

# « بسم الله الرحمن الرحيم »



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر فرزاد نعیم - مهندس علیرضا رضائیان

نشریه علمی و پژوهشی

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

## سازه و فولاد

دکتر علی اکبر آقا کوچک	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر مجتبی ازهری	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه صنعتی اصفهان
دکتر حسین باقرنژاد	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه ماینز آلمان
دکتر ابراهیم ثنایی	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه علم و صنعت ایران
دکتر فرهاد دانشجو	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر رضا رازانی	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه فنی شیراز
دکتر مجید صادق آذر	(دانشیار مهندسی عمران)	دانشکده فنی دانشگاه تهران
دکتر سعید صبوری	(دانشیار مهندسی عمران)	دانشگاه خواجه نصیر الدین طوسی
دکتر حجت عادل	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه اوهایو آمریکا
دکتر مهدی فرشاد	(استاد مهندسی عمران)	انستیتوی تکنولوژی فدرال سوئیس
پروفسور آرک مگردیچیان	(استاد مهندسی عمران)	استادبازنشسته دانشگاه امیرکبیر
دکتر شمس‌الدین میردامادی	(استاد مهندسی مواد)	دانشگاه علم و صنعت
دکتر فرزاد نعیم	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه کالیفرنیا جنوبی آمریکا
دکتر سید احمد نور بخش	(استاد مهندسی مکانیک)	دانشگاه تهران
دکتر هشیار نوشین	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه ساری انگلیس

نشانی:

تهران، بزرگراه رسالت، خیابان شهید  
کابلی، پلاک ۱۰، واحد ۱۰

تلفن:

۸۸۴۶۹۰۰۴-۸۸۴۲۹۴۳۸

پایگاه اینترنتی:

[www.iss.ir](http://www.iss.ir)

نشانی اینترنتی:

[info@iss.ir](mailto:info@iss.ir)

صفحه آرایی: بهارک صفری

لیتوگرافی و چاپ: مرادیان

انجمن سازه‌های فولادی ایران

# سازه و فولاد

## اعتبار علمی و پژوهشی

کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران در تاریخ ۱۳۸۳/۱۱/۳ موافقت خود در خصوص اعطای درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران را طی نامه شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ اعلام نمود و طی نامه شماره ۳/۱۱/۸۴۴ مورخ ۸۸/۵/۱۲ مجوز تمدید درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد اعطا گردید.

سال پنجم - شماره‌ی پنجم

بهار و تابستان ۱۳۸۸

## فهرست

- ۲.....انجمن سازه‌های فولادی ایران
- ۵.....ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی قاب خمشی معمولی  
**Seismic Evaluation of Steel Ordinary Moment Frame Buildings**  
دکتر غلامرضا قدرتی امیری: استاد، قطب مطالعات بنیادی در مهندسی سازه‌ها، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران  
مهندس علی سید کاظمی: کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشگاه علوم و فنون مازندران- بابل  
دکتر سید علی رضویان امرئی: دکتری مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران
- ۱۸.....  
**Comparison of Concrete Slabs Behavior Reinforced with Steel Rebars and FRP Pultruded Grating**  
دکتر محمود مهرداد شکریه: استاد، دانشکده مهندسی مکانیک، دانشگاه علم و صنعت ایران  
مهندس محمد حیدری رارانی: دانشجوی دکتری، آزمایشگاه تحقیقاتی مواد مرکب، دانشکده مهندسی مکانیک دانشگاه علم و صنعت ایران
- ۲۸.....  
**Seismic Behavior of Eccentrically Braced Frames with Composite Vertical Shear Link (CV-EBF<sub>s</sub>)**  
دکتر محسنعلی شایانفر: عضو هیأت علمی دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران  
دکتر محمدعلی برخوردار: عضو هیأت علمی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران  
دکتر محمدقاسم وتر: عضو هیأت علمی پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله  
مهندس علیرضا رضائیان: دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران
- ۴۰.....  
**Efficiency of Standard 2800 Provisions for Buildings with Low Torsional to Translational Modal Frequencies Ratio**  
مهندس سید علی حاج سید تقیا: دانشجوی دکتری مهندسی عمران سازه و زلزله- دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات  
دکتر عبدالرضا سروقد مقدم: استادیار پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
- ۵۲.....  
**Effect of Ductility Factor on Force Modification Factor of Thin Steel Plate Shear Walls**  
دکتر مجید قلهکی: استادیار گروه عمران، دانشکده عمران دانشگاه سمنان  
دکتر سعید صبوری: دانشیار دانشکده عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی
- ۶۴.....  
**To Investigate the Effect of Circular Web Opening on the Shear Capacity of Plate Girders**  
دکتر فرزاد شهبان: دانشیار گروه عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد  
مهندس سلیمان قهستانی: کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد
- ۷۳.....  
**Vibration Control of Uncetian Based Steel Structures with Quantitative Feedback Theory & H Infinity Norm**  
دکتر فریدون امینی: دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران  
مهندس جواد کاتبی: دانشجوی دکتری زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران
- ۸۵.....شیوه نگارش
- ۸۶.....فرم عضویت

به نام خالق هستی

فولاد به عنوان مصالحی با مقاومت و دوام بالا و قابلیت شکل‌پذیری از دیر باز نقش عمده در شکل‌گیری تمدن بشری ایفا کرده است، در جوامع مسلمانان نیز بر اساس توصیفاتی که در قرآن کریم از فولاد به عمل آمده و از آن به عنوان مصالحی با مقاومت بسیار بالا که منفع فراوانی برای مردم دارد یاد شده، همواره از جایگاه خاصی برخوردار بوده است.

امروز با وجود تولید مصالح جدید و پیشرفت‌های که در این زمینه حاصل شده فولاد کماکان به دلیل اقتصادی بودن و سهولت به کارگیری و سایر خصوصیات مثبت توانسته موقعیت خود را در صنایع حفظ کند. به تریبی که روز به روز بر مصرف آن در جهان افزوده شده است به طوری که مصرف سرانه فولاد در هر کشور به عنوان شاخصی از توسعه یافتگی آن کشور مطرح است. ایران نیز به عنوان کشوری در حال توسعه با هرم جمعیتی خاص که نیاز روز افزونی به مسکن دارد با مصرف رو به رشد فولاد مواجه است به طوری که مصرف فولاد در بخش عمران و صنعت در کشور ما به رقمی حدود هشت میلیون تن در سال می‌رسد و این روند روبه رشد وجود نهادهایی را می‌طلبد که بر رخدادهای و اقدامات زیر نظارت داشته و آن را به انجام برسانند:

۱. تدوین روش‌های نوین و ارتقای دانش فنی در زمینه سازه‌های فولادی
۲. مدیریت، سامان‌دهی و تعیین راهبردهای تحقیقاتی با توجه به نیاز کشور
۳. اصلاح و توسعه آیین‌نامه‌های مرتبط
۴. رفع اشکالات جامعه مهندسی و به روز نگه داشتن دانش آموختگانی که سال‌ها از دانشگاه دور بوده اند در تمامی زمینه‌های طراحی، نظارت و اجرا.
۵. وارد کردن مباحث اجرایی و کاربردی در دوره‌های دانشگاهی و تقویت ارتباط دانشگاه و صنعت.
۶. تکمیل آموزش در سطوح مختلف نظیر کارگران، استادکاران، فن‌ورزان، راه‌های میانی و سطوح عالی.

در این راستا با همت اساتید محترم دانشگاهی عضو انجمن در مورخ ۸۳/۱۱/۳ از طریق کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران مجوز علمی و پژوهشی مجله سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران به شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ صادر شد.

بدینوسیله از کلیه مهندسين و پژوهشگران محترم دعوت می‌شود که با ارسال مقالات علمی پژوهشی خود مدارد تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران



# ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی قاب خمشی معمولی

غلامرضا قدرتی امیری<sup>۱</sup>، علی سید کاظمی<sup>۲</sup>، سید علی رضویان امرئی<sup>۳</sup>

(دریافت: شهریور ۸۷، پذیرش: بهمن ۸۷)

## چکیده

در این مقاله، ساختمان‌های فولادی قاب خمشی معمولی طراحی شده با استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران براساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای، ارزیابی و عملکرد لرزه‌ای آنها در حوزه رفتارهای خطی و غیرخطی بررسی می‌گردد. بدین منظور ابتدا نمونه های متعارفی از ساختمان طبق استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده و سپس قاب بحرانی آنها براساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای، تحت بهسازی مینا و با روش های استاتیکی غیرخطی، دینامیکی خطی طیفی و تاریخچه زمانی کنترل می‌شود. مطابق نتایج این تحقیق، عملکرد خمشی کلیه اعضاء در تمامی ساختمان‌ها کنترل شونده توسط تغییرشکل بوده و با روش دینامیکی خطی تاریخچه زمانی برمبنای شتاب نگاشت زلزله های رخ داده در ایران (از جمله بم) نیازی به بهسازی ندارند. ساختمان‌های کوتاه برشی در حوزه رفتار غیرخطی عملکرد بسیار مناسبی دارند در حالیکه ساختمان‌های خمشی (۶ و ۸ طبقه) با روش استاتیکی غیرخطی و تمامی ساختمان‌ها با روش دینامیکی طیفی می‌بایستی بهسازی شوند.

## کلمات کلیدی

بهسازی لرزه‌ای، عملکرد لرزه‌ای، ساختمان فولادی، قاب خمشی معمولی

## Seismic Evaluation of Steel Ordinary Moment Frame Buildings

G.Ghodrati Amiri, A. Seyyed Kazemi, S.A.Razavian Amrei

### ABSTRACT

In this paper, steel ordinary moment resisting frame buildings designed according to the Iranian Earthquake Code (Standard No.2800, 2nd edition) are evaluated based on seismic retrofitting provision for existing buildings. Also, their seismic performance is investigated in the range of both linear and non-linear behaviors. At first, several common samples of these systems were designed through 2800 code. So, critical frame of these samples was controlled using the seismic retrofitting provision in base upgrading level through the several detailed numerical analyses (non-linear static, linear dynamic spectrum and time history). Based on the obtained results, bending performance of all members in all structures is controlled by deformation and with linear dynamic time history analysis using the record of happened earthquakes in Iran such as Bam, do not need to be strengthened. The shearing low-height structures showed a reasonable performance in the range of non-linear behavior. However the flexural structures (6 and 8-storeyed) with non-linear static procedure and all of structures with linear dynamic spectrum method should be improved.

### Key words

Seismic Retrofitting, Seismic Performance, Steel Ordinary, Moment Resisting Frame, Building

۱.استاد، قطب مطالعات بنیادی در مهندسی سازه‌ها، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، ghodrati@iust.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲.کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشگاه علوم و فنون مازندران - بابل، ali\_sk\_ardebili@yahoo.com

۳.دکتری مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، ali\_razavian@iust.ac.ir



به جای طراحی بر اساس مقاومت بوده است. به عبارتی دیگر وجه تمایز اصلی این آیین نامه - که چهارچوب پیش نویس اولیه آن بر اساس گزارشات FEMA قرار دارد، با آیین نامه های قبلی همچون استاندارد ۲۸۰۰ [۶] در استفاده از روش غیرخطی است که روش نگرش به طراحی لرزه ای و نحوه تحلیل و طراحی سازه را بطور بنیادی دگرگون ساخته است.

## ۲- مدل های مورد بررسی

پلان ساختمان های نمونه در نظر گرفته شده، مربعی با ابعاد  $15 \times 15$  m و قاب هایی به فاصله ۵ متر است. ساختمان های مورد مطالعه در چهار تیپ ارتفاعی دو طبقه، چهار طبقه، شش طبقه و هشت طبقه انتخاب شدند که ارتفاع هر طبقه ۳ m می باشد. نوع ساختمان، مسکونی با اهمیت متوسط و محل احداث جنوب تهران در نظر گرفته شد. در کلیه ساختمان ها، سیستم مقاوم در برابر بار جانبی در هر دو راستا، قاب خمشی فولادی معمولی بوده و جهت تحمل بار ثقلی طبقات در سقف ها از سیستم دال یک طرفه (تیرچه و بلوک) استفاده شده است. اتصالات نیز از نوع صلب می باشد. با توجه به نوع پلان انتخاب شده و جهت تیرچه ریزی (شطرنجی)، تمامی قاب های موجود در ساختمان ها، وضع تقریباً مشابهی دارند بطوریکه از بررسی یک قاب، نتایج مورد نظر برای کل ساختمان بدست می آید. در همه این ساختمان ها قاب مورد مطالعه، قاب محور ۲ (قاب میانی) می باشد که حالت بحرانی تری از نظر بارگذاری بویژه در ستون ها دارد. پلان ساختمان های مورد بررسی و قاب مورد مطالعه در شکل (۱) نمایش داده شده است.

## ۳- مشخصات مصالح و نوع مقاطع اعضا

مشخصات مصالح به شرح ذیل در نظر گرفته شده است:

$$F_y = 2400 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{تنش تسلیم فولاد}$$

$$F_u = 3600 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{مقاومت نهایی فولاد}$$

$$E = 2.04 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{مدول الاستیسیته فولاد}$$

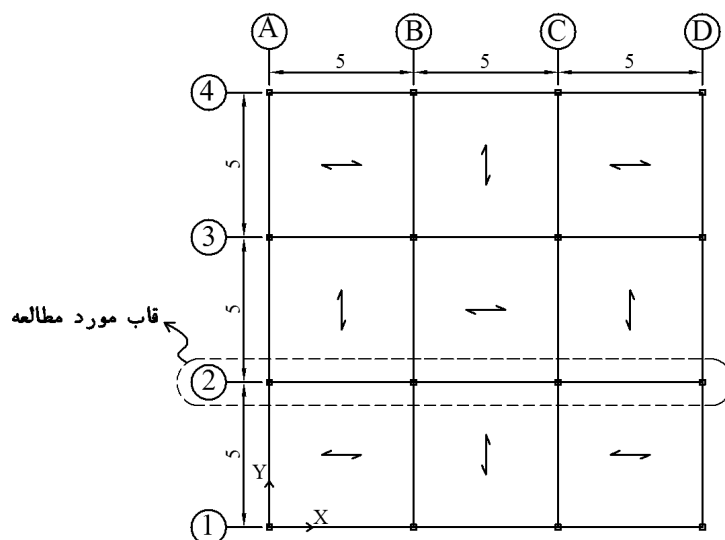
$$v = 0.3 \quad \text{ضریب پواسون}$$

پاسخ لرزه ای قاب های فولادی تحت زلزله متناسب ناشی از حرکت زمین طی مطالعاتی بررسی شده است [۱]. نتایج، حاکی از آن است که مقاومت یک معیار ناکافی برای طراحی لرزه ای است، زیرا اغلب سازه ها در زلزله های قوی تسلیم شده و وارد ناحیه خمیری می گردند. طراحی بر پایه عملکرد، یک فلسفه طراحی جامع تری است که در آن معیار طراحی بر حسب اهداف عملکردی بیان می شود. هدف عملکردی را می توان تراز مطلوب و مورد نظر عملکرد لرزه ای سازه، نظیر تغییر شکل های جانبی، تغییر مکان های جانبی طبقه، شکل پذیری المان و شاخص خسارت المان در قبال تراز مشخصی از خطر زلزله دانست. به عبارت دیگر با ترکیب یک تراز عملکرد ساختمان و یک تراز زلزله، یک هدف عملکردی شکل می گیرد [۲]. زیر بنای تدوین آیین نامه ساختمانی بر مبنای طراحی عملکردی در سال ۱۹۹۲ توسط گروه تصمیم گیرندگان Seaoc طی کمیته Vision 2000 توسعه یافت و مقرر شد این کار تا قبل از سال ۲۰۰۰ انجام شود ولی بجز فعالیت های محدود اقدامی در این باره صورت نگرفت. علت تشکیل این کمیته خسارت سنگین ۸ میلیارد دلاری ناشی از زلزله ۱۹۸۹ لوماپریتا بود. در ژانویه سال ۱۹۹۴ زلزله نرتریج با بزرگی ۶.۷ به وقوع پیوست و خسارتی در حدود ۲۰ میلیارد دلار به بار آورد. متعاقب این مسئله، طی مدت یک سال، کمیته Vision 2000 پیشنهادهایی برای طراحی بر پایه عملکرد ارائه داد. گزارش این کمیته در سال ۱۹۹۵ منتشر شد که حاوی مباحث مفصل مهندسی زلزله در زمینه طراحی بر اساس عملکرد بود [۳]. بر ترو در سال ۱۹۹۷ دستورالعمل Seaoc برای ساختمان های جدید و NEHRP FEMA 273, (را بازنگری نمود [۴]. بدین ترتیب یک منبع اصلی و اولیه در رابطه با طراحی بر پایه عملکرد در اختیار قرار گرفت که شامل پیشنهادهای و راهنمایی هایی برای طراحی ساختمان های جدید و بهسازی ساختمان های موجود می باشد [۳]. در کشور ایران نیز تدوین دستورالعمل بهسازی لرزه ای [۵] در راستای جایگزینی فلسفه طراحی بر اساس عملکرد



چرخه های هیستریزیس پایدار و دوکی شکل می باشد [۷]. مقاطع تیرها نیز از پروفیل IPE انتخاب شده است.

برای ستون‌ها از مقطع جعبه‌ای استفاده شده است که ضمن قابلیت ایجاد اتصال خمشی مناسب در دو طرف دارای



شکل (۱): پلان ساختمان‌های مورد بررسی (واحد بر حسب متر)

و نیز جابجایی نسبی مجاز هر طبقه طبق همین استاندارد ( $\frac{0.03}{R}$  برابر ارتفاع آن طبقه) در روند طراحی ساختمان‌ها مد نظر قرار گرفته است. نتایج طراحی در جدول‌های ۱ تا ۴ آمده است.

#### ۴- نرم افزار تحلیل و طراحی

در این تحقیق برای آنالیز و طراحی نمونه‌ها طبق استاندارد ۲۸۰۰ و نیز کنترل و ارزیابی آنها بر اساس روش‌های مختلف دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای از نرم‌افزار ETABS 2000 [۸] استفاده شده است.

#### ۶- آنالیز مدل‌ها، ارزیابی و کنترل قاب‌های بحرانی بر

##### اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای

نمونه های طراحی شده با استاندارد ۲۸۰۰، براساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای تحت بهسازی مینا و با سه روش استاتیکی غیرخطی، دینامیکی خطی طیفی و دینامیکی خطی تاریخچه زمانی تحلیل و آنالیز شدند. سپس قاب بحرانی آنها (قاب محور ۲) طبق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای، ارزیابی و کنترل گردید. لازم به ذکر است در تحلیل باروش استاتیکی غیرخطی دو نوع توزیع بار جانبی (توزیع نوع اول و توزیع نوع دوم) بر روی سازه‌ها اعمال شد. از آنجا که هدف بهسازی، بهسازی مینا انتخاب شده است انتظار می‌رود که تحت زلزله "سطح خطر- ۱" ایمنی جانبی ساکنین تأمین گردد. این سطح خطر بر اساس ۱۰٪ احتمال رویداد زلزله در ۵۰ سال (معادل دوره بازگشت ۴۷۵ سال)

#### ۵- بارگذاری و طراحی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰

بارگذاری ثقلی ساختمان‌های مورد بررسی بر مبنای آیین‌نامه ۵۱۹ ایران [۹] و بارگذاری جانبی آنها بر اساس آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش دوم، صورت گرفته است. بارهای سطحی مرده و زنده و بار دیوارهای جانبی در مورد طبقات به ترتیب  $655 \text{ kgf/m}^2$ ،  $200 \text{ kgf/m}^2$  و  $900 \text{ kgf/m}^2$  و در مورد بام به ترتیب  $605 \text{ kgf/m}^2$ ،  $150 \text{ kgf/m}^2$  و  $200 \text{ kgf/m}^2$  در نظر گرفته شده است. در محاسبه ضریب زلزله (C) ساختمان‌ها بر اساس استاندارد ۲۸۰۰، نوع زمین IV انتخاب شده است. طراحی قاب‌ها هم مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران [۱۰] و به روش تنش مجاز صورت گرفته است. همچنین ضوابط لرزه‌ای پیوست دوم استاندارد ۲۸۰۰

تعیین می‌شود. که در استاندارد ۲۸۰۰ ایران «زلزله طرح» (DBE) نامیده شده است.

برای تیرها مفصل غیر خطی M3 در وسط و هر دو انتهای تیر تعریف شد و برای ستون‌ها نیز مفصل غیر خطی PMM به ابتدا و انتهای ستون اختصاص یافت. در این روش دو نوع توزیع بار جانبی به شرح زیر بر روی سازه‌ها اعمال گشت:

#### ۶-۱- روش استاتیکی غیرخطی

جدول (۱): نتایج طراحی طبق استاندارد ۲۸۰۰ در قاب مورد مطالعه (قاب محور ۲) مربوط به ساختمان ۲ طبقه

طبقه	ستون‌های 2.A & 2.D	ستون‌های 2.B & 2.C	تیرهای 2.AB & 2.CD	تیر 2.BC
2	TUBO 160*160*20	TUBO 160*160*10	IPE 300	IPE 300
1	TUBO 200*200*20	TUBO 200*200*20	IPE 300	IPE 300

جدول (۲): نتایج طراحی طبق استاندارد ۲۸۰۰ در قاب مورد مطالعه (قاب محور ۲) مربوط به ساختمان ۴ طبقه

طبقه	ستون‌های 2.A & 2.D	ستون‌های 2.B & 2.C	تیرهای 2.AB & 2.CD	تیر 2.BC
4	TUBO 200*200*20	TUBO 180*180*20	IPE 300	IPE 270
3	TUBO 220*220*20	TUBO 220*220*20	IPE 360	IPE 330
2	TUBO 240*240*20	TUBO 220*220*20	IPE 450	IPE 360
1	TUBO 260*260*20	TUBO 260*260*20	IPE 400	IPE 360

جدول (۳): نتایج طراحی طبق استاندارد ۲۸۰۰ در قاب مورد مطالعه (قاب محور ۲) مربوط به ساختمان ۶ طبقه

طبقه	ستون‌های 2.A & 2.D	ستون‌های 2.B & 2.C	تیرهای 2.AB & 2.CD	تیر 2.BC
6	TUBO 240*240*20	TUBO 240*240*20	IPE 300	IPE 300
5	TUBO 240*240*20	TUBO 240*240*20	IPE 330	IPE 330
4	TUBO 300*300*20	TUBO 280*280*20	IPE 400	IPE 330
3	TUBO 300*300*20	TUBO 280*280*20	IPE 500	IPE 500
2	TUBO 320*320*20	TUBO 300*300*20	IPE 550	IPE 600
1	TUBO 320*320*20	TUBO 320*320*20	IPE 400	IPE 330

جدول (۴): نتایج طراحی طبق استاندارد ۲۸۰۰ در قاب مورد مطالعه (قاب محور ۲) مربوط به ساختمان ۸ طبقه

طبقه	ستون‌های 2.A & 2.D	ستون‌های 2.B & 2.C	تیرهای 2.AB & 2.CD	تیر 2.BC
8	TUBO 260*260*20	TUBO 260*260*20	IPE 300	IPE 300
7	TUBO 260*260*20	TUBO 260*260*20	IPE 360	IPE 360
6	TUBO 260*260*20	TUBO 260*260*20	IPE 400	IPE 400
5	TUBO 280*280*20	TUBO 280*280*20	IPE 450	IPE 450
4	TUBO 300*300*20	TUBO 280*280*20	IPE 600	IPE 600
3	TUBO 320*320*20	TUBO 320*320*20	IPE 600	IPE 550
2	TUBO 340*340*20	TUBO 320*320*20	IPE 500	IPE 550
1	TUBO 380*380*20	TUBO 380*380*20	IPE 450	IPE 450



منظور محاسبه تغییر مکان هدف واقعی طبق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای، با یک مدل رفتار دو خطی ساده جایگزین شد. در جدول (۵) تغییر مکان هدف واقعی طبق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای در دو نوع توزیع آمده است. بعد از محاسبه تغییر مکان هدف واقعی، تغییر مکان نقطه کنترل (مرکز جرم بام) برابر این مقدار قرار داده شده و دوباره سازه‌ها با دو نوع توزیع آنالیز غیرخطی شدند.

نیروی محوری فشاری در ستون‌ها کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌شود برای کنترل تلاش خمشی در ستون‌ها نسبت نیروی محوری ستون در تغییر مکان هدف،  $P$ ، به کرانه پایین مقاومت فشاری ستون،  $PCL$ ، بدست آمد. این نسبت در جداول ۶ تا ۹ ارائه شده است. از آنجا که برای تمامی ستون‌ها در همه ساختمان‌ها  $\frac{P}{P_{CL}} < 0.5$  است لذا تلاش خمشی کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب شده و حداکثر زاویه چرخش تک تک ستون‌ها ( $\theta_C$ ) با زاویه چرخش خمیری مجاز در هنگام رعایت ایمنی جانی ( $L_S$ ) مقایسه گردید. معیار پذیرش چنین است:

$$\theta_C \leq L_S \quad (4)$$

عملکرد خمشی تیرها بر مبنای رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل می‌باشد. معیار پذیرفته شدن تیر چنین می‌باشد:

$$\theta_b \leq L_S \quad (5)$$

در این رابطه  $\theta_b$  حداکثر زاویه چرخش گره ابتدای تک تک تیرها حول محور عمود بر صفحه قاب و  $L_S$  مقدار تغییر شکل دورانی خمیری مجاز در هنگام رعایت ایمنی جانی است.

۱- توزیع نوع اول: از آنجا که در تمامی ساختمان‌ها حداقل ۷۵ درصد جرم سازه در مود ارتعاشی اول در جهت مورد نظر مشارکت کردند این توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی یعنی مطابق رابطه (۱) انتخاب شد:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V \quad (1)$$

۲- توزیع نوع دوم: توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه گردید (رابطه ۲):

$$F_i = \frac{W_i}{\sum_{j=1}^n W_j} V \quad (2)$$

در روابط فوق  $F_i$  نیروی جانبی وارد بر طبقه  $i$ ،  $W_i$  وزن طبقه  $i$ ،  $h_i$  ارتفاع طبقه  $i$  و  $V$  نیروی برشی پایه است و مقدار  $k$  برابر است با:  $k = 0.5T + 0.75$  زمان تناوب اصلی است. به ازای  $T \leq 0.5$  مقدار  $k$  برابر یک و برای  $T \geq 2.5$  مقدار  $k$  برابر ۲ انتخاب می‌شود.

در انجام اولین آنالیز غیرخطی تغییر مکان هدف بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران انتخاب شد (رابطه ۳):

$$(0.4R) \times \frac{0.03}{R} \times H = 0.012H \quad (3)$$

که در این رابطه،  $R$  ضریب رفتار و  $H$  ارتفاع ساختمان است. نمودار رفتار غیرخطی (برش پایه - تغییر مکان) بعد از رسیدن تغییر مکان نقطه کنترل (مرکز جرم بام) به ۱.۵ برابر تغییر مکان هدف، بدست آمد. سپس این نمودار به

جدول (۵): مقادیر تغییر مکان هدف واقعی طبق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای

تغییر مکان هدف واقعی، $\delta t$ (m)		نحوه عملکرد	نوع ساختمان
توزیع نوع اول	توزیع نوع دوم		
0.04272	0.04094	برشی*	دو طبقه
0.11089	0.10424	برشی	چهار طبقه
0.2058	0.19845	غیر برشی	شش طبقه
0.2848	0.28084	غیر برشی	هشت طبقه

\* منظور از ساختمان برشی، ساختمانی است که در تمام طبقات، تغییر مکان جانبی نسبی کوچکتر از طبقه زیرین باشد

## ۲-۶- روش دینامیکی خطی

تحلیل دینامیکی خطی به دو روش طیفی و تاریخچه زمانی بر روی مدل‌ها انجام شد. پاسخ سازه‌ها (مقادیر نیروها و تغییرمکان‌ها) در ضرایبی مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ضرب شدند تا حداکثر تغییرشکل سازه‌ها با آنچه که در زلزله پیش بینی می‌شود مطابقت داشته باشد.

۱- روش طیفی: در این روش شتاب طیفی برابر است با مقدار حاصله از طیف طرح استاندارد. این طیف از حاصل ضرب مقادیر طیف ضریب بازتاب ساختمان (B) و شتاب مبنای طرح (A) بدست آمد.

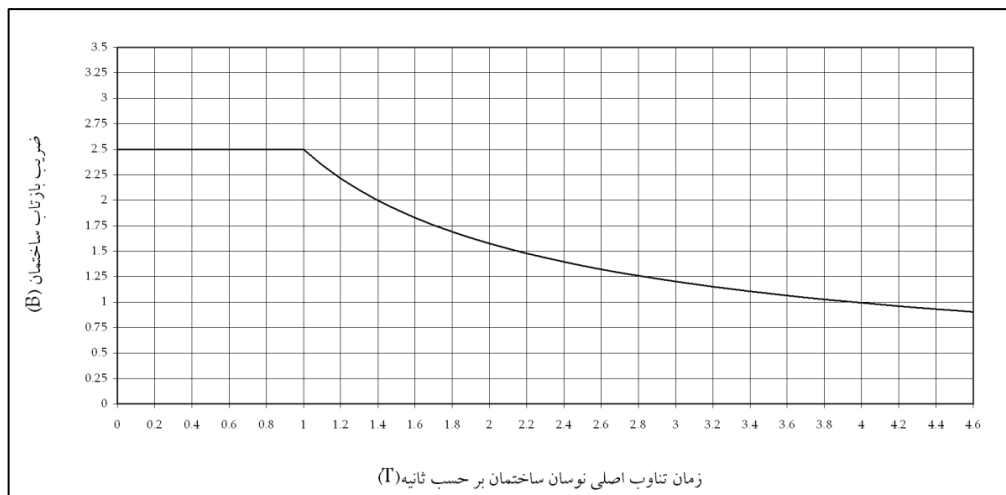
$$S_a = A \times B \quad (۶)$$

طیف ضریب بازتاب برای "سطح خطر-۱" مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای میرایی ۵٪ تعیین شد که برای زمین نوع IV در شکل (۲) نشان داده شده و رابطه (۷)، آن را تعریف می‌کند.

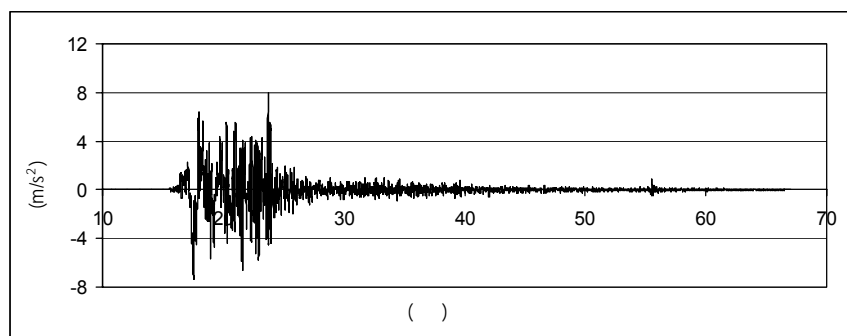
$$B = 2.5 \left( \frac{1}{T} \right)^{2/3} \leq 2.5 \quad (۷)$$

شتاب مبنای طرح که بعنوان ضریب مقیاس طیف بازتاب، مطرح است برای نواحی جنوب تهران  $0.35g = 3.4335$  در نظر گرفته شد.

۲- روش تاریخچه زمانی: شتاب نگاشت‌های مورد استفاده در این تحقیق مؤلفه افقی شتاب نگاشت زلزله‌های بم، طبس، منجیل و ناغان می‌باشد. ضریب مقیاس این شتاب نگاشت‌ها بدلیل اصلاح در شتاب ثقل  $g$  ضرب نشده و ۰.۳۵ در نظر گرفته شد. از آنجا که زلزله بم باعث بوجود آمدن بیشترین نیروها و تغییرمکان‌ها در سازه‌ها شد لذا معیارهای پذیرش بر اساس نیروهای بدست‌آمده از این شتاب نگاشت کنترل گردید. در شکل (۳) مؤلفه افقی شتاب نگاشت زلزله بم نشان داده شده است.



شکل (۲): طیف بازتاب (B) برای زمین نوع IV



شکل (۳): مؤلفه افقی شتاب نگاشت زلزله بم

$$\frac{P_{UF}}{\kappa P_{CL}} + \frac{C_{mx} M_{UDx}}{m_x \kappa \left[ 1 - \frac{P_{UF}}{\kappa P_{ex}} \right] M_{CEx}} + \frac{C_{my} M_{UDy}}{m_y \kappa \left[ 1 - \frac{P_{UF}}{\kappa P_{ey}} \right] M_{CEy}} \leq 1 \quad (9)$$

و همچنین:

$$\frac{P_{UF}}{\kappa A F_{ye}} + 0.85 \left[ \frac{M_{UDx}}{m_x \kappa M_{PCEx}} + \frac{M_{UDy}}{m_y \kappa M_{PCEy}} \right] \leq 1.0 \quad (10)$$

$$M_{UDx} \leq m_x \kappa M_{PCEx}, M_{UDy} \leq m_y \kappa M_{PCEy}$$

در مورد تیرها عملکرد خمشی، کنترل شونده توسط تغییر شکل است و تلاش های ایجاد شده در آنها باید رابطه (۱۱) را ارضا نماید:

$$m \kappa Q_{CE} \geq Q_{UD} \quad (11)$$

علائم و پارامترهای بکار رفته در روابط فوق، مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای بوده و در فهرست علائم موجود می‌باشد.

در جداول ۶ تا ۹ نسبت نیروی محوری وارده بر ستون ( $P_{UF}$ ) به کرانه پایین مقاومت فشاری ستون ( $P_{CL}$ ) بدست آمده است. از آنجا که در تحلیل دینامیکی خطی (طیفی و تاریخچه زمانی) برای تمامی ستون‌ها در همه ساختمان‌ها  $\frac{P_{UF}}{P_{CL}} \leq 0.5$  است لذا رفتار ستون‌ها از نظر خمش کنترل شونده توسط تغییرشکل بوده و از نظر نیروی محوری، کنترل شونده توسط نیرو می‌باشند. لذا معادلات کنترل کننده برای ستون‌ها بصورت روابط ۸ تا ۱۰ خواهد بود:

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} \leq 0.15$$

$$\frac{P_{UF}}{\kappa P_{CL}} + \frac{M_{UDx}}{m_x \kappa M_{CEx}} + \frac{M_{UDy}}{m_y \kappa M_{CEy}} \leq 1.0 \quad (8)$$

$$\text{و اگر } 0.15 < \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \leq 0.5$$

جدول (۶): محاسبه ( $P/P_{CL}$ ) و ( $P_{UF}/P_{CL}$ ) در ستون‌های ساختمان ۲ طبقه

طبقه	ستون	استاتیکی غیرخطی		دینامیکی خطی		$P_{CL}$ (Kgf)	استاتیکی غیرخطی		دینامیکی خطی	
		P (Kgf)		$P_{UF}$ (Kgf)			P/ $P_{CL}$		$P_{UF}/P_{CL}$	
		توزیع نوع اول	توزیع نوع دوم	طیفی	تاریخچه زمانی		توزیع نوع اول	توزیع نوع دوم	طیفی	تاریخچه زمانی
2	2.A & 2.D	4726.1	4584.2	20093.2	18057.8	214193.3	0.02206	0.02140	0.09381	0.08431
	2.B & 2.C	5814.3	5985.2	32672.6	31578.2	124048.8	0.04687	0.04825	0.26339	0.25456
1	2.A & 2.D	12509.8	12731.9	50707.0	44824.7	296348.3	0.04221	0.04296	0.17111	0.15126
	2.B & 2.C	11885.6	12468.0	68382.2	66431.7	303896.7	0.03911	0.04103	0.22502	0.21860

جدول (۷): محاسبه ( $P/P_{CL}$ ) و ( $P_{UF}/P_{CL}$ ) در ستون‌های ساختمان ۴ طبقه

طبقه	ستون	استاتیکی غیرخطی		دینامیکی خطی		$P_{CL}$ (Kgf)	استاتیکی غیرخطی		دینامیکی خطی	
		P (Kgf)		$P_{UF}$ (Kgf)			P/ $P_{CL}$		$P_{UF}/P_{CL}$	
		توزیع نوع اول	توزیع نوع دوم	طیفی	تاریخچه زمانی		توزیع نوع اول	توزیع نوع دوم	طیفی	تاریخچه زمانی
4	2.A & 2.D	8052.1	7543.7	20080.5	17612.5	293494.3	0.02744	0.02570	0.06842	0.06001
	2.B & 2.C	9842.1	9988.3	30665.5	29213.6	264999.4	0.03714	0.03769	0.11572	0.11024
3	2.A & 2.D	23153.1	21918.0	53156.8	45099.6	338751.9	0.06835	0.06470	0.15692	0.13313
	2.B & 2.C	21472.2	21844.0	65656.5	62308.7	347784.6	0.06174	0.06281	0.18878	0.17916
2	2.A & 2.D	44737.7	43537.9	92867.9	75167.0	379504.2	0.11788	0.11472	0.24471	0.19807
	2.B & 2.C	40706.9	41141.2	108599.8	98912.9	346546.6	0.11746	0.11872	0.31338	0.28542
1	2.A & 2.D	63299.8	63503.0	130053.0	103629.9	421659.5	0.15012	0.15060	0.30843	0.24577
	2.B & 2.C	49748.7	51523.5	143438.8	131698.3	424825.2	0.11710	0.12128	0.33764	0.31001



جدول (۸): محاسبه  $(P/P_{CL})$  و  $(P_{UF}/P_{CL})$  در ستون‌های ساختمان ۶ طبقه

طبقه	ستون	استاتیکی غیرخطی		دینامیکی خطی		$P_{CL}$ (Kgf)	استاتیکی غیرخطی		دینامیکی خطی	
		P (Kgf)		$P_{UF}$ (Kgf)			P/ $P_{CL}$		$P_{UF}/P_{CL}$	
		توزیع نوع اول	توزیع نوع دوم	طیفی	تاریخچه زمانی		توزیع نوع اول	توزیع نوع دوم	طیفی	تاریخچه زمانی
6	2.A & 2.D	9687.3	8033.0	18920.3	16296.9	355602.5	0.02724	0.02259	0.05321	0.04583
	2.B & 2.C	8283.4	9408.9	25580.7	25466.1	375978.0	0.02203	0.02503	0.06804	0.06773
5	2.A & 2.D	24205.8	22080.5	49273.0	41267.5	356008.8	0.06799	0.06202	0.13840	0.11592
	2.B & 2.C	17291.8	19966.1	54397.7	54004.3	374271.1	0.04620	0.05335	0.14534	0.14429
4	2.A & 2.D	44165.4	42054.4	86986.5	69825.9	491074.7	0.08994	0.08564	0.17713	0.14219
	2.B & 2.C	31694.2	36653.8	90648.3	86057.2	464628.3	0.06821	0.07889	0.19510	0.18522
3	2.A & 2.D	71358.6	67141.6	127751.6	99626.0	501121.0	0.14240	0.13398	0.25493	0.19881
	2.B & 2.C	42636.0	48493.7	122111.3	115827.3	473491.3	0.09005	0.10242	0.25790	0.24462
2	2.A & 2.D	102574.2	100069.5	171442.7	130230.9	533074.8	0.19242	0.18772	0.32161	0.24430
	2.B & 2.C	51035.9	59419.8	151340.5	144952.1	505714.2	0.10092	0.11750	0.29926	0.28663
1	2.A & 2.D	122682.5	121974.3	209710.6	158188.9	531850.0	0.23067	0.22934	0.39430	0.29743
	2.B & 2.C	65555.0	75728.2	188634.5	177345.0	538038.2	0.12184	0.14075	0.35060	0.32961

جدول (۹): محاسبه  $(P/P_{CL})$  و  $(P_{UF}/P_{CL})$  در ستون‌های ساختمان ۸ طبقه

طبقه	ستون	استاتیکی غیرخطی		دینامیکی خطی		$P_{CL}$ (Kgf)	استاتیکی غیرخطی		دینامیکی خطی	
		P (Kgf)		$P_{UF}$ (Kgf)			P/ $P_{CL}$		$P_{UF}/P_{CL}$	
		توزیع نوع اول	توزیع نوع دوم	طیفی	تاریخچه زمانی		توزیع نوع اول	توزیع نوع دوم	طیفی	تاریخچه زمانی
8	2.A & 2.D	9394.1	7899.0	17144.5	14937.1	393289.2	0.02389	0.02008	0.04359	0.03798
	2.B & 2.C	8196.3	10432.4	23432.9	23276.9	414681.5	0.01977	0.02516	0.05651	0.05613
7	2.A & 2.D	26263.4	22099.8	45814.6	38240.5	401514.3	0.06541	0.05504	0.11410	0.09524
	2.B & 2.C	17244.9	22362.0	49575.8	49201.7	419486.6	0.04111	0.05331	0.11818	0.11729
6	2.A & 2.D	46513.8	40567.3	79381.8	63495.4	411871.7	0.11293	0.09850	0.19273	0.15416
	2.B & 2.C	26253.5	34030.3	75626.4	75061.0	425502.3	0.06170	0.07998	0.17773	0.17641
5	2.A & 2.D	71172.3	63415.1	117052.8	90987.1	463520.6	0.15355	0.13681	0.25253	0.19630
	2.B & 2.C	35178.8	45758.0	102286.8	101334.7	472118.9	0.07451	0.09692	0.21665	0.21464
4	2.A & 2.D	106551.6	92822.0	161476.2	123314.7	511032.7	0.20850	0.18164	0.31598	0.24130
	2.B & 2.C	51593.9	57983.9	131358.4	128763.7	477004.0	0.10816	0.12156	0.27538	0.26994
3	2.A & 2.D	145858.1	133815.9	209503.4	157824.5	542997.2	0.26862	0.24644	0.38583	0.29065
	2.B & 2.C	68768.9	65826.3	165320.0	158948.4	553278.1	0.12429	0.11898	0.29880	0.28728
2	2.A & 2.D	175653.6	166254.1	253246.7	189785.5	564881.1	0.31096	0.29432	0.44832	0.33597
	2.B & 2.C	71825.0	79011.2	188033.5	183552.8	543903.8	0.13205	0.14527	0.34571	0.33747
1	2.A & 2.D	200329.7	193953.2	292234.8	219042.9	653366.3	0.30661	0.29685	0.44728	0.33525
	2.B & 2.C	81048.2	90218.3	216191.7	211078.5	661516.2	0.12252	0.13638	0.32681	0.31908

غیرخطی می‌باشد. بدین منظور نتایج حاصل از کنترل و ارزیابی قاب بحرانی نمونه‌های انتخابی (قاب محور ۲) در آنالیزهای مختلف دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای بصورت نمودار درصد قوت مقاطع در شکل‌های ۴ تا ۷ آمده است.

