نشریه بین‌المللی علوم مهندسی دانشگاه علم و صنعت ایران، شماره ۲، جلد۱۹، تابستان ۱۳۸۷، صفحه ۳۵-۲۵
ویژه‌نامه مهندسی عمـــران

بررسی و مطالعه رفتار غیر خطی قابهای خمشی بتن آرمه تقویت شده به کمک بادبندهای فلزی

علی خیرالدین

چکیده: در این مقاله، رفتار غیرخطی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه که توسط دیوار برشی و بادبند فلزی تقویت شده‌اند، مورد بررسی قرار می‌گیرد. استفاده از دو سیستم دیواربرشی بتن‌آرمه و بادبند فلزی بطور همزمان جهت تقویت ساختمانهای بتن‌آرمه موجود، ترکیبی را ایجاد می‌کند که ناشناخته بوده و بررسی دقیق رفتار اینگونه ساختمانها مخصوصاً رفتار غیرخطی، عملکرد اتصالات، اندرکنش سه‌گانه قاب‌خمشی، دیواربرشی و بادبند فلزی و تأثیرافزایش مساحت بادبندها در شکل‌پذیری و سختی کمک زیادی به شناخت دقیق‌تر اینگونه سازه‌ها می نماید. در این مقاله یک سازه بتن آرمه ده طبقه توسط یک برنامه غیرخطی المانهای محدود در چهار مرحله تحت تأثیر نیروهای قائم و زلزله تحلیل شده است. در مرحله اول قاب خمشی‌تنها، در مرحله دوم قاب و دیوار برشی، در مرحله سوم قاب بهمراه دیوار برشی و بادبند فلزی و در مرحله چهارم قاب بهمراه بادبند فلزی مورد مطالعه قرار گرفته است. بررسی نتایج نشان می‌دهد به کمک آنالیز غیر خطی المان محدود می‌توان با دقت خوبی رفتار سازه‌های بتن آرمه را مورد مطالعه قرار داد. وجود دیوارهای برشی، سختی و مقاومت سازه را به شدت افزایش داده ولی شکل پذیری آنراکاهش می‌دهد. در مقایسه با دیوار برشی، وجود بادبند اگرچه تاثیر کمتری بر روی مقاومت سازه دارد ولی شکل‌پذیری آنرا افزایش می‌دهد. همچنین مشاهده می‌شود وجود بادبند فلزی در یک قاب بتن آرمه شروع ترک خوردگی را به تاخیر انداخته و باعث کاهش تغییر مکان جانبی سازه تحت بارهای قبل از تسلیم می‌گردد.

واژه‌های کلیدی: قاب بتن آرمه، بادبند فلزی، دیوار برشی، المان محدود غیرخطی، تقویت لرزه‌ای

۱. مقدمه

بررسی تاریخچه زلزله‌های اخیر کشورمان نشان می‌دهد که تقریباً هر ۱۰ سال یک زلزله مخرب باعث تخریب‌ساختمانها و خسارتهای جانی و مالی گسترده‌ای شده است.

در این راستا، مقاوم‌سازی ساختمانهای موجود به عنوان یک ضرورت مطرح می‌گردد. مقاوم‌سازی سازه‌های بتن آرمه، با توجه به نوع سازه و شرایط معماری، میزان آسیب وارده وشرایط محیطی و همچنین امکان دسترسی به مصالح و اقتصاد طرح، به کمک روشهای گوناگونی انجام می‌گیرد. این روشها در ساختمانهای متداول عبارتند از ورق پوش کردن، زره‌پوش کردن بتنی و فولادی، افزودن دیوار برشی، استفاده از بادبند فلزی و سیستم پیش تنیدگی. در انتخاب روشهای تقویت، علاوه بر موارد اشاره شده، افزایش مقاومت و شکل‌پذیری سازه تقویت شده، از ضروریات طرح محسوب می‌شود. در ساختمانهای بتن آرمه‌ای که دارای قاب خمشی و دیوار برشی بوده و نیاز به تقویت دارند، یکی از روشهای ساده که کمتر نیاز به تخریب سطوح بتنی داشته و دارای سرعت اجرا و صرفه اقتصادی بهتری نسبت به روشهای دیگر می‌باشد استفاده از بادبند فلزی می‌باشد.

