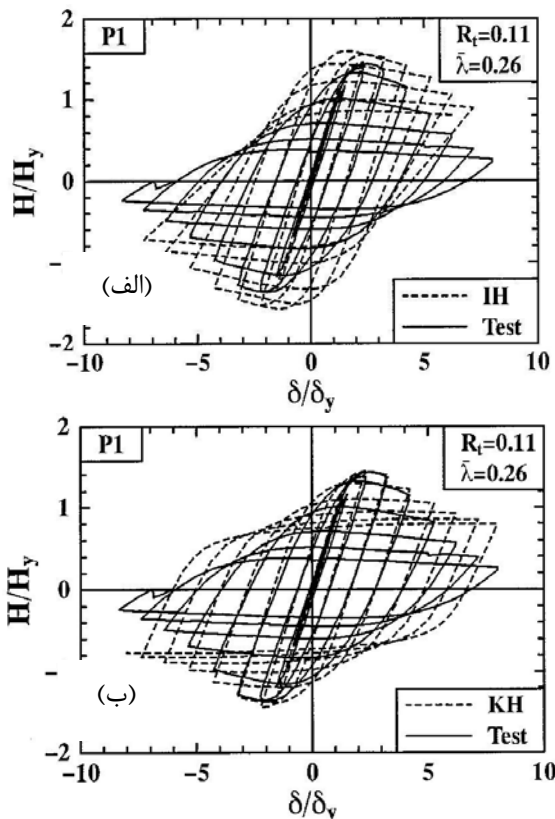
شکل ۸: مقاطع موج دار مدلسازی شده با $\theta = 45$ (الف) و $\theta = 68$ (ب) و پارامترهای مقطع موج دار. (ج)

برای انجام تحلیل های غیرخطی، به سبب وجود تنش های درون صفحه ای زیاد در اجزای ستون و هم چنین احتمال وقوع کمانش در حالت کلی و موضعی، در تحلیل های مورد نظر، کرنش ها و تغییر شکل های بزرگ و هم چنین سخت شدگی تنشی در نظر گرفته شده است. بیشتر محققان نظیر Gao و همکارانش [۱ و ۳] از المان پوسته چهار گرهی برای مدل سازی ستون های لوله ای و جعبه ای استفاده کرده اند. بنابراین از المان SHELL181 در نرم افزار ANSYS برای مدل سازی همه ستون ها استفاده می شود. چون در ستون های جدار نازک اکثر خرابی ها و کمانش های موضعی و جزئی در نزدیکی پای ستون رخ می دهد، المان های نزدیک پای ستون در طول ۰/۵ متر ابعاد ریزتری دارند و به سمت بالای ستون،

دایره ای و مستطیلی، این ستون ها به صورت یک ستون طره ای که در پایه گیردار و در نوک آزاد می باشد، مدل شده و ارتفاع همگی ستون ها برابر مقدار ۳/۴۰ متر در نظر گرفته شده است. این ارتفاع در نمونه های مرجع [۱] و [۳] استفاده شده و در عمل هم به کار رفته است (شکل ۷-الف). مقطع دایره ای به قطر ۹۰ سانتی متر و ضخامت ۹ میلی متر که در مطالعات Gao و همکارانش [۱] آزمایش گردیده. در نظر گرفته شده است. مقطع مستطیلی (مربعی) هم به بعد ۹۰ سانتی متر و ضخامت جدار ۹ میلی متر همراه با سخت کننده های طولی و دیافراگم عرضی که در مطالعات Ge و همکارانش [۳] آزمایش شده است، در نظر گرفته شده است. این ستون ها با این ابعاد در عمل هم استفاده شده اند. شکل این مقاطع در شکل (۷) و مشخصات هندسی آن در جدول (۱) آمده است. برای مقایسه عملکرد ستون های با مقطع موج دار، مقاطع موج دار معادل به نحوی انتخاب می شوند که سطح مقطع یک سانی با هر یک از مقاطع دایره ای و مستطیلی داشته باشند. بعد کلی ستون های با مقطع موج دار همان ۹۰ سانتی متر در نظر گرفته می شود تا ستون ها از نظر سختی جانبی خیلی با یکدیگر متفاوت نباشند. دو شکل موج دوزنقه ای با زوایای تاشدگی $\theta = 45$ و $\theta = 68$ در نظر گرفته می شود. ارتفاع موج و عرض چین این دو موج به هم نزدیک می باشند. مقاطع موج دار مدل سازی شده و پارامترهای مقطع موج دار در شکل (۸) و مشخصات هندسی مقاطع موج دار معادل با ستون های دایره ای و جعبه ای در جدول (۲) ارائه شده است.