۷- بررسی نتایج حاصل از کنترل و ارزیابی قاب‌های نمونه همانطور که گفته شد هدف اصلی این تحقیق کنترل ساختمان‌های فولادی قاب خمشی معمولی طراحی شده با استاندارد ۲۸۰۰ بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای و بررسی عملکرد لرزه‌ای آنها در حوزه رفتارهای خطی و



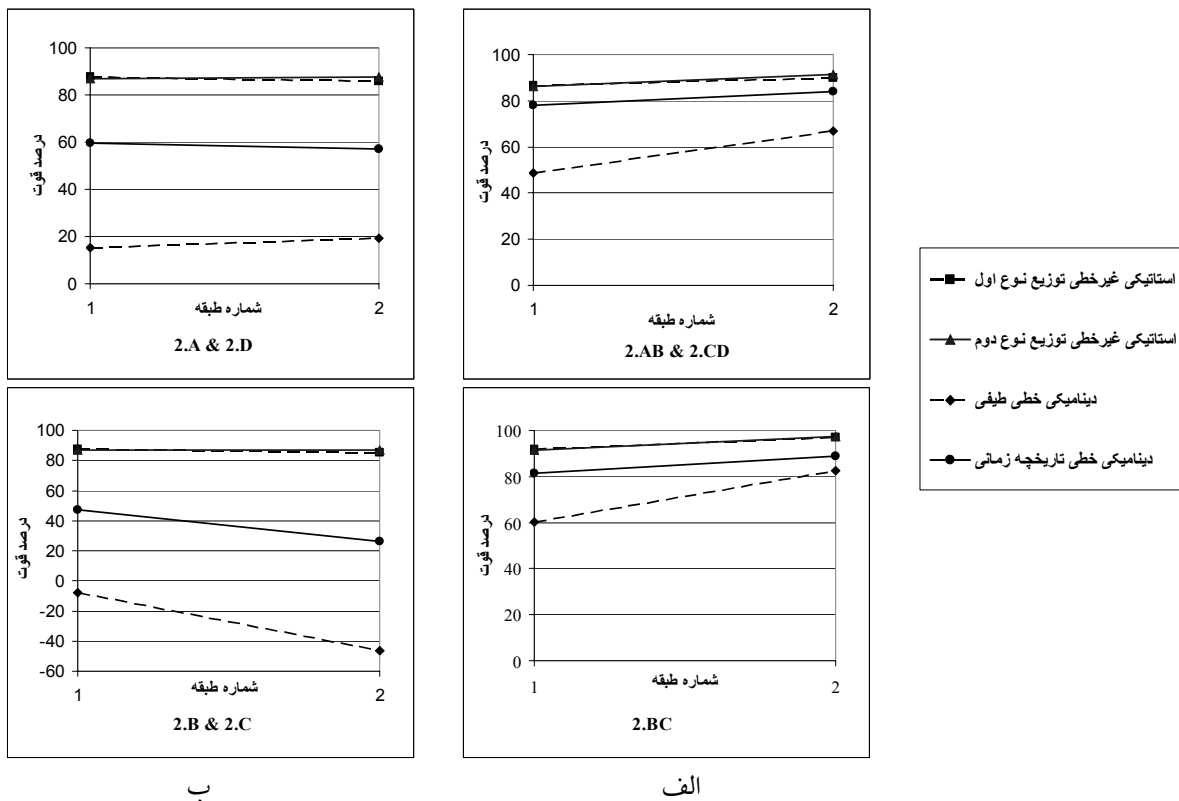
لازم بذکر است، درصد قوت ( $SP$ ) برای هر عضو بصورت رابطه (۱۲) تعریف می شود:

$$SP = \frac{U_{CE} - V_{CE}}{U_{CE}} \times 100 \quad (12)$$

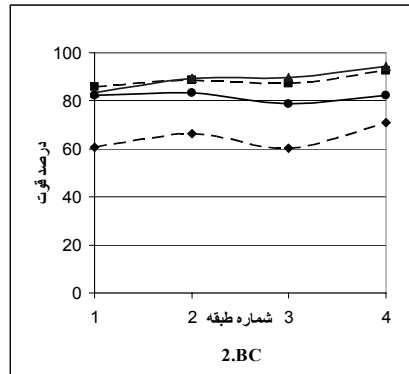
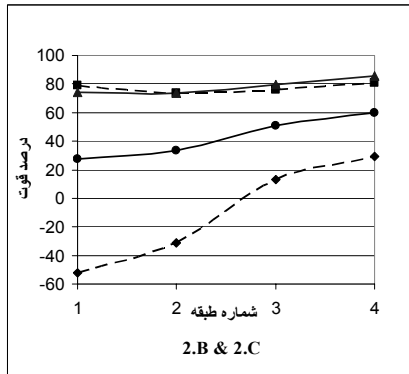
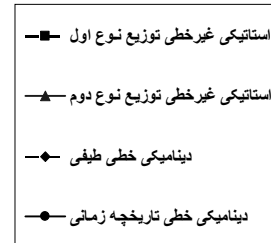
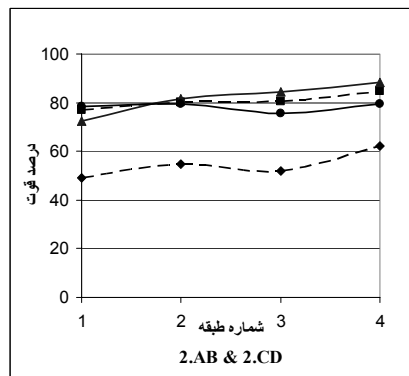
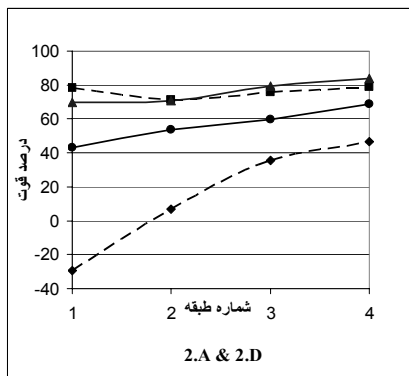
که در آن،  $U_{CE}$  کران بالای رابطه کنترل کننده عضو و  $V_{CE}$  مقدار بدست آمده از آن رابطه می باشد. در صورت وجود چندین رابطه کنترلی برای یک عضو، کوچکترین مقدار

جبری بدست آمده از رابطه فوق بعنوان درصد قوت در نظر گرفته می شود.

مقادیر منفی در نمودارها نشان دهنده ضعف در عضو مورد نظر است و ضرورت بهسازی در آن عضو را نشان می دهد. در شکل (۸) نیز نمودار درصد تعداد کل اعضای پذیرفته نشده در قابهای مورد بررسی نشان داده شده است.



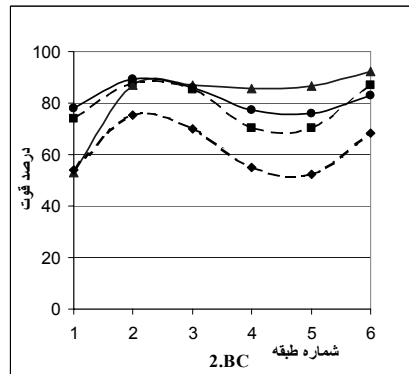
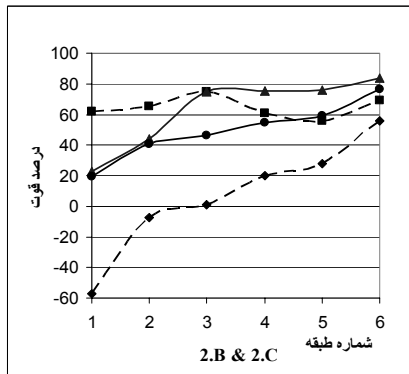
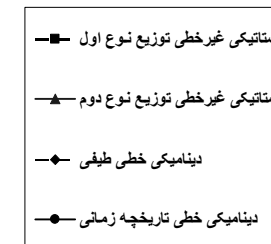
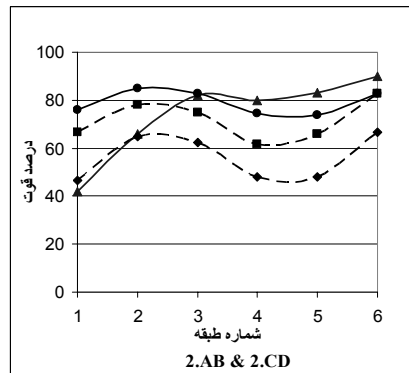
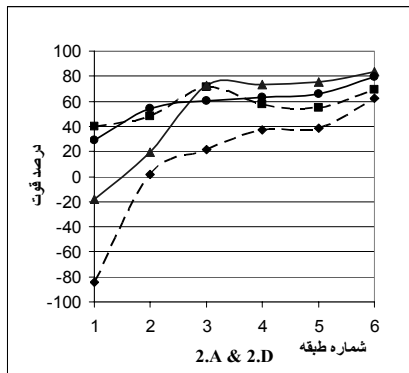
شکل (۴): نمودار درصد قوت مقاطع در قاب بحرانی ساختمان ۲ طبقه: (الف) تیرها (ب) ستون ها



ب

الف

شکل (۵): نمودار درصد قوت مقاطع در قاب بحرانی ساختمان ۴ طبقه: (الف) تیرها (ب) ستون ها

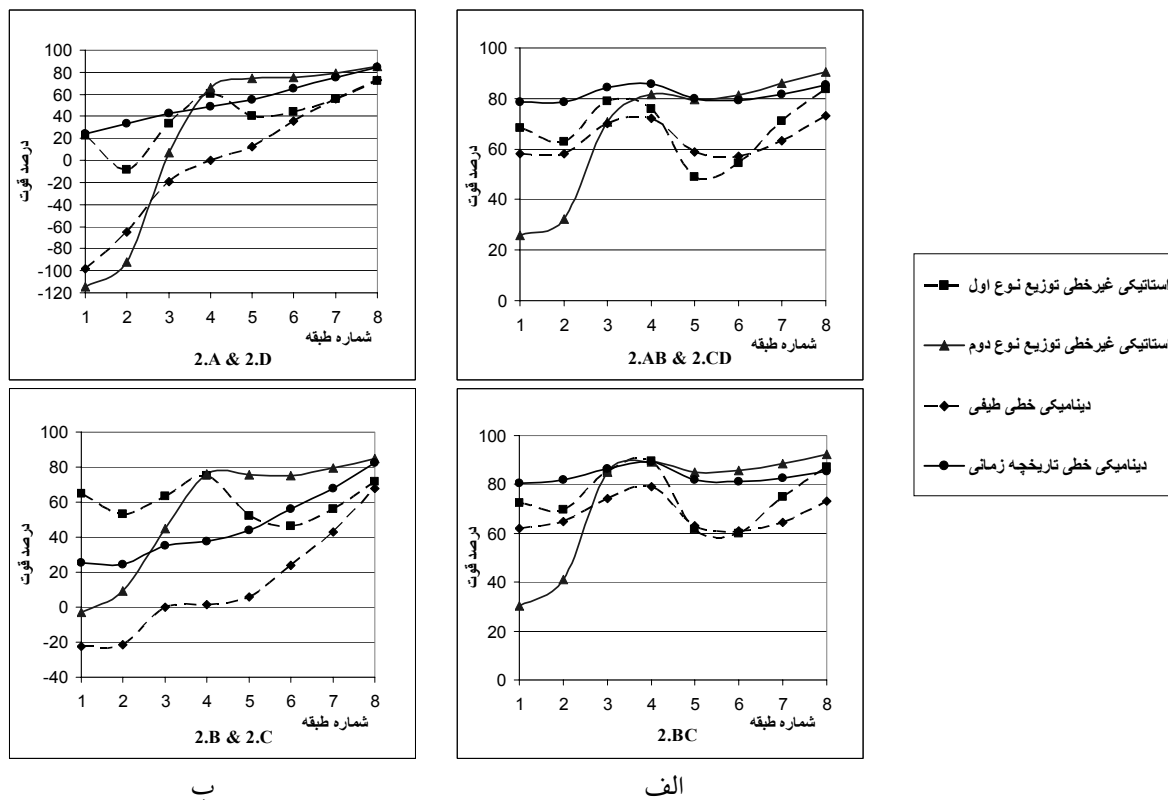


ب

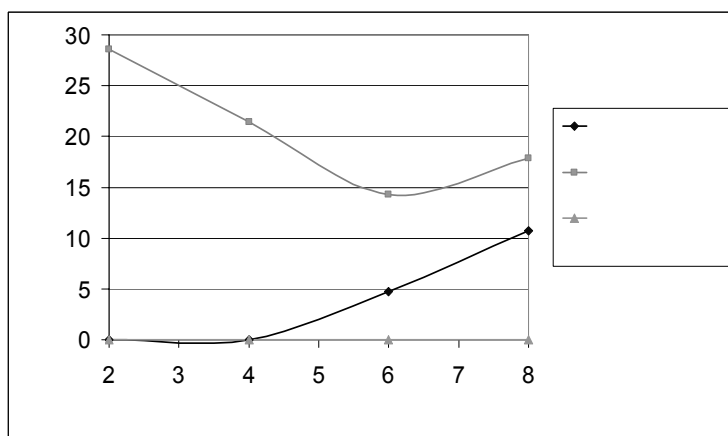
الف

شکل (۶): نمودار درصد قوت مقاطع در قاب بحرانی ساختمان ۶ طبقه: (الف) تیرها (ب) ستون ها





شکل (۷): نمودار درصد قوت مقاطع در قاب بحرانی ساختمان ۸ طبقه: (الف) تیرها (ب) ستون‌ها



شکل (۸): نمودار درصد تعداد کل عضوهای پذیرفته نشده

## ۸- نتایج

۱- ساختمان‌های ۲ و ۴ طبقه بصورت برشی و ساختمان‌های ۶ و ۸ طبقه بصورت خمشی کار می‌کنند. با وجود این، عملکرد خمشی کلیه ستون‌ها و تیرها در تمامی ساختمان‌ها بر مبنای رفتار کنترل شونده توسط

از مطالعه روش‌های مختلف بهسازی بر روی قاب‌های خمشی فولادی متعارف طراحی شده با استاندارد ۲۸۰۰ در این مقاله نتایج زیر به طور خلاصه بدست می‌آیند:

## ۹- فهرست علائم

ستون‌ها	$A$
ضریب ضریب بازتاب ساختمان	$B$
ضریب زلزله استاندارد ۲۸۰۰	$C$
ضریب یکنواخت‌کننده لنگر که با توجه به مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران محاسبه می‌گردد	$Cmx, Cmy$
مدول الاستیسیته فولاد	$E$
نیروی جانبی وارد بر طبقه $i$	$Fi$
تنش تسلیم فولاد	$Fy$
تنش حد تسلیم مورد انتظار مصالح	$Fye$
مقاومت نهایی فولاد	$Fu$
شتاب ثقل ( $9.81 m/s^2$ )	$g$
ارتفاع کل ساختمان	$H$
ارتفاع طبقه $i$	$hi$
ضریب مورد استفاده جهت توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان	$k$
زاویه چرخش خمیری مجاز در هنگام رعایت ایمنی جانی	$LS$
مقاومت خمشی مورد انتظار عضو حول محورهای $x$ و $y$	$MCEx, MCEy$
ظرفیت خمشی مورد انتظار مقطع حول محورهای $x$ و $y$	$PCEx, MPCEy$
لنگر خمشی حول محورهای $x$ و $y$ در عضو کنترل شونده توسط تغییرشکل	$MUDx, MUDy$
ضریب اصلاح مورد استفاده در معیار پذیرش اعضا و اجزای کنترل شونده توسط تغییرشکل، مبین قابلیت شکل‌پذیری جزء	$m$
مقدار ضریب $m$ برای خمش حول محورهای $x$ و $y$ عضو	$mx, my$
نیروی محوری ستون در تغییر مکان هدف، آنالیز استاتیکی غیرخطی	$P$
کرانه پایین مقاومت فشاری ستون	$PCL$
بار بحرانی اوپلر در خمش حول محورهای $x$ و $y$	

تغییر شکل بوده است و این امر توزیع نیروی زلزله را در تمامی عناصر مقاوم جانبی در این سیستم سازه‌ای نشان می‌دهد.

۲- ساختمان‌های برشی (۲ و ۴ طبقه) طراحی شده با استاندارد ۲۸۰۰ در کنترل با روش استاتیکی غیرخطی، سطح بهسازی مبنای دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای را رعایت کرده و نیازی به بهسازی ندارند. همچنین در این ساختمان‌ها نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی با دو نوع توزیع (نوع اول و نوع دوم) تقریباً یکسان است. (متوسط  $0.9\%$  اختلاف در ساختمان ۲ طبقه و  $3/3\%$  اختلاف در ساختمان ۴ طبقه)

۳- ساختمان‌های خمشی (۶ و ۸ طبقه) طراحی شده با استاندارد ۲۸۰۰ در سطح بهسازی مبنای، در کنترل با روش استاتیکی غیرخطی، ۵ تا ۱۱ درصد اعضایشان پذیرفته نشده و نیاز به بهسازی دارند. در بهسازی این ساختمان‌ها با روش استاتیکی غیرخطی نتایج دو نوع توزیع (نوع اول و نوع دوم) متفاوت از هم می‌باشند بطوریکه در طبقات پایین، توزیع نوع دوم و در طبقات بالا، توزیع نوع اول در کنترل پذیرش یا عدم پذیرش مقاطع تأثیرگذارند. لذا انجام هر دو نوع توزیع ضروری است.

۴- تمامی ساختمان‌های ۲، ۴، ۶ و ۸ طبقه طراحی شده با استاندارد ۲۸۰۰ در کنترل با روش دینامیکی طیفی دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای، دارای سطح بهسازی پایین‌تر از سطح بهسازی مبنای بوده و بین ۱۴ تا ۲۹ درصد اعضایشان مورد پذیرش قرار نمی‌گیرند و باید بهسازی شوند.

۵- کلیه ساختمان‌های ۲، ۴، ۶ و ۸ طبقه طراحی شده با استاندارد ۲۸۰۰ در کنترل با روش دینامیکی خطی تاریخچه زمانی بر اساس شتاب نگاشت زلزله‌های رخ داده در ایران از جمله بم، سطح بهسازی مبنای دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای را رعایت کرده و نیازی به بهسازی ندارند. طبق نتایج آنالیز با این روش، تمامی اعضای ساختمان‌ها بیش از ۱۹ درصد قوی می‌باشند.



۵- سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، دفتر امور فنی و تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه شماره ۳۶۰)"، ۱۳۸۵.

۶- مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، "آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) - ویرایش دوم"، ۱۳۷۸.

7- Mamaghani, I.H.P. and Kajikawa, Y. (1998), "Cyclic inelastic behavior of compact steel tubular columns", Tubular Structures VIII, Choo & van der vege (eds), Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 0019.

8- Computer & Structure Inc, ETABS Structural Program, (2000), Berkeley, California.

۹- آیین‌نامه حداقل بار وارده بر ساختمان‌ها و ابنیه فنی (تجدید نظر در استاندارد ۵۱۹)، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، تهران مدیریت، ۱۳۷۹.

۱۰- مقررات ملی ساختمانی ایران، مبحث ۱۰: طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، تهران، معاونت نظام مهندسی و اجرای ساختمان وزارت مسکن و شهرسازی، ۱۳۷۷.

$Pex, Pey$

نیروی محوری طراحی عضو

$PUF$

مقاومت مورد انتظار جزء یا عضو در سطح تغییرشکل

$QCE$

مورد بررسی

تلاش طراحی کنترل شونده توسط تغییرشکل ناشی از

$QUD$

بارهای ثقیلی و زلزله

$R$

ضریب رفتار

$Sa$

شتاب طیفی بر اساس طیف طرح استاندارد

$T$

زمان تناوب اصلی ساختمان

$V$

نیروی جانبی ناشی از زلزله

$Wi$

وزن طبقه  $i$

$\delta t$

تغییر مکان هدف

حداکثر زاویه چرخش گره ابتدای تیر حول محور عمود

$\theta b$

بر صفحه قاب

$\theta c$

حداکثر زاویه چرخش ستون

$\kappa$

ضریب آگاهی

$\nu$

ضریب پواسون

## مراجع

- 1- Fragiaco, M., Amadio, C. and Macorini, L. (2004), "Seismic response of steel frames under repeated earthquake ground motions", Engineering Structures, Vol. 26, Issue.13, 2021-2035.
- 2- Grecea, D., Dinu, F. and Dubina, D. (2004), "Performance criteria for MR steel frames in seismic zones", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 60, Issues. 3-5, 739-749.
- 3- Bertero, V.V. (1995), "Performance-based seismic engineering: conventional VS. Innovative approaches", Proc. 12th WCEE Newzealand.
- 4- Bertero, V.V. (1997), "Performance-based seismic engineering: A critical review of proposed guidelines. In seismic design methodologies for the next generation of codes", 1-31.

## بررسی رفتار دال‌های بتنی تقویت شده با میلگرد فولادی و گریتنینگ کامپوزیتی پالتروُد شده

محمود مهرداد شکرپه<sup>۱</sup>، محمد حیدری رارانی<sup>۲</sup>

(دریافت: بهمن ۸۷، پذیرش: مهر ۸۸)

### چکیده

در این مقاله ابتدا رفتار گریتنینگ‌های کامپوزیتی ساخته شده از مقاطع پالتروُد شده، به دلیل کاربرد وسیع آنها در سازه‌های صنایع پتروشیمی، به روش تئوری و المان محدود بررسی شده است. سپس این مواد به عنوان تقویت‌کننده بتن و جایگزینی برای آرماتورهای فلزی، به دلیل مقاومت خوردگی بالا، پیشنهاد شده‌اند. به دلیل اهمیت کنترل جابجایی در سازه‌های بتنی، رفتار بار-جابجایی آنها به صورت تحلیلی و عددی مورد مطالعه قرار گرفته است. در مدل تحلیلی ارائه شده برای دال بتنی تقویت شده با گریتنینگ‌های پالتروُد شده، معادله دیفرانسیل حاکم بر صفحات ارتوتروپیک با تعریف ضرایب سفتی در جهت‌های اصلی توسعه داده شده و برای حالت خمش چهار نقطه‌ای بصورت دقیق حل شده است. سپس با فرض یک طرفه بودن دال، بار نهایی شکست با اصلاح روابط تئوری مربوط به آرماتورهای فلزی برای گریتنینگ‌ها، محاسبه گشته است. در روش المان محدود با بکارگیری نرم‌افزار ANSYS و تعریف رفتار غیرخطی بتن و استفاده از معیار تخریب سه بعدی برای ترک خوردگی و خردشدگی، بار نهایی تخریب و بار در شروع ترک خوردن تخمین زده شده است. برای مقایسه رفتار بار-جابجایی و میزان تغییر باربری نهایی دال تقویت شده با گریتنینگ پیشنهادی، یک دال تقویت شده با میلگرد فولادی (با سفتی معادل گریتنینگ) نیز مدل‌سازی و تحلیل شده است. نتایج حاصل از روش تحلیلی و المان محدود، با نتایج آزمایش‌های انجام شده توسط محققان دیگر مقایسه گردیده است. نتایج بدست آمده نشان می‌دهد جایگزینی میلگردهای فولادی با گریتنینگ‌های پالتروُد شده، علاوه بر کاهش خوردگی، باعث افزایش ۱۲ درصدی بار نهایی شکست و افزایش ۱۱۶/۵ درصدی بار شروع ترک می‌شود.

### کلمات کلیدی

گریتنینگ‌های پالتروُد شده، دال بتنی تقویت شده، روش المان محدود، حل تئوری

## Comparison of Concrete Slabs Behavior Reinforced with Steel Rebars and FRP Pultruded Grating

M.M.Shokrieh, M.Heidarirarani

### ABSTRACT

The main object of this research is investigation on replacement of steel rebars with GFRP pultruded gratings in one-way concrete slabs. Since the deflection control is more important than the load control in civil engineering structures, this study focused on load-deflection behavior of concrete slabs. A closed-form relation for the load-deflection of a one-way slab is, at first, obtained by considering slab as an orthotropic plate with different stiffnesses in principal directions. In addition, the ultimate load capacity of slab reinforced with pultruded grating is calculated by modifying available theoretical equations for steel reinforcements. Using a finite element code, ANSYS software, with an exact nonlinear behavior of concrete and a 3-D failure criterion for cracking and crushing, the ultimate failure load and initial cracking load are estimated numerically. Also, a concrete slab reinforced with steel, the same extensional stiffness ( $E \times A$ ) as grating, is modeled to investigate the increasing of ultimate load. All the results are compared with the available data from other researches. The obtained results show that the replacing of steel reinforcement by FRP pultruded gratings is caused 12 percent increase in the ultimate load and 116.5 percent increase in the initial cracking load.

### Key words

Pultruded Gratings, Reinforced Concrete Slab, FEM, Analytical Solution

۱.استاد، دانشکده مهندسی مکانیک، دانشگاه علم و صنعت ایران، Shokrieh@iust.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲.دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی مکانیک دانشگاه علم و صنعت ایران، heidarirarani@iust.ac.ir

مواد کامپوزیتی FRP به دلیل خواصی از قبیل مقاومت خوردگی بالا، چگالی پایین، دوام بالا، نسبت استحکام به وزن بالا و راحتی نصب، دارای استفاده‌های گوناگونی در صنایع مختلف می‌باشند. از این بین گریتینگ‌های کامپوزیتی در صنایع شیمیایی در اطراف مخازن اسید و یا در سکوهای نفتی به دلیل مقاومت به خوردگی بالا کاربرد وسیعی دارند [۱]. همچنین طبق بررسی آماری انجام شده در مرجع [۲]، آمریکای شمالی سالانه سرمایه زیادی را صرف سازه‌های فولادی که در معرض شرایط سخت محیطی قرار دارند می‌کند. Zhang و همکارانش [۲] به این نتیجه رسیده‌اند که در سازه‌های بتنی تقویت شده با میلگردهای فلزی به خصوص در بدنه پل‌ها، که در معرض محیط خورنده مانند آب شور دریا هستند، زنگ‌زدگی میلگردها به مرور باعث تخریب بتن می‌گردد. آنها از بین راه‌حل‌های مختلف مانند محافظت کاتدی، استفاده از پوشش اپوکسی و غیره، به این نتیجه رسیدند که مواد کامپوزیت زمینه پلیمری دارای مقاومت به خوردگی بالایی نسبت محیط‌های خورنده شدید می‌باشند که استفاده از آنها را توجیه می‌نماید. در پروفیل‌هایی که با فرایند پالتروژن تولید می‌شوند به دلیل قرار گرفتن الیاف در یک جهت، دارای مقاومت کششی و خمشی خوبی در آن جهت می‌باشند. ویژگی‌های ذکر شده برای FRP ها، باعث شده‌اند که محققان این مواد را با مواد دیگر که از لحاظ خواص مکانیکی ضعیف هستند استفاده کنند و بدین طریق خواص آنها را بهبود بخشند. برای مثال میله‌های GFRP به عنوان تقویت‌کننده درون بتن استفاده شده‌اند و یا ورق‌های GFRP برای تقویت خارجی بتن به کار گرفته شده‌اند. در سال ۲۰۰۵، Biddah [۱] نه دال بتنی را تحت خمش آزمایش کرد. در آزمایشات وی، دو نمونه با میلگردهای فولادی، دو نمونه با میله‌های FRP و چهار نمونه دیگر با گریتینگ‌های کامپوزیتی تقویت شده بودند و یک گریتینگ پالترود شده به تنهایی نیز آزمایش شد. همچنین او با تغییر ضخامت دال، مودهای تخریب را

بررسی نمود. Bank و همکارانش [۳ و ۴] چندین دال بتنی تقویت شده با دو نوع گریتینگ متفاوت که برای پل‌ها استفاده می‌شدند را آزمایش کردند. Hall و Mottram [۵] دوازده تیر بتنی که با پنل‌های FRP در قسمت کششی تقویت داخلی شده بودند را آزمایش خمش چهار نقطه‌ای کردند. همچنین در سال ۱۹۹۳، Bank و Xi [۶] چندین دال بتنی را با گریتینگ‌های پالترود شده I و T شکل آزمایش کردند و مودهای شکست، الگوهای ترک و رفتارهای خمشی و برشی را بررسی نمودند.

از آنجا که گریتینگ‌های پالترود شده GFRP مدول الاستیسیته نسبتاً پایینی دارند، محدوده بارگذاری آنها محدود می‌باشد. لذا با افزودن لایه‌ای بتن بر گریتینگ‌ها، سفتی خمشی مجموعه به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد و در نتیجه بار مجاز نهایی به ازای بیشینه جابجایی مشخص افزایش می‌یابد [۱]. در این مقاله استفاده از گریتینگ‌های کامپوزیتی پالترود شده برای تقویت بتن پیشنهاد شده است. در واقع هدف اصلی، معرفی جایگزینی مناسب برای میلگردهای فولادی است به گونه‌ای که بتوانند به ازای سفتی کششی ( $E \times A$ ) یکسان با آرماتورهای فلزی، محدوده جابجایی را ارضاء نمایند. علاوه بر رفتار بار-جابجایی دال‌های تقویت شده با گریتینگ، که در طراحی نقش به‌سزایی دارد، دسترسی آسان به گریتینگ‌های پالترود شده GFRP در صنعت، سادگی نصب، نیروی کار کمتر و حمل و نقل راحت‌تر دلایلی است که آنها را جایگزین خوبی به شمار می‌آورد.

## ۲- گریتینگ‌های پالترود شده GFRP

گریتینگ پالترود شده، شامل تعدادی میله‌های I یا T شکل در جهت طولی است که در جهت عرضی به وسیله میله‌هایی به هم متصل گشته‌اند. جنس این میله‌ها از الیاف شیشه و یک رزین گرماسخت مانند پلی‌استر است که به روش پالترودن تولید می‌شوند. الیاف دم‌اسبی<sup>۱</sup> پیوسته

<sup>۱</sup> Roving

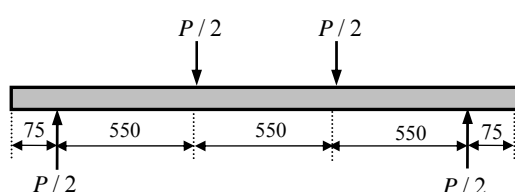


### ۳- بررسی رفتار بار- جابجایی گریتنینگ‌ها

#### ۳-۱- تئوری

از آنجا که یک گریتنینگ مجموعه‌ای از تیرهای I شکل است که توسط میله‌های عرضی به هم متصل شده‌اند، می‌توان برای بررسی جابجایی آن تحت خمش چهار نقطه‌ای مطابق استاندارد ASTM-D790 [۱۳] (شکل ۳)، از یک تیر I شکل استفاده کرد و جابجایی بحرانی‌ترین بخش تیر (تیر وسط) را از رابطه (۱) به دست آورد [۱۱].

$$\delta_{\max} = \frac{PL^3}{56.46EI} \quad (1)$$



شکل (۳): شرایط مرزی و نحوه اعمال بار (ابعاد به میلی‌متر)

#### ۳-۲- تحلیل المان محدود

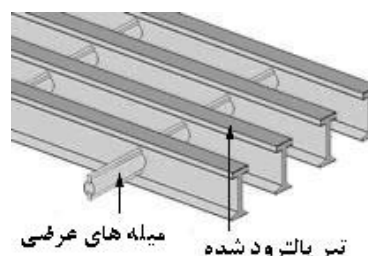
در تحلیل المان محدود از نرم‌افزار ANSYS استفاده شده است. ابتدا یک تیر I شکل با المان Beam188 مدل شده و جابجایی آن تحت خمش چهار نقطه‌ای به دست آمده است. سپس برای بررسی رفتار کلی گریتنینگ، کل سازه با ابعاد دقیق مقطع و در نظر گرفتن میله‌های عرضی مدل شده و با المان Solid45 و خواص ارتوتروپیک ذکر شده در جدول (۱)، مش‌بندی شده است. شکل (۴) مدل المان محدود یک گریتنینگ پالتروود شده را نشان می‌دهد.

متراکم از جنس شیشه در وسط مقطع I یا T، به آنها خاصیت تک جهته می‌بخشد. همچنین لایه نمدی<sup>۱</sup> در سطح خارجی علاوه بر اینکه از ترک خوردن و لب پریدگی جلوگیری می‌کند، همانند یک لایه رزین در سطح خارجی مقاومت به خوردگی را افزایش می‌دهد. شکل ۱ نمایی از مقطع یک میله I شکل پالتروود شده را نشان می‌دهد.



شکل (۱): نمایی از مقطع میله I پالتروود شده [۱۶]

میله‌های عرضی شامل یک هسته میانی و دو فاصله‌انداز است که به طور مکانیکی به مقاطع I شکل محکم می‌شوند. شکل ۲ یک گریتنینگ کامل را نشان می‌دهد.



شکل (۲): گریتنینگ FRP پالتروود شده [۱۶]

در این مقاله از مشخصات گریتنینگ‌ها با نام تجاری Duradeck [۱۵] استفاده شده است. گریتنینگ‌های کامپوزیتی پالتروود شده علاوه بر مقاومت به ضربه و خوردگی بالا نسبت به گریتنینگ‌های فولادی، از لحاظ وزنی، معادل ۱/۳ گریتنینگ‌های فولادی می‌باشند.

<sup>۱</sup> Mat

جدول (۱): خواص مکانیکی و فیزیکی گریتنگ‌های پالتروود

شده (Duradek-I-6000)

خواص مکانیکی	
۲۴۵	استحکام خمشی (MPa)
۳۲/۴	مدول الاستیسیته (GPa)
خواص فیزیکی	
۶/۶۳۷	مساحت سطح مقطع در عرض (mm <sup>4</sup> /mm)
۱۲۶۷/۳	ممان اینرسی در عرض (mm <sup>4</sup> /mm)
۰/۱۴۴	وزن (kN/m <sup>2</sup> )
۸ × ۱۰ <sup>-۶</sup>	ضریب انبساط حرارتی (mm/mm/°c)

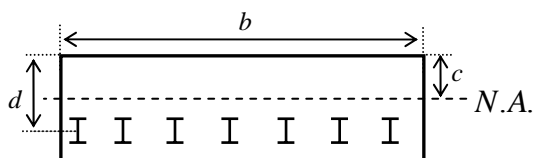
$$D_{xx} = \frac{E_c}{1-\nu_c^2} \left( I_{cx} + \left( \frac{E_c}{E_s} - 1 \right) I_{sx} \right) \quad (۳)$$

$$D_{yy} = \frac{E_c}{1-\nu_c^2} \left( I_{cy} + \left( \frac{E_c}{E_s} - 1 \right) I_{sy} \right) \quad (۴)$$

$$D_{xy} = \nu_c \sqrt{D_{xx} D_{yy}} \quad (۵)$$

که  $I_{sx}$  و  $I_{cx}$  به ترتیب ممان اینرسی بتن و تقویت‌کننده در مقطع عمود بر محور  $x = cte$ ،  $I_{sy}$  و  $I_{cy}$  به ترتیب ممان اینرسی بتن و تقویت‌کننده در مقطع عمود بر محور  $y = cte$ ،  $E_s$  و  $E_c$  نیز به ترتیب مدول الاستیسیته بتن و تقویت‌کننده می‌باشند. در روابط (۳) و (۴)، ممان اینرسی مقطع ارتباط شدیدی با محل محور خنثی دارد لذا محل محور خنثی با فرض خرد شدن بتن قبل از تسلیم شدن تقویت‌کننده، و فرض شکل تنش Whitney [۱۰] مطابق شکل (۵) از رابطه (۶) محاسبه می‌شود.

$$\frac{0.85 f'_c b d}{A_{FRP} E_{FRP} \epsilon_{cu}} a^2 + d a - 0.85 d^2 = 0 \quad (۶)$$

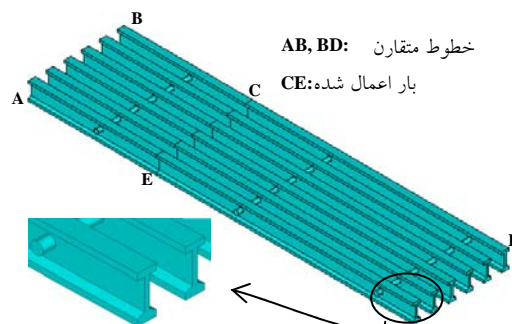


شکل (۵): مقطع دال بتنی تقویت شده با گریتنگ‌ها

که  $c = \frac{a}{0.85}$  محل محور خنثی،  $b$  عرض قطعه،  $d$  فاصله سطح فشاری بتن تا مکان هندسی تقویت‌کننده،  $\epsilon_{cu}$  کرنش مجاز بتن که ۰/۰۰۳ فرض شده،  $A_s$  مساحت مقطع تقویت‌کننده‌ها،  $f'_c$  استحکام فشاری بتن می‌باشند. اگر شرایط مرزی و محل بارگذاری همانند شکل (۶) در نظر گرفته شوند آنگاه می‌توان برای بارگذاری خطی در هر فاصله دلخواه  $x = x_1$  نوشت:

$$P(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} P_m(y) \sin(m\pi x/l) \quad (۷)$$

$$P_m(y) = (2P_0/l) \sin(m\pi x_1/l) \text{ که}$$



شکل (۴): مدل المان محدود یک گریتنگ پالتروود شده

۴- بررسی رفتار بار-جابجایی دال بتنی تقویت شده با گریتنگ پالتروود شده

۴-۱ حل تحلیلی

یک دال بتنی تقویت شده را می‌توان یک ورق ارتوتروپیک با معادله جابجایی (۲) در نظر گرفت.

$$D_{xx} \frac{\partial^4 w}{\partial^4 x} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial^2 x \partial^2 y} + D_{yy} \frac{\partial^4 w}{\partial^4 y} = P(x, y) \quad (۲)$$

که  $D_{xx}$  و  $D_{yy}$  ضرایب سفتی در جهت‌های اصلی ورق و  $H = D_{xy} + 2D_s$  می‌باشند. برای یک دال بتنی  $D_s = 0$  و بقیه ضرایب به صورت زیر تعریف می‌شوند [۹]:

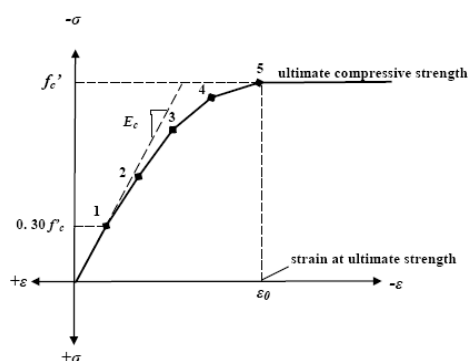
رفتار واقعی تر بتن در آن به نتایج تجربی دست یافت با ارزش به نظر می‌رسد. در شبیه‌سازی رفتار دال بتنی از نرم‌افزار ANSYS استفاده شده است که شناخت جزئیات نرم‌افزار برای یک تحلیل صحیح لازم می‌باشد.

#### ۱-۲-۴- المان‌های استفاده شده

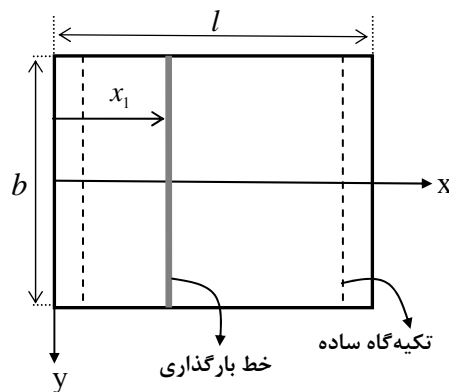
برای بتن از المان Solid65 که خاصیت نمایش ترک و خوردشدگی را دارد [۱۷]، برای تقویت‌کننده‌ها از المان Beam188 که قابلیت تعریف انواع سطح مقطع‌ها را دارد و برای صفحات فولادی در محل تکیه‌گاه‌ها و اعمال بار، از المان Solid45 استفاده شده است.

#### ۲-۲-۴- خواص مواد

در مدل‌سازی رفتار بتن در نرم‌افزارهای المان محدود، معمولاً رفتار آن را کاملاً خطی الاستیک در نظر می‌گیرند در حالیکه بتن یک ماده شبه-ترد است و در کشش و فشار رفتاری متفاوت دارد. لذا برای بررسی رفتار واقعی تر بتن، می‌توان تا  $0.3 f'_c$  رفتار را الاستیک و از این نقطه تا جایی که مقدار کرنش به مقدار مجاز  $0.003$  می‌رسد به صورت چند خطی در نظر گرفت و به عنوان ورودی نرم‌افزار استفاده کرد. رفتار تنش-کرنش تک‌جهته بتن در فشار مانند شکل ۷ در نظر گرفته شده است.



شکل (۷): رابطه تنش-کرنش تک‌جهته فشاری ساده شده برای بتن [۱۲]



شکل (۶): شرایط مرزی و نحوه بارگذاری صفحه مستطیلی

برای حل معادله (۲)، به دلیل شرایط مرزی خاص می‌توان از روش حل لوی (Levy method) [۹] استفاده کرد که جایجایی نهایی به شکل سری فوریه حاصل می‌شود:

(۸)

$$w(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} \left[ B_m \cosh(\alpha_m y) + C_m y \sinh(\alpha_m y) + (2P_0 l^3 / D_x m^4 \pi^4) \sin \frac{m\pi x_1}{l} \right] \sin \frac{m\pi x}{l}$$

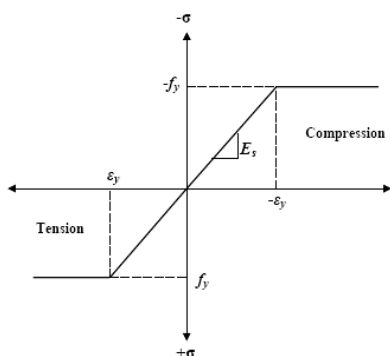
که  $P_0$  شدت بار اعمالی ( $N/m$ ) و  $\alpha_m = (m\pi/l) \sqrt{H/D_y}$  می‌باشند. ثابت‌های  $B_m$  و  $C_m$  برای ورقی با شرایط مرزی دو سر آزاد و دو سر روی تکیه‌گاه ساده، با اعمال شرایط (۹) در  $y = b/2$  تعیین می‌شوند.

$$\begin{cases} M_y = - \left( D_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + D_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) = 0 \\ Q_y = - \frac{\partial}{\partial y} \left( D_y \frac{\partial w}{\partial y} + H \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) = 0 \end{cases} \quad (9)$$

#### ۲-۴- تحلیل المان محدود

از آنجا که تحلیل بتن در نرم‌افزارهای مختلف، با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی و ترک خوردگی آن امری زمان‌بر محسوب می‌شود انتخاب نرم‌افزاری که بتوان با شبیه‌سازی

همچنین برای میلگردهای فولادی با مدول الاستیسیته  $210\text{GPa}$ ، ضریب پواسون  $0/3$  و استحکام تسلیم  $410\text{MPa}$  رفتار الاستیک-کاملاً پلاستیک با خواص کششی- فشاری یکسان نشان داده شده در شکل (۸) استفاده شده است.



شکل (۸): رفتار تنش- کرنش فولاد [۱۲]

در محل تکیه‌گاه‌ها و اعمال بار، برای جلوگیری از تخریب موضعی، از ورق‌های فولادی با مدول الاستیسیته  $210\text{MPa}$ ، ضریب پواسون  $0/3$  با رفتار الاستیک استفاده شده است.

### ۳-۲-۴- معیار تخریب بتن

در این مقاله از مدل William & Warnke [۷ و ۸] که در شکل (۹) نشان داده شده است به عنوان معیار تخریب سه بعدی برای بتن به کار گرفته شده است. در این مدل تنش‌های اصلی غیر صفر در جهت x و y با  $\sigma_{yp}$  و  $\sigma_{yp}$  نشان داده شده و سه سطح نشان داده شده تصویرهایی در صفحه  $\sigma_{yp} - \sigma_{yp}$  می‌باشند که مود تخریب به علامت  $\sigma_{yp}$  بستگی دارد.

رابطه (۱۰) تغییرات تنش- کرنش را برای بتن نشان می‌دهد. با استفاده از روابط (۱۰)، (۱۱) و (۱۲) پنج نقطه مشخص شده در شکل ۷ بدست آمده و به عنوان اطلاعات ورودی در نرم‌افزار استفاده شده‌اند.

$$f = \frac{E_c \varepsilon}{1 + (\varepsilon/\varepsilon_0)^2} \quad (10)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{2f'_c}{E_c} \quad (11)$$

$$E_c = \frac{f}{\varepsilon} \quad (12)$$

خواص بتن استفاده شده در این مقاله در جدول (۲) نشان داده شده است. که  $f'_c$  استحکام فشاری نهایی تک‌جهته، ضریب پواسون،  $\beta_t$  ضریب انتقال برش که بین صفر تا یک تغییر می‌کند و نشان‌دهنده ترک‌های برشی قطری است،  $E_c = 15800\sqrt{f'_c}$  مدول الاستیسیته بتن (برحسب  $kg/cm^2$ )،  $f_t = 2\sqrt{f'_c}$  استحکام کششی نهایی تک‌جهته (برحسب  $kg/cm^2$ ) می‌باشند [۱۰ و ۱۲].