جهت اجرای بادبند در قاب بتن‌آرمه از دوروش متداول استفاده می‌گردد. در روش اول که مطمئن‌تر بوده و در سازه‌های مهم بکار می‌رود بادبند فلزی ابتدا در داخل‌یک قاب فلزی قرار گرفته و سپس مجموعه بادبند و قاب فلزی توسط بولت واپوکسی در داخل قاب بتن‌آرمه نصب‌می‌شود. در روش دوم، که ساده‌تر می‌باشد بادبند فلزی توسط طوقه فلزی (گوشواره) و یا ورق و بولت مستقیماً به

این مقاله در تاریخ ۸۲/۸/۴ دریافت و در تاریخ ۸۳/۴/۷ به تصویب نهایی رسیده است.

دکتر علی خیرالدین، دانشیار گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه سمنان،
Akheirodin@semnan.ac.ir

قاب بتن‌آرمه متصل می‌گردد. در این مقاله از روش دوم استفاده شده است.

جهت بررسی رفتار غیرخطی قابهای بتن آرمه تقویت شده با دیوار برشی و بادبند فلزی از یک برنامه غیرخطی لایه‌ای‌المان محدود به نام NONLACS2 استفاده شده است. در قسمت آنالیز غیرخطی، نتایج شامل منحنی بار جانبی - تغییرمکان افقی و نحوه پخش ترک، بار ترک خوردگی و نهایی و ضریب شکل‌پذیری برای سازه-های NF1 (قاب بتن آرمه تنها)، NFW1 (قاب و دیوار برشی بتن آرمه)، NFWB1 (قاب و یک عدد دیوار برشی و یک‌عدد بادبند فلزی) و NFB1 (قاب و دو عدد بادبند فلزی) ارائه شده‌اند.

در نامگذاری سازه‌ها، حرف N معرف آنالیز غیرخطی، F معرف قاب خمشی بتن آرمه (Frame)، W معرف وجود دیوار (Wall) و B معرف بادبند فلزی (Bracing) می‌باشد. بارگذاری بصورت تدریجی از صفر به سازه‌اعمال شده است و آنقدر بار افزایش یافته تا سازه به مرحله انهدام برسد.

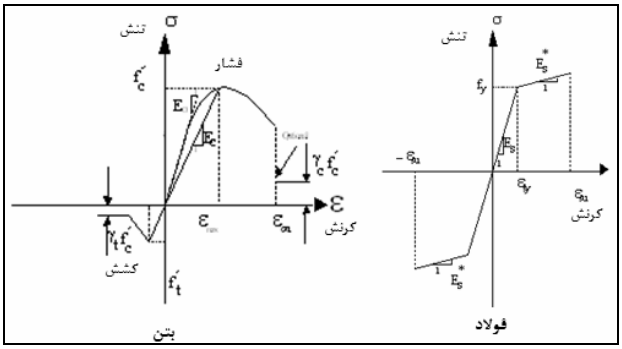
۲. برنامه غیرخطی لایه ای المانهای محدود NONLACS2

برای بررسی رفتار سازه‌های بتن‌آرمه مهم و پیچیده ، اگرچه استفاده از برنامه‌های خطی الاستیک می‌تواند کمک زیادی‌نماید ولی برای بدست‌آوردن اطلاعات دقیق‌تر و تعیین ترک خوردگی سازه، تسلیم آرماتورها، شکل‌پذیری، نحوه انهدام، مدهای خرابی و ظرفیت نهایی سازه، نیاز به روشهای آزمایشگاهی و روشهای عددی می‌باشد. با توجه به هزینه‌های بسیاربالا و زمان زیادی که باید صرف کارهای آزمایشگاهی نمود، روشهای عددی مخصوصاً روش المانهای محدود امروزه به‌عنوان مؤثرترین روش مورد استفاده قرار می‌گیرد. استفاده از روش المانهای محدود برای تعیین رفتار سازه‌های بتن‌آرمه از سالهای ۱۹۶۰ به بعد رواج یافته و همین امرباعث گسترش و توسعه برنامه‌های کامپیوتری بسیار قوی در این زمینه گردیده‌است.

این برنامه‌ها به طور کامل یک سازه بتن آرمه را بهمراه بتن، فولادهای اصلی و خاموتها مدل نموده و از بار صفر تا مرحله انهدام، نحوه عملکرد سازه را مشخص می‌نمایند. برای آشنایی بیشتر با روش المانهای محدود غیرخطی و برنامه‌های موجود در زمینه سازه‌های بتن آرمه می توان‌به گزارش کمیته ASCE [۱] مراجعه نمود.