شکل ۷-الف: ستون طره ای (ب) مقطع ستون دایره ای (ج) مقطع ستون مستطیلی مدل سازی شده.



شکل ۱۰: مقایسه نتایج آزمایشگاهی با تحلیل اجزاء محدود با فرض تئوری‌های (الف) خمیری سخت‌شدگی ایزوتروپیک چندخطی (M.I.H.) و (ب) سخت‌شدگی سینماتیکی چندخطی (M.K.H.) [۱].

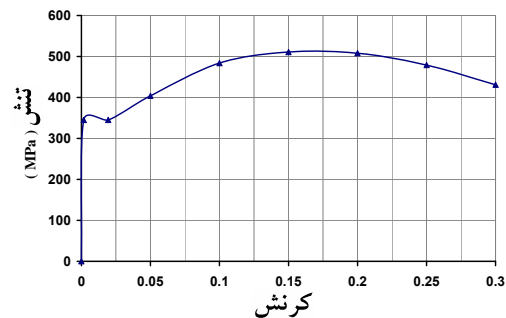
در این پژوهش از تئوری سخت‌شدگی سینماتیکی غیرخطی^۲ (N.K.H.) و موجود در نرم افزار ANSYS استفاده شده است. این تئوری بر مدل ساختاری ارائه شده توسط Chaboche استوار می‌باشد. این مدل ساختاری، بر اساس الاستیسیته ایزوتروپیک خطی، قانون جریان مرتبط و تابع تسلیم فون میسز بنا نهاده شده است. مدل Chaboche علاوه بر در نظر گرفتن اثر بوشینگر، قابلیت شبیه‌سازی اثر Ratcheting در مواد را نیز دارد که این اثر در حقیقت معرف افزایش تدریجی کرنش در سیکل‌های متوالی تا آن جا که شکست اتفاق افتد، می‌باشد. در این روش ناحیه پلاستیک منحنی تنش-کرنش فولاد توسط رابطه زیر تخمین زده می‌شود [۵]:

$$\sigma_{Chaboche} = \sigma_y + \sum_{i=1}^n \frac{C_i}{\lambda_i} (1 - e^{-\lambda_i \epsilon_p}) \quad (10)$$

که در آن C_i و λ_i ها ثوابت مادی هستند که همراه σ_y به عنوان ورودی به نرم افزار ANSYS داده می‌شوند. برای نزدیک بودن ناحیه پلاستیک فرض شده در این تئوری با منحنی تنش-کرنش واقعی از چهار ثابت

ابعاد المانها درشت‌تر می‌شود.

نوع مصالح به کار برده شده برای همه ستون‌ها، فولاد SS400 می‌باشد که در مطالعات Gao و همکارانش [۱] برای ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی ستون دایره‌ای بکار رفته است. منحنی تنش-کرنش این فولاد در شکل (۹) و دیگر مشخصات فولاد در جدول (۳) آمده است.



شکل ۹: منحنی تنش-کرنش فولاد SS400 [۱].

جدول ۳: مشخصات فولاد مصرفی [۱].

E_s (MPa)	ν	F_y (MPa)	ϵ_y
200000	0.3	345	0.0017

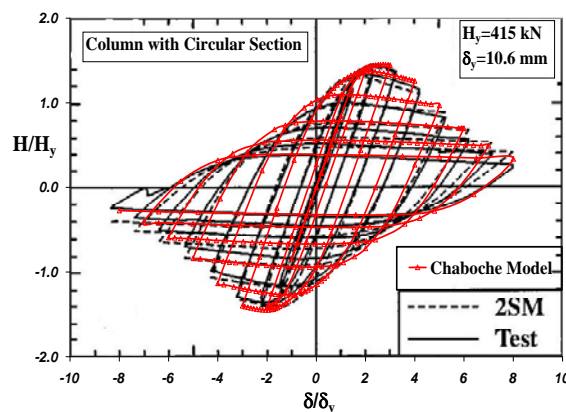
Gao و همکارانش [۱ و ۳] با انجام مطالعات آزمایشگاهی و عددی گسترده روی رفتار لرزه‌ای ستون‌های دایره‌ای و مستطیلی نشان دادند که دقت تحلیل‌های اجزاء محدود بستگی زیادی به میزان دقت مدل رفتاری فرض شده برای فولاد دارد. تئوری‌های خمیری رایج نظیر سخت‌شدگی ایزوتروپیک چندخطی که اثر بوشینگر را لحاظ نمی‌کند و هم چنین سخت‌شدگی سینماتیکی چندخطی که محدوده الاستیک ثابتی دارد، نمی‌توانند رفتار پس‌کمانشی ستون‌های جدارنازک را به درستی پیش‌بینی نمایند. با توجه به شکل (۱۰) مشخص است که نتایج آزمایشگاهی و تحلیل اجزاء محدود با فرض تئوری‌های خمیری سخت‌شدگی ایزوتروپیک چندخطی و سخت‌شدگی سینماتیکی چندخطی برای ستون دایره‌ای با هم اختلاف نسبتاً زیادی دارند [۱]. به همین جهت این محققان از مدل پلاستیسیته با دو سطح (2SM) که در دانشگاه Nagoya توسعه یافته است به عنوان مدل غیر-خطی مصالح استفاده نموده‌اند که منجر به نتایج بسیار قابل قبولی برای تحلیل‌های اجزاء محدود گردیده است.