جدول (۲): خواص بتن استفاده شده در مدل المان محدود

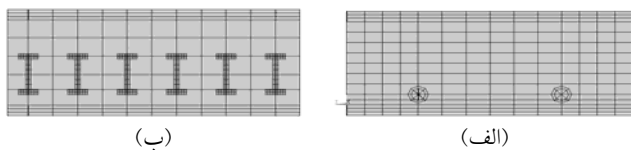
$f'_c$ (MPa)	$\nu$	$\beta_t$
۳۰	۰/۲	۰/۲

خواص مورد نیاز برای گریتنینگ‌های پالترود شده، که در جدول (۱) ذکر نشده است، از مرجع [۱۴] گرفته شده است و در جدول (۳) آمده است.

جدول (۳): خواص گریتنینگ پالترود شده [۱۴]

۰/۴۵	درصد حجمی، $\nu_f$
۴/۱۴	مدول برشی، $E_s$ (GPa)
۰/۲۶	ضریب پواسون، $\nu_x$
۸/۲۶	مدول الاستیسیته عرضی، $E_y$ (GPa)
۳۲/۴	مدول الاستیسیته طولی، $E_x$ (GPa)

شکل (۱۱) مقطع دال تقویت شده با گریتینگ و  $4\phi 16$  میلگرد فولادی (مقدار میلگرد با سفتی کششی معادل گریتینگ) را نشان می‌دهد.



شکل (۱۱): مقطع دال بتنی تقویت شده با الف) میلگرد فولادی ب) گریتینگ کامپوزیتی

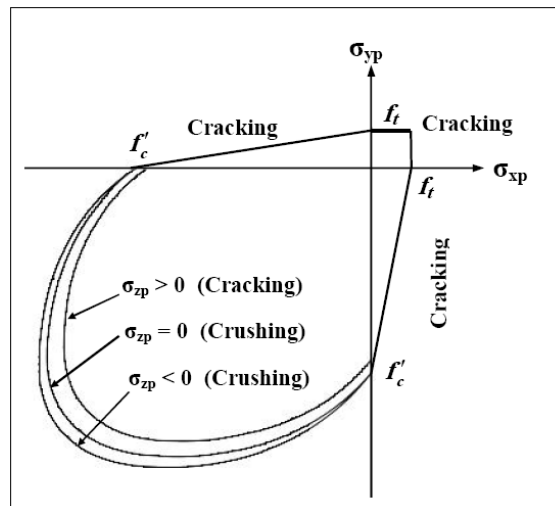
#### ۵- محاسبه بار نهایی شکست

از آنجا قطر آرماتور فلزی نسبت به ضخامت تیر یا دال ناچیز می‌باشد در روابط تعادل تنش در مقطع بتن از تغییرات تنش درون میلگرد صرف نظر می‌شود و با توجه به فرم تنش Whitney [۱۰] ممان نهایی به صورت زیر بدست می‌آید:

$$M_u = 0.85 f'_c a b (d - a/2) \quad (13)$$

که برای خمش چهار نقطه‌ای بار نهایی برابر  $P_u = (6/l) \times M_u$  است. اما با جایگزینی گریتینگ‌ها برای پاسخ دقیق‌تر باید تغییرات تنش در مقطع I را در نظر گرفت. به عبارت دیگر، در طرف دوم معادله (۱۳) عبارت جدیدی اضافه می‌گردد.

$$M_u = 0.85 f'_c a b (d - a/2) + \Delta M_u \quad (14)$$

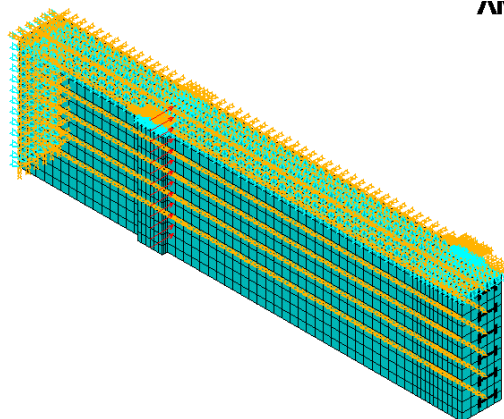


شکل (۹): مدل William-Warnke برای تخریب بتن [۷ و ۸]

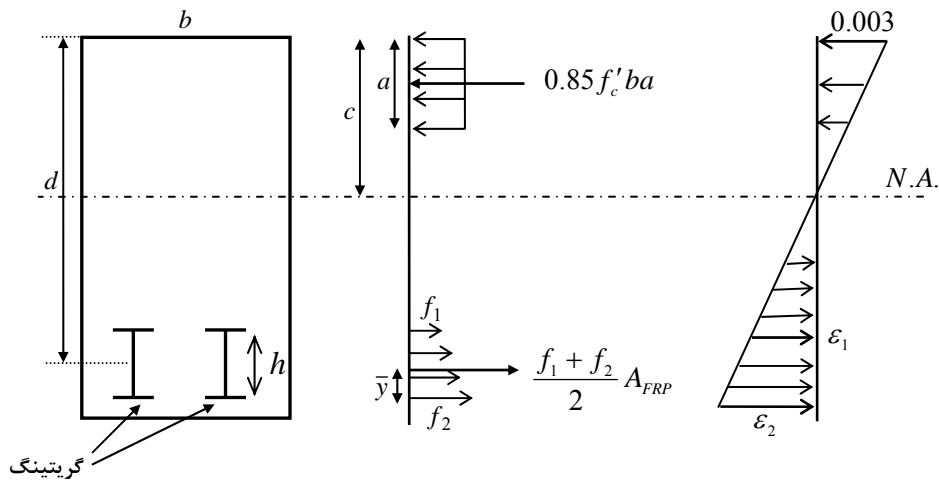
#### ۴-۲-۴- هندسه، بارگذاری و شرایط مرزی

به منظور مقایسه نتایج FEM با نتایج تجربی از ابعاد دال بتنی در [۱]،  $1800 \times 450 \times 80$  میلیمتر با  $1650$  دهانه دال و  $75$  mm فاصله تکیه‌گاه‌ها از لبه‌ها، استفاده شده است. از آنجا که تحلیل بتن در ANSYS یک آنالیز غیرخطی زمان‌بر است سعی شده است با اعمال شرایط مرزی متقارن، مدت زمان اجرای برنامه کاهش داده شود. شکل ۱۰ مدل المان محدود دال بتنی تقویت شده با گریتینگ‌های پالتروود شده را با شرایط مرزی و بار اعمال شده نشان می‌دهد.

ANSYS



شکل (۱۰): مدل المان محدود دال بتنی تقویت شده با گریتینگ‌های پالتروود شده



شکل (۱۲): توزیع تنش در مقطع دال بتنی (در انتهای مقاله)

جدول (۴): مقایسه نتایج بدست آمده برای گرتینگ

تجربی	FEM	تئوری	جابجایی، mm
۵۵/۸	۵۹/۳	۴۵/۵۸	

با توجه به نتایج حاصل در جدول (۴)، مشاهده می شود که می توان بیشینه جابجایی یک گرتینگ پالترود شده را، به دلیل اینکه رفتار یک طرفه ای دارد، با یک تیر I شکل تخمین زد.

## ۲-۶- نتایج دال بتنی تقویت شده

خلاصه ای از نتایج تحلیلی، FEM و تجربی برای دال بتنی تقویت شده با گرتینگ ها با وزن ۱۱/۶ کیلوگرم و میلگردهای فولادی با وزن ۱۱/۳ کیلوگرم، در جدول (۵) آورده شده است.

جدول (۵): مقایسه نتایج بدست آمده برای دال بتنی

بیشینه جابجایی نهایی mm (به ازای بار تجربی)			بار نهایی شکست kN			تقویت کننده بتن
تجربی	FE M	تئوری	تجربی	FEM	تئوری	
۳۴/۱	۳۲/۷	۴۴/۱۵	۶۵	۶۹/۳	۶۰/۲۵	میلگرد فولادی (4φ16)
۵۱/۲	۱۷/۵۸	۴۹/۴۷	۷۴/۵	۸۱/۶	۶۶/۳	گرتینگ پالترود شده

با  $\Delta M_u$  با ممان گیری حول محور نیرویی مقاطع I شکل، با توجه به شکل (۱۲) بدست می آید:

$$\Delta M_u = 0.85 f'_c b a (h/2 - \bar{y}) \quad (15)$$

که  $\bar{y}$  مرکز ثقل دوزنقه تنش در تقویت کننده است:

$$\bar{y} = \frac{2f_1 + f_2}{f_1 + f_2} \times \frac{h}{3}, f_1 = E_s \varepsilon_1, f_2 = E_s \varepsilon_2 \quad (16)$$

از طرفی با استفاده از دیاگرام کرنش در شکل (۱۲) می توان نوشت:

$$\varepsilon_1 = 0.003 \left( \frac{d - h/2 - c}{c} \right), \quad (17)$$

$$\varepsilon_2 = 0.003 \left( \frac{d + h/2 - c}{c} \right)$$

که با جایگزینی رابطه (۱۷) در (۱۶) بدست می آید:

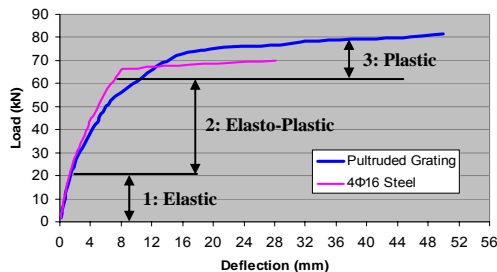
$$\bar{y} = \frac{3}{2} \left( 1 - \frac{h}{6(d-c)} \right) \quad (18)$$

## ۶- مقایسه نتایج تحلیلی، المان محدود و تجربی

### ۶-۱- نتایج گرتینگ

در این بخش جابجایی یک سازه گرتینگ کامپوزیتی به ازای بار تجربی ۱۸/۲ kN [۱] مورد مطالعه قرار گرفته و نتایج سه روش تحلیلی، المان محدود و تجربی با هم مقایسه شده اند.

در شکل ۱۵ رفتار بار-جابجایی برای دال بتنی تقویت شده با گریتینگ و میلگرد فولادی (4φ16) نشان داده شده است.



شکل (۱۵): رفتار بار-جابجایی دال تقویت شده با میلگرد فولادی و گریتینگ پالتروود شده

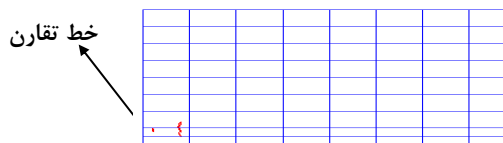
در شکل (۱۵) می‌توان رفتار تقریباً واقعی یک دال بتنی مسلح شده را، که با روش المان محدود بدست آمده است مشاهده کرد. به گونه‌ای که در ناحیه (۱) بتن رفتار کاملاً الاستیک دارد و در انتهای این ناحیه، با تغییر شیب نمودار ترک در ناحیه کششی شروع می‌شود. در ناحیه (۲) با رشد ترک رفتار غیر خطی بتن ظاهر می‌شود تا اینکه در انتهای این ناحیه با جاری شدن تقویت‌کننده یا خرد شدن بتن در قسمت فشاری وارد ناحیه (۳) می‌گردد و با ادامه بارگذاری شکست نهایی رخ می‌دهد.

#### ۷- نتیجه‌گیری

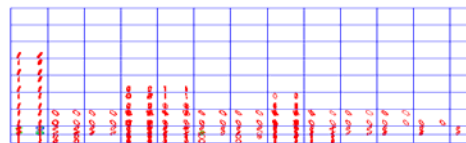
از نتایج بدست آمده در این مقاله می‌توان موارد زیر را نتیجه گرفت:

- ۱- برای بررسی رفتار بار-جابجایی دال‌ها با هر نوع تقویت‌کننده، بارگذاری و شرایط مرزی، می‌توان از معادله کلی ورق‌های ناهمسانگرد با تعریف ضرایب سفتی در جهت‌های اصلی استفاده نمود. نتایج تحلیلی این تحقیق همخوانی خوبی با نتایج تجربی دارد.
- ۲- با تعریف یک رفتار غیرخطی برای بتن و ارائه یک معیار تخریب سه بعدی (معیاری که اثرات بُرش در آن لحاظ شده است)، در نرم‌افزار ANSYS، می‌توان بار

از نتایج جدول (۵) می‌توان نتیجه گرفت که روش تئوری ارائه شده برای جابجایی و بار نهایی شکست در دال بتنی تقویت شده با گریتینگ، از دقت خوبی برخوردار می‌باشند. از آنجا که یکی از پارامترهای مهم در سازه‌های بتنی شروع ترک می‌باشد، از تحلیل المان محدود نیروی شروع اولین ترک در دال تقویت شده با میلگرد فولادی در نیروی ۷/۳ و با گریتینگ در نیروی ۱۵/۸ بدست آمده است. شکل (۱۳) مراحل رشد ترک را در دو بارگذاری مختلف برای دال تقویت شده با آرماتور فلزی نشان می‌دهد.



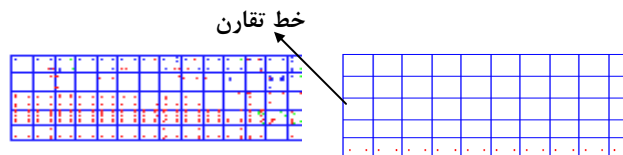
(الف)  $P = 7.3 \text{ kN}$



(ب)  $P = 11.4 \text{ kN}$

شکل (۱۳): (الف) شروع ترک (ب) رشد ترک در وسط دال بتنی تقویت شده با میلگرد فولادی

همچنین شکل (۱۴) رشد ترک در دال بتنی تقویت شده با گریتینگ پالتروود شده را در شروع ترک و پایان تخریب نشان می‌دهد.



(ب)  $P = 71.32 \text{ kN}$

(الف)  $P = 15.8 \text{ kN}$

شکل (۱۴): (الف) شروع ترک (ب) رشد ترک در وسط دال بتنی تقویت شده با گریتینگ پالتروود شده

- 5- Hall J. E., Mottram J. T., "Combined FRP Reinforced and Permanent Formwork for Concrete Members", Journal of Composite Construction, pp.78-86, 1998.
- 6- Bank L. C., Xi Z., "Pultruded FRP Grating Reinforced Concrete Slabs", International Symposium, 1993.
- 7- Rodolfo L. M., Frrari B., Prates. C. L., "Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Shells Subjected to Impact Load", International Conference on structural mechanics in reactor technology, Czech Republic, 2003
- 8-] Chen W. F., "Plasticity in Reinforced Concrete", McGraw Hill, USA, 1992.
- 9- Ugural, A.C., "Stresses in Plates and Shells", McGraw-Hill, New York, 1981.
- 10- Macginley T. J., Choo B. S., "Reinforced Concrete", E & FN Spon, 1978.
- 11- Ferdinald P., Beer E., Johnston R., "Mechanics of Materials", McGraw-Hill, 1981.
- 12- Kachlakev D., Millaer T., "Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Structures Strengthened with FRP Laminates", Report for Federal Highway Administration, 2001.
- 13- ASTM D790-02, Standard test methods for flexural properties of unreinforced and reinforced plastics and electrical insulating materials, 1997.
- 14- [www.irancomposites.org](http://www.irancomposites.org), Tehran, Iran.
- 15- [www.strongwell.com](http://www.strongwell.com), USA.
- 16- [www.mcnicol.com](http://www.mcnicol.com), USA.
- 17- ANSYS user's manual, 2003

شروع ترک و بار نهایی شکست را تخمین زد و همچنین نحوه رشد ترک در راستای ضخامت دال را بررسی کرد.

۳- با جایگزینی گریتهنگ‌های کامپوزیتی به جای آرماتور فلزی با سفتی کششی تقریباً یکسان، بزرگترین مشکل سازه‌های بتنی تقویت شده با میلگرد فلزی در نزدیکی دریاها که در معرض خوردگی شدید در اثر آب شور هستند، برطرف خواهد شد.

۴- سازه‌های گریتهنگ اگرچه در مقایسه با میلگرد فولادی ممکن است مقرون به صرفه نباشند اما استفاده از آنها از لحاظ سازه‌ای، باعث افزایش باربری نهایی بین ۱۲ تا ۱۴ درصدی در نمونه‌های تحلیل شده داشته است.

۵- استفاده از گریتهنگ‌های پالترود شده، بار شروع ترک را به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش داده است (تقریباً دو برابر). و همچنین از رشد سریع ترک‌های اولیه در قسمت کششی بتن با توجه به شکل‌های (۱۳) و (۱۴) جلوگیری می‌نماید.

۶- نگهداری آسان، سبکی و نصب ساده گریتهنگ‌های کامپوزیتی در محل به خصوص در پل‌سازی‌ها (نسبت به آرماتوربندی)، و طول عمر بالای آنها به دلیل مقاومت به خوردگی بالای آنها، پیشنهاد استفاده از این نوع گریتهنگ‌ها را توجیه نیز می‌نماید.

## ۸- مراجع

- 1- Biddah A. "Structural Reinforcement of Bridge Decks using Pultruded GFRP Grating", Composite Structures, Vol.74, pp.80-88, 2006.
- 2- Zhang, B., Masmoudi, R., Benmokrane, B. "Behaviour of one-way concrete slabs reinforced with CFRP grid reinforcements", Construction and Building Materials, Vol. 18, pp. 625-635, 2004.
- 3- Bank L. C., Xi Z., Muley E. "Tests of full-size Pultruded FRP Grating Reinforced Concrete Bridge Decks", Conference Proceedings of ASCE, Materials Engineering congress, New York, pp.618-631, 1992.
- 4- Bank L. C., Frosting Y., Shapira A., "Three-dimensional FRP Grating Cages for Concrete Beams, ACI Structure Journal., pp.643-652, 1997.



## بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم مرکب

محسنعلی شایانفر<sup>۱</sup>، محمدعلی برخوردار<sup>۲</sup>، محمدقاسم وتر<sup>۳</sup>، علیرضا رضائیان<sup>۴</sup>

(دریافت: خرداد ۸۸، پذیرش: مهر ۸۸)

### چکیده

این مقاله یک مطالعه تجربی و آزمایشگاهی از رفتار پیوندهای برشی قائم را در حالت معمول (پروفیل فولادی با و بدون سخت کننده) و مرکب (پروفیل فولادی که بتن، ناحیه محصور به جان و بال‌ها را پر کرده است) ارائه می‌نماید. چهار نمونه در این مقاله برای بررسی اثر سخت کننده و اثر مرکب شدن جان پیوند انتخاب شده‌اند. نمونه اول یک نمونه بدون سخت کننده می‌باشد، در نمونه دوم طبق ضابطه‌های AISC 2005 سخت کننده‌های لازم تعبیه شده است، نمونه‌های سوم و چهارم نمونه‌های مرکب می‌باشند. در مدل مرکب، خاموت‌ها به جان پروفیل متصل می‌شوند و تفاوت نمونه‌های مرکب، فاصله بین آرماتورهای عرضی می‌باشد. آزمایش‌های انجام شده از نوع چرخه‌ای شبه استاتیکی بوده و در مقیاس یک به یک انجام شده‌اند. در ابتدا جزئیات پیشنهادی برای پیوندهای مرکب تشریح می‌گردد، سپس نحوه ساخت، بارگذاری، گزارش آزمایش‌ها و نتایج حاصله بیان می‌شود. جزئیات ارائه شده برای پیوند قائم مرکب به صورتی بوده است که نتایج حاصله حاکی از افزایش قابل توجه ظرفیت برشی و شکل پذیری آن نسبت به حالت معمول می‌باشد.

### کلمات کلیدی

قاب‌های مهاربندی شده واگرا، پیوند قائم، پیوند مرکب، سخت کننده، خاموت، محصور شدگی

## Seismic Behavior of Eccentrically Braced Frames with Composite Vertical Shear Link (CV-EBF<sub>s</sub>)

M. A. Shayanfar, M. A. Barkhordari, M. G. Vetr, A. R. Rezaeian

### ABSTRACT

This paper is an experimental study on the behavior of vertical shear link in the normal (steel section with and without stiffener) and composite (steel section with concrete is located the area limited to web and flanges of the section) configurations. There have been four specimens selected for examining the effects of different details. The first specimen was an I section with no stiffener, while the second specimen composed of I section with stiffeners designed according to AISC 2005. Third and fourth specimens were composed of I section with reinforced concrete located at the area between its flanges and web. The tests carried out were of quasi-static kind and conducted on a full scale. The comments on composite links are at first, explained in details and construction method, loading and test are then expressed. The details rendered for composite vertical link have been in such a way that the results obtained show remarkable increase in its shear capacity and ductility.

### Key words

Eccentrically Braced Frame Vertical Link, Composite Link, Stiffener, Transverse Reinforcement, Confinement

۱. عضو هیأت علمی دانشگاه علم و صنعت ایران - مشاور مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن shayanfar@iust.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲. عضو هیأت علمی دانشگاه علم و صنعت ایران barkhordar@iust.ac.ir

۳. عضو هیأت علمی پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله vetr@iiies.ac.ir

۴. دانشجوی دکتری دانشگاه علم و صنعت ایران - پژوهشگر مرکز تحقیقات مسکن و ساختمان farid\_rezaeian@yahoo.com



به صورت عمومی مزایای پیوند قائم نسبت به پیوند افقی عبارتست از:

- انتقال تغییر شکل‌های غیر خطی به خارج از تیر طبقه و استهلاک انرژی فقط در پیوند قائم.
- طراحی پیوند قائم فقط برای نیروهای جانبی انجام می‌شود، به دلیل آنکه پیکربندی قاب با پیوند قائم به صورتی است که نیروی ناچیزی از بارهای ثقلی به پیوند قائم منتقل می‌گردد.
- تعویض پذیری ساده پیوند قائم پس از زلزله به علت آنکه خارج از سیستم باربر پایه می‌باشد.
- کاربرد در مقاوم سازی ساختمان‌های موجود به علت آنکه تاثیر کمی در سیستم باربر پایه ایجاد می‌نماید.

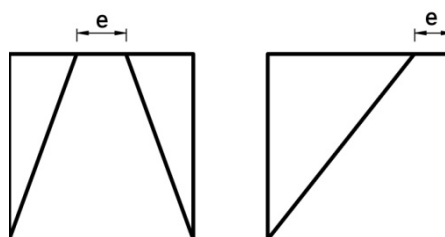
نکته قابل توجه در مهاربندهای واگرا طول پیوند می باشد، هرچه طول پیوند کوتاه تر باشد اثر نیروی برشی نسبت به لنگر خمشی بیشتر شده و اصطلاحاً بیان می‌گردد که رفتار قاب، برشی است. در طول بلند پیوند اثر لنگر خمشی بیشتر شده و رفتار قاب، خمشی نامیده می‌شود [۳-۱]. اصولاً در قاب‌های دارای پیوند قائم، عمدتاً تأکید بر رفتار برشی می‌باشد.

## ۲- هدف تحقیق

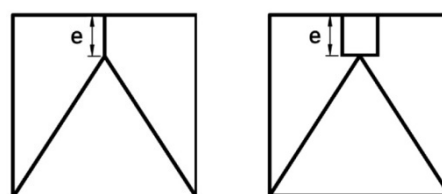
هدف اصلی این مقاله در ارتباط با پیوندهای قائم مرکب، دستیابی به موارد زیر می‌باشد:

- توسعه و بهبود درک مکانیزم تسلیم و کنترل خرابی در پیوند قائم مرکب.
- جمع‌آوری داده‌های آزمایشگاهی دوران پلاستیک و مقاومت نهایی پیوند قائم مرکب.
- بررسی اثر خاموت‌ها در مقاومت و شکل پذیری پیوند قائم مرکب.
- مقایسه بین رفتار و مقاومت برشی پیوندهای معمول و مرکب.
- توانایی بتن در به تعویق انداختن کماتش برشی جان تا انتهای باربری.

بررسی و مطالعات بر روی قاب‌های مهاربندی شده خارج از مرکز (EBFs) از دهه ۷۰ میلادی به صورت گسترده آغاز گردید. پوپوف و همکاران [۳-۱] بیان کردند که EBF ها در مقایسه با دیگر سیستم‌های باربر جانبی (مانند MRF و CBF) دو معیار طراحی لرزه ای، سختی و شکل پذیری، را به خوبی ارضا می نمایند. این قاب‌ها تحت زلزله‌های خفیف و متوسط سختی زیاد و در برابر زلزله‌های شدید، شکل پذیری مناسبی از خود بروز می‌دهند. پیکربندی این سیستم در شکل (۱) نمایش داده شده است. خروج از مرکزیت ایجاد شده در این قاب ها، که به "پیوند" معروف است، با پارامتر  $e$  نمایش داده می شود. پیوند ضعیف ترین قسمت قاب بوده و علت اصلی استهلاک انرژی ناشی از زلزله در این ناحیه است.



الف) پیوند افقی



ب) پیوند قائم [۴]

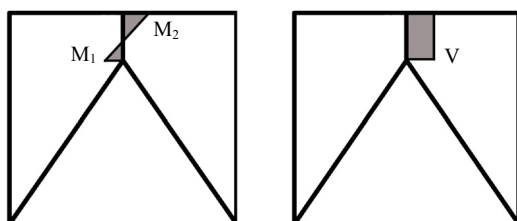
شکل (۱): پیکربندی قاب‌های مهاربندی شده واگرا

همانطور که در شکل (۱) مشخص است نحوه قرارگیری پیوند به دو صورت افقی و قائم می باشد. بنابراین دو نوع کلی قاب واگرا با پیوند افقی (H-EBF) و با پیوند قائم (V-EBF) وجود دارد.

### ۳- شیوه تحقیق

این فرض صحت کامل دارد که پایداری کل قاب تامین شده باشد، مطالعات عددی و آزمایشگاهی در موارد مشابه پایداری کلی قاب را به اثبات رسانده‌اند [۵]. به همین علت می‌توان در آزمایشگاه شرایط مرزی مشابه با شرایط پیوند قائم در قاب ایجاد و پیوند ها، خارج از قاب مورد آزمایش قرار بگیرند.

مهمترین مشخصه پیوندهای قائم، عدم برابری لنگرهای انتهایی پیوند به علت عدم برابری سختی تیر طبقه و عضوهای مهار می‌باشد، شکل (۳). در بیشتر مواقع سختی تیر طبقه به صورت چشمگیری از سختی عضوهای مهار بیشتر است، در نتیجه ممان به وجود آمده در پیوند قائم در نزدیک تیر، بزرگتر از ممان انتهای نزدیک به عضوهای مهار است.



الف) دیاگرام لنگر

ب) دیاگرام برش

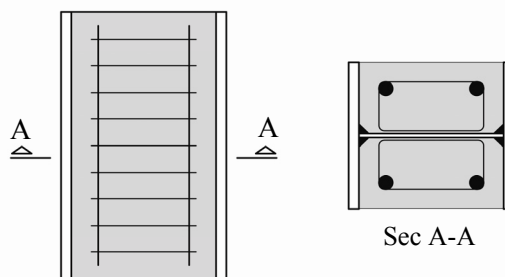
شکل (۳): نمایش برش و لنگر در پیوند قائم

برای شبیه سازی این حالت در آزمایشگاه یک انتهای پیوند به کف قوی و انتهای دیگر به یک تیر بارگذاری، که دارای سختی به مراتب کمتری از کف آزمایشگاه می‌باشد، متصل شد، شکل (۴). برای اتصال نمونه به کف قوی و تیر بارگذاری از یک ورق به ضخامت ۳۰ میلی‌متر و طول ۸۶ سانتی‌متر استفاده شد. برای جلوگیری از دوران تیر بارگذاری، از دو پایه و یک تیر فوقانی و ۴ غلتک در دو انتهای تیر بارگذاری، استفاده گردید، شکل (۴).

شیوه به کار گرفته شده در این تحقیق تأکید بر مطالعه آزمایشگاهی رفتار نمونه‌ها می‌باشد. هر چند برای تعیین پروتکل بارگذاری از آنالیزهای عددی نیز استفاده شده است.

### ۴- جزئیات پیشنهادی

در شکل (۲) جزئیات پیشنهادی در ارتباط با مرکب نمودن پیوندهای قائم، نمایش داده شده است. در این جزئیات خاموت‌های به کاررفته که نقش محصورشدگی بتن را به عهده دارند، به جان پروفیل I شکل پیوند جوش می‌شوند که وظیفه انتقال نیروی برشی بین جان پیوند و بتن را نیز انجام دهند. آرماتورهای طولی نیز در دو انتها قلاب شده و به جان جوش می‌گردند تا از حرکت لغزشی آنها جلوگیری به عمل آید و فضای محدود به جان نیز کاملاً با بتن پر می‌شود.



شکل (۲): جزئیات پیوند قائم مرکب

### ۵- پیکربندی آزمایش

به علت آنکه در قاب های مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم (V-EBF)، تمام برش طبقه توسط پیوند تحمل می‌گردد و دیگر اعضا باید در ناحیه خطی (ارتجاعی) باقی بمانند، در نتیجه رفتار غیر خطی این قاب‌ها به بررسی رفتار پیوند خلاصه می‌گردد. لازم به ذکر است در صورتی



شکل (۴): پیکربندی آزمایش

## ۶- طراحی نمونه‌ها

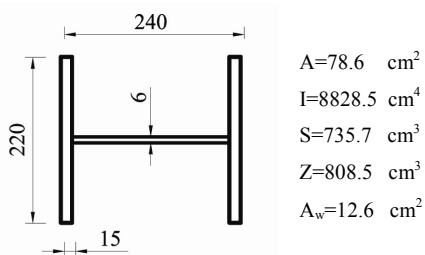
طراحی نمونه‌ها در دو بخش کلی انتخاب ابعاد و انتخاب طول نمونه‌ها بیان می‌گردد.

### ۶-۱- انتخاب ابعاد

طراحی نمونه‌ها باید با توجه به محدودیت‌های موجود در آزمایشگاه و ساخت آنها انجام می‌گردد. به عنوان مثال، به علت آنکه جان پروفیل‌های نورد شده معمولاً دارای تنش تسلیم واقعی بالاتر از حد اسمی آنها می‌باشند (تنش اسمی ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع اما تنش واقعی ۳۵۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع) و در بعضی موارد شرایط آئین‌نامه را به عنوان پیوند ارضا نمی‌نمایند، تصمیم بر آن شد تا برای بخش فولادی پیوند از یک تیر ورق با مشخصات مناسب استفاده گردد. به همین دلیل از یک ورق با تنش تسلیم واقعی ۲۴۹۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع به عنوان جان پیوند استفاده گردید (این فولاد از رده ST33 انتخاب گردید). از آنجائیکه بال‌ها نقش عمده‌ای در مقاومت برشی پیوند ندارند، حساسیتی در اینکه تنش تسلیم آنها از حد مشخص بالاتر نباشد وجود نداشت به همین علت از فولاد معمولی یعنی رده ST37 استفاده گردید. ابعاد و اندازه نمونه‌ها با لحاظ پارامترهای متعددی انتخاب و طراحی گردیدند، بعضی از این پارامترها عبارتند از:

الف- وجود فضای کافی در بین بال و جان نمونه برای آرماتوربندی و بتن ریزی.

ب- وجود ضخامت کافی جان برای اتصال خاموت‌ها.  
ج- جوش بین جان و بال توانایی تحمل تنش ناشی از تسلیم برشی و سخت‌شوندگی کرنشی جان را داشته باشد.  
د- جوش بین نمونه و ورق‌های بالایی و پائینی که برای اتصال به کف قوی و تیر بارگذاری می‌باشند تحمل نیروهای وارده تا انتهایی بارگذاری را داشته باشند.  
با توجه به موارد فوق یک تیر ورق در محدوده تیرهای بال پهن با مشخصات مندرج در شکل (۵) طراحی گردید.



شکل (۵): مشخصات تیر ورق ساخته شده برای بخش

### فولادی پیوند

### ۶-۲- انتخاب طول پیوند

نکته مهم در طراحی این پیوند، انتخاب طول مناسب برای آن می‌باشد، زیرا پیوند باید توانایی ایجاد تغییر شکل‌های غیر خطی را داشته و دچار ناپایداری نشود. در این صورت به علت اعمال نیروهای جانبی در پیوند قائم، مفصل برشی تشکیل شده و می‌تواند با ترکیبی از سخت‌شدگی‌های کینماتیک و ایزوتروپیک به حداکثر ظرفیت باربری خود برسد. با توجه به رفتار مفصل‌های برشی در پیوندهای افقی که به علت سخت‌شوندگی کرنشی، مقدار برش و خمش در

پیوند برشی به ستون اتفاق می‌افتد [۶]، طول پیوند قائم می‌تواند محدودتر نیز شود. رابطه‌ای که نمونه‌های آزمایشی این تحقیق بر اساس آن طراحی شده‌اند، با محدود نمودن لنگر فوقانی به نصف لنگر پلاستیک  $0.5M_p$  در رابطه (۳) به صورت رابطه (۵) می‌باشد.

$$e \leq \frac{0.7(1+\kappa)(0.5M_p)}{V_p} = \frac{0.35(1+\kappa)M_p}{V_p} \quad (5)$$

لازم به ذکر است در این مقاله طول پیوندها بدون توجه به مرکب بودن آنها و صرفاً بر اساس رابطه (۵) انتخاب شده‌اند. با لحاظ  $\kappa=0$  (که بحرانی‌ترین حالت است) و جایگزینی مقادیر معادل، محدوده طول پیوند قائم برای ارضاء شرایط برشی برابر است با:

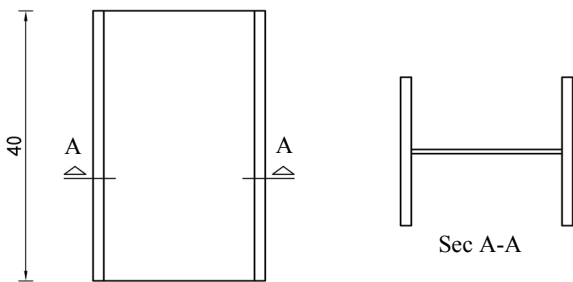
$$e \leq \frac{0.35 \times 808 \times 3000}{0.6 \times 21 \times 0.6 \times 2490} = 50 \text{ cm}$$

با توجه به محدوده به دست آمده، طول پیوند برابر ۴۰ سانتی‌متر انتخاب شد.

#### ۷- نمونه‌های انتخابی

نمونه‌های مورد آزمایش در این مقاله ۴ نمونه به شرح زیر می‌باشند:

**نمونه ۱:** پیوند فولادی بدون سخت کننده (VSL1)، شکل (۶).



شکل (۶): جزئیات نمونه ۱

**نمونه ۲:** پیوند فولادی با سخت کننده (VSL2)، در این نمونه سخت کننده‌ها بر اساس ضابطه‌های AISC 2005 طراحی شدند. با توجه به این طراحی باید دو سخت کننده با ابعاد ۲۱ در ۱۰/۷ سانتی‌متر و فاصله ۱۳/۵ سانتی‌متر در یک طرف پیوند تعبیه گردد، شکل (۷).

پیوند به ترتیب به  $1.5V_p$  و  $1.2M_p$  می‌رسد و با نوشتن معادله تعادل پیوند (در این پیوندها مقدار ممان دو انتهای پیوند برابر است)، طول پیوند افقی به صورت رابطه (۱) تعیین می‌گردد:

$$e \leq \frac{2 \times 1.2M_p}{1.5V_p} = 1.6 \frac{M_p}{V_p} \quad (1)$$

در این رابطه  $V_p$  و  $M_p$  به ترتیب لنگر و برش پلاستیک می‌باشند. برای داشتن یک رابطه محافظه کارانه، طول پیوند برای تامین رفتار برشی به صورت رابطه (۲) پیشنهاد شده است [۶]:

$$e \leq 1.4 \frac{M_p}{V_p} \quad (2)$$

برای یک مفصل برشی قائم با توجه به آنکه ممان در دو انتهای آن مساوی نمی‌باشد، شکل (۲)، و لحاظ سخت-شوندگی کرنشی مانند پیوندهای افقی، طول پیوند قائم به صورت زیر تعیین و طبق رابطه (۳) می‌باشد:

$$\begin{aligned} e \times V &= M_1 + M_2 \\ \kappa &= \frac{M_2}{M_1} \\ e &= \frac{M_1(1+\kappa)}{V_p} \\ e &\leq \frac{1.2M_p(1+\kappa)}{1.5V_p} = \frac{0.8(1+\kappa)M_p}{V_p} \quad (3) \end{aligned}$$

در این رابطه‌ها:

- $V$ : نیروی برشی موجود در پیوند قائم؛
- $M_1$ : لنگر بالای پیوند قائم؛
- $M_2$ : لنگر پائین پیوند قائم؛

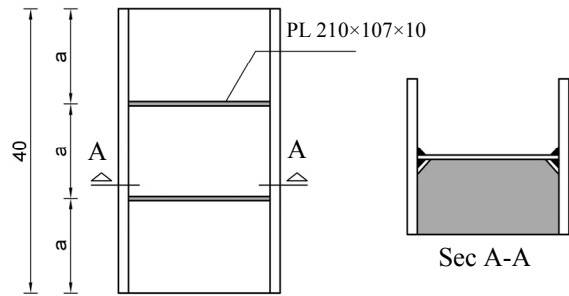
با توجه به فلسفه به کار رفته در رابطه (۲)، برای ارائه یک رابطه محافظه کارانه برای طول پیوندهای برشی قائم رابطه (۴)، پیشنهاد می‌گردد:

$$e \leq \frac{0.7(1+\kappa)M_p}{V_p} \quad (4)$$

برای کاهش میزان لنگر در محل اتصال پیوند قائم به تیر طبقه (در این آزمایش‌ها محل اتصال پیوند به کف قوی) و کاهش احتمال شکست در جوش، مانند آنچه در اتصال

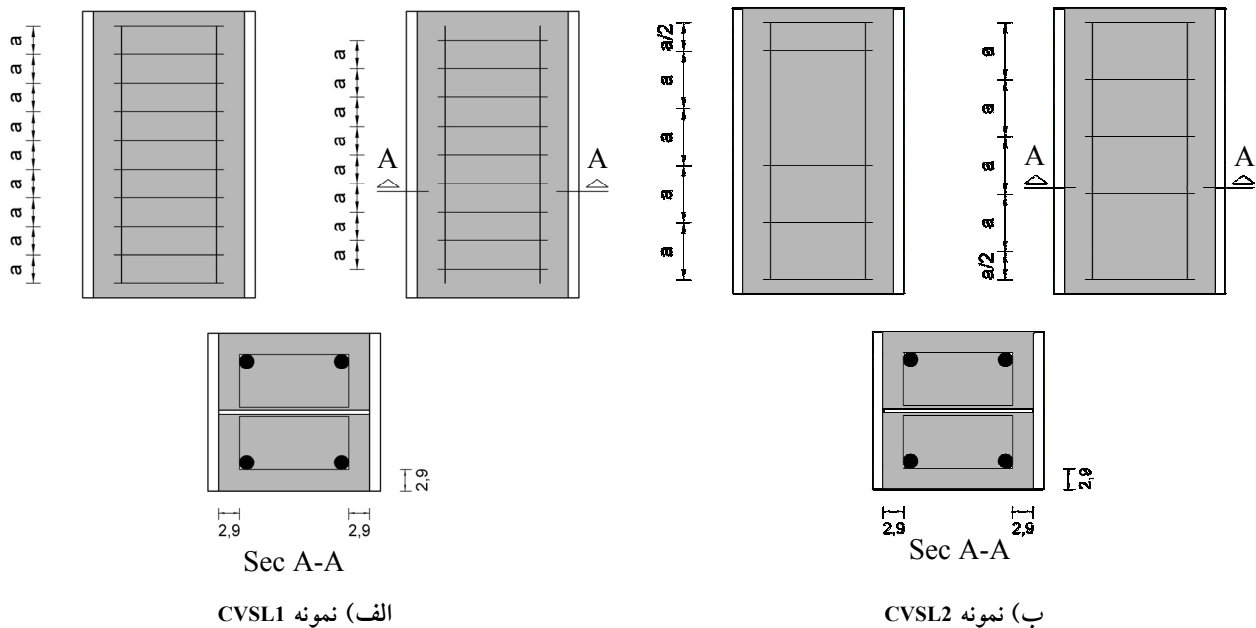
20 ϕ می‌باشد. در این تحقیق دو نمونه مرکب مورد آزمایش قرار گرفت که تفاوت آنها در فاصله بین خاموت‌های آنها می‌باشد. در نمونه CVSL1 فاصله خاموت‌ها (a) 4 سانتی‌متر و در نمونه CVSL2، فاصله خاموت‌ها 8 سانتی‌متر لحاظ شده است.

نکته قابل توجه در این نمونه‌ها آن است که خاموت‌ها در دو طرف به صورت یک در میان انجام شده‌اند تا از تردشکنی احتمالی به علت جوش بر روی جان در یک محل از دو طرف جلوگیری به عمل آید. در شکل (8) جزئیات نمونه‌های مرکب آمده است.



شکل (۷): جزئیات نمونه ۲

نمونه ۳ و ۴: پیوندهای مرکب (CVSL1 & CVSL2)، پیوندهای مرکب مورد تحقیق بر اساس جزئیات شکل (۲) می‌باشد که خاموت‌های آن 8 ϕ و میلگردهای طولی آن



الف) نمونه CVSL1

ب) نمونه CVSL2

شکل (۸): نمونه‌های مرکب

#### ۸- نحوه ساخت

همانطور که عنوان شد برای بخش فولادی پیوند، یک تیوروق به کار گرفته شد. در ساخت این تیر ورق برای حصول اطمینان از کیفیت جوش اتصال بال به جان آن، از جوش زیرپودری کارخانه ای استفاده شد. برای اتصال خاموت‌ها به جان از جوش قوس الکتریکی با الکتروود دستی استفاده گردید. نوع جوش اتصال بال‌ها به ورق‌های بالایی و پائینی، شیاری با نفوذ کامل و جوش اتصال جان پیوند به ورق‌های بالایی و پائینی جوش گوشه می‌باشد. نقشه ساخت پیوندهای مرکب در شکل (۹) آمده است.

مشخصات تمام نمونه‌ها به صورت خلاصه در جدول (۱) آمده است.

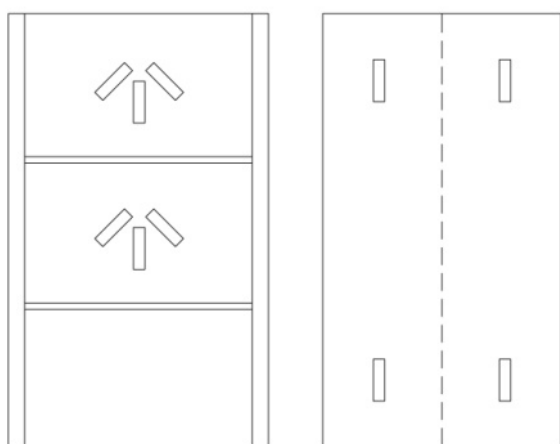
جدول (۱): مشخصات نمونه‌های انتخابی

نام	طول	تعداد سخت‌کننده	a	توضیحات
VSL 1	40	-	-	نمونه شاهد
VSL 2	40	2	13.5	نمونه شاهد
CVSL1	40	-	4	نمونه مرکب
CVSL2	40	-	8	نمونه مرکب

متوسط استوانه‌ای بتن در نمونه‌های مرکب ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع بود.