رفتار غیرخطی سازه‌های بتن آرمه ناشی از عوامل متعددی از جمله ترک خوردگی بتن، رفتار غیر خطی تنش - کرنش‌بتن و فولاد، سختی کششی، توزیع مجدد تنش‌ها ناشی از ترک خوردگی یا خردشدگی، قفل و بست سنگدانه‌ها، اثرزبانه‌ای، خزش، جمع‌شدگی، دما و لغزش آرماتورها می‌باشد. تحقیقات نشان می‌دهد که ترک بیشترین سهم را در پاسخ‌غیرخطی سازه‌های بتن‌آرمه دارد.

جهت تحلیل، ازیک برنامه غیرخطی‌المان محدود بنام NONLACS2 استفاده شده است. این برنامه که توسط علی خیرالدین [۲] توسعه داده شده است در ادامه برنامه NONLACS می‌باشد که توسط Nofal [۳] در سال ۱۹۸۸ ارائه شده‌است. این برنامه قابلیت آنالیز غیرخطی سازه‌های بتن‌آرمه و غیرمسلح، فولادی، پیش‌تنیده و مرکب بتنی - فولادی را دارا می‌باشد و می‌تواند برای بتن‌های معمولی و مقاومت بالا مورد استفاده قرار گیرد. منحنی تنش - کرنش بتن و فولاد که در این‌برنامه استفاده می‌شود در شکل ۱ مشاهده می‌شود.



شکل ۱. منحنی تنش - کرنش بتن و فولاد

المانهای پوسته‌ای و غشایی، خمش صفحه‌ای، تنش صفحه‌ای، کرنش صفحه‌ای، المان یک بعدی و المان مرزی فنری به‌عنوان مجموعه ای از المانهای این برنامه‌اند. در این برنامه سازه از یکسری المان صفحه‌ای با ضخامت ثابت در نظر گرفته می‌شود و هر المان به یکسری لایه تقسیم می‌شود. نیروی کل به ۳۰ بار کوچک تقسیم شده و تغییرات ماتریس‌سختی مصالح تحت بارگذاری، یک روند حل نموی را ایجاب می‌کند. این برنامه بر اساس روش نیوتن - رافسون اصلاح‌شده، آنالیز غیرخطی را انجام می‌دهد. معیار همگرایی برای توقف تکرارها در هر مرحله بارگذاری براساس تغییر مکان یا نیرو می‌باشد. معیار واگرایی در این برنامه بدین‌صورت می‌باشد که اگر هر یک از نرمهای بردارهای تغییر مکان یا نیروهای نامتعادل از مقدار ماکزیمم بیشتر شود عملیات به علت بزرگی بیش از اندازه این مقادیر، متوقف می‌شود. برای مدل کردن ترک‌ها، این برنامه از مدل ترک خوردگی گسترده استفاده می‌کند. ضعف اصلی این مدل، وابستگی نتایج‌کامپیوتری به اندازه المان در روش المانهای محدود می‌باشد که به این پدیده وابستگی مش یا اثر اندازه المان گفته می‌شود. تحقیقات نشان می‌دهد که منحنی تنش- کرنش بتن در ناحیه کششی تاثیر به سزایی بر روی رفتار سازه، بویژه نحوه ترک خوردگی بتن و مقاومت نهایی آن دارد. با تغییر اندازه المان، مشاهده می‌شود که نتایج کامپیوتری به شدت تغییر می‌نمایند و برعکس آنالیز المانهای محدود خطی، همواره با افزایش تعداد المانها، نتایج دقیقتری بدست نمی‌آیند.

مطالعات انجام گرفته در این زمینه نشان می‌دهد که هر چه تعداد المانها افزایش یابد سازه نرمتر شده و بار انهدام کاهش می‌یابد.

شایانفر و خیرالدین [۴] مدل جدیدی را پیشنهاد نمودند که بر اساس آن مشکل پدیده وابستگی مش برطرف می‌شود. اگر کرنش نهایی بتن در کشش بصورت تابعی از اندازه المان معرفی شود نتایج کامپیوتری وابستگی چندانی به اندازه المان نخواهند داشت.