گام δ_y افزایش می‌یابد و تا رسیدن به تغییر مکان بالای ستون برابر $\pm 8\delta_y$ ادامه می‌یابد. اکثر محققان مثل Gao و همکارانش [۱ و ۳] از این بارگذاری چرخه‌ای برای بررسی رفتار لرزه‌ای ستون‌های جدارنازک دایره‌ای و مستطیلی استفاده کرده‌اند (شکل‌های ۷-الف و ۱۲).

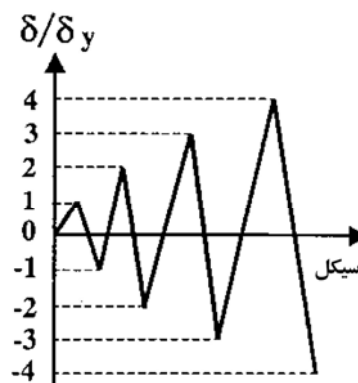
مقایسه رفتار لرزه‌ای ستون دایره‌ای با ستون‌های با مقطع موج‌دار معادل آن

در شکل (۱۳) رفتار ستون‌های با مقاطع دایره‌ای و موج‌دار با زاویه تاشدگی ورق برابر ۴۵ درجه و در شکل (۱۴) رفتار ستون‌های با مقاطع دایره‌ای و موج‌دار با زاویه تاشدگی ورق برابر ۶۸ درجه با یکدیگر مقایسه شده‌اند. زاویه تاشدگی ۴۵ درجه میانگین زوایای تاشدگی صفر درجه (یعنی ورق صاف) و ۹۰ درجه بوده و زاویه تاشدگی ۶۸ درجه هم میانگین زوایای تاشدگی ۴۵ و ۹۰ درجه می‌باشد. با توجه به شکل (۱۳) می‌توان گفت که در ستون دایره‌ای، کمانش موضعی در تغییر مکان جانبی $3\delta_y$ رخ می‌دهد و پس از آن با افزایش تغییر مکان جانبی ستون، مقاومت ستون به شدت افت می‌کند و در نهایت در تغییر مکان جانبی $8\delta_y$ ، مقاومت ستون ۷۷٪ افت می‌نماید. در صورتی که در ستون با مقطع موج‌دار $\theta = 45^\circ$ ، کمانش موضعی در تغییر مکان جانبی $4\delta_y$ رخ می‌دهد و پس از آن با افزایش تغییر مکان جانبی ستون، مقاومت ستون با شدت کمتری افت می‌کند و در نهایت در تغییر مکان جانبی $8\delta_y$ ، مقاومت ستون ۵۲٪ افت می‌کند. بنابراین در مقایسه با ستون دایره‌ای، ستون با مقطع موج-دار $\theta = 45^\circ$ ، از مقاومت حداکثر بیشتر و افت مقاومت کمتری برخوردار بوده و در نتیجه شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی بیشتری دارد. چون ممان اینرسی هر دو مقطع نزدیک هم است (با توجه به جداول (۱) و (۲-الف))، سختی الاستیک جانبی دو ستون و یا شیب اولیه منحنی هیستریزیس دو ستون تقریباً با هم برابر است. با توجه به شکل (۱۴) می‌توان گفت که در ستون با مقطع موج‌دار $\theta = 68^\circ$ ، کمانش موضعی در تغییر مکان جانبی $5\delta_y$ رخ می‌دهد و پس از آن با افزایش تغییر مکان جانبی ستون، مقاومت ستون با شیب بسیار کمتری افت کرده و در نهایت در تغییر مکان جانبی $8\delta_y$ ، مقاومت ستون ۱۹٪ افت می‌نماید.

$C_2 = 1500 \text{ MPa}$ و $\lambda_1 = 30$ و $C_1 = 3000 \text{ MPa}$ و $\lambda_2 = 15$ استفاده می‌شود. استفاده از مدل Chaboche منجر به نتایج تحلیل بسیار نزدیکی با نتایج آزمایشگاهی می‌گردد که در شکل (۱۱) ارائه شده است [۶]. در انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی از امکاناتی از قبیل: کنترل جوابها، تحلیل به روش نیوتن-رافسون کامل، استفاده شده است.