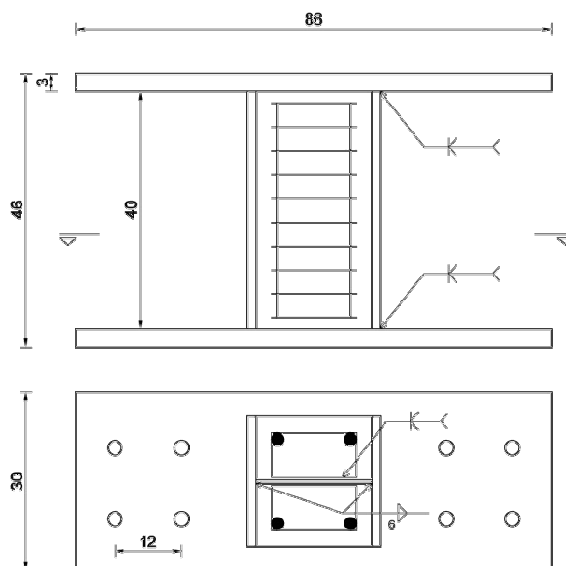
#### ۱۰- ابزار بندی نمونه‌ها

برای ثبت اطلاعات حاصل از آزمایش‌ها سلول بار (Load Cell)، تغییر مکان سنج (LVDT) و کرنش سنج (Strain Gage) استفاده گردید. کرنش سنج‌های به کار رفته از نوع خطی که بر روی بال‌های نمونه و Roset غیرخطی که بر روی جان پیوند نصب شده‌اند، می‌باشند. در شکل (۱۵) کرنش سنج‌های نصب شده در نمونه ۲ نمایش داده شده است.



شکل (۱۰): کرنش سنج‌های نصب شده بر روی جان و بال نمونه ۲

از چندین LVDT در مکان‌های مختلف برای ثبت تغییر مکان‌های نمونه استفاده گردید در شکل (۱۱) آرایش LVDT ها و در جدول (۲) علت نصب آنها آمده است.

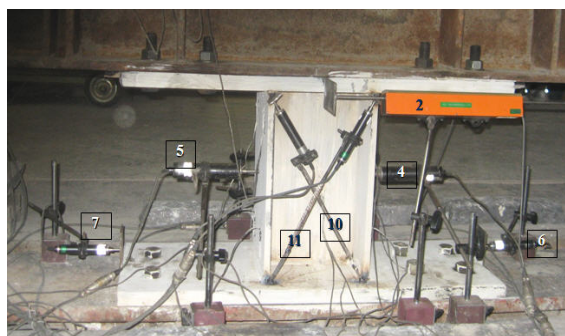


شکل (۹): جزئیات ساخت پیوندهای مرکب

طرح اختلاط بتن بر اساس دستورالعمل "طرح ملی اختلاط بتن" صورت پذیرفت [۷]. بتن ریزی در دو روز متوالی انجام شد (در هر روز یک طرف نمونه‌های مرکب بتن ریزی گردیدند).

#### ۹- مشخصات مصالح

فولاد جان از نوع ST33 با تنش تسلیم ۲۴۹۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و تنش نهائی ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و فولاد بال از نوع ST37 با تنش حدود ۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع بود. آرماتورهای به کار رفته از نوع AIII با تنش تسلیم ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و مقاومت



شکل (۱۱): آرایش تغییر مکان سنج‌ها (LVDT) در نمونه‌ها

جدول (۲): مشخصات LVDT ها و علت نصب آنها

شماره LVDT	دلیل	شماره LVDT	دلیل
۲	تعیین تغییر مکان افقی	۶	تعیین لغزش پای نمونه
۳	تعیین تغییر مکان افقی	۷	تعیین لغزش پای نمونه
۴	تعیین مکان وسط نمونه	۱۰	اعوجاج پانل برشی
۵	تعیین مکان وسط نمونه	۱۱	اعوجاج پانل برشی

نگرفت. طبق دستورالعمل ATC24 تا نقطه تسلیم نمونه، بارگذاری به وسیله کنترل نیرو و پس از آن به وسیله کنترل تغییر مکان انجام گیرد.

برای تعیین نقطه جاری شدن نمونه ها، از منحنی های ظرفیت که از یک آنالیز غیر خطی تحت بار یک طرفه افزایشی که توسط نرم افزار ANSYS [۱۰] بدست آمده بود به عنوان راهنما و از اعداد قرائت شده از کرنش سنج های نصب شده بر روی جان پیوند در هنگام آزمایش استفاده شد.

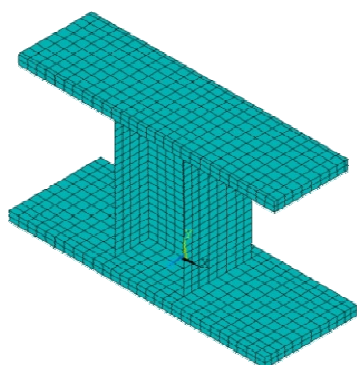
با توجه به آنکه اولین آزمایش بر روی مدل VSL1 انجام گردید پروتکل بارگذاری برای این آزمایش تعیین شد و برای آنکه امکان مقایسه وجود داشته باشد از همین پروتکل در تمام آزمایش ها استفاده شد و در ادامه نحوه تعیین پروتکل آمده است.

در شکل (۱۲) مدل اجزا محدود نمونه ۱ به همراه نمودار ظرفیت ترسیم شده است همانطور که در شکل مشخص است نمونه در تغییر مکان نظیر ۱/۶ میلیمتر تسلیم شده است.

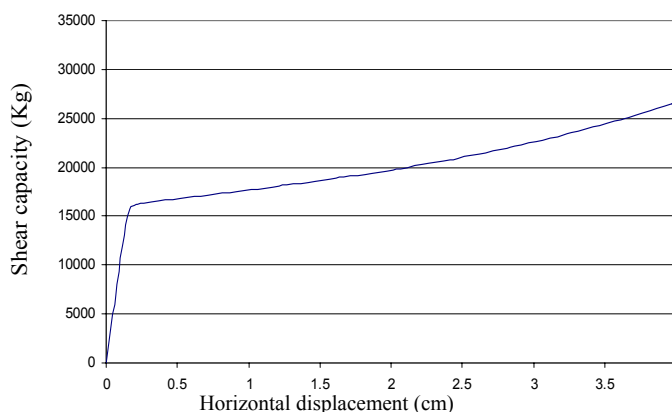
دو عدد سلول بار با ظرفیت ۱۰۰ تن نیز برای ثبت میزان بار در چرخه های بارگذاری نصب گردید.

### ۱۱- پروتکل بارگذاری

در این تحقیق از دستورالعمل ATC24 [۸] برای تعیین تاریخچه بارگذاری استفاده شده است. برای تعیین پروتکل بارگذاری امکان استفاده از AISC2005 [۹] نیز وجود داشت، اما این پروتکل برای بررسی اتصالات در EBF ها ارائه شده است نه رفتار کلی قاب ضمن آنکه در توضیحات آئین نامه فوق الذکر همچنان استفاده از ATC24 مجاز دانسته شده است، بنابراین استفاده از AISC2005 مورد توجه قرار



الف) مدل اجزاء

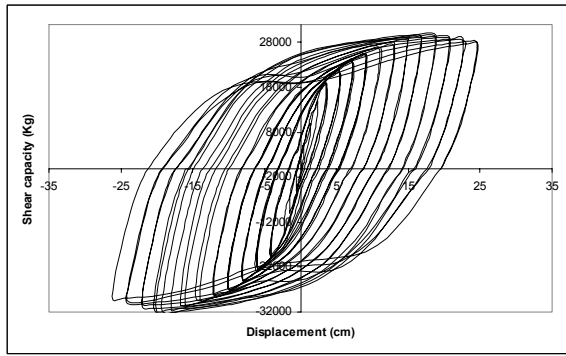


ب) نمودار ظرفیت

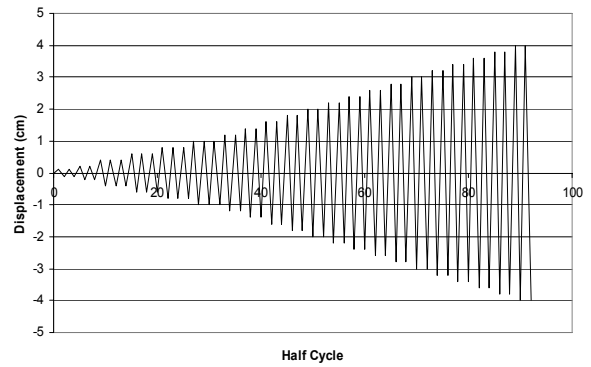
شکل (۱۲): مدل اجزاء محدوده و نمودار ظرفیت نمونه ۱

جان کنترل و تأیید گردید. در نهایت تابع بارگذاری استفاده شده برای تمام آزمایش ها در شکل (۱۳) آمده است.

این عدد (تغییر مکان تسلیم) در ضمن آزمایش با قرائت مداوم اعداد حاصل از کرنش سنج های نصب شده بر روی



شکل (۱۶): نمودار هیستریزیس VSL1



شکل (۱۳): پروتکل بارگذاری به کار رفته در آزمایش

نمونه ۲: این نمونه در تغییر مکان ۰/۱۶ میلیمتر تسلیم گردید (برابر تغییر مکان تسلیم نمونه اول). در گام ۳۸ معادل تغییر مکان ۳۲ میلیمتر نمونه از کنار سخت کننده بالائی شروع به گسیختگی نمود. در شکل‌های (۱۷) و (۱۸) تصاویری از مشاهدات در مراحل بارگذاری مذکور نشان داده شده است. نمودار هیستریزیس این نمونه در شکل (۱۹) آمده است.



شکل (۱۷): نمونه در لحظه تسلیم



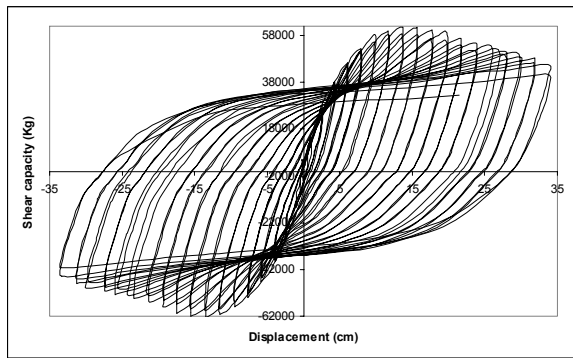
شکل (۱۴): نمونه در لحظه تسلیم



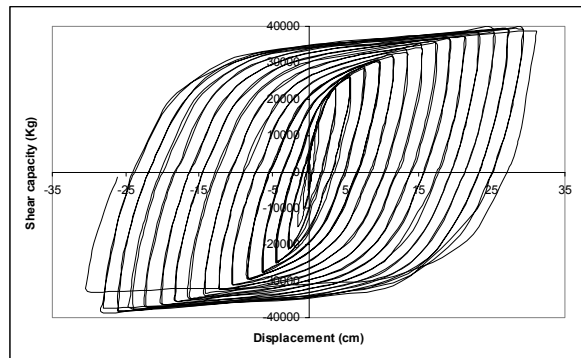
شکل (۱۸): گسیختگی پانل برشی از کناره‌های سخت کننده



شکل (۱۵): گسیختگی پانل برشی از وسط نمونه



شکل (۲۲): نمودار هیستریزس CVSL1



شکل (۱۹): نمودار هیستریزس VSL2

نمونه ۴: در این آزمایش از سیکل ۷ معادل تغییر مکان ۰/۶ میلی‌متر، بتن شروع به ترک خوردن نمود. و در سیکل ۱۸ بتن پوسته کاملاً ترک خورده و بتن محصور شده در تحمل بار شرکت می‌نمود. در شکل (۲۳) و (۲۴) تصاویری از زمان آزمایش نشان داده شده است. نمودار هیستریزس این نمونه در شکل (۲۵) آمده است.

نمونه ۳: در این آزمایش از سیکل ۸ معادل تغییر مکان ۰/۶ میلی‌متر، بتن شروع به ترک خوردن نمود و در سیکل ۲۱ بتن پوسته کاملاً ترک خورده و بتن محصور شده در تحمل بار شرکت می‌نمود. در شکل (۲۰) و (۲۱) تصاویری از زمان آزمایش نشان داده شده است. نمودار هیستریزس این نمونه در شکل (۲۲) آمده است.



شکل (۲۳): ایجاد ترک های اولیه در بتن نمونه چهارم



شکل (۲۰): گسترش ترک در بتن نمونه سوم



شکل (۲۴): گسیختگی نمونه چهارم



شکل (۲۱): گسیختگی نمونه سوم

کمانش برشی در نمونه اول کاهش شدید باربری و سختی وجود دارد.

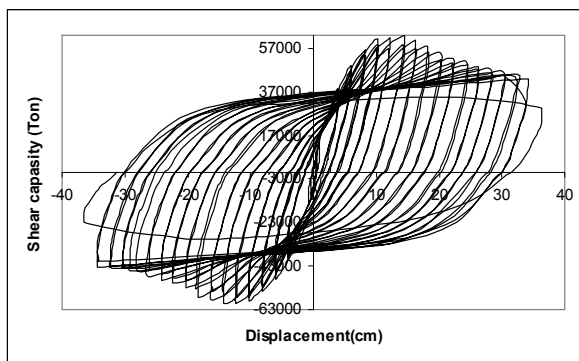
وجود سخت کننده‌ها باعث به تاخیر افتادن کمانش برشی جان شده و در افزایش شکل پذیری نمونه نقش بسیار موثری دارند. اما در دوران حدود  $0.8/0$  رادیان به علت تمرکز تنش، جان در محل تماس با سخت کننده دچار گسیختگی گردید.

جزئیات پیشنهادی برای پیوند قائم مرکب باعث افزایش چشمگیر مقاومت برشی و افزایش ۱۲ درصدی شکل پذیری نمونه گردید. همانطور که از مقایسه نمودار هیستریزیس نمونه دوم و سوم مشخص می‌باشد در سیکل‌های انتهایی باربری که بتن از بین رفته است، تقریباً دو نمونه یک رفتار را دارند. و این بیانگر آنستکه بتن توانسته است تا حد زیادی کمانش جان را به تعویق بیندازد.

نتیجه آزمایش بیانگر آنستکه در طراحی می‌تواند تحمل بخشی از برش پیوند به عهده بتن گذاشته شود. در این آزمایش فاصله بین آرماتورهای عرضی در افزایش برش قابل تحمل توسط نمونه تاثیر گذار بوده اما این تاثیر قابل توجه نمی‌باشد. این موضوع از مقایسه نمودارهای هیستریزیس دو نمونه به خوبی مشهود می‌باشد. مقدار تغییر مکان نهایی نمونه ۳ با فاصله خاموت کمتر، از تغییر مکان نمونه ۴ بیشتر می‌باشد.

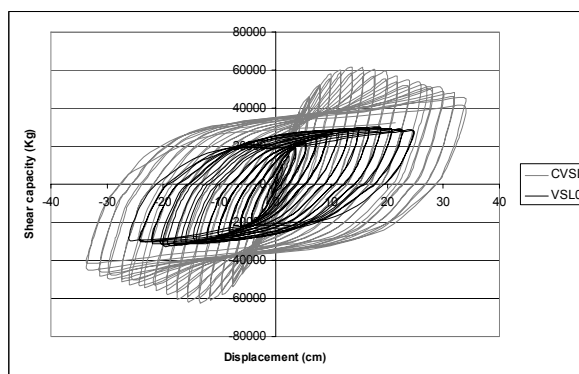
### قدردانی

بدینوسیله از مدیریت پژوهش مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن که امکان انجام آزمایش‌های این تحقیق را در بخش سازه فراهم آوردند تقدیر و تشکر می‌گردد. در ضمن از کارمندان آزمایشگاه نیز به علت هر گونه همکاری در زمینه مسائل اجرایی تشکر می‌شود.

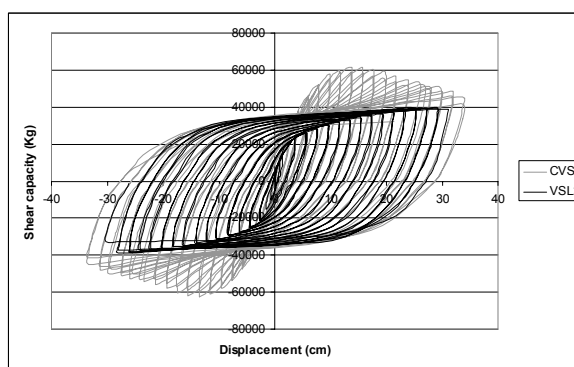


شکل (۲۵): نمودار هیستریزیس CVSL 2

در شکل (۲۶) مقایسه نمودارهای هیستریزیس نمونه‌های CVSL1 و VSL1 و در شکل (۲۷) مقایسه نمودارهای هیستریزیس CVSL1 و VSL2 آمده است.



شکل (۲۶): مقایسه نمودار هیستریزیس CVSL1 و VSL1



شکل (۲۷): مقایسه نمودار هیستریزیس CVSL1 و VSL2

### نتیجه‌گیری

در نمونه‌های اول و دوم تا قبل کمانش پلاستیک برشی نمودار هیستریزیس آنها بر هم منطبق می‌باشد اما پس از

- 1- J.M. Ricles , E.P. Popov. Dynamic Analysis of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames. Report No. 87/07, Earthquake Engineering Research Center, University of California , Berkeley , 1987.
- 2- J.M. Ricles , E.P. Popov. Experiments on Eccentrically Braced Frames with Composite Floors. Report No. 87/06 , Earthquake Engineering Research Center , University of California , Berkeley , 1987.
- 3- C. W. Roeder and E.P. Popov. Inelastic Behavior of Eccentrically Braced Steel Frames Under Cyclic Loading. Report No. 77/18 , Earthquake Engineering Research Center , University of California , Berkeley , 1977
- 4-M.Shayanfar, A. Rezaeian ,S.Taherkhani, Assessment of the seismic behavior of eccentrically braced frame with double vertical link (DV-EBF), 14th World Conference on Earthquake Engineering , 2008, Beijing, China
- 5- Vetr. M G.Seismic behavior , analysis and design of eccentrically braced frames with vertical shear links. ph. D thesis. university of technology Darmstadt w. Germany,1998.
- 6-Kasai,K. ,Popov,E.P. General Behavior of WF Steel Shear Links Beam. Journal of the Structural Division, ASCE,1986.
- ۷- مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، " طرح اختلاط ملی بتن ایران"، ۱۳۸۵
- 8- ATC. Guidelines for seismic testing of components of steel structures report-24. applied technology council; 1992
- 9- AISC. Seismic Provision for structural steel Building. 2005.
- 10- Ansys Ver.11.User Manual and Theory ,Swan Analysis Systems Inc.2006.



## بررسی کارایی ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ در بهبود عملکرد ساختمانهای

### با نسبت فرکانس مد پیچشی به انتقالی کم

سید علی حاج سید تقیآ، دکتر عبدالرضا سروقد مقدم<sup>۲</sup>

(دریافت: خرداد ۸۸، پذیرش: آذر ۸۸)

#### چکیده

در این مقاله با استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی، رفتار لرزه ای چند مدل ساختمانی که دارای سختی پیچشی کم هستند، تحت اثر شتاب نگاشت زلزله بررسی می شود. معیار بررسی، نسبت تغییر مکان جانبی سازه (Drift) است. شایان ذکر است که نسبت تغییر مکان جانبی سازه، شاخص مناسبی برای خرابی اعضای سازه ای و غیر سازه ای به طور مقایسه ای است، لذا ایمنی سازه بر اساس این معیار تعریف می شود. نتایج این بررسی مبین آن است که ضوابط پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ برای سازه هایی که به روش استاتیکی خطی معادل، تحلیل می شوند، در مواردی، ایمنی کافی در برابر زلزله را برای سازه های نرم پیچشی تامین نمی نماید، لذا تحلیل استاتیکی معادل برای سازه های نرم پیچشی همواره روش مناسبی نیست. در این تحقیق با بررسی پارامترهای پاسخ تحلیل های دینامیکی غیر خطی، علت این امر مشخص شده است.

#### کلمات کلیدی

نسبت جابجایی طبقه، سختی پیچشی کم و زیاد، خروج از مرکزیت، تحلیل استاتیکی معادل، تحلیل دینامیکی غیر خطی، مرکز جرم و سختی، لبه سخت و نرم

## Efficiency of Standard 2800 Provisions for Buildings with Low Torsional to Translational Modal Frequencies Ratio

S.A.Seyedtaghia, A.S.Moghadam

#### ABSTRACT

This paper presents seismic behavior of several buildings with low torsional stiffness. The performance criterion is story drift ratio, as story drift ratio is an appropriate damage index for structural and non-structural elements comparably. Therefore, the safety of structure is defined by mentioned criterion. This study illustrates that the proposed provisions of standard 2800 of Iran for linear equivalent static analysis do not generally satisfy sufficient safety for low torsional stiffness structures. Therefore, linear equivalent static analysis in its present form is inadequate for low torsional stiffness structures.

#### Keywords

Story, Low & High Torsional Stiffness, Eccentricity, Static Equivalent Analysis, Nonlinear Dynamic Analysis, Center of Mass and Rigidity, Stiff and Flexible Edge

۱. دانشجوی دکتری مهندسی عمران گرایش سازه و زلزله - دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات، ali.taghia@yahoo.com

۲. استادیار پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، moghadam@iiees.ac.ir



سازه های سخت پیچشی لبه نرم و سخت به ترتیب تغییر مکان بیشتر و کمتری را نسبت به حالتی که کل سختی به طور یکنواخت توزیع شده باشد تجربه می کنند. این سازه ها به خروج از مرکزیت جرم نسبت به مرکز سختی و زلزله ورودی حساسیت کمتری دارند. رفتارانتقالی رفتار غالب در مد اول این سازه ها می باشد [۱۰].

در سال ۱۹۵۸ بر اساس تحقیقات Housner & Outinen [7] نشان داده شد که در روش آنالیز استاتیکی که در آن نیروهای لرزه ای به شکل بارهای ثابت در مرکز جرم طبقات سازه قرار داده می شوند، نیروها برای طراحی ساختمانهای نامتقارن متداول به میزان قابل توجهی دست پایین می باشند. همچنین آنها نشان دادند که روش استاتیکی معادل که متداولترین روش طراحی در بین مهندسیین می باشد، با افزایش خروج از مرکزیت دقت و اعتبار خود را از دست می دهد. اما مدت زمانی بعد این روشها بوسیله Rosenbluet [4] و همکارانش اصلاح شدند. آنها دو مفهوم ضریب تشدید دینامیکی و خروج از مرکزیت دینامیکی و خروج از مرکزیت استاتیکی (فاصله مرکز جرم از مرکز سختی) را معرفی کردند. خروج از مرکزیت دینامیکی برابر با نسبت لنگر پیچشی به برش پایه سازه تعریف شد. با کالیبراسیون نتایج آنالیزهای استاتیکی با آنالیزهای دینامیکی، به ویژه آنالیزهای دینامیکی طیفی میزان خروج از مرکزیت طراحی برای سمت نرم سازه افزایش و برای سمت سخت کاهش داده شد.

Kan & Chopra در سال ۱۹۷۷ برای اولین بار به بررسی رفتار غیر خطی سازه متقارن یک طبقه با نامتقارنی یک طرفه پرداختند [۱۲]. در این مطالعه رفتار غیر خطی المانها به صورت الاستوپلاستیک کامل در نظر گرفته شد و مقاومت جاری شدن المانها متناسب با سختی آنها فرض شد و با این فرضیات مدل چند المانی به مدل یک المانی تبدیل شد. این مدل به صورت تک ستونی بود که در مکانی با خروج از مرکزیت، نسبت به مرکز جرم سازه به دیافراگم طبقه متصل شده بود. این مدل تحت اثر زلزله ۱۹۴۰ السترو، مورد آنالیز قرار گرفت. در این مدل با

آسیب پذیری بیشتر سازه های نامتقارن در مقابل بارهای لرزه ای سبب شده تا نحوه رفتار این گونه سازه ها مورد توجه محققین قرار داشته باشد. اما وابستگی رفتار این سازه ها به متغیرهای متنوع و فرضیات اولیه مطالعات سبب شده تا همچنان با گسترش دانش مهندسی زلزله و نیازهای جدید آن رفتار این سازه ها همچنان مورد توجه محققین قرار داشته باشند.

اصولاً سازه ها به لحاظ سختی پیچشی، به دو دسته سازه های با سختی پیچشی کم<sup>۱</sup> و زیاد<sup>۲</sup> تقسیم می شوند.

سازه های با نسبت فرکانس مد پیچشی به انتقالی ( $\Omega_R$ ) کم یا زیاد را به ترتیب سازه های نرم<sup>۳</sup> یا سخت پیچشی<sup>۴</sup> نامند. سازه های نرم پیچشی اصولاً دارای سختی پیچشی کم بوده، از این رو اثرات خروج از مرکزیت جرم، سختی و مولفه پیچشی زلزله سبب افزایش پاسخ نیرو، شتاب و تغییر مکان در عناصر بار بر جانی سازه خصوصاً لبه های انتهایی می گردد. لبه انتهایی دورتر و نزدیکتر به مرکز سختی را به ترتیب لبه نرم<sup>۵</sup> و لبه سخت<sup>۶</sup> نامند. برای سازه ها با رفتار غیر-خطی بدلیل ایجاد مفاصل پلاستیک در اعضا سختی پیچشی موجود کاهش می یابد. بنابراین اثرات مذکور شدیدتر است. در رفتار ارتجاعی این سازه ها هر دو لبه نرم و سخت تغییر مکان بیشتری را نسبت به حالتی که کل سختی به طور یکنواخت توزیع شده باشد تجربه می کنند. این سازه ها به خروج از مرکزیت مرکز جرم نسبت به مرکز سختی<sup>۷</sup> و زلزله ورودی حساس ترند. در این سازه ها رفتار پیچشی رفتار غالب در مد اول سازه می باشد. بنابراین سازه های نرم پیچشی توجه بیشتری را می طلبند. در رفتار ارتجاعی

<sup>1</sup> Low torsional stiffness

<sup>2</sup> Significant torsional stiffness

<sup>3</sup> Torsionally flexible structures- $\Omega_R < 1$

<sup>4</sup> Torsionally stiff structures- $\Omega_R > 1$

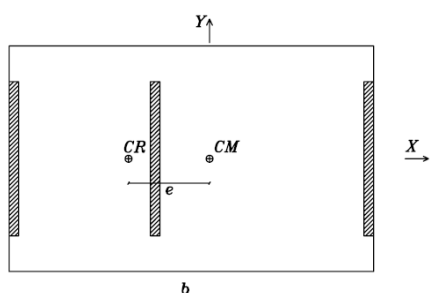
<sup>5</sup> Flexible edge

<sup>6</sup> Stiff edge

<sup>7</sup> Eccentricity



(۱) بصورت توپیر نمایش داده شده است. مرکز سختی<sup>۲</sup> که در محدوده الاستیک همان مرکز نیروهای مقاوم است دارای خروج از مرکزیت نسبت به مرکز جرم است، با پارامتر  $e$  نشان داده می شود و مرکز سختی با نماد CR تعریف شده است. برآیند نیروی اینرسی ناشی از زلزله تقریباً در مرکز جرم اثر می کند و سبب می شود که سازه حول مرکز سختی بچرخد.



شکل (۱): نمونه ای از مدل پیشنهادی

Humar و همکاران در سال ۲۰۰۳ با استفاده از تعاریف بالا، ضوابط پیچش مندرج در آیین نامه های NBCC1995 [14] و متن پیشنهادی NBCC200 [15] را مورد بحث قرار دادند [10].

آیین نامه NBCC1995 [14] اثر پیچش را از طریق تحلیل استاتیکی مدل سازه ای که در آن نیروی زلزله در فاصله  $e$  نسبت به مرکز سختی قرار می گیرد، منظور می کند. برای به حساب آوردن امکان تشدید پیچش ناشی از طبیعت دینامیکی پاسخ و همچنین اثر پیچش اتفاقی، خروج از مرکزیت طراحی  $e_d$  فرض می شود که در محدوده رابطه های زیر تغییر کند:

$$e_{d1} = 1.5e + 0.1b \quad (1)$$

$$e_{d2} = 0.5e - 0.1b \quad (2)$$

که در آن  $b$  بعد مدل سازه در امتداد عمود بر زلزله است. عناصر مقاوم سازه ای برای نیروی زلزله که در فاصله  $e_{d1}$  یا  $e_{d2}$  نسبت به مرکز سختی واقع اند، طراحی می شوند. معمولاً  $e_{d1}$  و  $e_{d2}$  به ترتیب طراحی عناصر لبه نرم

استفاده از سطح جاری شدن دایره ای، بر اساس برش و لنگر پیچشی که حول مرکز مقاومت بر سیستم عمل می کرد، سیستم چند المانی به شکل یک سیستم تک المانی مدل شد. در این مدل اثر کوپل پیچشی با جابجایی مرکز جرم و دوران کف حول محور عمودی مدلسازی شد. Kan & Chopra نتیجه گرفتند که تاثیر کوپل پیچشی در محدوده غیر خطی به میزان قابل توجهی به نسبت فرکانس غیر همبسته پیچشی به انتقالی بستگی دارد. آنها متوجه شدند که برای سازه ها با نسبت فرکانسهای ناهمبسته بزرگتر از ۲ تاثیر کوپل پیچشی و تغییر شکل ستون با افزایش خروج از مرکزیت افزایش می یابد، اما برای سازه ها با نسبت فرکانسی ناهمبسته کوچکتر از ۲ تاثیر کوپل پیچشی پیچیده می باشد و فرم سیستماتیکی از خود نشان نمی دهد. در این حالت پس از جاری شدن اولیه، سازه بیشتر گرایش به جاری شدن در مود اول انتقالی داشته و مانند سیستم یک درجه آزاد انتقالی عمل می کند.

Irvine & Kountouris در سال ۱۹۸۰ به بررسی رفتار غیر خطی ساختمان یک طبقه که در یک جهت نامتقارن بوده و دارای دو المان مشابه در جهت تاثیر رکورد زلزله بود، پرداختند [۱۱]. خروج از مرکزیت در این مدل بوسیله جا به جا کردن مرکز جرم ایجاد شده بود. آنها در این مطالعه به این نتیجه رسیدند که حداکثر تقاضای شکل پذیری در بحرانی ترین المان نسبت به میزان خروج از مرکزیت و نسبت فرکانس غیرهمبسته حساس نمی باشد.

بیشتر مطالعات انجام شده در خصوص مبحث پیچش براساس مطالعه پاسخ الاستیک مدل سازه های یک طبقه استوارست. شکل (۱) نمونه ای از مدل پیشنهادی برای مطالعه رفتار در پیچش را نشان می دهد. در این مدل تمام جرم سازه در تراز کف طبقه توزیع شده است. مبدا مختصات در مرکز جرم طبقه<sup>۱</sup> تعریف شده است و با نماد CM نشان داده می شود. عناصر مقاوم جانبی در شکل

<sup>2</sup> Center of stiffness

<sup>1</sup> Center of mass



$\beta$  بزرگتر از  $1/7$  استفاده از تحلیل دینامیکی را الزام می نماید.

برای سازه هایی که تحلیل استاتیکی معادل برای آنها مجاز است خروج از مرکزیت طراحی به صورت زیر تعریف می شود:

$$e_{d1} = e + 0.1b \quad (4)$$

$$e_{d2} = e - 0.1b \quad (5)$$

رابطه های (4) و (5) نسبت به رابطه های (1) و (2) در عین مناسب بودن، محافظه کاری کمتری دارند. همچنین نیازی به دانستن مرکز سختی در کاربرد رابطه های (4) و (5) نیست و همین امر به سهولت محاسبات کمک شایانی می کند. Crisafulli و همکاران در سال 2004 با بررسی اثرات پیچش در سازه ها، یک روش تکراری برای طراحی ارائه دادند. در این روش سعی شده بود تا با تاکید بر خروج از مرکزیت مرکز مقاومت، میزان شکل پذیری سازه بر اساس ظرفیت شکل پذیری المان بحرانی کاهش داده شود. آنها برای بررسی روش پیشنهادی از مدل یک طبقه با 4 المان در جهت نامتقارن و 3 المان در جهت متقارن استفاده کردند [13].

Ghersi & Rossi در سال 2006 به بررسی تاثیر روش طراحی بر پاسخ سیستمهای نامتقارن در دو جهت پرداختند. مطالعات آنها بر روی سازه های یک طبقه انجام شد. آنها نتیجه گرفتند که بهترین روش طراحی برای ترکیب پاسخهای بدست آمده از آنالیز هر جهت، روش SRSS است. همچنین استفاده از خروج از مرکزیت طراحی مشابه UBC 97 [18] در سازه های نرم پیچشی تاحدودی غیر محافظه کارانه و در سازه های سخت پیچشی محافظه کارانه می باشد [6].

استاندارد زلزله 2800 [3] با اعمال نیروی زلزله در مرکز جرم ساختمان (در تحلیل استاتیکی خطی معادل) و جابجایی مرکز جرم به مقدار پیچش اتفاقی، اثرات خروج از مرکزیت را معادل سازی می کند. این استاندارد در سازه های نرم پیچشی با تعریف ضریب تشدید  $A_r$  که

و سختی را کنترل می کنند. عبارت 0.1b در رابطه های (1) و (2) برای به حساب آوردن پیچش اتفاقی منظور شده است.

مطالعات انجام شده نشان می دهد که پاسخ پیچشی سازه های چند طبقه که در آن مراکز جرم و سختی در طبقات روی دو خط جداگانه قرار دارند مشابه با سازه های یک طبقه ای است که دارای همان خروج از مرکزیت جرم نسبت به مرکز سختی می باشند [8 و 9].

ویرایش جدید آیین نامه NBCC2005 [15] استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل را به سازه های سخت پیچشی محدود کرده است. پارامتر  $\Omega_R$  کمیت مناسبی برای اندازه گیری سختی پیچشی است لیکن تعیین آن با دشواریهای محاسباتی همراه است. ویرایش NBCC2005 [15] برای دیافراگم های صلب پارامتر  $\beta$  را بعنوان جایگزینی برای پارامتر  $\Omega_R$  بکار می برد و برای  $\beta$  بزرگتر از  $1/7$  سازه را نرم پیچشی تعریف می کند. پارامتر  $\beta$  با محاسبه نسبت  $\beta_x$  برای تراز هر طبقه x در دو جهت عمود بر هم بدست می آید.

$$\beta_x = \frac{\delta_{\max}}{\delta_{\text{ave}}} \quad (3)$$

که در آن  $\delta_{\max}$  بیشینه تغییر مکان در تراز طبقه x در جهت اعمال زلزله به روش تحلیل استاتیکی معادل است. نیروی زلزله در نقطه ای به فاصله  $\pm 0.1b$  از مرکز جرم در هر طبقه اثر می کند که در آن b بعد طبقه در امتداد عمود بر زلزله است.  $\delta_{\text{ave}}$  میانگین تغییر مکان در تراز طبقه x در جهت اعمال زلزله به روش تحلیل استاتیکی معادل می باشد. نسبت  $\beta$  حداکثر مقادیر  $\beta_x$  در دو جهت عمود بر هم در تمام طبقات تعیین می گردد. در تعیین  $\beta$  مقدار  $\beta_x$  برای خرپشته با وزن کمتر از 10٪ وزن بام محاسبه نمی شود.

تعیین مقادیر  $\delta_{\min}$  و  $\delta_{\max}$  نیاز به تحلیل استاتیکی معادل سه بعدی دارد. آیین نامه NBCC2005 [15] برای



در پیچش اتفاقی ضرب می شود تلاش دارد با افزایش مقاومت و سختی در عناصر باربر لرزه ای اثرات پیچش را کاهش دهد.

این تحقیق نشان می دهد که این ضوابط کافی نیست و کاربرد روش استاتیکی خطی معادل در سازه های نرم پیچشی می تواند ایمنی سازه را تهدید نماید.

در این مقاله ابتدا مدل های ساختمانی که مورد مطالعه قرار گرفته است معرفی شده، سپس تحلیل های دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی برای هر مدل تحت اثر شتابنگاشت زلزله انجام می گیرد و ضمن مقایسه رفتار مدل ها، علت ضعف ضوابط آیین نامه ای تجزیه و تحلیل می گردد.

### ۳- مشخصات مدل های ساختمانها

پلان معماری ساختمان مورد مطالعه در شکل (۲) نشان داده شده است. این ساختمان دارای چهار طبقه و در پلان و ارتفاع منظم می باشد. ابعاد پلان ۲۵×۱۰ متر بوده و ارتفاع طبقات ۳ متر است. ساختمان در جهت X متقارن بوده و نوع سیستم سازه ای آن قاب مهار بندی شده هم محور فولادی (CBF) مطابق استاندارد [۳] ۲۸۰۰ می باشد. مهاربندها در امتداد محورهای ۳ و ۴ قرار دارند. وضعیت استقرار مهاربندها، ساختمان را در ردیف سازه های نرم پیچشی قرار می دهد. ساختمان دارای سه قاب فولادی خمشی (با شکل پذیری متوسط مطابق استاندارد [۳] ۲۸۰۰) در جهت Y برای مقاومت در برابر بارهای جانبی می باشد (شکل ۳).

ساختمان بعنوان یک سازه مسکونی با سقف صلب در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد بر روی زمین نوع II مطابق استاندارد [۳] ۲۸۰۰ در نظر گرفته شده و بر اساس مقررات ملی ساختمان ایران- مبحث ششم [۱]، بارگذاری شده است. خروج از مرکزیت اولیه در این ساختمان بصورت پیچش اتفاقی برابر ۵٪ بعد ساختمان در امتداد عمود بر زلزله در دو جهت مخالف منظور شده است. تحلیل مدل به روش استاتیکی معادل و طراحی آن بر اساس مقررات

ملی ساختمان ایران- مبحث دهم [۲]، استاندارد [۳] ۲۸۰۰ [۳]، آیین نامه UBC 97 [18] و NEHRP [16] صورت گرفته است. برای سهولت در ارجاع ساختمان از عناوین

MXMXM-N, BXB-N استفاده می گردد. حرف B نشان دهنده قاب مهاربندی شده، حرف M معرف قاب مقاوم خمشی و حرف N تعداد طبقات را نشان می دهد. X فاصله بین قابها بر حسب متر است. عنوان مورد بحث صرفاً برای معرفی سیستم لرزه بر ساختمان در امتداد تاثیر زلزله بکار می رود. به عنوان مثال اگر تاثیر زلزله در امتداد X برای ساختمان مورد مطالعه مد نظر باشد آن را B5B-4 نامیده و برای امتداد Y عنوان M5M5M-4 بکار برده می شود. در این مطالعه موردی تاثیر زلزله در امتداد X مد نظر است. به اقتضای کار اصلی تحقیق ممکن است نحوه شماره گذاری مورد بحث برای پوشش سایر سیستمهای سازه ای و نوع اسکلت (فولادی- بتنی) مورد تجدید نظر قرار گیرد. نرم افزار مورد استفاده برای تحلیل و طراحی مدل، ETABS2000 می باشد.

پس از تحلیل اولیه مدل با محاسبه تغییر مکانهای لبه های نرم و سخت مشخص می شود که حداکثر تغییر مکان نسبی در انتهای ساختمان با احتساب پیچش اتفاقی بیشتر از ۲۰ درصد با متوسط تغییر مکان نسبی دو انتهای ساختمان در آن طبقه در امتداد X اختلاف دارد (کنترل بند ۱-۱-۸-۱-۱-ث استاندارد زلزله [۳] ۲۸۰۰). بنابراین مطابق بند ۲-۳-۱۰-۳ همان استاندارد محاسبه ضریب  $A_j$  ضرورت دارد.

$$A_j = \left( \frac{\Delta_{\max}}{1.2\Delta_{ave}} \right)^2, \quad 1 \leq A_j \leq 3 \quad (۶)$$

که در رابطه (۶):

$\Delta_{\max}$  حداکثر تغییر مکان در طبقه J و  $\Delta_{ave}$  میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه J می باشد. این مطلب با توجه به سختی کم پیچشی ساختمان در امتداد X قابل توجیه است. برای امتداد X مقدار  $A_j$  عدد بیشینه ۳ بدست می آید. بنابراین مطابق بند یاد شده، خروج از



تحقیقات PEER<sup>1</sup> استخراج شده است. زلزله های انتخابی بر روی خاک نوع II به وقوع پیوسته اند از آنجا که برای

جدول (۱): تغییر مکانهای لبه های نرم و سخت و

X در امتداد  $A_r$  محاسبه

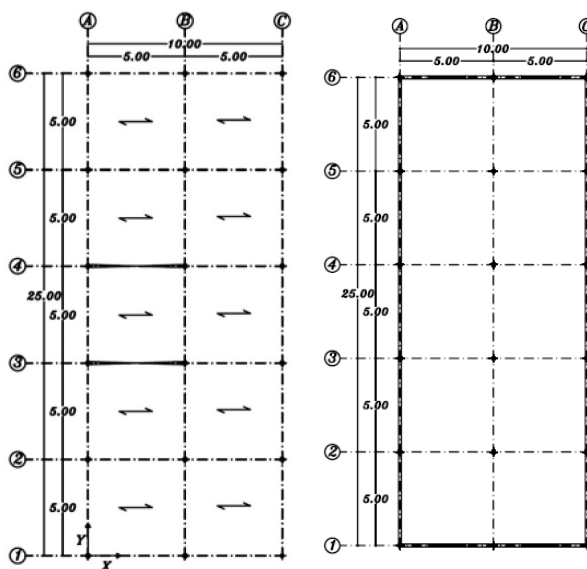
شماره طبقه	لبه سخت $\Delta_{min}$	لبه نرم $\Delta_{max}$	$\Delta_{ave}$	$A_r$
4	-5.28	23.52	9.12	4.62
3	-3.92	17.90	6.99	4.55
2	-2.33	11.41	4.54	4.39
1	-0.6	4.76	2.08	3.64

اعداد به میلیمتر است.

که برای منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد به استناد استاندارد ۲۸۰۰ [۳] مقدار PGA برابر 0.35g است، زلزله هایی گزینش شده اند که PGA نزدیک به 0.35g داشته باشند تا اثرات وابستگی محتوای فرکانسی زلزله به PGA رعایت

شده باشد. سعی شده است الزامات استاندارد ۲۸۰۰ [۳] در خصوص انتخاب رکورد ها، مراعات گردد. مدت جنبش قوی زمین بر اساس پارامتر  $I_a$  برای ۷ رکورد نامبرده محاسبه شده و ضوابط آئین نامه تقریباً در این خصوص تامین گردیده است (حداقل مدت زمان حرکت شدید زمین بیشترین ۱۰ ثانیه یا سه برابر زمان تناوب اصلی سازه است).

مرکزیت اتفاقی (۵٪) در عدد ۳ ضرب شده است. در جدول (۱) تغییر مکان لبه های نرم و سخت در امتداد X و نحوه محاسبه ضریب  $A_r$  آورده شده است. بر اساس خروج از مرکزیت جدید، مدل مجدداً تحلیل شده و بر اساس نیروها و تغییر مکانهای حاصل از آن اقدام به طراحی دوباره می شود. ساختمان مذکور برای سه خروج از مرکزیت ۰ و ۰/۰۵ و ۰/۱۵ تحلیل و طراحی می گردد. سپس مدل های طراحی شده حاصل در تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی برای تاثیر زلزله در امتداد X بکار می رود.