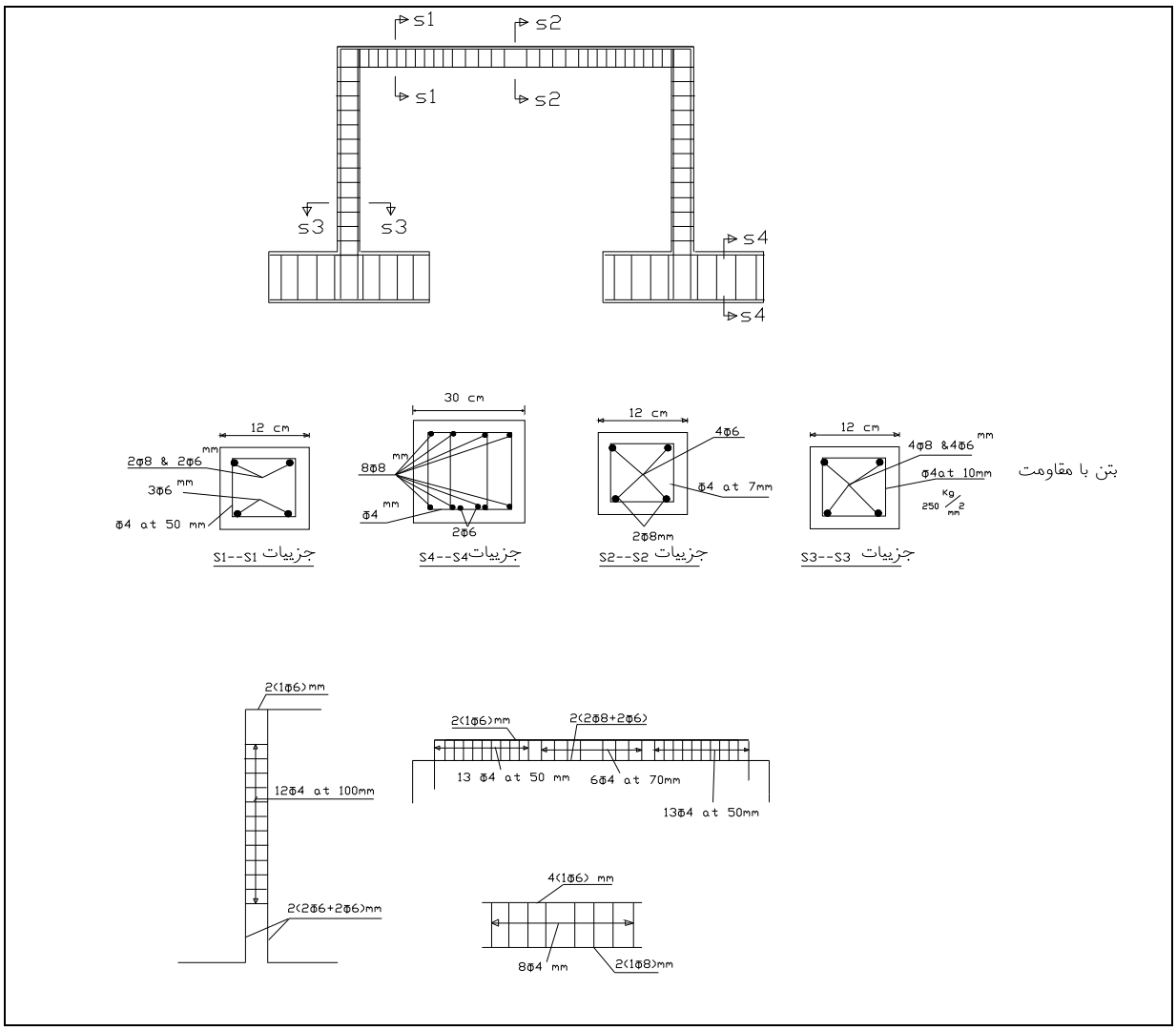
۳. بررسی صحت برنامه غیرخطی NONLACS2

برای کنترل دقت و صحت برنامه NONLACS2 ، یک قاب بتن آرمه یک دهانه، که تحت بار قائم و بار جانبی قرار گرفته است و توسط همتی و تسنیمی در سال ۱۳۷۶ آزمایش شده است [۱۲]، مجددا به کمک برنامه NONLACS2 و با روش المان محدود مورد بررسی قرار گرفت. برای مدل کردن قاب خمشی موردنظر از ۲۰۸ المان چهار گرهی استفاده شده است، که این نوع المان چهار گرهی برای المانهای تیر رفتار خوبی را بروز می‌دهد.