شکل ۱۱: مقایسه نتیجه تحلیل با فرض مدل Chaboche با نتایج آزمایشگاهی و تحلیل با فرض مدل 2SM [۶].



شکل ۱۲: بارگذاری تغییر مکانی رفت و برگشتی وارد بر نوک بالای ستون در حضور بار ثقیل.

بار وارد بر ستون‌ها شامل یک بار ثقیل ثابت و بار جانبی که به صورت تغییر مکانی رفت و برگشتی افزایش یابنده است، می‌باشد. بار ثقیل به صورت فشاری به مقدار ثابت همواره به ستون اعمال می‌شود. در مطالعات Gao و همکارانش [۱ و ۳] $\frac{P}{P_y} = 0/12$ می‌باشد. بنابراین بار وارد بر ستون‌های با مقاطع دایره‌ای و موج‌دار معادل آن تقریباً برابر ۹۰ تن و بار وارد بر ستون‌های با مقاطع جعبه‌ای و موج‌دار معادل آن تقریباً برابر ۱۳۵ تن می‌باشد (جدول ۲-الف). بار جانبی به صورت رفت و برگشتی و با

جدول ۱: مشخصات هندسی و بارگذاری ستون های دایره‌ای و مستطیلی.

مقطع	D (cm)	t (mm)	b _s (cm)	t _s (mm)	A (cm ²)	I _{x-x} (10 ⁵ cm ⁴)	P (ton)	δ _y (mm)
دایره‌ای	90	9	---	---	252	2.5	90	10.6
مستطیلی	90	9	8	6	378	4.8	135	10.9

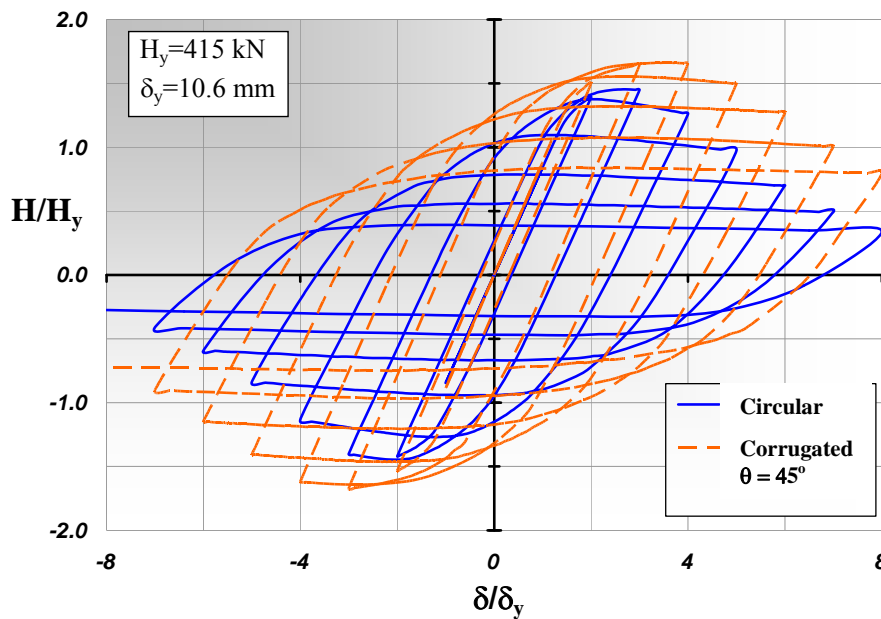
جدول ۲: مشخصات هندسی و بارگذاری ستون های با مقطع موج‌دار معادل با (الف) ستون دایره‌ای (ب) ستون جعبه‌ای.

مقطع موج دار	D (cm)	t (mm)	b (cm)	h _r (cm)	d (cm)	θ (degree)	A (cm ²)	I _{x-x} (10 ⁵ cm ⁴)	P (ton)	δ/δ _y
θ=45°	90	6.9	16	10.5	10.5	45	252	2.8	90	0.9
θ=68°	90	6.4	15	12.5	5	68	252	2.5	90	1

(الف)

مقطع موج دار	D (cm)	t (mm)	b (cm)	h _r (cm)	d (cm)	θ (degree)	A (cm ²)	I _{x-x} (10 ⁵ cm ⁴)	P (ton)	δ/δ _y
θ=68°	90	9.6	15	12.5	5	68	378	3.7	135	1.3