شکل (۳): معرفی سیستم

شکل (۲): پلان

#### ۴- شتابنگاشت های زلزله و نرم افزار برای تحلیل

##### غیر خطی دینامیکی

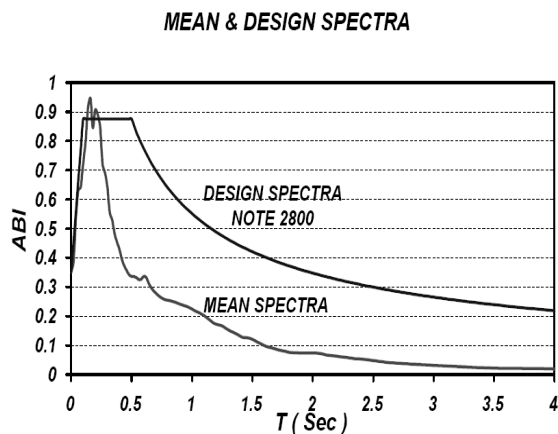
از آنجا که پاسخ سازه به زلزله ورودی، خصوصاً در تحلیل دینامیکی غیر خطی بسیار حساس است برای کاهش عدم قطعیت و برآورد آماری بهتر یک مجموعه شامل ۷ شتابنگاشت از بین مولفه های افقی شتابنگاشتهای زلزله ها به عنوان بارگذاری ورودی انتخاب می شود، کلیه نتیجه گیری های این تحقیق برای خاک نوع II و پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد قابل اعتبار است. زلزله های انتخابی از بانک زمین لرزه ای حرکت قوی مرکز

<sup>1</sup>Pacific Earthquake Engineering Research Center(peer)

<sup>2</sup>Arias intensity



PGA شتابنگاشت یاد شده به 0.35g همپایه شده است. نرم افزار مورد استفاده برای تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی دینامیکی SAP2000 می باشد.



شکل (۴): طیف میانگین حاصل از ۷ شتابنگاشت و طیف طرح ۲۸۰۰

جدول (۲) مشخصات شتابنگاشتهای زلزله های انتخابی را نشان می دهد. برای اطمینان از اینکه زلزله های انتخابی با مناطق لرزه خیزی ایران سازگاری مطلوبی داشته باشند (ساختگاههای شتاب نگاشت ها باید به لحاظ ویژگی های زمین شناسی، تکتونیکی، لرزه شناسی و به خصوص مشخصات لایه های خاک با زمین نوع II ایران تا حد امکان مشابهت داشته باشند). پس از همپایه کردن هر یک از شتابنگاشتها به 0.35g طیف پاسخ شتاب هر یک از این ۷ زلزله را برای میرایی ۵٪ محاسبه نموده و میانگین گیری می شود. میانگین حاصله را با طیف طرح<sup>۱</sup> استاندارد ۲۸۰۰ [۳] مقایسه می گردد. به استناد شکل (۴) سازگاری خوبی بین نتایج مشهود است. آنچه در خصوص ۷ زلزله در تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی گفته شد مبنای کار اصلی تحقیق است، لیکن در مطالعه مورد بحث صرفا از یک شتابنگاشت استفاده شده است که مربوط به رویداد زلزله منجیل می باشد.

جدول(۲) : مشخصات شتابنگاشتهای زلزله های انتخابی

شماره	زمین لرزه	ایستگاه	تاریخ	بزرگا	فاصله از چشمه (Km)	PGA (g)	Effective Duration(s)
1	Northridge	24087 Arleta Nordhoff Fire Sta	1994/1/17	6.7	9.2	0.344	12.98
2	Northridge	24400 LA – Obregon park	1994/1/17	6.7	37.9	0.355	10.92
3	Northridge	90014 Beverly Hills -12520 Mulhol	1994/1/17	6.7	20.8	0.314	8.66
4	Victoria Mexico	6604 Cerro Prieto	1980/6/9	-	-	0.304	8.55
5	N.Palm Springs	12149 Desert Hot Springs	1986/7/8	6	8	0.331	6.55
6	N.Palm Springs	5071 Morongo Valley	1986/7/8	6	10.1	0.395	5.73
7	Whittier Narrows	24400 LA – Obregon park	1987/10/4	5.3	-	0.374	5.25

## ۵- فرضیات طراحی در تحلیل غیر خطی دینامیکی

الف- اثر خروج از مرکزیت ناشی از پیچش اتفاقی با دادن جرم خطی اضافی به یک لبه مدل تامین می شود. مقدار جرم خطی به گونه ای اختیار شده است که مرکز جرم به اندازه ۵٪ بعد پلان در امتداد عمود بر زلزله جابجا گردد. شکل (۵) مقادیر جرم خطی اختصاص داده شده به تیرها در یک لبه را نشان می دهد.

A	B	C
172	172	
237	237	
238	238	
238	238	

شکل (۵): مقادیر جرم خطی در قاب محور ۱

برحسب واحد Kg/m

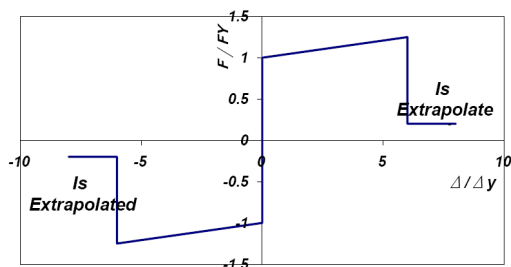
ب- در کلیه تحلیل‌های غیر خطی، میرایی در زمانهای تناوب ۱/۰ و ۱ ثانیه برابر ۰/۰۵ در نظر گرفته شده است. در سایر زمانهای تناوب با فرض آنکه میرایی ترکیب خطی از جرم و سختی است بطور خودکار توسط نرم افزار SAP2000 محاسبه می شود

( $\beta=1.447E-3$  ,  $\alpha=0.5712$ ). نحوه محاسبه میرایی برای سایر زمانهای تناوب به صورت رابطه (۷) می باشد [۱۷].

$$\xi_n = \frac{\alpha + \beta \omega_n^2}{2\omega_n}, \omega_n = \frac{2\pi}{T_n} \quad (7)$$

ج- به دو انتهای تیرها مفصل پلاستیک نوع M3 (خمش حول محور قوی پروفیل)، به دو انتهای ستونها مفصل پلاستیک نوع P-M2-M3 (نیروی محوری-خمش حول محور ضعیف و قوی پروفیل) و به وسط مهاربندها مفصل نوع P (نیروی محوری) مطابق مقادیر پیش فرض برنامه بر اساس استاندارد FEMA356 [5] اختصاص داده شده

است. شکل (۶) رابطه نیرو تغییر مکان را برای مهاربند تیب نشان می دهد.



شکل (۶): نمودار نیرو تغییر مکان برای مهاربند

د- نوع تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی به روش انتگرال گیری مستقیم است.

ه- گام زمانی در تحلیل ۰/۰۰۱s اختیار شده است. تعداد گامها برابر زمان زلزله تقسیم بر گام زمانی است (اینجا ۹۵۸۰ گام).

و- اثر غیر خطی هندسی P-Δ در تحلیل دیده شده است. ز- در ابتدا تحلیل سازه برای بار ثقلی صورت گرفته و تحلیل بار لرزه ای از آخرین گام تحلیل بار ثقلی آغاز می شود.

در تحلیل هر مدل ۷ زلزله انتخابی به کار برده شده و پاسخ هر کمیت خواسته شده، برابر میانگین بیشینه پاسخ های حاصل از ۷ بار تحلیل مدل اختیار می شود. پاسخ مورد نظر در تحلیل سازه ها نسبت تغییر مکان طبقه است (نسبت تغییر مکان نسبی به ارتفاع طبقه یا Drift). نسبت تغییر مکان میانگین حداکثر در لبه های نرم و سخت در طبقات محاسبه می گردد. حال ضریب  $A_r$  به نحوی اصلاح یا مورد بازنگری قرار می گیرد که تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی مدل هایی که با ضریب  $A_r$ ، تحلیل استاتیکی معادل و سپس طراحی شده اند به نسبت تغییر مکان میانگین حداکثری در لبه های نرم و سخت منجر شود که کمتر از مقادیر مجاز استاندارد ۲۸۰۰ [۳] در این خصوص باشد.

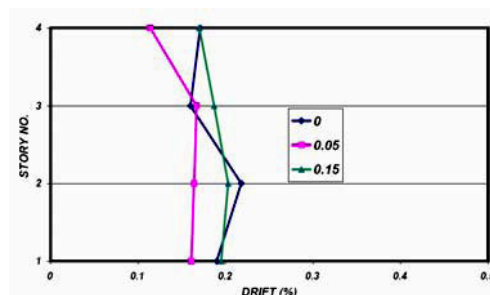


همچنین هدف بررسی رفتار ساختمان در امتداد X است. از این رو زلزله ها در امتداد X در تراز پی، بر ساختمان اعمال می گردد.

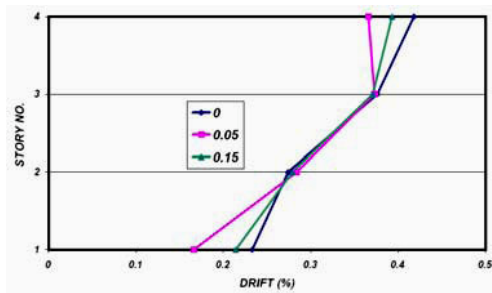
آنچه که عنوان گردید، مبنای اصلی کار تحقیق می باشد، اما در این مطالعه موردی صرفاً بررسی کفایت ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ [۳] مد نظر است و تحلیل ها تحت اثر شتابنگاشت رویداد زلزله منجیل برای هر سه مدل ایجاد شده در حالت های با یا بدون اعمال خروج از مرکزیت ناشی از پیچش اتفاقی انجام گردیده است (خروج از مرکزیت های اعمال شده ۰، ۰/۰۵ و ۰/۱۵ است).

#### ۶- نتایج تحلیل های غیر ارتجاعی

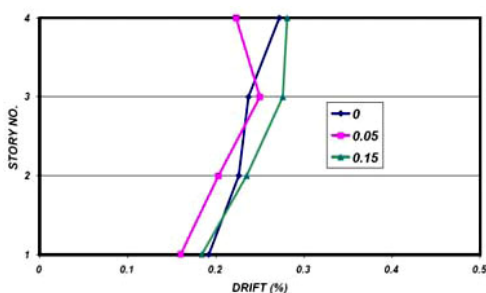
شکل های (۷) و (۸) به ترتیب نسبت تغییر مکان لبه های نرم و سخت را برای سه حالت اعمال خروج از مرکزیت ناشی از پیچش اتفاقی نشان می دهند (۰، ۰/۰۵ و ۰/۱۵). شکل (۹) نسبت تغییر مکان لبه ها را برای سه حالت فوق بدون اعمال خروج از مرکزیت ناشی از پیچش اتفاقی ارائه می نماید. در این شکل های محور افقی مقادیر Drift و محور عمودی شماره طبقه را نشان می دهند. شایان توجه است که با افزایش خروج از مرکزیت در مدل های آماده شده ورودی، سازه گرانتر و سخت تر می شود. بنابراین باید بررسی کرد که آیا اعمال ضریب  $A_r$  که منجر به گرانتر شدن هزینه احداث بنا می شود، می تواند پاسخ ساختمان را کاهش دهد یا نتیجه معکوس به دنبال دارد.



شکل (۷): نسبت تغییر مکان لبه نرم برای تحلیل غیر خطی با اعمال خروج از مرکزیت



شکل (۸): نسبت تغییر مکان لبه سخت برای تحلیل غیر خطی با اعمال خروج از مرکزیت



شکل (۹): نسبت تغییر مکان لبه برای تحلیل غیر خطی بدون اعمال خروج از مرکزیت

از مشاهده شکل (۷) نتایج زیر بدست می آید: در اثر اعمال ضریب  $A_r$  سازه گران تر و سخت تر می شود (به عنوان نمونه سازه ۰.۱۵ نسبت به ۰.۰۵ سخت تر است) ولی مقادیر Drift بیشتر شده است. بنابراین در اثر در نظر گرفتن پیچش تشدید یافته عملکرد ساختمان نامناسب تر گردیده است. شایان ذکر است که Drift شاخص مناسبی برای خرابی اعضای غیر سازه ای و سازه ای بطور مقایسه ای است. افزایش Drift با توجه به افزایش سختی ساختمان و امکان هم فرکانسی بیشتر بین محتوای فرکانسی زلزله ورودی و فرکانسهای طبیعی ساختمان ( $w_n$ ) قابل توجیه است. در شکل (۱۰) طیف پاسخ شتاب زلزله منجیل ارائه شده است (زلزله ورودی).

در طبقه اول و چهارم ساختمان ملاحظه می شود که اعمال ضریب  $A_r$  سبب افزایش پاسخ Drift شده است (مدل ۰/۱۵ را با ۰/۰۵ مقایسه کنید). این مطلب با آنچه در بررسی نتایج شکل (۷) گفته شد قابل درک است. همچنین مشاهده می گردد که با اعمال ضریب  $A_r$  مقدار Drift در طبقه چهارم ۰/۳۹۳ است.

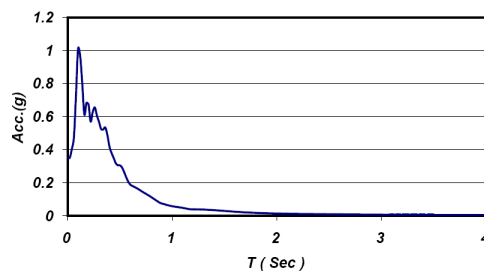
در بند ۲-۵-۴ استاندارد ۲۸۰۰ [۳] در خصوص مقدار Drift مجاز آمده است:

برای سازه های با زمان تناوب کمتر از ۰/۷ ثانیه Drift مجاز ۰/۲۵ است و برای سازه های با زمان تناوب بیشتر و یا مساوی ۰/۷ ثانیه Drift مجاز ۰/۲ می باشد.

بنابراین ملاحظه می گردد که ضریب  $A_r$  نتوانسته است مقدار Drift را در حد مجاز آیین نامه کاهش دهد. لذا کفایت ضریب  $A_r$  مورد پرسش و تردید قرار می گیرد.

از مقایسه شکل های (۷) و (۸) نتیجه گرفته می شود که Drift برای لبه نرم کمتر از مقادیر بدست آمده در لبه سخت است. در صورتیکه در فرایند آماده کردن مدلها جدول (۱) مشاهده گردید که تغییر مکان و به تبع آن Drift لبه نرم بیشتر از لبه سخت است و ملاحظه می شود که نتایج بدست آمده از دو تحلیل (استاتیکی معادل و تاریخیچه زمانی غیر خطی) با هم تضاد اساسی دارد. از مشاهده شکل (۹) ملاحظه می شود حتی در صورت عدم در نظر گرفتن پیچش اتفاقی در تحلیل دینامیکی غیر خطی آنچه در خصوص شکل های (۷) و (۸) گفته شد، در اینجا نیز صادق است. اعمال ضریب  $A_r$  مقدار Drift، ۰/۲۸۱ در طبقه چهارم را بدست داده است که بیش از مقدار مجاز آیین نامه ای است و همچنین سازه بدون اعمال ضریب  $A_r$  (مدل ۰/۰۵) Drift کمتری نسبت به مدل ۰/۱۵ (با اعمال ضریب  $A_r$ ) در تمام طبقات دارد.

بنابراین لازم است از طریق تحلیل های جامعی که در خصوص انواع مدل های ساختمانی انجام می شود برای خروج از مرکزیت های گوناگون و تقسیم ساختمانها به دو دسته سخت و نرم پیچشی، رابطه های اصلاحی



شکل (۱۰): طیف پاسخ شتاب زلزله منجیل

جدول (۳) اطلاعات لازم برای دو مدل ۰/۰۵ و ۰/۱۵ چون زمان تناوب اصلی، (مربوط به بیشترین مشارکت جرم)، پاسخ شتاب و درصد مشارکت جرم در زمان تناوب اصلی را نشان می دهد. حاصل ضرب پاسخ شتاب در درصد مشارکت جرم، شاخص خوبی از برش پایه و در نتیجه پاسخهای عمدتا نیرویی سازه است. ملاحظه می شود که شاخص مذکور برای سازه ۰/۰۵ (مقدار ۰/۲۴) نسبت به سازه ۰/۱۵ (مقدار ۰/۳۲) کمتر است (هر چه میزان غیر خطی شدن سازه در زلزله کمتر باشد این قضاوت صحیح تر است). بنابراین اعمال ضریب  $A_r$  سبب افزایش نیروی زلزله گردیده و علی رغم افزایش سختی، جابجایی ساختمان بیشتر شده است.

جدول (۳): مقایسه دو مدل ۰/۰۵ و ۰/۱۵ و تعیین شاخص

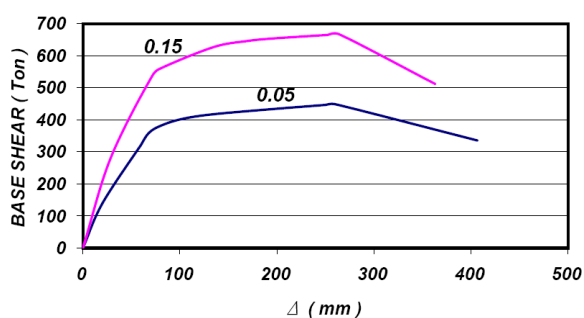
نام مدل	زمان تناوب (ثانیه)	$S_a$ پاسخ شتاب	درصد مشارکت جرم	شاخص $S_a \cdot R$
0.05	0.48	0.3	0.797	0.24
0.15	0.41	0.4	0.796	0.32

نتیجه کلی که از این بحث بدست می آید آن است که انتخاب ضریب  $A_r$  باید با دقت صورت گیرد و در نظر گرفتن مقدار بیشتر از نیاز برای آن غیر محافظه کارانه می باشد و از طرفی هزینه ساختمان را افزایش می دهد. از مشاهده شکل (۸) نتایج زیر بدست می آید:



برای  $A_r$  ارایه شود که موضوع تحقیق مستقل دیگری است.

در نهایت رفتار استاتیکی دو مدل ۰/۱۵ و ۰/۰۵ را با مقایسه منحنی های ظرفیت آنها بررسی می شود. این منحنی ها که در شکل (۱۱) نشان داده شده اند با انجام تحلیل استاتیکی فزاینده (Pushover) روی مدلها حاصل گردیده اند. در انجام این تحلیلها از توزیع بار متناسب با مد سوم سازه استفاده شده است (مد سوم بیشترین مشارکت جرم را دارد). شکل (۱۱) بیانگر این واقعیت است که کاهش سختی پیچشی ساختمان باعث کاهش مقدار سختی موثر سازه در مرکز جرم و کاهش مقاومت کلی ساختمان می گردد.



شکل (۱۱): منحنی های ظرفیت دو مدل ۰/۱۵ و ۰/۰۵

#### ۷- جمع بندی و نتیجه گیری

اعمال ضریب  $A_r$  سبب سخت شدن سازه ها در برابر پیچش می گردد و افزایش سختی، زمان تناوب اصلی سازه را کاهش می دهد. از آنجا که نسبت محتوای فرکانس زلزله ورودی و فرکانسهای طبیعی سازه نقش تعیین کننده ای در پاسخ سازه دارد. (هر چه محتوای فرکانس زلزله ورودی و فرکانس طبیعی سازه به هم نزدیک تر باشد، خصوصاً در میرایی های کم، پاسخ بزرگتری بدست می آید). بعضاً ممکن است افزایش سختی یاد شده ناشی از اعمال ضریب  $A_r$  پاسخ سازه را افزایش دهد و اعضای غیر سازه ای نیز تغییر مکان بیشتری را تحمل کنند، لذا سطح عملکرد مورد نظر تامین نگردد حاصل ضرب پاسخ شتاب در درصد مشارکت جرم، شاخص خوبی از برش پایه و در نتیجه پاسخهای

عمدتاً نیرویی سازه است. ملاحظه می شود که شاخص مذکور برای سازه سخت بعضاً نسبت به سازه نرم بزرگتر است (هر چه میزان غیر خطی شدن سازه در زلزله کمتر باشد این قضاوت صحیح تر است).

اعمال ضریب  $A_r$  در روش استاتیکی معادل سختی لبه نرم را نسبت به لبه سخت بیشتر افزایش می دهد و به تبع آن لبه نرم بیشتر تقویت می شود. در صورتیکه در تحلیل های غیر خطی انجام شده بعضاً مشاهده شد که لبه سخت جابجائی و نیروی بیشتری را تحمل می کند. تضاد یاد شده نیاز به تجدید نظر در ضریب  $A_r$  را ایجاب می کند.

انتخاب ضریب  $A_r$  باید با دقت صورت گیرد و در نظر گرفتن مقدار بیشتر از نیاز برای آن غیر محافظه کارانه می تواند باشد و از طرفی هزینه ساختمان را افزایش می دهد.

علاوه بر آن ضریب  $A_r$  بعضاً نمی تواند مقدار Drift را به حد مجاز آیین نامه ای کاهش دهد، بنابراین ضرورت بررسی بیشتر و لزوم ارائه رابطه های اصلاحی برای ضریب  $A_r$  لازم به نظر می رسد.

بنابراین ایرادهای وارد شده استاندارد ۲۸۰۰ [۳] را می توان به شرح زیر خلاصه کرد:

۱- ضریب  $A_r$  هزینه ساختمان را همواره افزایش می دهد اما همیشه سبب کاهش پاسخ نیرو و بهبود عملکرد ساختمان نمی گردد.

۲- ضریب  $A_r$  بعضاً لبه نرم را بیشتر از لبه سخت تقویت می کند، در صورتیکه تحلیل های دینامیکی غیر خطی در بعضی اوقات پاسخ بیشتری را در لبه سخت گزارش می کند. بنابراین ضریب  $A_r$  در انتخاب مکان تقویت سازه به نتایج نادرست ختم می گردد.



10- Humar J., Yavari S., Saatcioglu M "Design for forces induced by seismic torsion", Can. J. Civ. Eng. 30, 2003.

11- Irvine H. M., Kountouris G. E., "Peak ductility demands in simple torsionally unbalanced building models subjected to earthquake ground excitation", Proceedings. 7th World Conference Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, 1980.

12- Kan C. L., Chopra A. K., "Effect of torsional coupling on earthquake forces in building", Journal of the structural division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.103, 1977.

13- Krisafulli F. et Al., "Consideration of torsional effects in the displacement control of ductile buildings", Proceedings. 13th World Conference Earthquake Engineering, 2004.

14- National Building Code of Canada (NBCC). (1995). *Associate Committee on the National Building Code*, National Research Council of Canada, Quebec.

15- National Building Code of Canada (NBCC). (2005). *Associate Committee on the National Building Code*, National Research Council of Canada, Quebec.

16- National Earthquake Hazard Reduction Program (NEHRP). (1997a). "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. Part I: Provision. "Rep. No. FEMA 302, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.

17- Ray W. Clough and Joseph Penzien, "DYNAMICS OF STRUCTURES". 3<sup>rd</sup> Edition, Computer & Structures, Inc. 1995. University Ave, Berkeley, CA 94704, USA.

18- Uniform Building Code (UBC). (1997). "Uniform building code." *Int. Conf. of Building Officials*, Whittier, Calif.

۳- ضریب  $A_r$  همواره نمی تواند تضمین کننده کنترل Drift در محدوده مجاز آئین نامه باشد.

ارائه رابطه اصلاحی برای ضریب  $A_r$  موضوع تحقیقات آینده نویسندگان این مقاله است.

#### ۸- مراجع

۱- دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، "مبحث ششم: بارهای وارد بر ساختمان"، تهران ۱۳۸۵.

۲- دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، "مبحث دهم: طرح و اجرای ساختمانهای فولادی"، تهران ۱۳۸۴.

۳- مرکز تحقیقات و مسکن، "آیین نامه طراحی ساختمانها در مقابل زلزله استاندارد ۲۸۰۰" ویرایش سوم، تهران، ۱۳۸۴.

4- Bustamante J. I., Rosenblueth E., "Building code provisions on torsional oscillations", Proceedings. 2nd World Conference Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, 1960.

5- Federal Emergency Management Agency "FEMA 356", U.S.A., 1996.

6- Ghersi A., Rossi P. P., "Influence of design procedures on the seismic response of bi-eccentric plan-asymmetric systems", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol.15, 2006.

7- Housner G. W., Outinen H., "The effect of torsional oscillations on earthquake stresses", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.48, 1958.

8- Humar J L., Kumar P., "Torsional motion of buildings during earthquakes "I. Elastic response. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 1998.

9- Humar J L., Kumar P., "Torsional motion of buildings during earthquakes "II. Inelastic response. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 1998.





# تأثیر ضریب شکل‌پذیری بر ضریب رفتار دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک

مجید قلهکی<sup>۱</sup>، سعید صبوری<sup>۲</sup>

(دریافت: اردیبهشت ۸۸، پذیرش: اسفند ۸۸)

## چکیده

ایده استفاده از دیوار برشی فولادی، به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بار جانبی در طراحی و تقویت ساختمان‌ها، بیش از سه دهه است که مورد توجه پژوهشگران و طراحان قرار گرفته است. با توجه به لزوم پاسخگویی به برخی از مسائل طراحی آنها، در این تحقیق تلاش شده است تا با کمک آزمایش‌های انجام شده بر روی دو نمونه دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر سه طبقه با دو نوع اتصال تیر به ستون ساده و کاملاً صلب که در آنها برای ورق پانل‌ها از فولاد نرم (جاذب انرژی) استفاده گردیده و تحت بار دوره‌ای مورد آزمایش قرار گرفتند و همچنین آزمایش‌های معتبر انجام شده در دیگر مراکز تحقیقاتی دنیا، تأثیر ضریب شکل‌پذیری در ضریب رفتار دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، مورد بررسی قرار گیرد. ارزیابی در این زمینه نشان می‌دهد که با فرض ثابت بودن ضریب اضافه مقاومت، ضریب رفتار دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک بر اساس روش یوانگ، بیشتر از قاب‌های خمشی فولادی می‌باشد.

## کلمات کلیدی

دیوار برشی فولادی، ورق نازک، فولاد جاذب انرژی، فولاد نرم، ضریب شکل‌پذیری، ضریب رفتار

## Effect of Ductility Factor on Force Modification Factor of Thin Steel Plate Shear Walls

M.Gholhaki, S.Sabouri-Ghomi

### ABSTRACT

The idea of using steel plate shear wall (SPSW) has been noted for last three decades as a lateral load resisting system in design and retrofit of buildings. Knowing the short life of researches on this system and the necessity for replying to some design problems, in this research, it has been tried to determine the effect of ductility factor on force modification factor of SPSWs by using results of two cyclic tests on ductile SPSW's with three stories and other creditable experiments which have been done around the world. In the three-storey tests, two different connections (simple and fixed) and for panel's plate, easy-going steel (EGS) are used. Assessment in this area shows that, the force modification factor of thin SPSWs with constant overstrength factor based on Uang's methode is more than this factor of moment resisting frames.

### Key Words

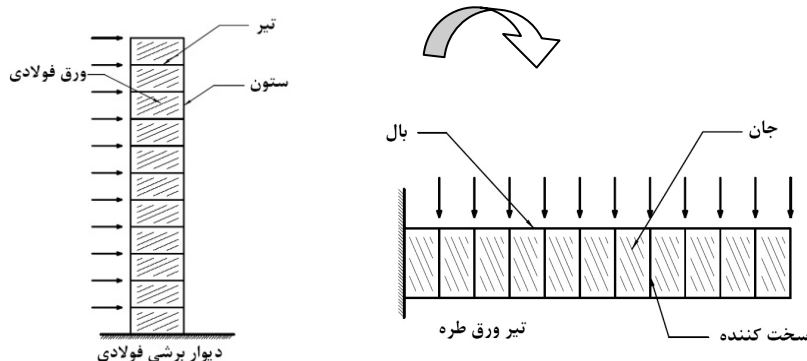
Thin Steel Plate Shear Wall, Easy Going Steel, LYS Steel, Ductility Factor, Force Modification Factor

۱. استادیار دانشکده مهندسی عمران دانشگاه سمنان: [mgholhaki@semnan.ac.ir](mailto:mgholhaki@semnan.ac.ir) (نویسنده مسئول)

۲. دانشیار دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی: [sabouri@kntu.ac.ir](mailto:sabouri@kntu.ac.ir)



توسط تیرها و ستون‌ها احاطه شده‌اند. به بیان ساده‌تر، این دیوار شبیه یک تیر ورق طره فولادی بوده که ورق، ستون‌ها و تیرهای آن به ترتیب مشابه جان، بال‌ها و سخت‌کننده‌های آن می‌باشند، شکل (۱). با این تفاوت که مقاومت و سختی تیرها و ستون‌ها، اثر قابل توجهی بر روی رفتار این سیستم، در مقایسه با سخت‌کننده‌ها و بال‌های تیر ورق‌ها دارد.



شکل (۱): تشابه دیوار برشی فولادی با تیر ورق طره فولادی

نتایج آزمایش‌های انجام شده توسط تیملر و کولاک [۲۰] در همان سال مورد تأیید قرار گرفت.

مطالعات انجام شده به منظور ارزیابی مقاومت، شکل‌پذیری و رفتار هیستریزس دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده، توسط تیملر و کولاک، نشان دهنده قابلیت جذب انرژی چشمگیر آنها و مزایای اقتصادی منحصر به فرد در آنهاست.

علاوه بر این، تحقیقات دیگری بر روی دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده انجام شد که در آنها به بررسی پاسخ دینامیکی دیوارهای برشی فولادی [۱۲]، [۱۶]، [۱۷] رفتار دیوارهای برشی فولادی دارای فولاد نرم [۴]، اثرات بازشوها در صفحات پرکننده [۴]، اثرات اتصال ورق به اعضاء محیطی به صورت پیچ یا جوش و دیگر ملاحظات طراحی [۹] و اثر نوع اتصال تیر به ستون بر روی رفتار دیوارهای برشی فولادی شکل‌پذیر با ورق نازک [۲]، پرداخته شده است.

علاوه بر این، مدلسازی به روش اجزاء محدود توسط برخی

در خلال سه دهه گذشته، از دیوار برشی فولادی به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بار جانبی که دارای عملکرد لرزه‌ای مناسبی می‌باشد، در طراحی و تقویت ساختمان‌های بسیاری استفاده شده است.

دیوار برشی فولادی شامل تعدادی ورق فولادی است که

این سیستم با ورق نازک، در مقابل نیروهای جانبی وارد بر سازه با استفاده از رفتار پس‌کمانشی خود به خوبی مقاومت نموده، به گونه‌ای که ابتدا کمانش حدی الاستیک در ورق اتفاق افتاده و سپس میدان کشش قطری در آن تشکیل شده و در نهایت با تسلیم ورق فولادی در بارهای دوره‌ای انرژی قابل توجهی را جذب می‌نماید [۱]، [۱۳]–[۱۸].

تا سال ۱۹۸۰، طراحی حالت حد نهایی دیوارهای برشی فولادی در امریکای شمالی بر مبنای جلوگیری از کمانش خارج از صفحه، ورق‌های پرکننده بود. این مسأله باعث طراحی ورق‌های سخت‌کننده سنگین و در نتیجه، غیر اقتصادی کردن طرح می‌شد. بر مبنای مطالعات باسلر بر روی جان تیروورق‌ها در سال ۱۹۶۱ و مفهوم مقاومت پس‌کمانشی ناشی از عملکرد میدان کشش قطری ورق‌ها، استفاده از دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده مدنظر قرار گرفتند.

روابط محاسباتی میدان کشش قطری، اولین بار در سال ۱۹۸۳ توسط تربورن و همکاران [۱۹] به دست آمد و با

محققان نظیر الغالی و همکاران [۱۶] و درایور و همکاران [۷] بر روی دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده در تعدادی مقاله انتشار یافته است. در این تحقیق تلاش شده است تا به منظور پاسخگویی به برخی از مسائل طراحی دیوارهای برشی فولادی، با کمک آزمایش‌های انجام شده بر روی دو نمونه دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر سه طبقه با دو نوع اتصال تیر به ستون ساده و صلب که در آنها برای ورق پانل‌ها از فولاد نرم (جاذب انرژی) استفاده شده است و همچنین آزمایش‌های معتبر انجام شده در دیگر مراکز تحقیقاتی دنیا، تأثیر ضریب شکل‌پذیری در ضریب رفتار دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، مورد بررسی قرار گیرد.

## ۲- ضریب رفتار

تجربه تأثیر زلزله بر سازه‌ها نشان می‌دهد که سازه‌ها در هنگام زلزله رفتاری غیرخطی داشته و به این دلیل مقدار قابل توجهی از انرژی ورودی زلزله را به صورت انرژی میرایی و پسماند، تلف می‌کنند. بنابراین در طراحی سازه برای بار زلزله، با پذیرش اینکه سازه به حالت پلاستیک برود، معمولاً با تقسیم نیروی الاستیک طراحی بر ضریبی مانند  $R$  که آنرا ضریب رفتار یا ضریب تعدیل نیرو می‌نامند، نیروهای مذکور کاهش داده می‌شوند. ضریب رفتار سازه وابسته به عوامل مختلف، از جمله دو عامل مهم شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت سازه در زلزله است. سازه‌هایی که دارای شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت بیشتری هستند، این ضریب بزرگ‌تر می‌باشد.

در آئین نامه ملی ساختمان کانادا (NBCC 2005)، در خصوص ضریب رفتار دیوارهای برشی فولادی، ضریبی تحت عنوان ضریب تعدیل نیرو آورده شده که بسیار محافظه کارانه بوده و مقدار آن برابر ضریب رفتار قاب‌های خمشی فولادی در همان آئین نامه یعنی  $R=4$  در نظر گرفته شده است، [۵].

## ۲-۱- مبانی و نحوه محاسبه $R$

یوانگ [۲۱] نشان داد برای به دست آوردن  $R$ ، به نحوی می‌بایست رابطه بین برش پایه واقعی، برش پایه طراحی و برش پایه الاستیک تئوریک، تعریف گردد. در آیین‌نامه ملی ساختمان کانادا اگرچه به وضوح بیان نگردیده است ولی به نظر می‌رسد ضریب  $R$  عمدتاً براساس شکل‌پذیری سازه تعیین شده باشد. در این تحقیق نیز تلاش شده است تا بر این اساس، ضریب  $R$  در دیوارهای برشی فولادی با توجه به دو آزمایش انجام شده بر روی نمونه‌های سه طبقه [۲] و همچنین دیگر آزمایش‌های معتبری که در سراسر دنیا انجام شده است، به دست آورده شود. در یک سیستم مقاوم، برش پایه از رابطه (۱) به دست می‌آید.

$$V = \left(\frac{V_e}{R}\right)S \quad (1)$$

که در آن  $V_e$  برش پایه الاستیک تئوریک یا به عبارت دیگر برش پایه حاصله در صورتی که فرض شود سازه در حالت الاستیک باقی بماند بوده،  $R$  ضریب تعدیل نیرو و  $S$  نیز ضریب کالیبراسیون می‌باشد. در واقع عکس  $S$ ، ضریب اضافه مقاومت نامیده شده و بیانگر میزان مقاومت واقعی سازه نسبت به مقاومت طراحی آن بوده که به واسطه آن تخریب سازه به تعویق می‌افتد.

با توجه به این که تاکنون مطالعه دقیقی بر روی ضریب اضافه مقاومت دیوارهای برشی فولادی انجام نشده است، لذا در این بررسی مقدار  $R$  بر اساس آیین‌نامه ملی ساختمان کانادا برابر با  $0/6$  در نظر گرفته می‌شود.

در شکل (۲)، هر سه برش پایه واقعی، طراحی و الاستیک تئوریک سیستم نشان داده شده و رفتار واقعی آن به صورت یک رفتار دو خطی الاستیک-کاملاً پلاستیک مدل گردیده است.

$$R = \frac{\delta_{NBCC}}{S \cdot \delta_y} \quad (8)$$

با توجه به اینکه طبق تعریف آیین‌نامه ملی ساختمان کانادا،  $\delta_{NBCC}$  در واقع همان تغییرمکان پلاستیک حداکثر سیستم می‌باشد، لذا می‌توان به جای آن  $\delta_u$  را که از طریق آزمایش بر روی سیستم به دست می‌آید، قرار داده و رابطه را به صورت رابطه (۹) بازنویسی کرد.

$$R = \frac{\delta_u}{S \cdot \delta_y} \quad (9)$$

به این ترتیب با داشتن  $\delta_u$  و  $\delta_y$  از طریق آزمایش و قراردادن  $S = 0.6$  در رابطه بالا مقدار  $R$  محاسبه می‌شود.

بر اساس نظریه کلاف و پزین [۶]،  $R$  را می‌توان از طریق دیگری نیز به دست آورد. بر مبنای این نظریه، برای همه سازه‌ها به خصوص سازه‌های کوتاه با فرض آن که رفتار آنها به صورت دو خطی الاستیک-کاملاً پلاستیک باشد، تغییرمکان پلاستیک حداکثر آنها، مساوی است با تغییرمکان آنها تحت ارتعاش ناشی از همان زلزله در صورتی که فرض شود سازه به صورت الاستیک باقی بماند. لذا با توجه به شکل (۲) می‌توان نوشت:

$$\delta_e \approx \delta_u \quad (10)$$

با فرض تساوی  $\delta_e$  با  $\delta_u$ ، رابطه (۴) می‌تواند به صورت رابطه (۱۱) بازنویسی گردد:

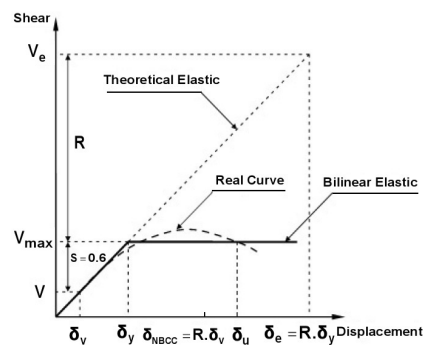
$$R = \frac{V_e}{V_{max}} = \frac{\delta_e}{\delta_y} = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (11)$$

با توجه به اینکه در این روش  $V_e$  محافظه کارانه است، لذا مقدار به دست آمده برای  $R$  نیز محافظه کارانه می‌باشد.

## ۲-۲- تعیین ضریب $R$ بر اساس آزمایش‌ها

برای تعیین ضریب  $R$  علاوه بر دو دیوار برشی فولادی سه طبقه که مورد آزمایش قرار گرفت، آزمایش‌های معتبر دیگری نیز که در دنیا بر روی این سیستم انجام شده مورد مطالعه قرار گرفته که در زیر ضمن اشاره به آنها ضریب  $R$  برای هر کدام مورد بررسی قرار می‌گیرد.

### ۱. Clough, Ray. W.; Penzien, Joseph



شکل (۲): پاسخ الاستیک و پلاستیک سیستم

رابطه (۱) را می‌توان به صورت رابطه (۲) بازنویسی کرد:

$$\frac{V_e}{R} = \frac{V}{S} \quad (2)$$

در این رابطه  $\frac{V_e}{R}$  برش پایه در اثر رفتار واقعی سازه بوده و همان طور که در شکل (۲) نشان داده شده برابر رابطه (۳) است:

$$V_{max} = \frac{V_e}{R} \quad (3)$$

رابطه (۳) را می‌توان به صورت رابطه (۴) بازنویسی کرد:

$$R = \frac{V_e}{V_{max}} \quad (4)$$

همان طور که در شکل (۲) مشاهده می‌گردد، تغییر مکان پلاستیک حداکثر سیستم ( $\delta_u$ )، محل تلاقی منحنی واقعی و مدل دو خطی آن می‌باشد. در آیین‌نامه ملی ساختمان کانادا، این تغییرمکان پلاستیک حداکثر، برابر با رابطه (۵) در نظر گرفته می‌شود.

$$\delta_{NBCC} = R \cdot \delta_v \quad (5)$$

با توجه به شکل (۲) می‌توان نوشت:

$$\delta_v = \delta_y \frac{V}{V_{max}} \quad (6)$$

اکنون در صورتی که  $\delta_v$  از رابطه (۶) در رابطه (۵) قرار داده شود،  $R$  را می‌توان محاسبه نمود.

$$R = \frac{\delta_{NBCC} V_{max}}{\delta_y V} \quad (7)$$

در صورتی که مقادیر  $V_{max}$  و  $V$  به ترتیب از رابطه (۱) و رابطه (۳) در رابطه (۷) قرار داده شود:

## ۲-۲-۱- آزمایش‌های دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی و مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

در جدیدترین تحقیق انجام شده به منظور تعیین ضریب R دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، دو نمونه دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر سه طبقه با مقیاس ۱/۳، در دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی طراحی، ساخته و در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تحت بار دوره‌ای مورد آزمایش قرار گرفتند [۲] و [۱۵].

در این نمونه‌ها علاوه بر اجرای اتصال تیر به ستون به دو صورت کاملاً صلب و ساده، در ورق پانل‌ها و قاب محیطی آنها به ترتیب از فولاد نرم و پرمقاومت استفاده شد که جزئیات آنها در جدول (۱) و شکل (۳) دیده می‌شود.

جدول (۱): خصوصیات مکانیکی اجزاء نمونه‌های

دیوار برشی فولادی

اعضاء	$F_y (N/mm^2)$	$F_u (N/mm^2)$	$E (kN/mm^2)$
ورق	180	300	206
ستون	366	550	206
تیرهای میانی	310	446	206
تیر فوقانی	366	550	206

که  $F_y$ ،  $F_u$  و  $E$  به ترتیب تنش تسلیم، تنش نهائی و مدول الاستیسیته مصالح می‌باشند.

هر دو نمونه براساس روش تعامل ورق با قاب؛ که صبوری و رابرتز در سال‌های ۱۹۹۱-۲ برای تحلیل و طراحی دیوارهای برشی فولادی ارائه کرده بودند [۱]، طراحی شدند و همچنین مفهوم فولاد نرم (فولاد جاذب انرژی) در آنها به کار گرفته شد. علاوه بر آن، تمام ملاحظات طراحی آیین‌نامه AISC نیز مدنظر قرار گرفت. در روش تعامل ورق با قاب، منحنی بار- تغییرمکان ورق و قاب به صورت جداگانه به دست آمده و از جمع دو منحنی مذکور منحنی رفتاری بار- تغییرمکان پانل فولادی محاسبه می‌شود. همچنین در این نمونه‌ها به منظور کاهش اثرات احتمالی

مقیاس ۱/۳ آنها (به دلیل محدودیت امکانات آزمایشگاهی) ابعاد اعضاء، جوشکاری‌ها و پارامترهای مکانیکی مصالح به نحو متناسبی در نظر گرفته و طراحی گردیدند. به عنوان مثال ضخامت ورق‌ها برابر ۰/۷ میلی‌متر انتخاب گردید تا با توجه به ابعاد پانل هر طبقه (۱۰۴۰×۱۰۴۰ میلی‌متر)، لاغری آن نزدیک به مقدار واقعی و در حدود ۱۴۸۵ گردد، [۲].

## ۲-۲-۱-۱- روند بارگذاری

بارگذاری دوره‌ای به دلیل محدودیت‌های آزمایشگاهی فقط در بالای هر نمونه و توسط دو عدد جک هیدرولیکی فشاری (که در دو طرف هر نمونه نصب گردیده بود) انجام شد. روند بارگذاری بر اساس پروتکل بارگذاری ATC-24 [۴] به این ترتیب اعمال شد که در شش دوره ابتدایی، بارگذاری به روش کنترل بار انجام و در دوره بارگذاری ۷، بار تا رخداد اولین تسلیم‌شدگی در نمونه‌ها افزایش یافت. مشاهده تسلیم‌شدگی در نمونه‌ها توسط کرنش‌سنج‌های نصب شده در نقاط حساس آنها، امکان‌پذیر است.