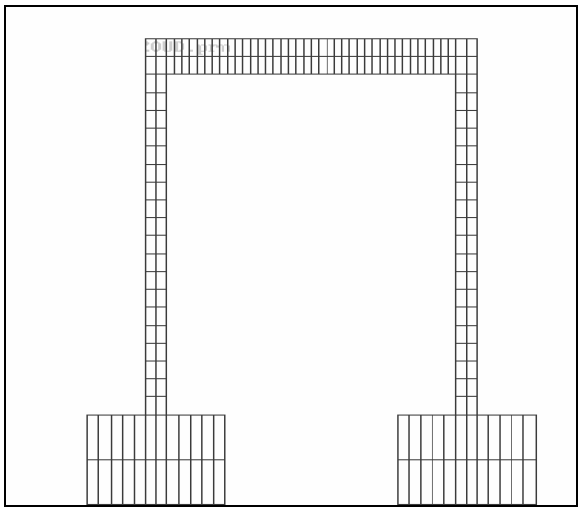
بارهای زلزله در ۳۰ مرحله به سازه اعمال شده است. به علت رفتار تنش مسطح قاب، در هر المان تنها یک لایه برای بتن منظور شده است. به طور کلی به علت تغییر ضخامت ستونها و تیرها با فونداسیون، ۲ لایه بتن برای فونداسیون به کار رفته است. ارتفاع قاب ۱۲۰ سانتی متر و دهانه قاب ۱۸۰ سانتی متر می‌باشد. بتن استفاده شده با مقاومت $f_c = 250\ kg/cm^2$ می باشد. در شکل ۲ جزئیات آرماتوربندی و هندسه قاب مورد نظر مشاهده می‌گردد و در شکل ۳ نحوه المان‌بندی قاب مورد نظر توسط برنامه NONLACS2 ارائه شده است.

پس از آنالیز سازه، منحنی بار - تغییر مکان برای این قاب در دو حالت آزمایشگاهی وکامپیوتری در شکل ۴ با هم مقایسه شده اند.همان طور که دیده می‌شود نتایج کامپیوتری و آزمایشگاهی انطباق خوبی با هم داشته و برنامه NONLACS2 از دقت قابل قبولی برخوردار است.

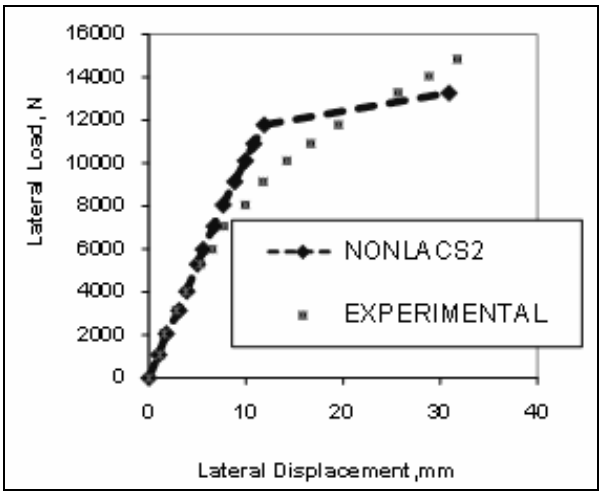
به عنوان مثال بار نهایی حالت آزمایشگاهی $P_U = 14.8\ kN$ می‌باشد در حالیکه بار نهایی در حالت کامپیوتری برابر $P_U = 13.56\ kN$ می‌باشد که حاکی از حدود 8.3 درصد خطا می‌باشد.



شکل ۲. جزئیات هندسی و نحوه آرماتورگذاری قاب یک دهانه تست شده توسط همتی [۱۲]



شکل ۳. نحوه المان بندی قاب همتی در برنامه [۱۲] NONLACS2



شکل۴. مقایسه منحنی نیرو - تغییر مکان در دو حالت آزمایشگاهی و کامپیوتری برای قاب تنها

۴. تاریخچه تحقیقات

مطالعه و بررسی قاب‌های بتن آرمه که توسط بادبند فلزی تقویت شده‌اند موضوع جدیدی بوده و پیشینه تحقیقاتی چندانی ندارد. در ادامه به بعضی از تحقیقات انجام شده به صورت فهرست‌وار اشاره می‌شود.