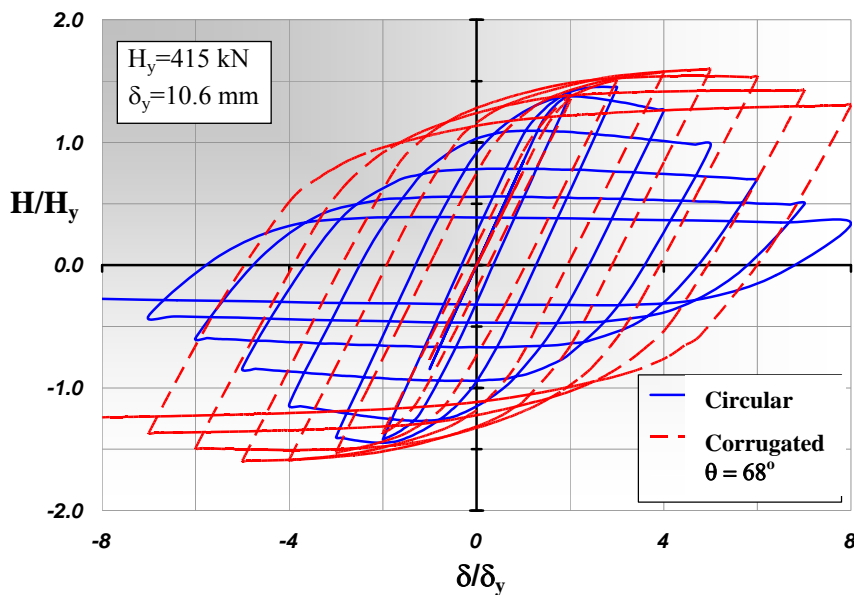
(ب)



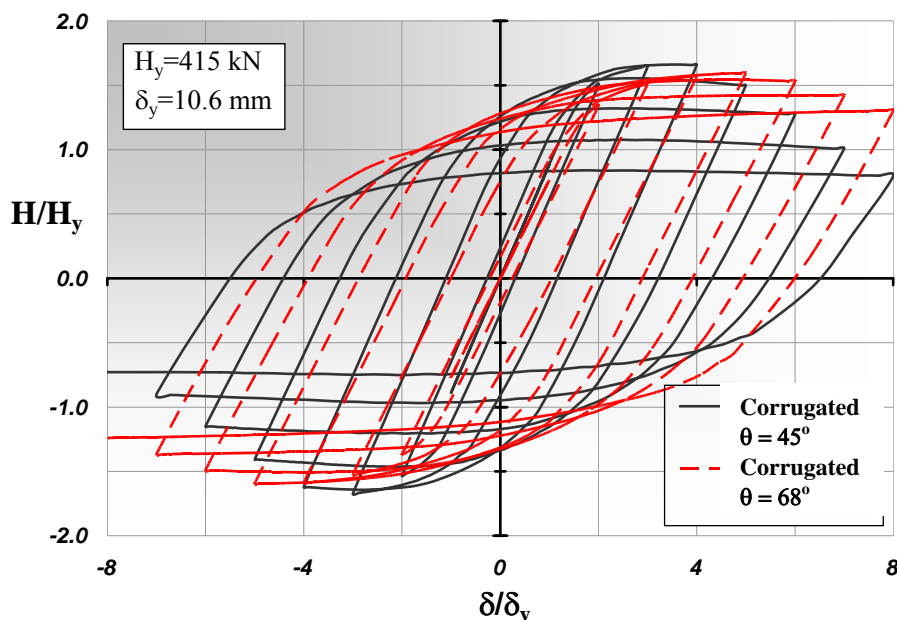
شکل ۱۳: مقایسه رفتار لرزه‌ای ستون دایره‌ای با ستون با مقطع موج‌دار θ = 45°.

بنابراین در مقایسه با ستون دایره‌ای، ستون با مقطع موج‌دار θ = 68°، از مقاومت حداکثر بیشتر و افت مقاومت بسیار کمتری برخوردار می‌باشد و در نتیجه شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی خیلی بیشتری دارد. چون ممان اینرسی هر دو مقطع نزدیک هم است (با توجه به جدول (۲-الف))، سختی الاستیک جانبی دو ستون و یا شیب اولیه منحنی هیستریزیس دو ستون تقریباً معادل یک دیگر می‌باشند.

بنابراین در مقایسه با ستون دایره‌ای، ستون با مقطع موج‌دار θ = 68°، از مقاومت حداکثر بیشتر و افت مقاومت بسیار کمتری برخوردار می‌باشد و در نتیجه شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی خیلی بیشتری دارد. چون ممان اینرسی هر دو مقطع نزدیک هم است (با توجه به جداول (۱) و (۲-الف))، سختی الاستیک جانبی دو ستون و یا شیب اولیه منحنی هیستریزیس دو ستون تقریباً با هم برابر می‌باشد. هم چنین با توجه به شکل (۱۵)، در مقایسه با ستون با مقطع موج‌دار θ = 45°، ستون با مقطع موج‌دار



شکل ۱۴: مقایسه رفتار لرزه‌ای ستون دایره‌ای با ستون با مقطع موج‌دار $\theta = 68^\circ$.