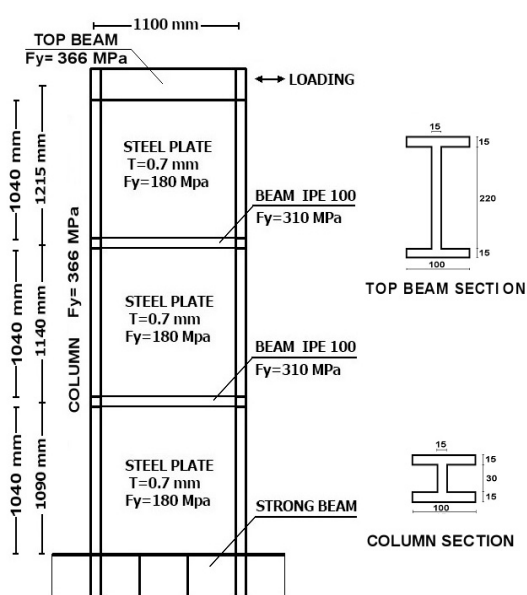
با تعیین تغییرمکان اولین تسلیم‌شدگی، دو دوره دیگر بارگذاری نیز با همین تغییرمکان انجام شد. دیگر دوره‌های بارگذاری نیز با گام‌های تغییرمکانی که هر یک ضریبی از تغییرمکان اولین تسلیم‌شدگی است، طبق جدول (۲) بر روی نمونه‌ها انجام شد.

پس از انجام آزمایش بر روی نمونه SPSW-R مشاهده شد که تعداد زیاد دوره‌های بارگذاری تا حدودی باعث خستگی و تاشدگی مکرر محل تماس ورق با قاب نبشی شده و احتمالاً باعث شروع شکست شده است. بر این اساس، روند بارگذاری بر روی نمونه SPSW-S با گام‌های بزرگتری اعمال شد که مشخصات آنها در جدول (۲) مشاهده می‌شود.

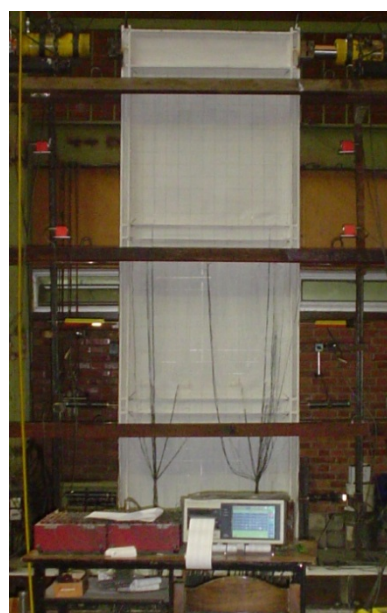
نمونه‌ها در حین آزمایش از خود رفتار مناسبی ارائه کردند و استفاده از ورق نازک با جنس فولاد نرم در پانل‌ها باعث شد که با اندک بار وارده، ورق‌ها وارد کمناش الاستیک شده و تا تغییر مکان حداکثر، انرژی جذب نمایند.

جدول (۲): روند بارگذاری نمونه‌های SPSW-S و SPSW-R

گام تغییر مکانی	تعداد دوره‌های بارگذاری	تعداد دوره‌های بارگذاری تجمعی	تغییر مکان پانل اول $\delta/\delta_y$	نسبت جابجائی بالای نمونه (%)
<b>نمونه-SPSW-R</b>				
<b>R</b>				
1	1	1	0.14	0.04
2	1	2	0.16	0.05
3	1	3	0.18	0.06
4	3	6	0.22	0.08
5	3	9	1	0.34
6	3	12	2	0.58
7	3	15	3	0.85
8	2	17	4	1.38
9	2	19	5	1.41
10	2	21	6	1.70
11	2	23	7	2.01
12	2	25	8	2.34
13	2	27	9	2.60
14	2	29	10	2.84
15	1	30	11	3.24
<b>نمونه SPSW-S</b>				
1	1	1	0.05	0.04
2	1	2	0.08	0.05
3	1	3	0.11	0.07
4	3	6	0.16	0.08
5	3	9	1	0.42
6	2	11	2	0.80
7	2	13	4	1.50
8	2	15	6	2.20
9	2	17	8	2.95
10	1	18	10	3.50
11	1	19	11	4.35

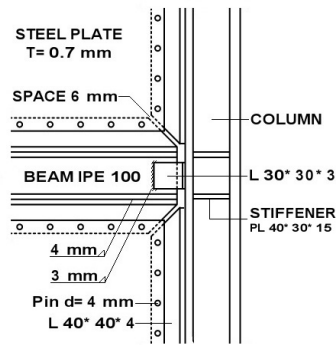


ب) ابعاد نمونه

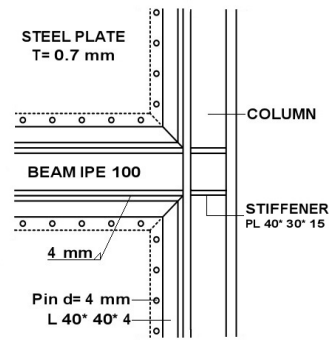


الف) تصویر نمونه

شکل (۳): جزئیات نمونه‌های دیوار برشی فولادی شکل پذیر سه طبقه و نحوه اتصال تیر به ستون [۲]



د) جزئیات اتصال تیر به ستون ساده نمونه SPSW-S



ج) جزئیات اتصال تیر به ستون صلب نمونه SPSW-R

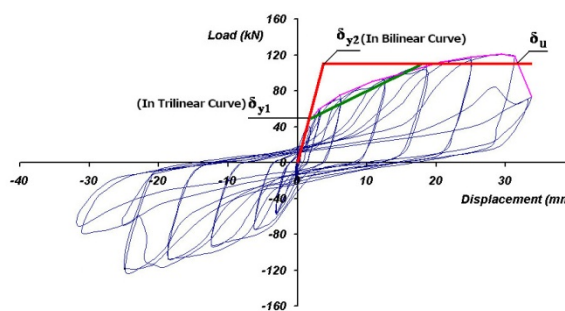
شکل (۳): جزئیات نمونه‌های دیوار برشی فولادی شکل پذیر سه طبقه و نحوه اتصال تیر به ستون [۲]- ادامه

$$R = \frac{6.2}{0.6} = 10.3 \quad (13)$$

همچنین مقدار R براساس نظریه کلاف- پنزین برابر ۶/۲ به دست می‌آید.

ضریب R محاسبه شده بر اساس روش یوانگ، ۲/۶ برابر مقدار ضریب R قاب‌های خمشی فولادی (R=۴) در آیین‌نامه ملی ساختمان کانادا است.

همچنین بررسی انجام شده بر روی نمونه دیوار برشی فولادی با اتصال تیر به ستون ساده (SPSW-S) نشان می‌دهد که مقدار ضریب رفتار بر اساس روش یوانگ و کلاف- پنزین برای این نمونه اندکی بیشتر از نمونه با اتصال تیر به ستون صلب و به ترتیب برابر ۱۰/۸ و ۶/۵ می‌باشد، شکل (۵).



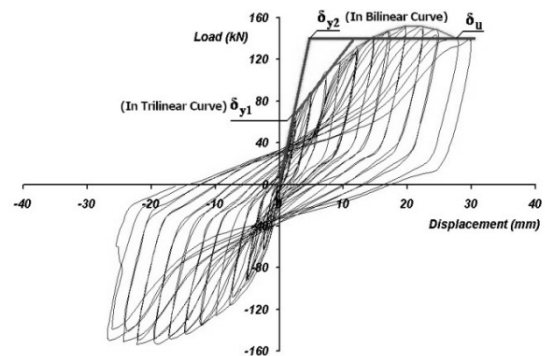
شکل (۵): منحنی هیستریزیس، پوش و منحنی دو خطی و سه

خطی طبقه اول نمونه SPSW-S

ضریب R محاسبه شده بر اساس روش یوانگ، ۲/۶ برابر مقدار ضریب R قاب‌های خمشی فولادی (R=۴) در آیین‌نامه ملی ساختمان کانادا است.

این در حالی است که تا پایان آزمایش‌ها، ستون‌ها کاملاً سالم مانده و هیچ گونه کمانش کلی و یا موضعی در آنها اتفاق نیفتاد.

در شکل (۴) منحنی هیستریزیس طبقه اول به همراه منحنی پوش حلقه‌های هیستریزیس و منحنی دو خطی و سه خطی نمونه دیوار برشی سه طبقه با اتصال تیر به ستون صلب (SPSW-R) نشان داده شده است.



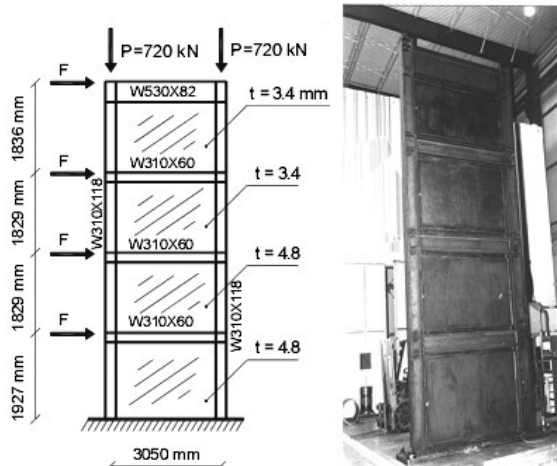
شکل (۴): منحنی هیستریزیس، پوش و منحنی دو خطی و سه

خطی طبقه اول نمونه SPSW-R

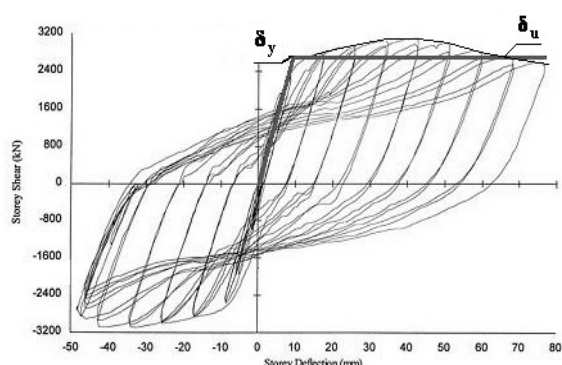
با فرض آن که منحنی حاصل از آزمایش بعد از قطع نمودن منحنی دو خطی، در قسمتی که رو به کاهش نهاده است منظور نگردد، همان‌طور که مشاهده می‌شود:

$$\frac{\delta_u}{\delta_y} = 6.2 \quad (12)$$

که با قراردادن مقدار فوق در رابطه (۹) مقدار R قابل محاسبه می‌باشد.



شکل (۶): جزئیات نمونه دیوار برشی فولادی چهار طبقه SPSW [۸]



شکل (۷): منحنی هیستریزیس، پوش و منحنی دو خطی طبقه اول نمونه دیوار برشی فولادی چهار طبقه SPSW

### ۲-۲-۳- آزمایش دانشگاه بوفالو<sup>۲</sup>

در بررسی دیگری که بر روی دیوار برشی فولادی یک طبقه S2 که در دانشگاه بوفالو آمریکا توسط وین و برونیو مورد آزمایش قرار گرفت [۲۲] و جزئیات آن در جدول (۴) و شکل (۸) آورده شده است، نتایج نشان می‌دهد که مقدار ضریب R براساس روش یوانگ و کلاف-پنزین برای این نمونه به ترتیب برابر ۱۱/۱ و ۶/۷ می‌باشد، شکل (۹).

جدول (۴): پارامترهای مکانیکی نمونه S2

اعضاء	$F_y (N/mm^2)$	$E (kN/mm^2)$
ورق	165	206
ستون	345	206

۲. University at Buffalo, USA

با توجه به این که طراحی این نمونه‌ها بر اساس روش PFI صبوری و رابرتز (که در آن اندرکنش ورق و قاب به دقت لحاظ می‌گردد) صورت گرفته است و با توجه به استفاده از فولاد جاذب انرژی در ورق پانل‌های آنها (که در طراحی آنها ورق به مراتب در تغییر مکان‌های کوچکتری نسبت به قاب محیطی برای جذب انرژی وارد عمل می‌گردد)، لذا همان‌طور که در شکل‌های (۴) و (۵) نشان داده شده است، به جای منحنی دو خطی باید منحنی سه خطی برای رفتار آنها ترسیم شود، که در آن صورت تغییر مکان تسلیم ( $\delta_y$ ) مربوط به ورق فولادی در منحنی سه خطی، به مراتب کوچک‌تر از تغییر مکان تسلیم در منحنی دو خطی بوده و لذا ضریب R افزایش می‌یابد که در این زمینه تحقیقات ادامه دارد.

به این لحاظ دیوار برشی فولادی که بر اساس روش مذکور و فولاد جاذب انرژی طراحی می‌گردد، دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر نامیده شده و همان‌طور که در آزمایش‌ها نیز مشاهده می‌شود، در این گونه دیوارها، ستون‌ها تا حد زیادی از گزند آسیب مصون می‌مانند.

### ۲-۲-۲- آزمایش دانشگاه آلبرتا<sup>۱</sup>

بررسی دیگری که بر روی نمونه دیوار برشی فولادی چهار طبقه SPSW که در دانشگاه آلبرتا کانادا توسط درایور و همکاران مورد آزمایش قرار گرفت [۸] و مشخصات آن در جدول (۳) و شکل (۶) نشان داده شده است، نشان می‌دهد که مقدار ضریب R بر اساس روش یوانگ و کلاف-پنزین برای این نمونه به ترتیب برابر ۱۰/۶ و ۶/۷ می‌باشد، شکل (۷).

جدول (۳): پارامترهای مکانیکی نمونه چهار طبقه SPSW

اعضاء	$F_y (N/mm^2)$	$E (kN/mm^2)$
ورق	341	209
ستون	308	204

در این آزمایش در صورتی که دهانه جک، اجازه بازشدگی بیشتری می‌داشت و یا اگر شکست زود هنگام پای ستون سمت چپ رخ نمی‌داد، مقدار ضریب R ممکن بود افزایش یابد.

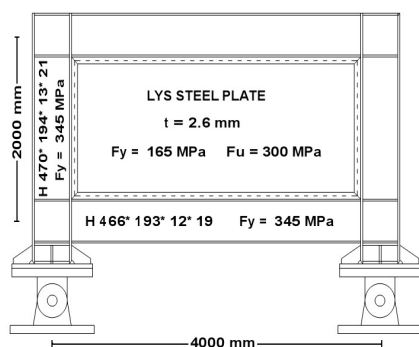
۱. University of Alberta, Canada

کلاف- پنزین برای این نمونه‌ها نیز به ترتیب برابر ۱۰/۶ و ۶/۴ می‌باشد، شکل‌های (۱۱) و (۱۲).

جدول (۵): پارامترهای مکانیکی نمونه‌های DSW-1 و DSW-2

اعضاء	$F_y (N/mm^2)$	$E (kN/mm^2)$
ورق نمونه DSW-1	246	206
ورق نمونه DSW-2	153	206
ستون	366	206

در این آزمایش‌ها که با همکاری صبوری انجام شده است با توصیه صورت گرفته (مشابه آزمایش‌های انجام شده در دانشگاه صنعتی خواجه‌نصیرالدین طوسی)، در ورق‌ها از فولاد جاذب انرژی و در ستون‌ها از فولاد پرمقاومت استفاده شد.



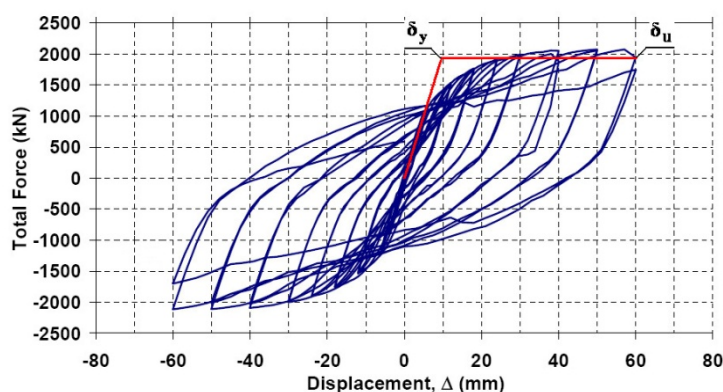
شکل (۸): جزئیات نمونه آزمایشی دیوار برشی فولادی یک طبقه S2 [۲۲]

در این آزمایش برای ایجاد یک دیوار برشی فولادی ایده‌آل، عرض دیوار به مراتب بزرگ‌تر از ارتفاع آن در نظر گرفته شده است.

با توجه به استفاده از فولاد نرم در ورق پانل، منحنی هیستریزس نمونه مذکور پایدار بوده و در هر چرخه مقدار جذب انرژی در آن افزایش می‌یابد.

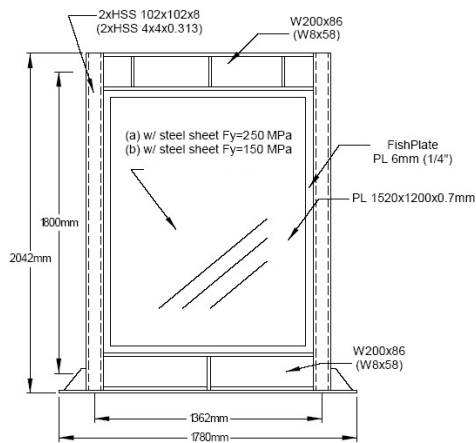
## ۲-۲-۴- آزمایش‌های دانشگاه بریتیش کلمبیا<sup>۱</sup>

برای نمونه‌های دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر یک طبقه DSW-1 و DSW-2 که در دانشگاه بریتیش کلمبیا کانادا توسط خرازی [۱۱]، مورد آزمایش قرار گرفته و جزئیات آن در جدول (۵) و شکل (۱۰) آورده شده است، نتایج نشان می‌دهد که مقدار ضریب R بر اساس روش یوانگ و

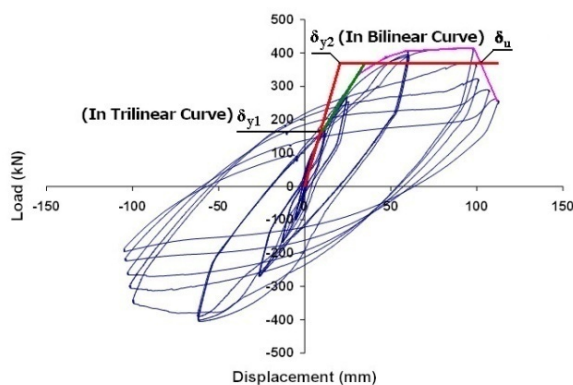


شکل (۹): منحنی هیستریزس، پوش و منحنی دو خطی و سه خطی نمونه دیوار برشی فولادی یک طبقه S2

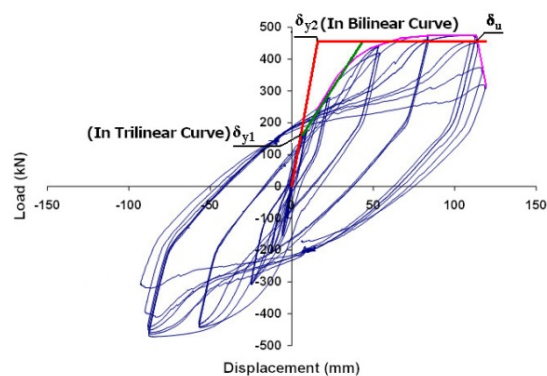
۱. University of British Columbia, Canada.



شکل (۱۰): جزئیات نمونه‌های آزمایشی دیوار برشی فولادی شکل پذیر یک طبقه DSW-1 و DSW-2 [۱۸]



شکل (۱۲): منحنی هیستریزیس، پوش و منحنی دو خطی و سه خطی نمونه دیوار برشی فولادی DSW-2



شکل (۱۱): منحنی هیستریزیس، پوش و منحنی دو خطی و سه خطی نمونه دیوار برشی فولادی DSW-1

به منظور مقایسه ضریب R دیوارهای برشی فولادی با قاب‌های خمشی، قاب محیطی خمشی نمونه‌های دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر مذکور نیز به صورت جداگانه مورد آزمایش قرار گرفت که منحنی هیستریزیس، پوش و منحنی دو خطی آن در شکل (۱۳) دیده می‌شود. نتایج بررسی نشان می‌دهد که مقدار ضریب R قاب خمشی مذکور بر اساس روش یوانگ و کلاف- پنزین به ترتیب برابر ۵/۵ و ۳/۳ می‌باشد.

همچنین نسبت ارتفاع به عرض این نمونه‌ها به مراتب بزرگتر از یک انتخاب شده است تا رفتار این نوع از دیوارهای برشی فولادی مورد مطالعه قرار گیرد. با توجه به این که در طراحی نمونه‌ها از روش PFI صبوری و رابرتز استفاده شده است، لذا در صورتی که به جای منحنی دو خطی، منحنی سه خطی پوش آن رسم گردد،  $\delta_y$  می‌بایست به مراتب کوچک‌تر در نظر گرفته شود، که در آن صورت ضریب R افزایش می‌یابد. طبق گزارش آزمایش‌ها، در پایان دو آزمایش مذکور، خرابی در اتصال بین ورق و قاب صورت گرفته و ستون‌ها بدون کماتش کلی یا موضعی سالم باقی مانده‌اند.

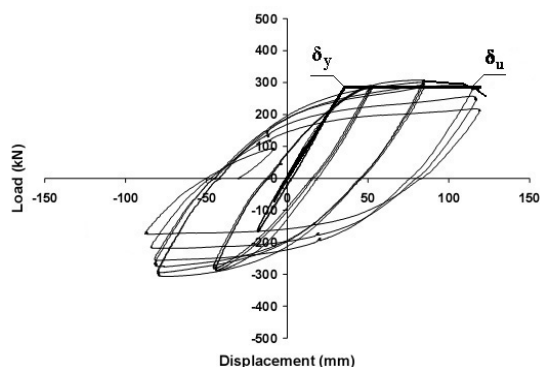
رفتار دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک هنگام به کارگیری در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای مورد استفاده قرار گیرد. با توجه به آزمایش‌های مورد مطالعه، شواهد نشان می‌دهد در صورت استفاده از روش طراحی PFI صبری و رابرتز (که اندرکنش قاب و ورق در آن به دقت لحاظ می‌گردد) و به کارگیری فولاد جاذب انرژی و همچنین رعایت برخی پارامترهای دیگر در طراحی دیوارهای برشی فولادی، می‌توان ضریب R را بیشتر منظور نمود که در این زمینه تحقیقات دیگری در حال انجام است.

#### ۴- تقدیر و تشکر

این مقاله حاصل طرح پژوهشی انجام شده در دانشگاه سمنان و با استفاده از اعتبارات پژوهشی این دانشگاه انجام شده است، که لازم است از همکاری مذکور تقدیر گردد.

#### مراجع

- ۱- صبری، سعید؛ مقدمه‌ای بر دیوارهای برشی فولادی، انتشارات انگیزه، چاپ اول، تهران، ۱۳۸۰.
- ۲- صبری، سعید؛ قلهکی، مجید؛ "مطالعه آزمایشگاهی دو نمونه دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر سه طبقه"، مجله علمی- پژوهشی امیرکبیر، سال نوزدهم، شماره ۶۹.
- 3- ATC; *Guidelines for Seismic Testing of Components of Steel Structures*, Applied Technology Council, Report 24, 1992.
- 4- Berman, J.; Bruneau, M.; "Experimental Investigation of Light-gauge Steel Plate Shear Walls for the Seismic Retrofit of Buildings", *Technical Report, MCEER-03-0001*, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, N.Y., 2003.
- 5- Canadian Standard Association,; *National Building Code of Canada*, Canadian Commission on Building and Fire Codes, National Research Council of Canada, Ottawa, Ontario, 2005.



شکل (۱۳): منحنی هیستریزس، پوش و منحنی دوخطی نمونه قاب خمشی SF مربوط به نمونه‌های دیوار برشی فولادی

DSW-2 و DSW-1

با توجه به نتایج به دست آمده، مقدار ضریب R دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر با ورق نازک، برابر همین ضریب در قاب خمشی فولادی است.

#### ۳- جمع‌بندی

در این تحقیق برای تعیین ضریب R دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، علاوه بر انجام آزمایش بر روی دو دیوار برشی فولادی سه طبقه، از تعداد دیگری از آزمایش‌های معتبر صورت گرفته در مراکز تحقیقاتی دنیا بهره گرفته شد.

این آزمایش‌ها به لحاظ گوناگون از جمله تعداد طبقات، ابعاد، نسبت ارتفاع به عرض، اتصال تیر به ستون ساده و صلب، مقاطع مورد استفاده در تیرها و ستون‌ها، نوع فولاد به کار رفته در اعضا، نوع طراحی و غیره کاملاً با هم متفاوتند. نتایج بررسی‌های انجام شده بر روی کلیه آزمایش‌ها نشان می‌دهد که ضریب R را در دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک بر اساس روش یوانگ و کلاف-پنزی می‌توان به ترتیب حدوداً ۱۰ و ۶ در نظر گرفت.

همچنین همان‌طور که در آزمایش‌های دانشگاه بریتیش کلمبیا مشاهده شد، ضریب مذکور، برابر ضریب R قاب خمشی فولادی مورد آزمایش است.

این معیارها مؤید رفتار خوب دیوارهای برشی فولادی بوده و می‌تواند در قضاوت مهندسی در رابطه با تعیین ضریب

- 18-Sabouri-Ghomi, S.; Ventura, C.E.; Kharrazi, M.H.K.; "Shear Analysis and Design of Ductile Steel Plate Shear Walls", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 878-889, June 2005.
- 19-Thorburn, L. J.; Kulak, G. L.; Montgomery, C. J.; "Analysis of Steel Plate Shear Walls", *Structural Engineering Rep. No. 107*, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, 1983.
- 20-Timler, P. A.; Kulak, G. L.; "Experimental Study of Steel Plate Shear Walls" *Structural Engineering Rep. No. 114*, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, 1983.
- 21-Uang, C.M.; "Establishing R (or  $R_w$ ) and Cd Factors for Building Seismic Provisions", *Journal of structural Engineering*, ASCE, 19-28, 1991.
- 22-Vian, D.; Bruneau, M.; "Testing of Special LYS Steel Plate Shear Walls", *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, British Columbia, Canada, Paper No. 978, August 1-6, 2004.
- 6- Clough, R.W.; Penzin, J.; *Dynamics of Structures*, 2<sup>nd</sup> Edition, McGraw-Hill, Inc., New York, NY, 1993.
- 7- Driver, R. G.; Kulak, G. L.; Kennedy, D. J. L.; Elwi, A.E.; "Seismic Behavior of Steel Plate Shear Walls" *Structural Engineering Rep. No. 215*, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, 1997.
- 8- Driver, R.G.; Kulak, G.L.; Kennedy, D.J.L.; Elwi, A.E.; "Cyclic Test of Four-Story Steel Plate Shear Wall", *Journal of Structural Engineering*, ASCE 124(2), 121-130, 1998.
- 9- Elgaaly, M.; "Thin Steel Plate Shear Walls Behavior and Analysis", *Thin-Walled Structures*, 32, 151-180, 1998.
- 10-Elgaaly, M.; Caccese, V.; Du, C.; "Post-buckling Behavior of Steel Plate Shear Walls under Cyclic Loads", *Journal of Structural Engineering*, 119(2), 588-605, 1993.
- 11-Kharrazi, M.H.K.; *Rational Methode for Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls*, Ph.D.Dissertation, UBC, Canada, 217 pages, 2005.
- 12-Rezai, M.; "Seismic Behavior of Steel Plate Shear Walls by Shake Table Testing", PhD dissertation, Univ. of British Columbia, Vancouver, British Columbia, Canada, 1999.
- 13-Roberts, T.; Sabouri-Ghomi S.; "Hysteretic Characteristics of Unstiffened Plate Shear Panels", *Thin Walled Structures*, 12, 145-162, 1991.
- 14-Roberts, T.; Sabouri-Ghomi, S.; "Hysteretic Characteristics of Unstiffened Perforated Steel Plate Shear Panels", *Thin Walled Structures*, 14, 139-151, 1992.
- 15-Sabouri-Ghomi, S.; Gholhaki, M.; "Ductility of Thin Steel Plate Shear Walls", *Asian Journal of Civil Engineering (BHRC)*, 9(2), 153-166, 2008.
- 16-Sabouri-Ghomi, S.; Roberts, T.M.; "Nonlinear Dynamic Analysis of Thin Steel Plate Shear Walls", *Computers and Structures*, 39, 121-127, 1991.
- 17-Sabouri-Ghomi, S.; Roberts, T.M.; "Nonlinear Dynamic Analysis of Steel Plate Shear Walls Including Shear and Bending Deformations", *Engineering Structures*, 14(5), 309-317, 1992.





# تحلیل اثر بازشوی مدور در مقاومت برشی تیورق‌های فولادی

فرزاد شهابیان<sup>۱</sup>، سلیمان قهستانی<sup>۲</sup>

(دریافت: خرداد ۸۸، پذیرش: آذر ۸۸)

## چکیده

برای بالا بردن مقاومت خمشی تیورق‌ها، تمایل به انتخاب جان با ارتفاع زیاد می‌باشد. برای کاهش وزن، ضخامت جان تیورق‌ها را کم در نظر می‌گیرند. از این رو قبل از فرا رسیدن مقاومت خمشی، صفحه جان تیورق تحت تأثیر نیروهای برشی دچار کماتش و یا تسلیم می‌شود. در این مقاله، مقاومت برشی تیورق‌های فولادی مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود نشان می‌دهد که مقاومت کماتشی تیورق‌ها به حالتی که در آن اتصال جان به بال‌ها به صورت گیردار فرض می‌شود، نزدیک‌تر است و این در حالی است که در نظریه‌های رایج، اتصال جان به بال‌ها به صورت ساده فرض می‌گردد. نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود غیرخطی تیورق‌های دارای بازشوی مدور نشان می‌دهد که با افزایش لاغری تیورق و ابعاد نسبی بازشو، مقاومت نهایی کاهش می‌یابد. این کاهش ممکن است تا ۵۰ درصد مقاومت اولیه برسد. بررسی‌های انجام شده در این پژوهش حاکی است که در صورت افزایش صلبیت نسبی بال، کاهش مقاومت تیورق‌ها در اثر وجود بازشو که ممکن است به دلایل اجرایی اجتناب‌ناپذیر باشد، به میزان ۳۰ درصد جبران می‌گردد.

## کلمات کلیدی

تیورق‌های فولادی، مقاومت برشی، تحلیل اجزای محدود، بازشوی مدور

## To Investigate the Effect of Circular Web Opening on the Shear Capacity of Plate Girders

F. Shahabian, S. Ghoostani

### ABSTRACT

To increase the bending resistance of plate girders, it is advantageous to make the webs as deep as possible. To reduce the self-weight of the girders, the web thickness is usually limited, with the consequence that the webs are normally of slender proportions. The webs will then buckle at relatively low values of the applied shear loading. In this paper, the shear resistance of plate girders is investigated. The results of finite element analysis reveals that the boundary conditions at the flange-web juncture in practical designs is much closer to the fixity, but available theories assumes that the web panel is simply supported at the flange-web juncture. The nonlinear finite element analysis shows that the ultimate resistance of plate girders with circular web opening might be reduced up to 50 percents if the web slenderness or opening size is increased, but it could be compensated up to 30 percents when the flange stiffness is increased.

### Key words

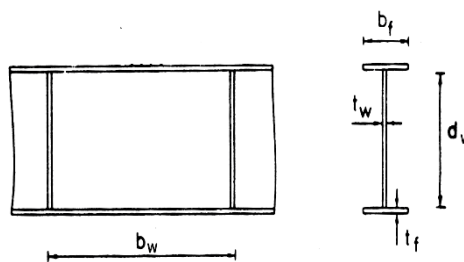
Steel Plate Girders, Shear Capacity, Finite Element Analysis, Circular Web Opening

۱. دانشجویار گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، fshahabianm@yahoo.com (نویسنده مسئول)

۲. فارغ التحصیل کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، Solieman\_539@yahoo.com



کار اصلی صفحه جان در یک تیرورق، ایجاد فاصله نسبی بین بال‌های بالا و پایین و مقاومت در برابر نیروهای برشی وارده می‌باشد. برای بالا بردن مقاومت خمشی تیرورق‌ها، تمایل به انتخاب جان با ارتفاع بیشتر می‌باشد. از طرفی برای کاهش وزن تیرورق‌ها، ضخامت جان را کم انتخاب می‌کنند. بدین ترتیب، قبل از فرا رسیدن مقاومت خمشی، جان تیرورق‌ها تحت تأثیر نیروهای برشی، دچار کمناش و یا تسلیم می‌شود. برای بالا بردن مقاومت برشی تیرورق‌ها، از سخت‌کننده‌های عرضی (قائم) استفاده می‌شود. با این کار جان تیرورق از یک صفحه طویل تبدیل به مجموعه صفحاتی با نسبت ابعاد کوچکتر می‌شود و در نتیجه مقاومت تیرورق بیشتر می‌گردد (شکل ۱).



شکل (۱): مشخصات هندسی تیرورق

هنگامی که صفحه جان تیرورق‌ها شروع به کمناش می‌کند، به دلیل وجود مقاومت پس کمناشی در صفحات، تیرورق‌ها قادر به تحمل نیروهای اضافی قابل ملاحظه‌ای می‌باشند. با در نظر گرفتن این واقعیت می‌توان تیرورق‌های با نسبت مقاومت به وزن مناسب طراحی کرد. به رغم این حقیقت که رفتار پس کمناشی صفحات در سال ۱۸۸۶ توسط ویلسون کشف شد و نظریه کشش قطری در سال ۱۹۳۱ توسط واگنر توسعه یافت، اما مقاومت کمناشی به عنوان یک مبنای مهم برای طراحی تیرورق‌ها تا سال ۱۹۶۰ مورد استفاده قرار داشت [۱]. در اواخر دهه ۱۹۵۰، تحقیقات گسترده‌ای روی رفتار پس کمناشی تیرورق‌ها توسط بسلر انجام شد [۲]. از آن پس با در نظر گرفتن مفاهیم طراحی حالت حدی در سازه‌های فولادی، کار بسلر توسط سایر محققین از جمله

راکی و پورتر ادامه یافت [۳]. بارو و همکاران با استفاده از نظریه واگنر، مقاومت کمناشی و پس کمناشی تیرورق‌ها را مورد بررسی قرار دادند [۴]. ویلکرسون [۵] با توجه به حالت گسیختگی تیرورق‌ها در حد کمناش و تسلیم، تابعی را برای تعیین مقاومت تیرورق‌ها پیشنهاد کرد. لی و یو [۶] با توجه به محدودیت‌های نظریه بسلر، مقاومت نهایی تیرورق‌های طویل را به دست آوردند.

وجود بازشو در جان تیرورق‌ها، توزیع تنش در عضو را دگرگون می‌کند. برای اولین بار هوگلاند [۷] آزمایشهایی را بر روی تیرورق‌های دارای بازشو انجام داد. نارایانان و راکی [۸] یک مدل تحلیلی را برای تعیین مقاومت نهایی این گونه تیرورق‌ها پیشنهاد کردند. لیان و شانگومان [۹] مقاومت تیرورق‌های خمیده دارای باز شو را مورد بررسی قرار دادند. سپس با انجام محاسبات پارامتریک، اثر شعاع خمیدگی و ابعاد بازشو، روی مقاومت این گونه تیرورق‌ها را تعیین نمودند. هاگن و لارنس اثر بازشوی بزرگ را روی مقاومت برشی تیرورق‌ها، تحقیق و پیشنهاداتی را برای توسعه و بهبود رابطه‌های موجود در آیین‌نامه اروپایی طراحی سازه‌های فولادی ارائه کردند [۱۰].

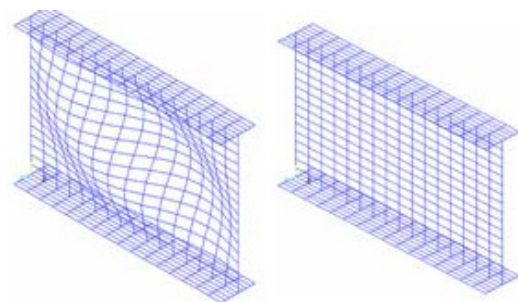
در این مقاله، مقاومت برشی تیرورق‌ها در کمناش و در حالت مقاومت نهایی مورد بررسی قرار می‌گیرد. برای این کار، از نرم‌افزار ANSYS که قادر به در نظر گرفتن رفتار غیرخطی است، استفاده می‌شود. نتایج تحلیل اجزای محدود با نتایج آزمایش‌ها و نظریه‌های موجود مقایسه می‌گردد. در ادامه، با تحلیل تیرورق‌های دارای گشودگی، اثر بازشوی مدور بر مقاومت نهایی این گونه تیرورق‌ها مورد بررسی قرار می‌گیرد و پیشنهاداتی برای جبران کاهش مقاومت ناشی از وجود بازشو ارائه می‌گردد.

## ۲- تحلیل تیرورق‌های بدون بازشو

در این پژوهش به منظور بررسی مقاومت تیرورق‌ها، از تحلیل اجزای محدود به کمک نرم‌افزار ANSYS استفاده می‌شود. ماده مورد استفاده، فولاد با ضریب کشسانی  $E = 2.05 \times 10^5 \text{ MPa}$  و ضریب پواسون  $\nu = 0.3$  می‌باشد.

رفتار فولاد به صورت کشسان- مومسان و در تعیین گسیختگی ماده، معیار فون میزس به کار گرفته می شود. برای تحلیل غیرخطی از روش نیوتن-رافسون استفاده می گردد. برای تعیین مقاومت نهایی تیورق ها ( $V_u$ )، لازم است که ابتدا تیورق تحلیل کمانشی شده و سپس اثرات تغییر شکل های ناشی از کمانش، به صورت ضربی از مود کمانشی به عنوان هندسه اولیه تیورق به نرم افزار معرفی و سپس یک تحلیل غیرخطی انجام گردد. در تحلیل کمانشی، جزء shell63 و در تحلیل مقاومت نهایی، جزء shell43 به کار گرفته می شود.

مطابق شکل (۲- الف) از شبکه بندی ( $16 \times 16$ ) برای جان و شبکه بندی ( $16 \times 8$ ) برای بالها استفاده می شود. برای بررسی دقت شبکه بندی، با انجام تحلیل، اختلاف بین نتایج تحلیل اجزای محدود و حل دقیق (تیموشنکو و گیر [۱۱]) کمتر از ۱ درصد می باشد. بنابراین الگوی شبکه بندی فوق مناسب است. در این تحلیل، شرایط مرزی لبه ها بنحوی تعریف می شود که اثر بازدارندگی سخت کننده ها در تغییر شکل های صفحه جان بدرستی الگوسازی گردد.



شکل (۲): الف) شبکه بندی اجزای محدود، ب) تیورق تغییر شکل یافته

## ۱-۲- مقاومت کمانشی

در مدل های بسلر و پورتر اتصال صفحه جان به بال ساده فرض می شود و مقاومت کمانشی از رابطه (۱) به دست می آید [۳ و ۲].

$$V_{cr} = \tau_{cr} d_w t_w \quad (1)$$

در این رابطه  $\tau_{cr}$  تنش بوده که با رابطه زیر بیان می شود [۱۱]:

$$\tau_{cr} = K \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2) \left(\frac{d_w}{t_w}\right)^2} \quad (2)$$

در رابطه (۲)، ضریب کمانشی  $K$  به صورت رابطه های (۳) تا (۶) تقریب زده می شود [۱۲]:

۱- اگر اتصال جان به دو بال و دو سخت کننده به صورت ساده فرض شود (SS):

$$K_{SS} = 5.34 + 4 \left(\frac{d_w}{b_w}\right)^2 \quad \frac{d_w}{b_w} \leq 1 \quad (3)$$

$$K_{SS} = 4 + 5.34 \left(\frac{d_w}{b_w}\right)^2 \quad \frac{d_w}{b_w} \geq 1 \quad (4)$$

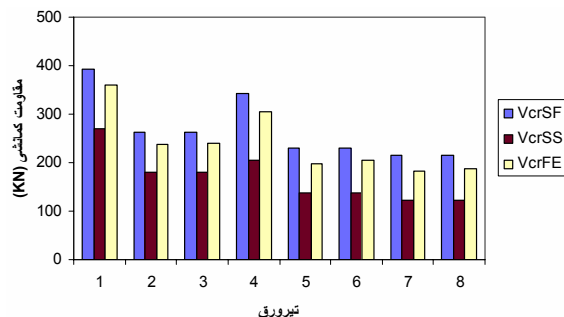
۲- اگر اتصال جان به بالها به صورت گیردار و به سخت کننده ها به صورت ساده فرض شود (SF):

$$K_{SF} = 9.98 + 5.61 \left(\frac{d_w}{b_w}\right)^2 - 1.99 \left(\frac{d_w}{b_w}\right)^3 \quad \frac{d_w}{b_w} \leq 1 \quad (5)$$

$$K_{SF} = 5.34 \left(\frac{d_w}{b_w}\right)^2 + 2.31 \left(\frac{d_w}{b_w}\right) - 3.44 + 8.39 \left(\frac{b_w}{d_w}\right) \quad (6)$$

$$\frac{d_w}{b_w} \geq 1$$

نتایج به دست آمده از تحلیل کمانشی تیورق ها با شرایط مرزی مختلف در جدول (۱) و شکل (۳) نشان داده شده است. مقایسه نتایج حاصل از تحلیل ( $V_{cr}^{FE}$ )، با نتایج حاصل از رابطه های فوق نشان می دهد که مقاومت کمانشی تیورق ها به حالتی که در آن اتصال جان به بالها به صورت گیردار فرض می شود ( $V_{cr}^{SF}$ ) نزدیک تر است. بدین ترتیب، اگر اتصال جان به بالها به صورت ساده ( $V_{cr}^{SS}$ ) در نظر گرفته شود، منجر به کمتر در نظر گرفتن مقاومت کمانشی تیورق ها به میزان ۳۰ تا ۵۰ درصد می گردد.



شکل (۳): مقایسه مقاومت کمانشی تیورق های تحلیل شده

با نظریه های موجود



جدول (۱): مقاومت کمانشی تیورق‌ها

تیورق	$b_w/d_w$	$t_w$ (mm)	$d_w$ (mm)	$t_f$ (mm)	$b_f$ (mm)	$V_{cr}^{FE}$ (KN) (ANSYS)	$V_{cr}^{SS}$ (KN) Eqs. (3,4)	$V_{cr}^{SF}$ (KN) Eqs. (5,6)
G1	1.0	4.0	400	15	130	360	270	393
G2	1.0	4.0	600	10	200	236	180	262
G3	1.0	4.0	600	15	200	239	180	262
G4	1.5	4.0	400	15	130	304	205	343
G5	1.5	4.0	600	10	200	198	137	229
G6	1.5	4.0	600	20	200	205	137	229
G7	2.0	4.0	600	10	200	181	122	214
G8	2.0	4.0	600	15	200	187	122	214

## ۲-۲- مقاومت نهایی

در نظریه بسلا [۲] مقاومت برشی نهایی از جمع مقاومت کمانشی و پس کمانشی از رابطه (۷) محاسبه می‌شود.

$$V_u = \tau_{yw} d_w t_w \left[ \frac{\tau_{cr}}{\tau_{yw}} + \frac{\sqrt{3}}{2} \times \frac{1 - \tau_{cr} / \tau_{yw}}{\sqrt{(1 + (b_w / d_w)^2)}} \right] \quad (۷)$$

که در آن  $\tau_{yw}$  با رابطه (۸) بیان می‌شود.

$$\tau_{yw} = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (۸)$$

در رابطه (۷)،  $V_u$  مقاومت برشی نهایی،  $d_w$  ارتفاع تیورق،  $b_w$  فاصله بین سخت کننده‌ها،  $t_w$  ضخامت جان تیورق،  $\tau_{cr}$  تنش برشی کمانشی،  $\tau_{yw}$  تنش برشی حد جاری شدن و در رابطه (۸)،  $\sigma_y$  تنش حد تسلیم می‌باشد.