شکل ۱۵: مقایسه رفتار لرزه‌ای ستون‌های با مقاطع موج‌دار $\theta = 45^\circ$ و $\theta = 68^\circ$ معادل با ستون دایره‌ای.

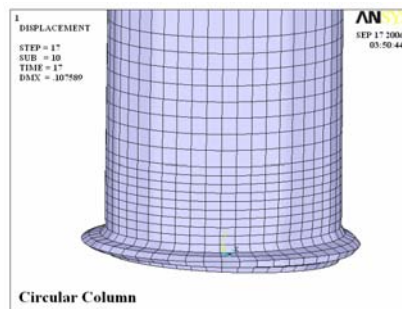
زاویه تیز بین چین‌ها کمانش موضعی در کل مقطع منتشر نمی‌شود. بنابراین ستون‌های با مقاطع موج‌دار رفتار لرزه‌ای مناسبتری دارند. با مقایسه تغییرشکل پای ستون‌های با مقاطع موج‌دار $\theta = 45^\circ$ و $\theta = 68^\circ$ می‌توان گفت که با افزایش تیزی بین چین‌ها و یا افزایش زاویه θ (به عنوان ابزاری در دست طراح)، می‌توان شدت کمانش موضعی و میزان گسترش آن در مقطع را کاهش داد که در نتیجه آن ستون شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی بیشتری خواهد داشت.

در شکل (۱۶-الف) کمانش موضعی پافیلی ستون دایره‌ای که در سرتاسر مقطع اتفاق افتاده نشان داده شده است. این نوع خرابی همان مود زوالی می‌باشد که در ستون‌های دایره‌ای آسیب دیده در زلزله‌های اخیر هم مشاهده شده است (مشابه شکل (۳)). با توجه به شکل‌های (۱۶-ب) و (۱۶-ج) مشخص است که شدت کمانش موضعی در ستون‌های با مقطع موج‌دار نسبت به ستون دایره‌ای کمتر بوده که دلیل آن، عرض کمتر زیر صفحه‌های ورق موج‌دار که در معرض کمانش هستند، نسبت به ستون دایره‌ای می‌باشد و هم‌چنین به خاطر

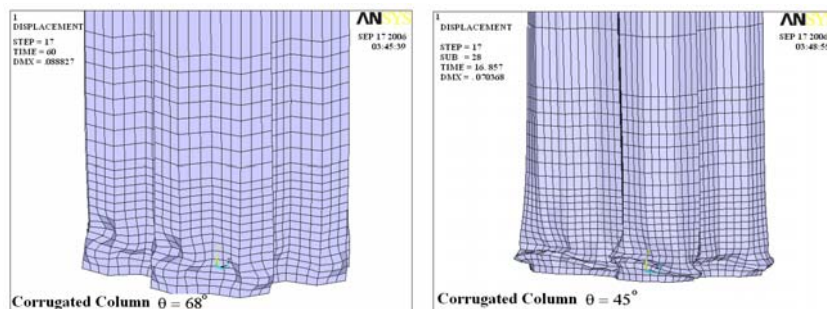
دار $\theta = 68^\circ$ ، کمانش موضعی بسیار محدودی رخ می‌دهد. به طوری که با افزایش تغییرمکان جانبی ستون تا $8\delta_y$ ، مقاومت ستون به هیچ وجه با افتی همراه نمی‌باشد. با توجه به شکل، سختی الاستیک جانبی و مقاومت جانبی اولیه ستون جعبه‌ای، از ستون با مقطع موج‌دار بیشتر بوده، زیرا باتوجه به جداول (۱) و (۲-ب) ممان اینرسی مقطع مستطیلی از مقطع موج دار بیشتر می‌باشد. با توجه به شکل (۱۸-الف) در ستون جعبه‌ای جداره ستون دچار کمانش جزئی شدیدی شده و سخت‌کننده‌های قائم نتوانسته‌اند از وقوع آن جلوگیری نمایند. سخت‌کننده‌ها هم به دلیل کمانش ناحیه‌ای ورق جداره، کمانش می‌کنند (شبهه شکل (۴-ب)). اما با توجه به شکل (۱۸-ب)، در ستون با مقطع موج‌دار به دلیل کوچک بودن عرض چین‌ها که در معرض کمانش هستند و هم چنین سختی خارج از صفحه بالای ورق‌های موج‌دار و مقاومت کمانش جزئی بالای این ستون کمانشی در جداره ستون رخ نداده و به همین دلیل در منحنی هیستریزیس ستون، افت مقاومتی مشاهده نمی‌شود. بنابراین ستون با مقطع موج-دار، شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی خیلی بیشتری نسبت به ستون جعبه‌ای دارد.