در نظریه راکي و پورتر [۳]، مقاومت برشی نهایی، مجموع مقاومت کمانشی جان، برش تحمل شده توسط میدان کششی و مقاومت بال‌ها تا لحظه تشکیل مفصل‌های پلاستیک می‌باشد این مقدار در رابطه (۹) آمده است.

$$V_u = \tau_{cr} d_w t_w + \sigma_t t_w \sin^2 \theta (d_w \cot \theta - b_w) + 4 d_w t_w \sin \theta \sqrt{(\sigma_{yw} M_p^* \sigma_t)} \quad (۹)$$

که پارامترهای رابطه (۹) در رابطه‌های (۱۰) تا (۱۳) تعریف شده‌اند:

$$\sigma_t = -\frac{3}{2} \tau_{cr} \sin 2\theta + \quad (۱۰)$$

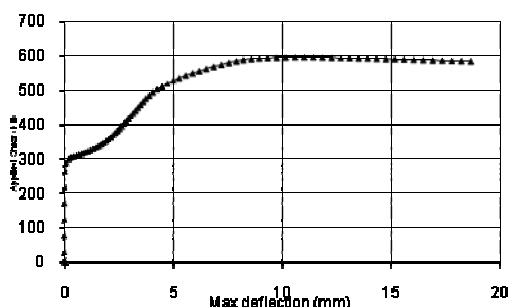
$$\theta = \frac{2}{3} \tan^{-1} \left( \frac{d_w}{t_w} \right) \quad (۱۱)$$

$$M_p^* = \frac{M_{pf}}{d_w^2 t_w \sigma_y} \quad (۱۲)$$

$$M_{pf} = 0.25 b_f t_f^2 \sigma_y \quad (۱۳)$$

در این رابطه‌ها  $\theta$  زاویه میدان کشش،  $\tau_{cr}$  مقاومت برشی کمانشی،  $\sigma_y$  تنش حد تسلیم،  $\sigma_t$  تنش میدان کشش،  $t_f$  ضخامت بال و  $b_f$  عرض بال تیورق می‌باشند.

برای محاسبه مقاومت نهایی تیورق‌ها، تحلیل غیرخطی اجزای محدود انجام و معیار تسلیم فون-میزس به عنوان معیار تسلیم ماده به کار برده می‌شود. منحنی نیرو-تغییر مکان یک تیورق نمونه در شکل ۴ نشان داده شده است.



شکل (۴): منحنی نیرو- تغییر مکان تیورق G9

نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود ( $V_u^{FE}$ ) با نتایج آزمایش ( $V_u^{ex}$ ) و نظریه‌های مختلف ( $V_u$ ) در جدول (۲)

توجه کرد، که چون هر دو نظریه اتصال جان به بالها را به صورت ساده فرض می‌کنند، سهم مقاومت کمانشی را به‌طور محافظه کارانه‌ای کم در نظر می‌گیرند.

مقایسه شده است. همان‌طور که در جدول (۲) دیده می‌شود نظریه‌های بسلر رابطه (۷) و راکی و پورتر رابطه (۹)، مقاومت نهایی (مجموع مقاومت کمانشی و پس کمانشی) را به‌طور نسبی خوب ارزیابی می‌کنند. اما باید به این واقعیت

جدول (۲): مقاومت نهایی تیورق‌ها

تیورق	$b_w/d_w$	$F_{yf}$ (Mpa)	$F_{yw}$ (Mpa)	$V_u^{ex}$ (KN)	$V_u^{FE}$ (KN)	$V_u$ (KN) Eq. (1)	$V_u$ (KN) Eq. (3)
G2	1.0	303	318	333	312	340	343
G3	1.0	303	318	337	318	340	379
G5	1.5	303	318	286	275	283	277
G6	1.5	303	318	313	286	283	336
G7	2.0	303	285	259	236	228	226
G8	2.0	303	285	276	248	228	252
G9	1.0	280	200	645	591	632	658

اگر چه، سازوکار گسیختگی این نوع تیورق‌ها مشابه تیورق‌های بدون بازشو می‌باشد، اما، با توجه به وجود بازشو در جان تیورق، در این حالت مقاومت کمانشی نیاز به اصلاح دارد. نارایانان و دراوانسیان [۱۳] مقاومت

کمانشی صفحات دارای بازشو را با رابطه (۱۴) پیشنهاد کردند.

$$V_{cr} = (\tau_{cr})_{red} d_w t_w = \quad (14)$$

$$K \left(1 - \frac{D}{d_w}\right) \times \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{d_w}\right)^2 d_w t_w$$

در این رابطه  $K$  ضریب کمانش در حالت بدون بازشو و  $D$  قطر بازشو می‌باشد. بدین ترتیب، مقاومت نهایی تیورق‌های دارای بازشو از رابطه (۱۵) به‌دست می‌آید:

$$V_{ult} = 2c \sigma_t^y t_w \sin^2 \theta \quad (15)$$

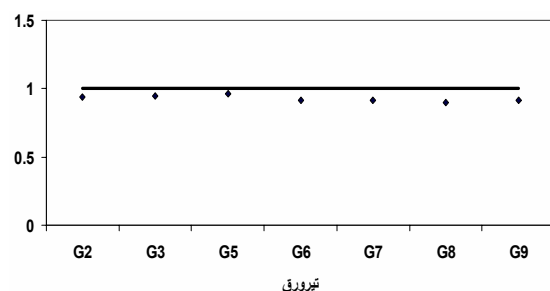
$$+ \sigma_t^y t_w d_w (\cot g \theta - \cot g \theta_d) \sin^2 \theta$$

$$- \sigma_t^y t_w d_w \sin \theta + (\tau_{cr})_{red} d_w t_w$$

#### ۴- تحلیل تیورق‌های دارای بازشوی مدور

در این مقاله، با بهره‌گیری از نرم‌افزار اجزای محدود ANSYS، مقاومت برشی تیورق‌های دارای بازشو به‌دست می‌آید (شکل ۸). آنگاه با انجام محاسبات پارامتریک، تاثیر عوامل مهمی نظیر لاغری جان ( $d_w/t_w$ )، سختی نسبی ال ( $t_f/t_w$ ) و قطر

از این‌رو، واضح است که به همان نسبت سهم مقاومت پس کمانشی را بیشتر از مقدار واقعی برآورد می‌کنند. نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود با نتایج آزمایش در شکل (۵) مقایسه شده است. دیده می‌شود که نسبت مقادیر محاسبه شده از تحلیل ( $V_u^{FE}$ ) به آزمایش ( $V_u^{FE}$ ) در حدود ۱ می‌باشد، که نشان‌دهنده دقت بسیار خوب تحلیل اجزای محدود می‌باشد. بنابراین می‌توان از این مدل در محاسبات پارامتریک و تحلیل تیورق‌های دارای بازشو استفاده کرد.



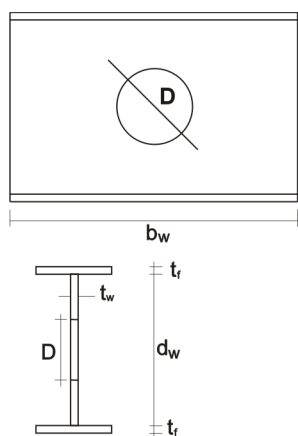
شکل (۵): مقایسه مقاومت تیورق‌های تحلیل شده با آزمایش

#### ۳- رفتار تیورق‌های دارای بازشوی مدور در کمانش و پس از کمانش

نارایانان و راکی [۸] آزمایش‌هایی را بر روی تیورق‌های دارای بازشو انجام دادند. نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد که



شکل (۶)، نشان داده شده است. همان‌طور که در بخش ۳ بیان گردید، به هنگام تحلیل مقاومت نهایی توسط ANSYS، برای هر تیورق، دو بار تحلیل مورد نیاز می‌باشد. در اجرای اول، تحلیل کمانشی روی سازه کامل و بدون نقص برای تعیین مود کمانشی به‌کار می‌رود (شکل ۷). در اجرای دوم، یک نقص هندسی به صورت ضریبی از تغییر شکل مود کمانشی به تیورق اولیه اعمال می‌شود. منحنی نیرو- تغییر مکان برای دو تیورق نمونه در شکل ۸ نشان داده شده است.

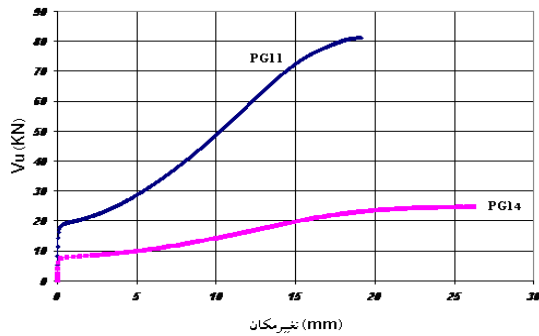


شکل (۶): مدل تحلیلی تیورق‌های دارای بازشوی مدور

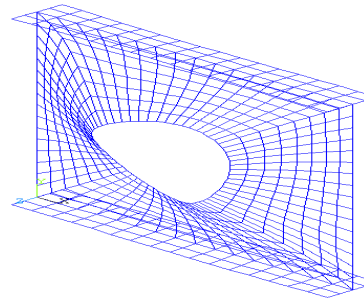
بازشو ( $D$ ) بر مقاومت این‌گونه تیورق‌ها مورد بررسی قرار می‌گیرد. برای مطالعه هر عامل، سایر پارامترها ثابت نگه‌داشته می‌شوند. ماده مورد استفاده فولاد با ضریب کشسان  $E = 2.05 \times 10^5$  Mpa و ضریب پواسون  $\nu = 0.3$  می‌باشد. رفتار ماده کشسان- مومسان پنداشته می‌شود و معیار گسیختگی فون میزس به‌کار گرفته می‌شود. در مدلسازی جان و بال‌ها از جزء shell63 برای تحلیل کمانشی و از جزء shell43 برای تحلیل غیرخطی استفاده می‌شود. مشخصات تیورق‌های تحلیل شده در جدول (۳) و مدل تحلیلی آنها در شکل (۶)، نشان داده شده است. بال ( $t_f / t_w$ ) و قطر بازشو ( $D$ ) بر مقاومت این‌گونه تیورق‌ها مورد بررسی قرار می‌گیرد. برای مطالعه هر عامل، سایر پارامترها ثابت نگه‌داشته می‌شوند. ماده مورد استفاده فولاد با ضریب کشسان  $E = 2.05 \times 10^5$  Mpa و ضریب پواسون  $\nu = 0.3$  می‌باشد. رفتار ماده کشسان- مومسان پنداشته می‌شود و معیار گسیختگی فون میزس به‌کار گرفته می‌شود. در مدلسازی جان و بال‌ها از جزء shell63 برای تحلیل کمانشی و از جزء shell43 برای تحلیل غیرخطی استفاده می‌شود. مشخصات تیورق‌های تحلیل شده در جدول (۳) و مدل تحلیلی آنها در

جدول (۳): مشخصات تیورق‌های دارای بازشو

تیورق	$D/d_w$	$b_w/d_w$	مشخصات نمونه‌ها					
			جان		بال		تنش تسلیم	
			$t_w$ (mm)	$d_w$ (mm)	$t_f$ (mm)	$b_f$ (mm)	$F_{yf}$ (Mpa)	$F_{yw}$ (Mpa)
PG1	0	1	2.5	1000	5.06	160	280	200
PG2	0.05	1	2.5	1000	5.06	160	280	200
PG3	0.2	1	2.5	1000	5.06	160	280	200
PG4	0.35	1	2.5	1000	5.06	160	280	200
PG5	0.5	1	2.5	1000	5.06	160	280	200
PG6	0.65	1	2.5	1000	5.06	160	280	200
PG7	0.75	1	2.5	1000	5.06	160	280	200
PG8	0	1	2.5	1000	10	160	280	200
PG9	0.05	1	2.5	1000	10	160	280	200
PG10	0.2	1	2.5	1000	10	160	280	200
PG11	0.35	1	2.5	1000	10	160	280	200
PG12	0.5	1	2.5	1000	10	160	280	200
PG13	0.65	1	2.5	1000	10	160	280	200
PG14	0.75	1	2.5	1000	10	160	280	200
PG17	0.5	1	5	1000	10	160	280	200
PG18	0.5	1	4	1000	10	160	280	200
PG19	0.5	1	3.33	1000	10	160	280	200
PG20	0.5	1	2.86	1000	10	160	280	200
PG21	0.5	1	2.5	1000	10	160	280	200



شکل (۸): منحنی نیرو- تغییر مکان تیرورق‌های نمونه

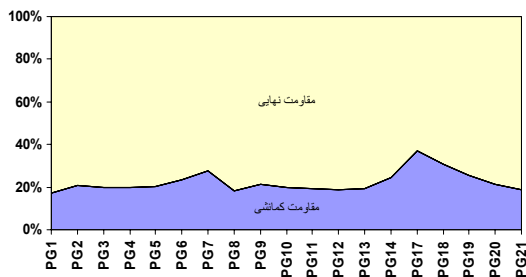


شکل (۷): تیرورق کمانش یافته

جدول (۴): مقاومت برشی تیرورق‌های دارای بازشوی مدور بر حسب کیلو نیوتن

تیرورق	$\frac{d_w}{t_w}$	$\frac{D}{d_w}$	$\frac{t_f}{t_w}$	$V_{cr}$ Eq. (14)	$V_{cr}^{FE}$	$V_u$ Eq. (15)	$V_u^{FE}$	$V_u^{FE} / V_u$
PG1	400	0	2.02	26.4	32.4	141.0	156	1.10
PG2	400	0.05	2.02	25.1	32.1	131.7	122	0.92
PG3	400	0.2	2.02	21.1	25.4	102.3	103.3	1.01
PG4	400	0.35	2.02	17.15	18.35	75.5	73.3	0.97
PG5	400	0.5	2.02	13.2	12.98	51.8	51.2	0.98
PG6	400	0.65	2.02	9.2	9.41	31.4	30.6	0.97
PG7	400	0.75	2.02	6.9	7.52	20.1	19.7	0.98
PG8	400	0	4	26.4	34.83	160.9	159	0.98
PG9	400	0.05	4	25.1	34.25	150.0	126.2	0.97
PG10	400	0.2	4	21.1	26.73	118.8	107.8	0.90
PG11	400	0.35	4	17.15	19.66	90.0	81.1	0.90
PG12	400	0.5	4	13.2	14.12	64.0	61.9	0.96
PG13	400	0.65	4	9.2	10.27	41.4	42.4	1.02
PG14	400	0.75	4	6.9	8.03	28.5	24.7	0.86
PG17	200	0.5	2	105.5	103.6	186.5	177	0.94
PG18	250	0.5	2.5	54	55.37	124.4	126	1.01
PG19	300	0.5	3	31.2	32.68	93.3	95.7	1.02
PG20	350	0.5	3.5	19.7	20.97	75.7	76.5	1.01
PG21	400	0.5	4	13.2	14.12	64	61.85	0.96

#### کمانشی



شکل (۹): مقایسه درصد مقاومت کمانشی و نهایی تیرورق‌های دارای بازشوی مدور

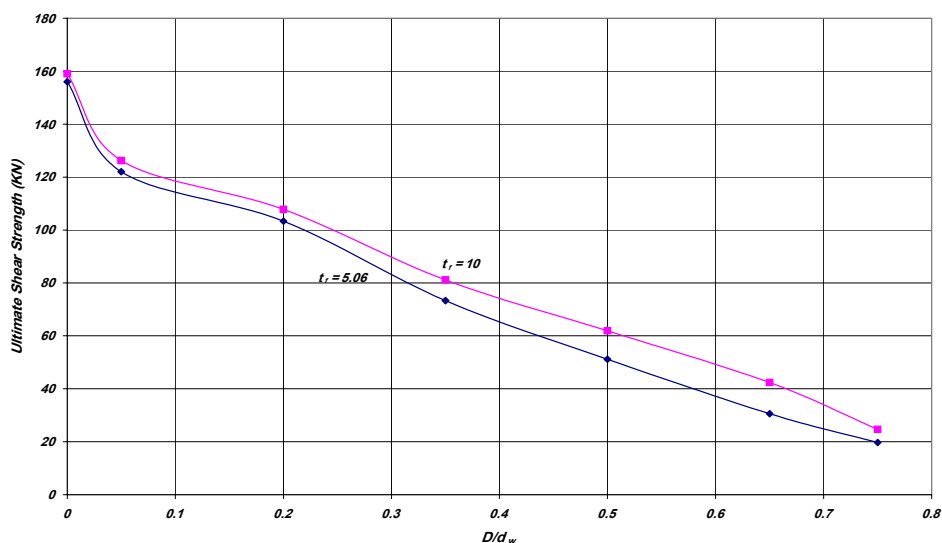
می‌باشد و در بعضی از حالت‌ها به ۴ برابر نیز می‌رسد. نتایج

نتایج حاصل از تحلیل تعدادی از تیرورق‌ها در جدول (۴) ارائه شده است. از بررسی جدول (۴) مشخص می‌گردد که نسبت مقادیر محاسبه شده از تحلیل اجزای محدود غیرخطی به مقادیر حاصل از رابطه (۱۵) در حدود ۱ می‌باشد، که نشان‌دهنده دقت بسیار خوب تحلیل می‌باشد.

با توجه به جدول (۴)، نسبت درصد هریک از مقاومت‌های کمانشی ( $V_{cr}^{FE}$ ) و نهایی ( $V_u^{FE}$ ) (مجموع مقاومت کمانشی و پس از کمانش) حاصل از تحلیل اجزای محدود در شکل (۹) نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود سهم مقاومت پس از کمانش به مراتب بیشتر از مقاومت

تحلیل در جدول (۴) نشان می‌دهد که با افزایش قطر بازشو، مقاومت نهایی به‌طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد. چگونگی تغییرات مقاومت نهایی برای دو نوع تیوروق در شکل (۱۰) نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل دیده می‌شود، این تغییرات نسبتاً خطی است. با بررسی نتایج مشخص می‌شود که با زیادتر شدن صلبیت نسبی بال، مقاومت کمانشی و مقاومت نهایی افزایش می‌یابد. به عنوان مثال، با افزایش این نسبت از ۲۰۰ در PG17 به ۳۰۰ در PG19، مقاومت نهایی به میزان ۵۰ درصد کمتر می‌شود و این درحالی است که صلبیت نسبی بال زیادتر شده است.

تحلیل در جدول (۴) نشان می‌دهد که با افزایش قطر بازشو، مقاومت نهایی به‌طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد. چگونگی تغییرات مقاومت نهایی برای دو نوع تیوروق در شکل (۱۰) نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل دیده می‌شود، این تغییرات نسبتاً خطی است. با بررسی نتایج مشخص می‌شود که با زیادتر شدن صلبیت نسبی بال، مقاومت کمانشی و مقاومت نهایی افزایش می‌یابد. به عنوان مثال، با تغییر صلبیت نسبی بال از ۲ در



شکل (۱۰): تغییر مقاومت برشی تیوروق‌ها با افزایش نسبی بعد سوراخ

صورت ساده در نظر گرفته شود، مقاومت کمانشی تیوروق‌ها به میزان ۳۰ تا ۵۰ درصد کمتر از مقدار واقعی، برآورد می‌شود.

۲- مقایسه نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود غیرخطی و آزمایش با نظریه‌های موجود نشان می‌دهد که این نظریه‌ها مقاومت نهایی (مجموع مقاومت کمانشی و پس‌کمانشی) را به‌طور نسبی خوب ارزیابی می‌کنند. اما باید به این واقعیت توجه کرد که چون این نظریه‌ها اتصال جان به بال‌ها را به‌صورت ساده فرض می‌کنند، سهم مقاومت کمانشی را به‌طور محافظه کارانه‌ای کم در نظر می‌گیرند، از این‌رو واضح است که به همان نسبت سهم مقاومت پس‌کمانشی را بیشتر از مقدار واقعی

## ۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله، مقاومت برشی تیوروق‌های فولادی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج تحلیل اجزای محدود با آزمایش و نظریه‌های موجود مقایسه گردید. در ادامه، با تحلیل تیوروق‌های دارای گشودگی، اثر بازشوی مدور بر مقاومت نهایی این‌گونه تیوروق‌ها مشخص گردید. نتایج حاصل به قرار زیر است:

۱- مقایسه نتایج تحلیل کمانشی تیوروق‌های بدون بازشو با رابطه‌های موجود نشان می‌دهد که مقاومت کمانشی تیوروق‌ها به حالتی که در آن اتصال جان به بال‌ها به صورت گیردار فرض می‌شود، نزدیک‌تر است. محاسبات نشان می‌دهد که اگر اتصال جان به بال‌ها به

- 3- Porter, D.M., Rockey, K.C. and Evans, H.R., "The collapse behavior of plate girders loaded in shear", *Structural Engineering*, Vol. 53, pp. 313-325, 1975.
- 4- Barrau, J., Creze, S. and Castanie, B., "Buckling and post-buckling of beams with flat webs", *Thin-Walled Structures*, Vol. 43(6), pp. 877-894, 2005.
- 5- Wilkerson, S., "A smooth shear strength function for steel flexural members", *Engineering Structures*, Vol. 27(8), pp. 1268-1277, 2005.
- 6- Lee, S.C., Lee, D.S. and Yoo, C.H., "Ultimate shear strength of long web panels", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 64(12), pp. 1375-1365, 2008.
- 7- Hoglund, T., "Strength of thin plate girders with circular or rectangular web holes without web stiffeners", *Proceedings of the London Colloquium of the International Association of Bridge and Structural Engineering*, 1971.
- 8- Narayanan, R. and Rockey, K.C., "Ultimate Load Capacity of plate girders with webs containing circular cutouts", *Proc. Inst. Civil Eng.*, Vol. 2(71), pp. 845-862, 1981.
- 9- Lian, V.T. and Shanmugam, N.E., "Opening in horizontally curved plate girder webs", *Thin-Walled Structures*, Vol. 41(2-3), pp. 245-269, 2003.
- 10- Hagen, N.C. and Larsen, P.K., "Shear capacity of steel plate girders with large web openings, Part II: Design Guidelines", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65 (1), pp.151-158, 2009.
- 11- Timoshenko, S.P. and Gere, J.M., "Theory of elastic stability", McGraw-Hill, 1988.
- 12- Lee, S.C., Davidson, J.S, and Yoo, C.H., "Shear buckling coefficients of plate girder web panels", *Computers and Structures*, Vol. 59(5) , pp. 789-795, 1996.
- 13- Narayanan, R. and Avanesian, D., "Elastic buckling of perforated plates under shear", *Thin-Walled Structures*, Vol. 52, pp. 51-73, 1984.

برآورد می‌کنند.

- ۳- بررسی رفتار تیرورق‌های دارای بازشو نشان می‌دهد که سهم مقاومت پس از کمانش (تفاوت بین مقاومت نهایی و مقاومت کمانشی) ممکن است در بعضی از حالت‌ها به ۴ برابر مقاومت کمانشی برسد و این در حالی است که این تفاوت در تیرورق‌های بدون بازشو کمتر است.
- ۴- نتایج حاصل از تحلیل تیرورق‌های دارای بازشو نشان می‌دهد که با افزایش لاغری، مقاومت نهایی به‌طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد. به عنوان مثال با افزایش این نسبت از ۲۰۰ در PG17 به ۳۰۰ در PG19 مشاهده می‌شود که مقاومت نهایی به میزان ۵۰ درصد کاهش می‌یابد.
- ۵- نتایج تحلیل نشان می‌دهد که با افزایش ابعاد نسبی بازشو، مقاومت نهایی کاهش می‌یابد. به عنوان مثال، با افزایش این نسبت از ۰/۲ در PG3 به ۰/۳۵ در PG4 دیده می‌شود که مقاومت نهایی به میزان ۳۰ درصد کاهش می‌یابد.
- ۶- با بررسی نتایج تحلیل مشخص می‌گردد که با افزایش صلبیت نسبی بال، مقاومت نهایی تیرورق‌های دارای بازشو افزایش می‌یابد. به عنوان مثال، با افزایش این نسبت از ۲/۰۲ در PG5 به ۴ در PG12 دیده می‌شود که مقاومت نهایی به میزان ۲۱ درصد افزایش می‌یابد. بدین ترتیب، برای جبران کاهش مقاومت ناشی از ایجاد بازشو که ممکن است به دلایل اجرایی اجتناب ناپذیر باشد، می‌توان با افزایش صلبیت نسبی بال، مقاومت نهایی این‌گونه تیرورق‌ها را افزایش داد.

## مراجع

- 1- Lee, S.C., and Yoo, C.H, "Experimental study on ultimate shear strength of web panels", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 124( 2) , pp. 184 –194, 1999.
- 2- Basler, K., "Strength of plate girders in shear", *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 87(7), pp. 151-180, 1961.





# کنترل ارتعاشات سازه‌های فولادی مبتنی بر عدم یقین توسط تئوری

## پس خوراند کمی و نرم بی نهایت H

فریدون امینی<sup>۱</sup>، جواد کاتبی<sup>۲</sup>

(دریافت: اردیبهشت ۸۸، پذیرش: مهر ۸۸)

### چکیده

تئوری پس خوراند کمی (QFT) (Quantitative Feedback Theory) یک روش طراحی کنترل کننده مقاوم در حوزه فرکانسی است که قادر به غلبه بر عدم یقین‌های ساختاری (Structured Uncertainty) می‌باشد. در سال‌های اخیر کاربردهای این روش در طراحی چندین سیستم کنترلی نظیر کنترل پرواز، محرک‌های هیدرولیک و... بطور گسترده‌ای ارزیابی شده است اما این تئوری هنوز در حوزه کنترل سازه‌ها توسعه نیافته است. روش QFT یک تکنیک طراحی را با ارضاء مجموعه‌ای از شرایط عملکردی و پایداری مقاوم برای یک سیستم با عدم یقین مبتنی بر استفاده از نمودار نیکولز (Nichols Chart) مهیا می‌سازد. در این مقاله ابتدا طراحی به روش QFT با استفاده از یک مثال نمونه به منظور آشنایی با مفاهیم و مشخصات آن برای یک سیستم تک ورودی- تک خروجی ارائه می‌شود و در ادامه کارایی و قابلیت روش جدید کنترل سازه‌ای بر اساس نتایج شبیه‌سازی عددی در یک سازه چند درجه آزادی نمایش داده شده و با روش کنترل کلاسیک  $H_\infty$  مقایسه می‌شود. نتایج نشان می‌دهد که کوچک بودن مرتبه کنترل کننده روش QFT از مزایای مهم این روش در حوزه مهندسی عمران می‌باشد.

### کلمات کلیدی

حوزه فرکانسی، تئوری پس خوراند کمی، عدم یقین پارامتری، کنترل مقاوم

## Vibration Control of Uncertain Based Steel Structures with Quantitative Feedback Theory and H Infinity Norm

Fereidoun Amini, Javad katebi

### ABSTRACT

Quantitative Feedback Theory, QFT, is frequency-domain-based robust control design methods that can conquest to structured uncertainty. In the last few years, its application to several control systems design such as flight control, hydraulic actuator control, etc., has been widely investigated but this theory has not been developed in the structural control field. The QFT method offers a direct design technique for satisfying a set of robust performance and stability objectives over a given range of plant parameter uncertainty based on Nichols Chart. In this paper firstly the QFT design methodology is presented through one illustrative example in order to make easy understanding of the basic principles and characteristics for single-input single-output system. Afterwards, feasibility and the efficiency of new structural control method are demonstrated by numerical simulation in multi degree of freedom structure and compared with the  $H_\infty$  robust design approach. Simulation results show that the lower order of QFT controller is important feature of QFT controller in civil engineering.

### Key words

Frequency-Domain, Quantitative Feedback Theory, Parametric Uncertainty, Robust Control

۱. دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران [famini@iust.ac.ir](mailto:famini@iust.ac.ir) (نویسنده مسئول)

۲. دانشجوی دکتری زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران [jkatebi@iust.ac.ir](mailto:jkatebi@iust.ac.ir)

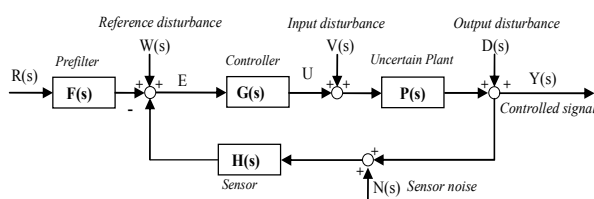


می‌شود کنترل کننده‌ای طراحی شود که موارد بیشتری از عدم یقین‌ها را پوشش دهد با توجه به این مسایل ایده کنترل مقاوم جهت برخورد با این گونه مسائل ابداع شد.

## ۲- مبانی تئوری پس‌خوراند کمی

تئوری پس‌خوراند کمی برای طراحی کنترل کننده‌های مقاوم در حوزه فرکانسی توسط هورویتز<sup>۱</sup> در سال ۱۹۵۹ معرفی شد [۵ و ۴]. اساس تفکر QFT اینست که برای کنترل فرآیندی با عدم یقین قطعاً لازم است از کنترل حلقه بسته استفاده شود، کما اینکه در صورت نبود عدم قطعیت در سیستم‌ها حتی جهت پایدار سازی هم نیاز به حلقه بسته وجود ندارد. در روش QFT اساس طراحی بر این است که کنترل کننده در هر فرکانس میزان فیدبک لازم جهت حصول به هدف را تهیه و وارد فرآیند مینماید. جزئیات بیشتر روش QFT در [۷ و ۶] ارائه شده است.

در شکل (۱) نمایش بلوکی عمومی دو درجه آزادی برای سیستم‌های خطی با عدم یقین و تغییر ناپذیر با زمان LTI<sup>۲</sup> در روش QFT ارائه شده است. بلوک P شامل سیستم‌های با عدم قطعیت است که تحت تاثیر اغتشاشات D و V قرار می‌گیرد،  $G(s)$  بیانگر تابع تبدیل کنترلر است که می‌تواند تغییرات خروجی فرآیند به واسطه عدم یقین‌ها و اغتشاشات را کاهش دهد در حالیکه  $F(s)$  تنها بعنوان یک پیش فیلتر جهت شکل دهی ورودی مرجع R برای رسیدن به خروجی مطلوب طراحی می‌شود.



شکل (۱): دیاگرام سیستم حلقه بسته با دو درجه آزادی [۷]

امروزه کاربرد سیستم‌های کنترلی بطور گسترده‌ای رواج یافته است. صرفنظر از تجهیزات بکار گرفته شده برای کنترل، در دو دهه اخیر انواع متنوعی از استراتژی‌ها برای کنترل سازه‌های ساختمانی ارائه شده است [۱]. وابسته بودن به اطلاعات، مدل محاسباتی، انواع اندازه‌گیری‌ها، محرک‌ها و اغتشاشات؛ هر راه حل کنترلی را تنها برای یک یا چند نوع سازه خاص و نه همه آنها مناسب می‌سازد. بنابراین تلاش اصلی کنترل سازه‌ای یافتن قوانین کنترلی مناسبی می‌باشد که خصوصیات حداقلی نظیر مقاوم‌بودن، پایداری، قابلیت اجرا، تلاش کنترلی حداقل و... را برآورده سازد. در حالیکه برخی عوامل نظیر دینامیک محرک‌ها، عدم یقین‌های پارامتریک، غیرخطی‌ها، محدودیت‌های اندازه‌گیری و... این قوانین را تحت الشعاع قرار می‌دهند.

اغتشاشات خارجی نظیر تحریکات لرزه‌ای، بادهای شدید همگی طبیعت ناشناخته و غیرقابل پیش بینی دارند. همچنین زمانی که یک سیستم کنترل پس‌خور بکار می‌رود اما متغیرهای اندازه‌گیری شده مقدار واقعی ندارد، موثر بودن استراتژی کنترل کاهش می‌یابد و تضمین پایداری نیز ممکن است در عمل از بین برود بنابراین دقت اندازه‌گیری‌ها یک عدم یقین بوجود می‌آورد [۲]. یک محدودیت اضافی اینکه نمیتوان همه متغیرها را مستقیماً اندازه‌گیری کرد و تنها یک سری از سنسورها را می‌توان در سازه نصب کرد بنابراین شناخت از همه متغیرها در هر موقعیت از سازه اغلب غیر ممکن است. از این رو استراتژی کنترل باید تنها بر استفاده از اندازه‌گیری‌ها متناظر زمانی در نقاط کاملاً نزدیک به محرک‌ها متمرکز شود [۳]. اغلب سیستم‌های کنترل بر مبنای مدل‌های ریاضی طراحی میشوند در صورتیکه در همه مدل‌ها عدم قطعیت‌های ذاتی وجود دارد که جواب واقعی سیستم را غیرقابل دسترس می‌نماید. عدم یقین‌ها به دلایل دیگری نظیر ملاحظه غیرخطی‌های پارامتریک، تغییرات پارامترها به واسطه تحریکات خارجی یا مرور زمان و نادیده گرفتن تغییرات مشخصات دینامیکی در سازه‌ها مثل سختی و میرایی نیز ایجاد می‌شوند [۳]. در نهایت میتوان گفت عدم قطعیت‌ها باعث پیچیده‌تر شدن مسائل می‌گردد در حالی که سعی

<sup>1</sup> Horowitz

<sup>2</sup> Linear Time Invariant



در ساختار QFT اگر طراحی G و F مدنظر باشد ساختار دو درجه و اگر هدف تنها تعیین G باشد ساختار یک درجه آزادی حاصل می‌شود [V].

تابع تبدیل هر سیستم با عدم قطعیت در حوزه فرکانسی را می‌توان به صورت زیر نمایش داد:

$$P(s, \alpha) = \frac{p_{1m}(\alpha)s^m + \dots + p_{10}(\alpha)}{p_{0n}(\alpha)s^n + \dots + p_{00}(\alpha)}, \quad m \leq n \quad ( )$$

که  $\alpha \in \Omega \subset R^p$  بردار پارامترهای عدم یقین می‌باشد و  $\Omega$  مجموعه‌ای از تغییرات پارامترها است که می‌تواند به صورت  $\Omega = \{\alpha : \alpha_i \in [\underline{\alpha}_i, \bar{\alpha}_i], i=1, \dots, p\}$  بیان شود. هر کدام از پارامترهای با عدم یقین نظیر  $\alpha_i (i=1, \dots, p)$  مستقلاً در بازه  $[\underline{\alpha}_i, \bar{\alpha}_i]$  قابل تغییر است طوری که با انتخاب یک بردار مشخص مانند  $\alpha_n$  می‌توان سیستم اسمی  $P_n = P(s, \alpha_n)$  را بدست آورد. برای بسیاری از مسائل عملی دارای عدم قطعیت پارامتری می‌توان از فرم نمایش رابطه (۱) بهره برد.

## ۲-۱- طراحی QFT [۷، ۸]

فرآیند طراحی QFT در طراحی دوتابع تبدیل پایدار  $G(s)$  و  $F(s)$  خلاصه می‌شود، بطوریکه مشخصات عملکردی ذیل را در حالیکه پهنای باند کنترل کننده در حداقل ممکن قرار دارد برآورده سازند.

### I) پایداری مقاوم حلقه بسته

در روش QFT پایداری حلقه بسته با ارضاء قضیه پایداری به شرح زیر تامین می‌شود:

قضیه پایداری QFT: مجموعه سیستم با عدم یقین مشخص شده توسط رابطه (۱) پایدار مقاوم است اگر و تنها اگر: الف) هیچ گونه حذف صفر و قطبی در نیم صفحه مختلط بسته سمت راست رخ ندهد.

ب) کنترل کننده  $G(s)$  حداقل یک عضو از خانواده  $P(s, \alpha)$  را پایدار نماید.

ج) به ازاء تمام فرکانس‌ها و عدم یقین‌ها، درجه سیستم کاهش نیابد یعنی:  $L_n(j\omega) = P_n(j\omega)G(j\omega) \neq -\frac{P_n(j\omega)}{P(j\omega, \alpha)}$  که  $L$  تابع تبدیل حلقه باز،  $L_n = P_n G$  و  $P_n$  نیز به ترتیب تابع

تبدیل حلقه باز اسمی و سیستم نامی یا اسمی می‌باشند. شروط الف) و ب) در طول مرحله شکل دهی حلقه ارضاء می‌شوند (قسمت ۲-۱-۳) و شرط سوم نیز معادل اعمال یک قید در دامنه بهره حلقه بسته به شرح زیر است:

$$|T(j\omega, \alpha)| = \left| \frac{L(j\omega, \alpha)}{1 + L(j\omega, \alpha)} \right| \leq M \quad \forall \omega \in [0, \infty) \quad (۲)$$

که  $T(s, \alpha)$  تابع تبدیل حلقه بسته است که  $M$  یک حاشیه بهره را به پایداری حلقه بسته اعمال می‌نماید.

### II) ردیابی مقاوم ورودی مرجع

برای عملکرد مناسب ردیابی، پیش فیلتر می‌بایست نامساوی زیر را ارضاء نماید:

$$T_l(\omega) \leq |F(j\omega)T(j\omega, \alpha)| \leq T_u(\omega) \quad \forall \omega \in [0, \infty) \quad (۳)$$

که  $T_l$  و  $T_u$  به ترتیب کرانهای بالا و پایین عملکرد ردیابی می‌باشند. در شکل (2-a) و (2-b) نمایشی از این باندها در حوزه فرکانسی و زمانی ارائه شده است. نحوه دستیابی به این مرزهای ردیابی بر اساس پاسخ زمانی مناسب به ورودی پله واحد توسط Houppis در [V] ارائه شده است.

### III) حذف اغتشاش در ورودی

معیار عملکرد مقاوم QFT در حذف اغتشاش  $V$  عبارتست از:

$$\max_{\alpha \in \Omega} |T_V(j\omega, \alpha)| \leq M_V(\omega) \quad \forall \omega \in [0, \omega_V) \quad (۴)$$

که  $T_V(s, \alpha) = \frac{P(s, \alpha)}{1 + L(s, \alpha)}$  تابع انتقال از اغتشاش به خروجی می‌باشد و  $M_V(\omega)$  دامنه رد اغتشاش می‌باشد.

### IV) حذف اغتشاش در خروجی

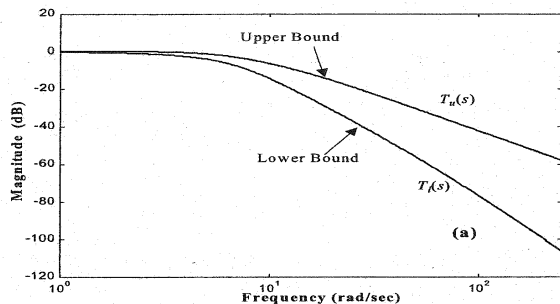
برای حذف اغتشاش در خروجی یک محدوده فرکانسی بر روی تابع حساسیت به شرح ذیل اعمال می‌شود:

$$\max_{\alpha \in \Omega} |S(j\omega, \alpha)| \leq M_D(\omega) \quad \forall \omega \in [0, \omega_D) \quad (۵)$$

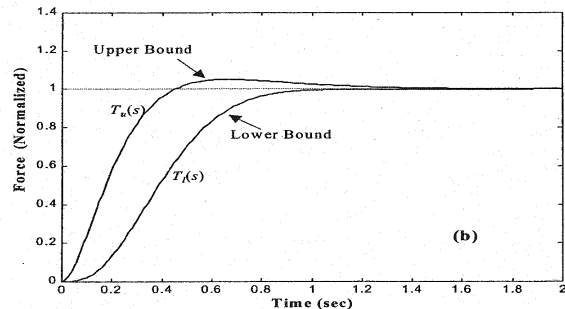
که  $S(s, \alpha) = \frac{1}{1 + L(s, \alpha)}$  تابع حساسیت و  $M_D(\omega)$  دامنه رد اغتشاش می‌باشد.



رابطه تحلیلی کنترلر یا پیش فیلتر حاصل می‌شود. در مراحل ترسیم QFT همیشه از نمودار نیکولز بهره برده می‌شود. که در بخش‌های بعد به تفصیل معرفی شده است. برای دستیابی به بهترین پاسخ، طراحی QFT طی پنج مرحله زیر صورت می‌گیرد [۷].



در نهایت می‌توان گفت در روش QFT ابتدا بر اساس قیود بدست آمده از مشخصات عملکردی ذکر شده نواحی مجاز و غیر مجازی به صورت ترسیمی برای سیستم اسمی بدست می‌آید و سپس با استفاده از تکنیک‌های ترسیمی کنترل کننده یا پیش فیلتر به گونه‌ای شکل داده می‌شود که این نواحی را مد نظر قرار دهد سپس از نمودار ترسیمی حاصل



شکل (۲): مرزهای ردیابی در حوزه فرکانسی و زمانی [۷]

با توجه به  $L=PG$ ، تغییرات تابع تبدیل حلقه باز با تغییرات  $P$  متناظر است. بنابراین با انتخاب یک مدل اسمی نظیر  $P_n$ ،  $L_n = P_n G$  نتیجه می‌شود که پارامترهای انتخابی برای مدل اسمی می‌توانند  $k=1$  و  $a=4$  باشند و  $P_n = 4/s^2 + 4s$  حاصل می‌شود. لازم به ذکر است که الگوها یا تمپلت‌های  $L$  هم‌اندازه با  $P$  می‌باشند و از انتقال  $P(j\omega)$  به اندازه زاویه  $\angle G(\omega)$  بطور افقی و به اندازه دامنه  $|G(j\omega)|$  بطور قائم حاصل می‌شود و شکل و اندازه آن دقیقاً مشابه الگوی  $P$  می‌باشد. از الگوها برای تولید کران‌های مجاز مطابق با مشخصات عملکردی جهت طراحی کنترل کننده بهره برده می‌شود.

### ۲-۱-۲- تعیین باندهای $L_n$ براساس حدود عملکرد و نامعینی سیستم

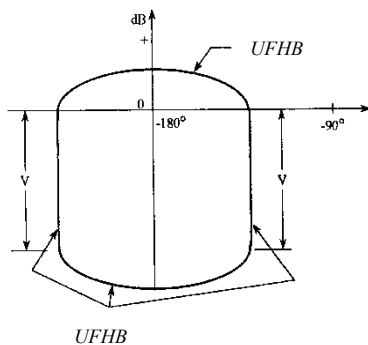
برآورد هر یک از ویژگیهای عملکرد مقاوم مطابق روابط (۳)، (۴) و (۵) و پایداری مقاوم طبق رابطه (۲) برای سیستم با عدم یقین  $P$ ، محدودیت‌های را روی تابع انتقال حلقه،  $L$  اعمال می‌نماید. این محدودیت‌ها بصورت کران  $B(\omega)$ ، دیاگرام نیکولز را به دو ناحیه تقسیم می‌کند. قرارگرفتن  $L_n = P_n G$  در یک ناحیه سبب برآورده شدن

### ۲-۱-۱- تعیین الگوی سازه (P) و حلقه باز (L=PG)

در این گام سعی می‌شود عدم یقین‌های مدل در دیاگرام نیکولز (Nichols Chart) نمایش داده شود. (در دیاگرام نیکولز محور افقی معرف فاز بر حسب درجه و محور قائم معرف دامنه تابع تبدیل بر حسب دسی بل dB می‌باشد).  $P(j\omega)$  در هر فرکانس یک عدد مختلط است و به علت عدم یقین، الگوی  $P(j\omega)$  یک مجموعه از اعداد مختلط متناظر با عدم یقین‌ها در هر فرکانس است. بنابراین ناحیه‌ای از نمودار نیکولز که توسط مجموعه‌ای از اعداد مختلط اشغال می‌شود تمپلت یا الگوی نامعینی سیستم در هر فرکانس نامیده می‌شود. در واقع الگوی هر سیستم نشانگر عدم قطعیت پارامتری سیستم در فرکانس‌های پایین و متوسط است و تعیین دقیق آن از اهمیت بسزایی برخوردار است چرا که QFT صرفاً از این قسمت می‌تواند برخلاف دیگر روشهای کنترل مقاوم، نامعینی فاز را وارد طراحی نماید. بعنوان نمونه برای  $P(s) = \frac{ka}{s^2 + sa}$  با عدم یقین پارامتریک  $k \in [1, 10]$  و  $a \in [4, 8]$  الگوها در فرکانس‌های  $\omega = 2, 10$  rad/s در شکل (۳) نمایش داده شده است [۱۳].



یک پاسخ قطعی دست یافت. خلاصه ای از این روش‌ها در [۸] جهت تعیین  $B(\omega)$  ارائه شده است. نمونه‌ای از باندهای ترسیمی برای مثال فوق در شکل (۵) دیده می‌شود.



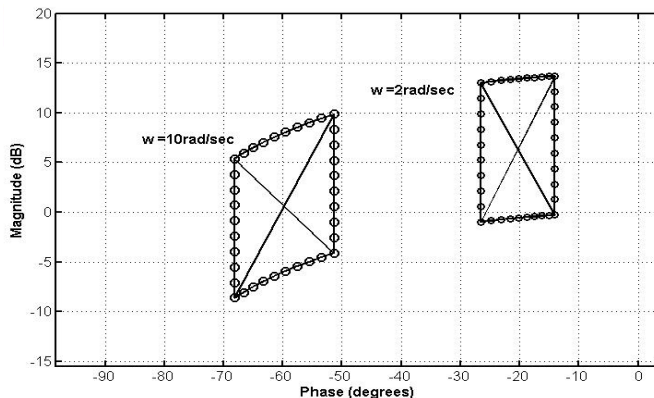
شکل (۴): باند فرکانس عمومی بالا یا کانتور U [۶]

راست به چپ دور بزند. به این عمل چرخش گفته شده و باعث می‌شود که پهنای باند  $L_n$  و در نتیجه پهنای باند کنترل کننده  $G(s)$  محدود شود. عمل شکل‌دهی حلقه یک کار هنری قلمداد می‌شود که به تجربه طراح وابسته بوده و با سعی و خطا حاصل می‌شود. پس از آنکه تابع تبدیل حلقه باز به صورت ترسیمی بدست آمد؛ به راحتی با استفاده از رابطه جبری تابع بدست آمده و بر اساس رابطه  $G = \frac{L_n}{P_n}$  و اینکه  $P_n$  نیز معلوم می‌باشد کنترل‌کننده حاصل می‌شود. برای مثال در شکل (۵) نمونه‌ای از تابع تبدیل حلقه باز بدست آمده از شکل‌دهی حلقه ترسیم شده است.

#### ۲-۱-۴- طراحی پیش فیلتر

با شکل‌دهی مناسب تابع تبدیل حلقه  $L_n$  در قسمت قبل، این تضمین ایجاد می‌شود که تغییرات در  $|T|$  کمتر و یا در حدود مجاز خواهد بود ولی با این وجود بسیاری از پاسخ خارج از کران‌های مجاز قرار می‌گیرند. بنابراین لازم است با طراحی مناسب پیش فیلتر، پوش تغییرات حلقه بسته به درون ناحیه مجاز انتقال داده شود.

ویژگی و در ناحیه دیگر نقض ویژگی را به دنبال دارد. تعیین کران‌ها ابتدا با سعی و خطا صورت می‌گرفت سپس یک فرآیند طولانی از کار گرافیکی روی الگوها جایگزین آن گردید و با ارائه یک روش جبری مساله تعیین کران به



شکل (۳): تمپلت سیستم در  $\omega=2,10 \text{ rad/s}$

از آنجا که در فرکانس‌های پایین و متوسط مشخصه‌های ردیابی و حذف اغتشاش کران‌هایی را بر  $|L|$  تحمیل می‌کنند که بر کران پایداری مقاوم غالب می‌باشند لذا کران پایداری عموماً بیانگر محدودیت‌های  $|L|$  در فرکانس‌های بالا است که تحت عنوان UHFHB<sup>۱</sup> نامیده می‌شود شکل (۴). این باند به این معنی است که حلقه باز اجازه نزدیکی به نقطه  $(-1+0j)$  در صفحه مختلط را که باعث ناپایداری سیستم می‌شود؛ ندارد.

#### ۲-۱-۳- شکل‌دهی حلقه باز

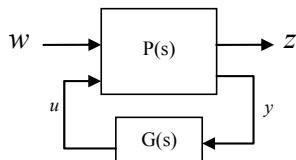
پس از مشخص شدن مرزهای فرکانسی، گام بعدی طراحی تابع تبدیل قابل ساختی است که در هر فرکانس باندهای مربوطه را ارضاء نماید. در این قسمت از روش‌های شکل‌دهی حلقه و با اضافه کردن یکسری توابع به تابع تبدیل اسمی سیستم،  $L_n$  طوری شکل داده می‌شود که علاوه بر ارضاء مرزهای مربوط در هر فرکانس، بلافاصله به کانتور UHFHB رسیده و آنرا حتی المقدور در حالت مماسی از

<sup>۱</sup> Universal High-Frequency Bound

توسعه آن اشاره شده است. مفهوم کلیدی در  $H_\infty$ ، نرم بینهایت تابع تبدیل می‌باشد که می‌تواند تعبیری از بهره سیستم باشد. بنا به تعریف و مطابق رابطه (۶) نرم بینهایت برابر با بزرگترین مقدار منفرد ماتریس تبدیل سیستم در تمامی فرکانس‌ها است.

$$\|T\|_\infty = \sup_{\omega} \{\bar{\sigma}(P(j\omega))\} \quad (۶)$$

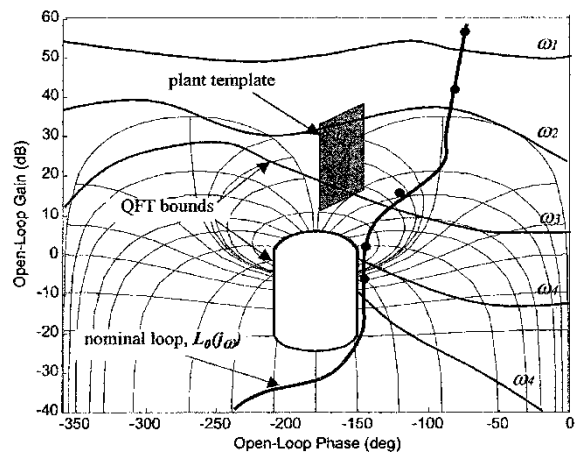
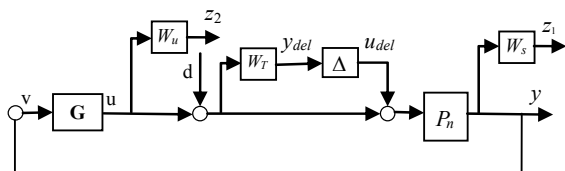
که  $\sup$  بیانگر حداکثر مقدار و  $\bar{\sigma}$  مبین مقدار منفرد تابع تبدیل سیستم  $P$  می‌باشد. در شکل (۷) نمایش تعمیم یافته از سیستم، کنترل کننده و عدم یقین‌ها به همراه ورودی و خروجی‌ها ارائه شده است که  $P$  فرآیند تعمیم یافته و  $G$  کنترل کننده تعمیم یافته است.



شکل (۷): سیستم کنترل تعمیم یافته [۲]

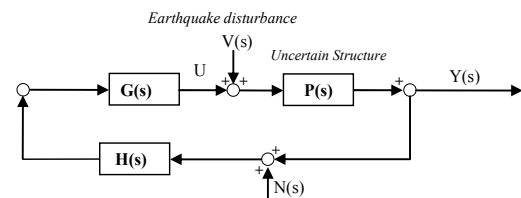
همچنین  $w, z, u$  و  $y$  به ترتیب ورودی‌های مرتبط با اغتشاش خارجی، خروجی‌های عملکردی، سیگنال کنترلی و خروجی‌های اندازه‌گیری شده می‌باشند.

به منظور استفاده از روش  $H_\infty$  شکل (۷) با حضور نامعینی ضربی و اغتشاش به صورت نمایش بلوکی شکل (۸) قابل تفکیک می‌باشد. در این شکل بلوک‌های با پارامتر  $W$  مبین توابع وزنی می‌باشند که جهت اعمال نامعینی و نیز حصول به هر یک از مشخصات عملکردی در طول پروسه طراحی توسط طراح انتخاب میشوند. بلوک  $P_n$  سیستم اسمی و  $G$  کنترلر را مشخص می‌نمایند.  $\Delta$  نیز نشانگر عدم یقین می‌باشد.



شکل (۵): شکل دهی حلقه [۴]

با توجه به اینکه در کنترل سازه‌ها هدف اساسی کاهش ارتعاشات تا حد ممکن می‌باشد و از آنجایی که عملاً ورودی مرجع وجود ندارد  $R(s)$  می‌تواند صفر منظور شود و بنابراین در این گونه مسایل مرحله طراحی پیش فیلتر حذف می‌گردد و با توجه به نوع اغتشاشات وارده به سازه نمودار بلوکی شکل (۱) در کنترل سازه ای به صورت شکل (۶) ارائه می‌شود.



شکل (۶): دیاگرام بلوکی کنترل سازه‌ها در ساختار QFT

## ۲-۱-۵- بررسی صحت کنترلر طراحی شده

آخرین گام در پروسه طراحی بررسی و تایید کنترل کننده بدست آمده است که می‌بایست گیرد که برای این منظور پاسخ سازه به تحریکات لرزه ای مورد توجه قرار می‌گیرد.

## ۳- مروری بر روش کنترل نرم بینهایت $H_\infty$

برجسته ترین ویژگی روش کنترل  $H_\infty$  توانایی آن در ملاحظه عدم یقین‌های سیستم می‌باشد. این روش در سال ۱۹۸۰ توسعه یافت در [۹،۱۰،۱۱،۱۲] به مفاهیم و مراحل

<sup>2</sup> supermom

<sup>1</sup> H Infinity



شکل (۸): دیاگرام بلوکی سیستم با حضور نامعینی ضربی

و اغتشاش [۹]

با توجه به شکل (۸) روابط زیر برقرار است:

(۷)

$$\begin{cases} y_{del} = W_T(d+u) \\ z_1 = P_n W_S(u_{del} + d + u) \\ z_2 = W_u u \\ v = -y = -P_n(d+u+u_{del}) \end{cases} \Rightarrow \begin{bmatrix} y_{del} \\ z_1 \\ z_2 \\ v \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & W_T & W_T \\ P_n W_S & P_n W_S & P_n W_S \\ 0 & 0 & W_u \\ -P_n & -P_n & -P_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{del} \\ d \\ u \end{bmatrix}$$

اگر بلوک P در شکل (۷) به صورت زیر تفکیک شود:

$$P = \begin{bmatrix} P_{11} & P_{12} \\ P_{21} & P_{22} \end{bmatrix} \quad (۸)$$

بر اساس شکل (۷) و رابطه (۸) برای مولفه‌های P می‌توان نوشت:

$$P_{11} = \begin{bmatrix} 0 & W_T \\ P_n & P_n W_S \\ 0 & 0 \end{bmatrix}, P_{12} = \begin{bmatrix} W_T \\ P_n W_S \\ W_u \end{bmatrix}, P_{21} = \begin{bmatrix} -P_n & -P_n \end{bmatrix}, P_{22} = -P_n \quad (۹)$$

از طرفی تابع تبدیل از ورودی‌های  $w$  و  $u$  به خروجی‌های  $z$  و  $y$  برابر است با:

$$F_I(P, G) = P_{11} + P_{12}G(I - GP_{22})^{-1}P_{21} = N \quad (۱۰)$$

در رابطه فوق  $F_I(P, G)$  نشانگر تابع تبدیل حلقه بسته با کنترل کننده  $G$  است با جایگذاری مقادیر P در رابطه (۱۰) داریم:

$$N = \begin{bmatrix} -W_T T & -W_T T \\ P_n W_S S & P_n W_S S \\ -W_u T & -W_u T \end{bmatrix} \quad (۱۱)$$

که  $T = \frac{P_n G}{1 + P_n G}$  (تابع متمم حساسیت) و  $S = \frac{1}{1 + P_n G}$  (تابع حساسیت) مقدار منفرد ماتریس  $N \times N$  را که توسط رابطه (۱۰) بدست می‌آید؛ مینیمم می‌کند.

$$\bar{\sigma}(N) = \left[ (|W_T T|^2 + |P_n W_S S|^2 + |W_u T|^2) \right]^{1/2} \quad (۱۲)$$

در طراحی کنترل کننده مقاوم باید سه تابع وزنی باید انتخاب شوند. اولین تابع وزنی  $W_T$  است که با شناسایی سیستم و استخراج نامعینی بدست می‌آید. دومین تابع وزنی  $W_S$  است که به منظور اخذ عملکرد مناسب از سیستم طرح

می‌شود و در نهایت  $W_u$  که برای اعمال محدودیت روی سیگنال کنترلی انتخاب می‌شود.

نامعینی را به طرق مختلفی می‌توان لحاظ کرد در این مقاله برای طراحی کنترل کننده  $H_\infty$  از نمایش نامعینی ضربی استفاده می‌شود به همین منظور از میان توابع تبدیل احتمالی برای یک سیستم یکی از آنها به عنوان سیستم اسمی انتخاب می‌شود. این تابع تبدیل باید به گونه ای باشد که نمودار بودی آن در میان بقیه توابع قرار گیرد و رفتار متوسطی از سیستم را نشان دهد و بر همین اساس تابع وزنی نامعینی به صورت رابطه (۱۳) تعیین می‌شود.

$$\left| W_T \right| \left| \frac{P_i}{P_n} - 1 \right| \quad (۱۳)$$

که  $P_i$  بیانگر تابع تبدیل در هر نقطه کاری سیستم و  $P_n$  نشان‌دهنده سیستم اسمی می‌باشد. لذا برای تعیین تابع وزنی نامعینی پاسخ فرکانس  $1 - P_i / P_n$  به ازاء مقادیر ممکن نامعینی بدست آورده و حد بالای آن را به عنوان  $W_T$  انتخاب می‌کنیم. تابع وزنی  $W_S$  بر اساس کوچک بودن تابع حساسیت S انتخاب می‌شود زیرا کوچک بودن تابع حساسیت معیاری برای عملکرد مناسب سیستم می‌باشد.

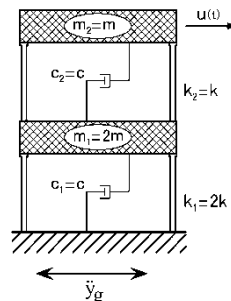
با مشخص شدن توابع وزنی و سیستم اسمی اطلاعات برای ساختن سیستم تعمیم یافته کافی است. پس از تعیین آن به وسیله نرم افزار MATLAB طراحی کنترل کننده  $H_\infty$  انجام می‌گیرد. در نهایت می‌توان گفت که الگوریتم  $H_\infty$  یک کنترل کننده بهینه می‌یابد که برای یک  $\gamma$  مشخص یک کنترلر پایدار ساز حاصل می‌کند به طوریکه  $\|F_I(P, G)\|_\infty < \gamma$  و در واقع طراحی کنترل کننده با حل مساله حساسیت مخلوط به شرح ذیل انجام می‌شود:

$$\gamma_{opt} = \min \left\| \begin{bmatrix} W_T T \\ W_S P_n^{-1} S \\ W_u u \end{bmatrix} \right\|_\infty < 1 \quad (۱۴)$$

۴- مدل سازه‌ای دارای عدم یقین و طراحی کنترلر مقاوم به منظور بررسی قابلیت و کارایی روش کنترل QFT، نمونه سازه ای نظیر شکل (۹) مورد ارزیابی عددی قرار می‌گیرد.

جهت مقایسه هر دو روش QFT و کنترل مقاوم کلاسیک  $H_\infty$  بررسی می‌شود.

در این شبیه سازی عددی از زلزله ال سنترو به عنوان اغتشاش خارجی بهره برده می‌شود.



شکل (۹): سازه دو طبقه نمونه

شکل (۹) یک سازه دو طبقه است که نیروی کنترلی توسط ابزار کنترلی در تراز طبقه دوم به منظور کنترل بازتاب آن اعمال می‌شود. معادلات حرکت برای سیستم نمایش داده شده تحت تحریک تراز پایه عبارتند از:

$$\begin{cases} m_1 \ddot{y}_1(t) + c_1 \dot{y}_1(t) + k_1 y_1(t) = m_1 \ddot{y}_g(t) + m_2 \ddot{y}_g(t) - m_2 \ddot{y}_2(t) - u(t) \\ m_2 \ddot{y}_2(t) + c_2 [\dot{y}_2(t) - \dot{y}_1(t)] + k_1 [y_2(t) - y_1(t)] = m_2 \ddot{y}_g(t) - u(t) \end{cases} \quad (15)$$

#### ۴-۱- طراحی با روش QFT

به منظور طراحی با QFT می‌بایست معادلات حرکت در قالب معادله (۱) بیان شوند با توجه به اینکه در روش QFT نیروی زلزله به عنوان اغتشاش خارجی شناخته شده و وارد حلقه می‌شود؛ رابطه (۱۵) به صورت زیر بازنویسی می‌شود:

$$\begin{cases} m_1 \ddot{y}_1(t) + c_1 \dot{y}_1(t) + k_1 y_1(t) = -m_2 \ddot{y}_2(t) - u(t) \\ m_2 \ddot{y}_2(t) + c_2 [\dot{y}_2(t) - \dot{y}_1(t)] + k_1 [y_2(t) - y_1(t)] = -u(t) \end{cases} \quad (16)$$

با فرض شرایط اولیه صفر تبدیل لاپلاس (۱۶) عبارتست از:

$$\begin{cases} m_1 Y_1(s) s^2 + c_1 Y_1(s) s + k_1 Y_1(s) = -m_2 Y_2(s) s^2 - U(s) \\ m_2 Y_2(s) s^2 + c_2 [Y_2(s) - Y_1(s)] s + k_1 [Y_2(s) - Y_1(s)] = -U(s) \end{cases} \quad (17)$$

که  $Y_1(s)$ ،  $Y_2(s)$  و  $U(s)$  به ترتیب تبدیل لاپلاس توابع  $y_1(t)$ ،  $y_2(t)$  و  $u(t)$  هستند. در نهایت اگر  $Y_1(s)$  را از

رابطه اول معادله (۱۷) بدست آورده و در رابطه دوم قرار دهیم داریم:

$$\begin{aligned} & \{(m_1 m_2) s^4 + (m_1 c_2 + m_2 c_1 + m_2 c_2) s^3 + (m_1 k_2 + \\ & m_2 k_1 + c_1 c_2 + m_2 k_2) s^2 + (c_2 k_1 + c_1 k_2) s + (k_1 k_2)\} Y_2(s) = (18) \\ & -[m_1 s^2 + (c_1 + c_2) s + (k_1 + k_2)] U(s) \end{aligned}$$

در نتیجه معادله مشخصه به فرم رابطه (۱) عبارتست از:

$$P_2 = \frac{Y_2(s)}{U(s)} = \frac{p_{12} s^2 + p_{11} s + p_{10}}{p_{04} s^4 + p_{03} s^3 + p_{02} s^2 + p_{01} s + p_{00}} \quad (19)$$

$$\begin{cases} p_{12} = m_1, p_{11} = c_1 + c_2, p_{10} = k_1 + k_2 \\ p_{04} = m_1 m_2, p_{03} = m_1 c_2 + m_2 c_1 + m_2 c_2 \\ p_{02} = m_1 k_2 + m_2 k_1 + c_1 c_2 + m_2 k_2 \\ p_{01} = c_2 k_1 + c_1 k_2, p_{00} = k_1 k_2 \end{cases}$$

با جایگذاری مقادیر جرم، میرایی و سختی در (۱۹) داریم:

$$P_2 = \frac{2ms^2 + 2cs + 3k}{2m^2s^4 + 4mcs^3 + (5mk + c^2)s^2 + 3cks + 2k^2} \quad (20)$$

به منظور ملاحظه عدم یقین‌ها فرض می‌شود که سختی و میرایی طبقات دارای ۱۵٪ عدم یقین از مقدار اسمی می‌باشند. همچنین در این مثال با فرض  $m = 1.05 \times 10^6 \text{ kg}$ ،  $c_n = 1.575 \times 10^6 \text{ N.s/m}$  و  $k_n = 300 \times 10^6 \text{ N/m}$  میتوان نوشت:

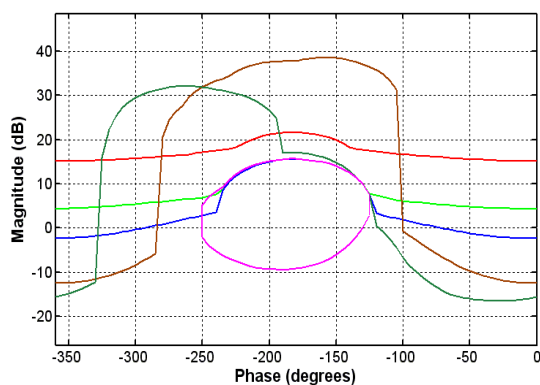
$$\begin{cases} k = [k_{\min}, k_{\max}] ; k_{\min} = 0.85k_n, k_{\max} = 1.15k_n \\ c = [c_{\min}, c_{\max}] ; c_{\min} = 0.85c_n, c_{\max} = 1.15c_n \end{cases} \quad (21)$$

گام بعدی در طراحی تعیین مشخصات عملکردی می‌باشد. مشخصه عملکرد پایداری مقاوم بر اساس رابطه (۲) به صورت زیر انتخاب می‌شود.

$$\left| \frac{PG}{1+PG} \right| = \left| \frac{L}{1+L} \right| \leq M = 1.2 \quad (22)$$

مطابق روابط  $GM \geq 1 + 1/M$  و  $PM = 180 - \cos^{-1}(0.5/M^2 - 1)$  که  $GM$  (Gain Margin) حاشیه فاز و  $PM$  (Phase Margin) حاشیه فاز و  $GM$  می‌باشد در این مورد حاشیه فاز حداقل ۵۰ درجه قابل دسترس می‌باشد. همچنین برای مشخصه عملکرد رد اغتشاش با استفاده از رابطه (۴) می‌توان نوشت:



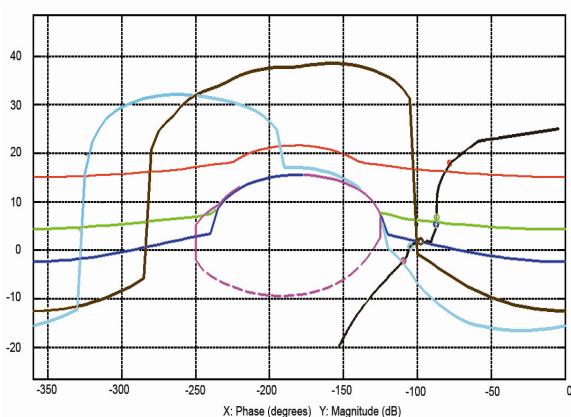


شکل (۱۱): باندهای ادغام شده

در ادامه پس از چندین با سعی و خطا و با استفاده از افزودن و حذف چندین صفر و قطب مناسب می توان حلقه باز  $L_n$  را به نحوه ای که شرایط باندها را ارضاء نماید، شکل دهی کرد. کنترل کننده طراحی شده عبارتست از:

$$G(s) = 1143 \frac{(s^2 + 41.8s + 87.12)(s^2 + 2.54s + 484.76)}{(s + 14.1)(s + 39.08)(s^2 + 12.75s + 36.42)} \quad (24)$$

شکل دهی تابع تبدیل حلقه باز اسمی با استفاده از کنترل کننده  $G(s)$ ، در شکل (۱۲) ارائه شده است.



شکل (۱۲): شکل دهی تابع تبدیل حلقه باز

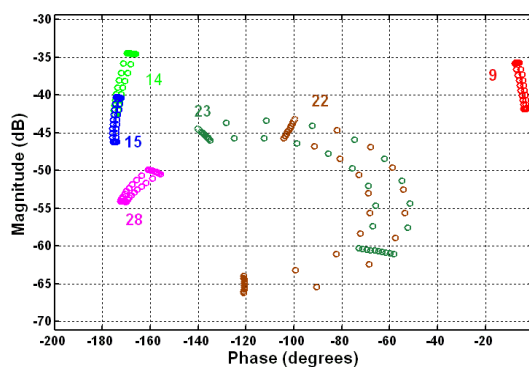
#### ۴-۲- طراحی با روش نرم بینهایت

انتخاب توابع وزنی اولین گام در کنترل به روش  $H_\infty$  میباشد. در روش حساسیت مخلوط مرسوم، توابع وزنی برای شکل دادن به پاسخ فرکانسی تابع تبدیل سیستم انتخاب می شوند بطوریکه مشخصات عملکردی را در محدوده های فرکانسی معین برآورده نمایند. علاوه بر این افزایش مرتبه کنترل کننده بدست آمده در روش  $H_\infty$  ارتباط

$$\left| \frac{Y}{V} \right| = \left| \frac{P}{1 + PG} \right| = \left| \frac{P}{1 + L} \right| \leq |\beta(j\omega)| \quad (23)$$

$$\beta(s) = \frac{0.2s^2 + 0.8s + 0.08}{s^2 + 800s + 80}$$

البته مدل های متنوعی را می توان برای این مشخصه انتخاب نمود ساده ترین مدل رابطه  $\left| T_v(j\omega) \right| = \left| \frac{Y}{V} \right| \leq \alpha_v$  می باشد که  $\alpha_v$  یک مقدار ثابت است. در این مقاله سعی شده است مدل بگونه ای انتخاب شود که این مشخصه در محدوده فرکانسی پایین در حدود  $0.1 \text{ rad/sec}$  و در فرکانس های میانی تقریباً  $1 \text{ rad/sec}$  و در فرکانس های بالا تضمین مناسبی برای حذف اغتشاش ایجاد نماید. باتوجه به میزان عدم یقین مفروض برای مدل و نیز مشخصات عملکردی، در شکل (۱۰) الگوی نامعینی سیستم  $P(s)$  و در شکل (۱۱) باندهای ادغام شده عملکرد پایداری مقاوم و حذف اغتشاش در ورودی نمایش داده شده است.



شکل (۱۰): الگوی نامعینی

در شکل (۱۰) هر نقطه مبین پاسخ فرکانسی یکی از سیستم های خانواده  $P(s)$  در فرکانس معین است و نیز ملاحظه می شود که اندازه و شکل الگوها با تغییر فرکانس تغییر می یابد.

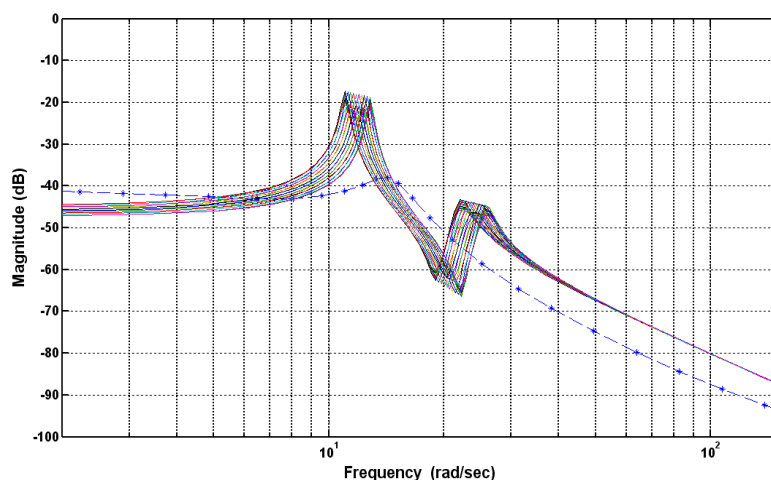
مستقیمی با توابع وزنی دارد. بنابراین در این مقاله سعی می‌شود تا حد امکان از توابع وزنی ساده بهره برده شود. در این روش می‌بایستی یک تابع اسمی برای تعیین توابع وزنی نامعینی مبتنی بر مدل نامعینی ضربی انتخاب شود. تابع تبدیل اسمی سیستم با جایگذاری مقادیر  $k_n$  و  $c_n$  در رابطه (۲۰) به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$P_n = \frac{2.1s^2 + 3.15s + 900}{2.205s^4 + 6.615s^3 + 1577.4806s^2 + 1417.5s + 180000} \quad (25)$$

برای تعیین تابع نامعینی  $W_T$ ، با استفاده از رابطه (۱۴) پاسخ فرکانسی  $1 - P_i/P_n$  به ازاء توابع تبدیل در نظر گرفته شده در بازه تغییرات  $c$  و  $k$  رسم نموده و حد بالای آنرا به عنوان نامعینی وزنی در نظر می‌گیریم منحنی که حد بالای عنوان نامعینی ضربی را نمایش می‌دهد توسط رابطه زیر مشخص می‌شود:

$$W_T = \frac{0.01s^2 + 2s + 48}{5s^3 + 5.5s^2 + 950s + 5290} \quad (26)$$

در شکل (۱۳) پاسخ فرکانسی تابع تبدیل در بازه تغییرات  $c$  و  $k$  نمایش داده شده است.



شکل (۱۳): دیاگرام بودی توابع تبدیل در بازه تغییرات  $c$  و  $k$

در کنترل سازه‌ها تابع وزنی عملکرد  $W_S$ ، به صورت کلی  $W_S = WP_n^{-1}$  می‌باشد و  $W$  عموماً طوری انتخاب می‌شود که تابع حساسیت کوچک گردد در این پژوهش با توجه به اینکه تابع نامعینی ضربی حاصل در فرکانس‌های پایین بزرگ و در فرکانس‌های بالا کوچک است لذا با محدودیتی که نامعینی تحمیل می‌کند نمی‌توان در فرکانس‌های پایین انتظار عملکرد بالا را داشت، لذا انتخاب تابع وزنی عملکرد دشوار می‌باشد در نتیجه تابع عملکرد را به صورت استاتیکی برابر با  $W = 0.7$  انتخاب می‌کنیم. در انتخاب تابع وزنی  $W_u$  چون علاقه‌مندیم که بر روی اندازه سیگنال کنترلی محدودیتی اعمال نماییم تابع به صورت ساده  $W_u = 0.01$  انتخاب می‌شود. در نهایت با حل مساله

حساسیت مخلوط به شرح رابطه (۱۵) با استفاده از جعبه‌ابزار  $\mu$  در نرم‌افزار MATLAB،  $\gamma_{opt} = 0.8746$  حاصل می‌شود که بیانگر پایداری و عملکرد مقاوم است و از آنجا که تعداد حالت‌های سیستم تعمیم یافته برابر ۱۰ است بنابراین کنترل کننده حاصل نیز از مرتبه ۱۰ می‌باشد. پس از طراحی کنترل کننده برای سازه با عدم یقین نمونه، سازه مذکور به همراه کنترلر تحت تحریکات لرزه‌ای در تراز پایه قرار گرفته و نتایج حاصل ارائه می‌شود. به عنوان نمونه در شکل (۱۴) و (۱۵) به ترتیب جابجایی و شتاب تراز بام در حالت کنترل نشده و کنترل شده به روش QFT و  $H_\infty$  در اثر زلزله ال سترو نمایش داده شده است.



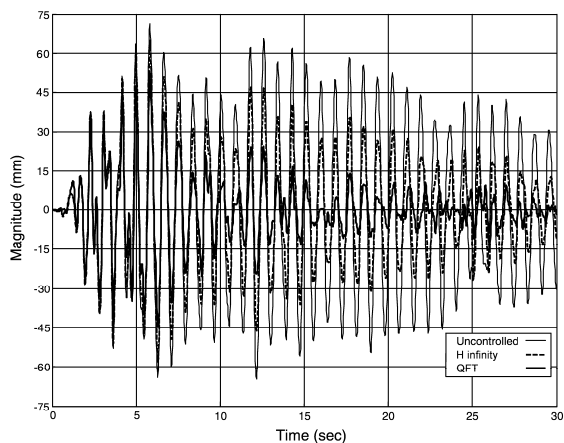
جدول (۱): مقادیر شاخص‌های عملکردی

شاخص	کنترل نشده	کنترل شده با $H_\infty$	کنترل شده با QFT
$J_1 [mm]$	۶۵	۵۷	۴۲
$J_2 [m/s^2]$	۱۰/۹۶	۹/۸۹	۴/۷۷
$J_3 [m/s^2]$	۴/۶۴	۳/۱۹	۲/۶۵
$J_4 [KN]$	----	۷۲۴/۸۵	۳۲۳/۴۴

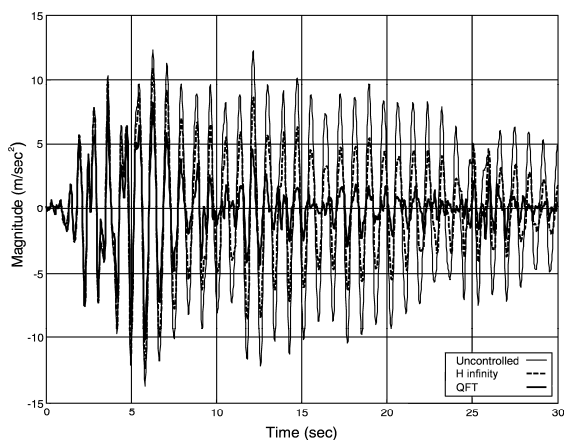
### ۵- نتیجه گیری

در این پژوهش برای کنترل ارتعاشات سازه‌های ساختمانی، کاربرد جدیدی از روش سنتی QFT معرفی شده است و نتایج حاصل حاکی از عملی بودن کاربرد QFT در حوزه مهندسی عمران می‌باشد. ذکر این نکته ضروری است که در صورت افزایش تعداد درجات آزادی که منجر به افزایش تعداد نقاط کنترلی و نیز نقاط اعمال نیروی کنترل می‌شود استفاده از روابط حالت یک درجه آزادی روش QFT نیاز به تغییرات اساس دارند که مطالعه و پژوهش در این زمینه در بیشتر حوزه‌ها غیر از مهندسی عمران نتایج ارزنده ای داشته است و ضرورت انجام چنین مطالعاتی در حوزه کنترل سازه‌های با چند درجه آزادی نیز مشهود می‌باشد.

با توجه به شاخص‌های عملکردی ارائه شده ملاحظه می‌شود که شاخص عملکردی  $J_4$  در روش  $H_\infty$  از مقدار کوچکتری نسبت به روش QFT برخوردار است که حاکی از آنست که کنترل کننده  $H_\infty$  نسبت به کنترل کننده QFT تلاش کنترلی پایینی دارد از سویی مزیت اساسی روش QFT اینست که مرتبه و پیچیدگی کنترل کننده مستقیماً در اختیار طراح می‌باشد و با شکل دهی نقطه به نقطه در هر فرکانس مصالحه‌های لازم را در هر فرکانس انجام می‌دهد. که با مقایسه روابط تحلیلی حاصل برای کنترل کننده‌ها دیده می‌شود که پایین بودن مرتبه کنترل کننده حاصل از QFT مزیت مناسبی جهت پیاده سازی کنترل و کاهش خطاهای سخت افزاری و نرم افزاری می‌باشد در مقابل حجم زیاد محاسبات عددی و کارهای ترسیمی در مرحله شکل دهی حلقه از معایب این روش می‌باشد.



شکل (۱۴): جابجایی تراز بام در حالت کنترل شده و نشده



شکل (۱۴): شتاب تراز بام در حالت کنترل شده و نشده

همچنین جهت مقایسه الگوریتم‌های بکار رفته از شاخص‌های کارایی به شرح ذیل بهره برده شده است.

$$J_1 = \max \{ |y_2(t)| \}, \quad J_2 = \max \{ |\ddot{z}_2(t)| \} \quad (27)$$

$$J_3 = \max \left[ \frac{1}{T_{tot}} \int_0^{T_{tot}} \ddot{y}_2^2(t) dt \right]^{1/2}, \quad J_4 = \max \left[ \frac{1}{T_{tot}} \int_0^{T_{tot}} u^2(t) dt \right]^{1/2}$$

که  $a_i, d_i, u_i$  و  $T_{tot}$  به ترتیب شتاب تراز طبقات، جابجایی، نیروی کنترلی و کل زمان شبیه سازی می‌باشد. در جدول (۱) مقادیر شاخص‌های ارائه شده است.

- 2-Reithmeier E , Leitman G.(1998). "Robust control of seismic structures employing active suspension elements." CIMNE, Advances in Structural Control, pp. 87–102.
- 3-Luo N, Rodellar J, delaSen M, Vehi J.(2003). "Interval model based robust control of uncertain flexible structures." Proc., 3th World Conf. on Structural Control, Como, Italy, Vol 2, pp. 89–94.
- 4-Horowitz I.(1959). "Fundamental theory of linear feedback control system," IRE, Transactions on Automatic Control Vol 4, pp. 5–19.
- 5-Horowitz I , Sidi M.(1972). "Synthesis of feedback system with large plant ignorance for prescribed time-domain tolerance." Int. J. Control, Vol 16, pp. 286–309.
- 6-Horowitz I.(1991). "Survey of quantitative feedback theory." Int. Journal of Control Vol 53, pp.255–294.
- 7- Houppis C, Sating R, Rasmussen S, Sheldon S.(1994). "Quantitative feedback theory technique and applications." Int. Journal of Control Vol 59, pp.3970–3984.
- 8- Yaniv O.(1999). "Quantitative feedback design of linear and nonlinear control systems." Kluwer Academic Publishers.
- 9-Levine W S , Reichert R T.(1990). "An Introduction to  $H_\infty$  control system design." Proc., 29th IEEE conf. on Decision and Control, pp.2966–2974.
- 10-Li X P, Chang B C, Banda S S , Yeh H H.(1992). "Robust control system design using  $H_\infty$  optimization theory." AIAA j. Guidance Control and Dyn., Vol 15, pp.944–952.
- 11- Jabbari F, Schmitendorf WE , Yang JN.(1995). " $H_\infty$  control for seismic-excited buildings with acceleration feedback." ASCE, Journal of Eng. Mech. ,Vol 121, pp.994–1002.
- 12- Kose I E, Schmitendorf W E, Jabbari F , Yang J N.(1996). " $H_\infty$  Active seismic response control using static output feedback.." ASCE, Journal of Eng. Mech., Vol 122, pp.651–659.
- 13- Amini F, Katebi J. (2008). " Application of A Robust QFT Linear Control in Civil Engineering. "Proceedings on CD-Rom; 14th World Conference on Earthquake Engineering; Beijing, China;

- Performance bounds باند های عملکرد
- Robust Stability پایداری مقاوم
- Transfer Function تابع تبدیل
- Quantitative Feedback Theory تئوری پس خوراند کمی
- Weighting Functions توابع وزنی
- Templat تمپلت یا الگوی
- Rool-off چرخش
- Gain Margin حاشیه بهره
- Phase Margin حاشیه فاز
- Gain Margin حاشیه بهره
- Open-Loop حلقه باز
- Nominal Open-Loop حلقه بازاسمی
- Closed-Loop حلقه بسته
- Frequency-Domain حوزه فرکانسی
- Tracking ردیابی
- Nominal Plant سیستم نامی یا اسمی
- Invariant Time Linear خطی تغییر ناپذیر با زمان
- Loop Shaping شکل دهی حلقه باز
- Structured Uncertainty عدم یقین ساختاری
- Parametric Uncertainty عدم یقین پارامتریک
- Generalized Plant فرآیند تعمیم یافته
- High-Frequency Bound کران فرکانس های بالا
- Robust Control کنترل مقاوم
- Mixed Sensitivity Problem مساله حساسیت مخلوط
- Multiplicative Uncertainty نامعینی ضربی
- Infinity Norm نرم بینهایت
- Nichols Chart نمودار نیکولز
- Reference Input ورودی مرجع

## مراجع

- 1-Housner G W, Chassiakos A G, Skelton R E, Spencer B.(1997). "Structural control: past present and future", ASCE, Journal of Engineering Mechanics, Vol 123, No.9, pp. 897–923.



## شیوه نگارش و چگونگی تنظیم مقالات برای نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد

- مقالات باید با نرم افزار Ms-Word 2003 تایپ و صفحه بندی شود و فایل مقاله به هر دو فرمت DOC و PDF. به دفتر نشریه ارسال گردد.

- ♦ نام و نام خانوادگی مولف اول<sup>۱</sup> نام و نام خانوادگی مولف دوم<sup>۲</sup>
- ♦ اندازه صفحات باید برابر با A4 و حدود بالا، پایین، چپ و راست صفحات به ترتیب برابر با ۲ - ۳/۵ - ۲/۵ - ۲/۵ سانتی متر تعیین شود.
- ♦ مقالات به صورت دو ستونی، هر یک با عرض ۷/۵ سانتی متر تهیه می شود.
- ♦ اندازه و نوع فونتهای فارسی مورد استفاده برای هر یک از موارد در (جدول ۱) آمده است.
- ♦ برای فونت لاتین همواره از Times New Roman استفاده شود که اندازه آن در هر موقعیت (به غیر از عنوان و چکیده) دو واحد کمتر از اندازه فونت فارسی خواهد بود.
- ♦ فاصله سطرها در عنوان، چکیده و در متن مقاله، معمولی (Single) است.
- ♦ عنوان مقاله در عین اختصار تمام ویژگی های کار انجام شده را مشخص می کند، با فونت «تیترا» به اندازه ۱۶ Bold نوشته شود.
- ♦ نشانی کامل نویسندگان در زیرنویس قرار می گیرد.
- ♦ عنوان معادل به زبان انگلیسی نیز باید با شیوه تعریف شده در این الگو مشخص و درج شود.
- ♦ تهیه و درج چکیده به زبان انگلیسی نیز ضروری است.
- ♦ فونت عنوان چکیده انگلیسی Bold-11 Times New Roman
- ♦ فونت متن چکیده انگلیسی Regular-10 Times New Roman

موقعیت استفاده	فونت	اندازه قلم
متن جداول و شکل ها و مراجع	لوتوس	۱۱
عناوین جداول و اشکال	Bold لوتوس	۱۱
متن	لوتوس	۱۲
چکیده و کلمات کلیدی	Bold لوتوس	۱۴
نام مؤلفان	Bold نازنین	۱۱
عناوین بخش ها	Bold لوتوس	۱۲
<b>عنوان مقاله</b>	<b>تیترا Bold</b>	<b>۱۶</b>

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها



۵. کتب و مقالات

عنوان	موضوع	محل انتشارات	تاریخ
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد.

۶. عضویت در سایر انجمن های علمی

نام انجمن	موضوع	نوع عضویت	تاریخ عضویت
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد.

مدارک لازم جهت عضویت

۳ قطعه عکس ۴\*۳ - تصویر شناسنامه - تصویر آخرین مدرک تحصیلی - رسید پرداخت حق ورودیه

حق عضویت:

- اعضای حقیقی یکصد و هشتاد هزار ریال
- اعضای دانشجویی پنجاه هزار ریال
- اعضای حقوقی
- مجلات و موسسات علمی پژوهشی

دو میلیون ریال  
یک میلیون ریال

به حساب جاری شماره ۴۵۰۷۰۴۳۳ بانک تجارت شعبه مرکزی کد ۴۵۰ به نام انجمن سازه های فولادی ایران

درخواست عضویت ..... در جلسه مورخ ..... کمیته پذیرش انجمن سازه های فولادی ایران مطرح و با عضویت ایشان موافقت - مخالفت بعمل آمد.
کمیته پذیرش
در جلسه هیأت مدیره مورخ ..... مورد تایید قرار گرفت.
هیأت مدیره

در این بخش چیزی ننویسید

لطفاً پس از تکمیل این برگه را به نشانی زیر، دبیرخانه انجمن سازه های فولادی ایران، ارسال فرمایید :

مرکز موقت : تهران - بزرگراه مدرس - خ ظفر - خ فرید افشار - خ دولتشاد شرقی - خ جام - خ تایباد - پ ۱۲

تلفن: ۲۲۰۰۳۸۴۱ - ۲۲۰۰۳۹۴۳

www.iss.ir