مقایسه رفتار لرزه‌ای ستون جعبه‌ای با ستون با مقطع موج‌دار معادل آن

با توجه به رفتار لرزه‌ای مناسبی که از ستون با مقطع موج‌دار $\theta = 68^\circ$ در بخش قبلی مشاهده شد، در این بخش رفتار لرزه‌ای ستون جعبه‌ای و ستون با مقطع موج‌دار $\theta = 68^\circ$ که مشخصات آن‌ها در جداول (۱) و (۲-ب) آمده‌است با یکدیگر مقایسه می‌شود. به خاطر سطح مقطع بیشتر ستون مستطیلی نسبت به ستون دایره‌ای، ضخامت ستون با مقطع موج دار $\theta = 68^\circ$ در این بخش از $6/4$ به $9/6$ میلی‌متر افزایش می‌یابد. باتوجه به افت کم ستون با مقطع موج‌دار در بخش قبلی، با افزایش ضخامت جداره ستون به نظر می‌رسد که دیگر افت مقاومتی در ستون جدید رخ ندهد. در شکل (۱۷) رفتار ستون‌های با مقاطع جعبه‌ای و موج‌دار با زاویه تابش‌دهی ورق برابر 68° نشان داده شده است. با توجه به شکل می‌توان گفت که در ستون جعبه‌ای، کمانش موضعی در تغییرمکان جانبی $3\delta_y$ رخ می‌دهد و پس از آن با افزایش تغییرمکان جانبی ستون، مقاومت ستون به شدت افت کرده و در تغییر مکان جانبی $5\delta_y$ ، مقاومت ستون 39% افت می‌نماید. در صورتی که در ستون با مقطع موج-



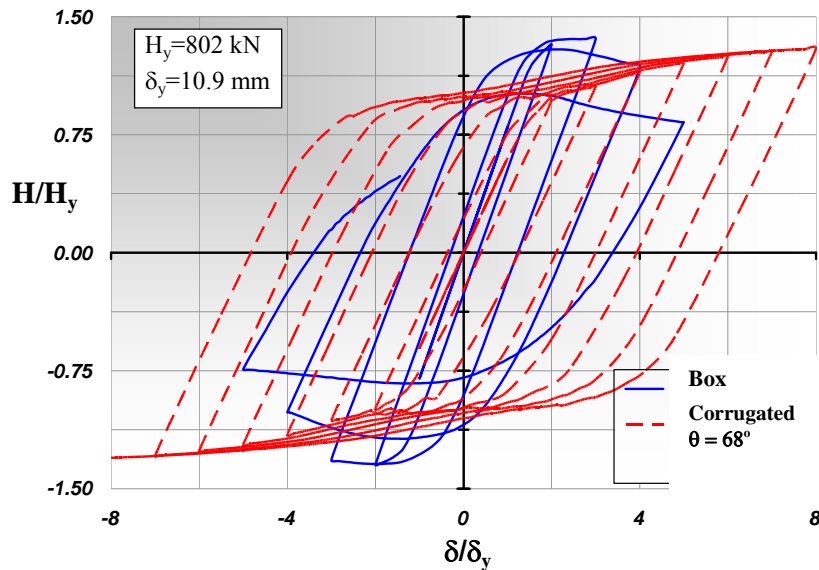
(الف)



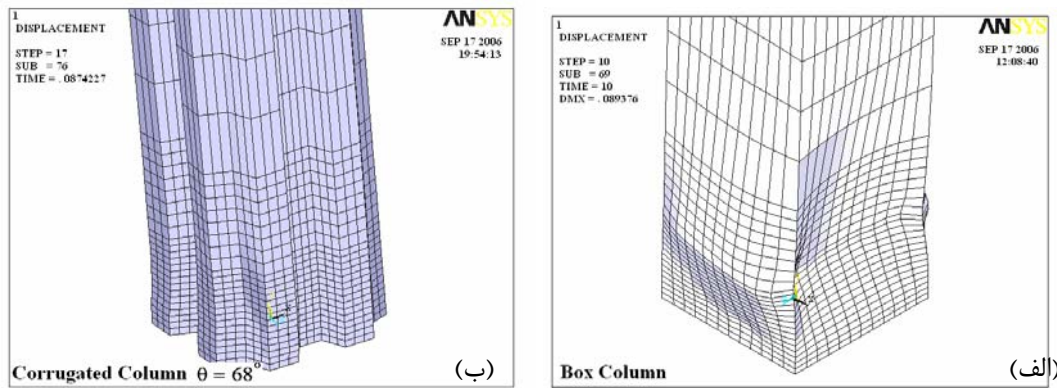
(ج)

(ب)

شکل ۱۶: کمانش موضعی در ستون‌های (الف) دایره‌ای (ب) با مقطع موج‌دار $\theta = 45^\circ$ و (ج) با مقطع موج‌دار $\theta = 68^\circ$ در تغییرمکان جانبی $8\delta_y$.



شکل ۱۷: مقایسه رفتار لرزه‌ای ستون جعبه‌ای با ستون با مقطع موج‌دار $\theta = 68^\circ$.



شکل ۱۸: کمناش موضعی در ستون‌های (الف) جعبه‌ای در تغییر مکان جانبی $5\delta_y$ و (ب) با مقطع موج‌دار $\theta = 68^\circ$ در تغییر مکان جانبی $8\delta_y$.

مقاومت کمانشی بالاتری در اجزای ستون با مقطع موج‌دار حتی با ضخامت‌های کمتر قابل حصول می‌باشد.

- در ستون جدید، کمناش مجزای هر چین باعث زوال ستون نمی‌شود زیرا لبه‌های نسبتاً تیز بین چین‌ها مانع از گسترش سریع کمناش در کل مقطع می‌گردد. در صورتی که علت افت شدید مقاومت در ستون‌های با مقطع مستطیلی و دایره‌ای گسترش سریع کمناش موضعی یا جزئی به دیگر قسمت‌های ستون می‌باشد.
- در ستون با مقطع موج‌دار دوزنقه‌ای، با افزایش تیزی بین چین‌ها و یا افزایش زاویه θ (به عنوان ابزاری در دست طراح)، می‌توان شدت کمناش موضعی و میزان گسترش آن در مقطع را کاهش داد و بنابراین ستون

جمع‌بندی نتایج

رفتار و مزایای ستون پیشنهادی را می‌توان به طور خلاصه در موارد زیر برشمرد:

- در مقاطع جعبه‌ای، سخت‌کننده‌های قائم فقط در یک لبه بر ستون متکی هستند اما در مقطع موج‌دار هر زیر صفحه یا چین از دو طرف بر چین‌های دیگر متکی بوده و در واقع هر چین در حکم یک سخت‌کننده طولی برای دو چین دیگر می‌باشد. بنابراین خواص کمانشی ستون با مقطع موج‌دار به طور محسوس و قابل توجهی بیشتر از مقاطع مستطیلی سخت‌شده است.
- از آن جایی که در ستون جدید عرض هر زیرصفحه یا چین که در معرض کمناش قرار دارد، خیلی کمتر از عرض زیرصفحه‌های مقاطع مستطیلی و دایره‌ای است،

کاهش عرض زیرصفحه‌ها، مقاومت کمانش موضعی و با افزایش ارتفاع موج و یا زاویه تاشدگی ورق، مقاومت کمانش جزئی ستون را افزایش دهد.

در هنگام زلزله‌های شدید، ستون با مقطع موج‌دار می‌تواند تغییرشکل‌های پلاستیک زیادی را بدون افت شدید مقاومت تحمل نماید و شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی بالایی داشته باشد.

شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی بیشتری خواهد داشت.

• در ستون‌های مستطیلی برای افزایش مقاومت کمانش موضعی و جزئی ستون، بایستی از تعداد سخت‌کننده‌های بیشتر و با ارتفاع زیادتر استفاده نمود. اما در ستون‌های با مقطع موج‌دار، طراح می‌تواند برای افزایش مقاومت کمانش موضعی و بخشی ستون شکل موج ورق‌های موج‌دار را تغییر دهد. مثلاً می‌تواند با

مراجع

- 1 - Gao, S., Usami, T. and Ge, H. (1998b). "Ductility Evaluation of Steel Bridge Piers with Pipe Sections." *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 124, No. 3, PP.260-267.
- 2 - Jiang, L., Goto, Y. and Obata, M. (2002). "Histertic modeling of thin-walled circular steel columns under biaxial bending." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 128, No. 3, PP. 319-327.
- 3 - Ge, H., Gao, S. and Usami, T. (2000). "Stiffened steel box columns. Part 1: Cyclic behavior." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 29, PP. 1691-1706.
- 4 - Ishizawa, T. and Iura, M. (2005). "Analysis of tubular steel bridge piers." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 34, PP. 985-1004.
- 5 - ANSYS 8.1 Documentation.
- 6 - Sobhan, M. S. (2006). *Application of corrugated steel plates due to improvement of seismic behavior of structures*. MS.C Thesis, School of Civil Engineering, University of Tehran, Tehran.

واژه‌های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

- 1 - Elephant foot bulge
- 2 - Nonlinear Kinematic Hardening