گول (Goel) و لی (Lee) در سال ۱۹۹۰ مقاومت لرزه ای ساختمانهای بتن مسلح تقویت شده بوسیله بادبند فلزی شکل پذیر را مورد بررسی قرار دادند [۵]. در این تحقیق یک قاب بتن آرمه دو طبقه ای که در زلزله ۱۹۸۵ مکزیکوسیتی خسارت دیده و بوسیله بادبند فلزی تقویت شده بود با مقیاس ساخته شده و تحت بارهای رفت و برگشتی مورد آزمایش قرار گرفت. مهمترین نتیجه این آزمایش، پایداری، وسیع بودن حلقه هسیترزیس و شکل پذیری عالی قاب بتن آرمه بادبند شده بود.

در سال ۱۹۹۰ بادوکس (Badoux) و جیرسا (Jirsa) مقاله‌ای را تحت عنوان "قابهای بتن آرمه با بادبندهای فلزی جهت تقویت لرزه‌ای" به چاپ رساندند. در این مقاله عملکرد سیستم بادبندی فولادی برای افزایش مقاومت لرزه‌ای قابهای بتن آرمه به روش آزمایشگاهی مورد تحقیق قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد بادبندیهای قطری برای تامین مقاومت و سختی ساختمانهای موجود در برابر بارهای جانبی بسیار خوب عمل می‌کنند [۶].

در سال ۱۹۹۴ آقای ناطق الهی مقاله‌ای را تحت عنوان تقویت لرزه‌ای آپارتمان هشت طبقه بتن آرمه به وسیله بادبندهای فلزی منتشر کرد. در این مقاله اطلاعاتی راجع به روشهای تقویت و ملاحظات به کار گرفته شده به منظور تقویت ساختمان برای بارهای جانبی و قائم ارائه شده است.[۷].

پنچیرا (Pincheira) و جیرسا (Jirsa) در سال ۱۹۹۵ مقاله دیگری تحت عنوان "پاسخ لرزه‌ای قابهای بتن آرمه تقویت شده بوسیله بادبندهای فلزی" منتشر کرده‌اند. در این مقاله محققان مجدداً به بررسی نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی و استاتیکی غیر خطی سه گروه از قابهای بتن مسلح غیر شکل‌پذیر که به روشهای مختلف بادبندی، تقویت یا بازسازی شده‌اند، پرداخته اند [۸].

در سال ۱۹۹۵ ماهری (Maheri) و صاحبی (Sahebi) مقاله‌ای را تحت عنوان "بررسی آزمایشگاهی قابهای بتن آرمه با بادبندهای فلزی" ارائه کرده‌اند. جهت انجام این بررسی، چهار نمونه از قاب با مقیاس یک چهارم ساخته و تحت بارگذاری برشی رفت و برگشت درون صفحه ای، مورد آزمایش واقع شده اند. نتایج این آزمایشات نشان داده است که شکست نهایی قاب، انهدام بادبند کششی به دنبال خرابی بادبند فشاری همراه بوده است و بادبند کششی بر رفتار قاب حاکم است. از دیگر نتایج این آزمایش، افزایش قابل توجه مقاومت قابی است که به صورت ضربدری بادبندی شده و مقاومت آن تا سه برابر افزایش یافته است. همچنین استفاده از تنها یک بادبند (فشاری یا کششی) ظرفیت قاب را بیش از صددر صد افزایش می دهد [۱۰-۹].

حاجی غفاری در سال ۱۳۷۶ مقاله‌ای را تحت عنوان اندر کنش قاب و بادبند فولادی در سازه‌های بتن مسلح برای تحمل نیروهای جانبی" ارائه نمود. در این مقاله تاثیر بادبندهای فلزی K,X شکل را برای تقویت قاب خمشی بتن آرمه بدون دیوار برشی مورد بررسی قرار داد. نتایج این تحقیقات نشان می‌دهد که در صورت استفاده از بادبند فولادی در قاب بتن مسلح، تنش مجاز طراحی برای بادبند فولادی 0.1Fy استفاده شود. در این صورت بادبندها ۷۵ درصد نیروی جانبی را می تواند جذب کند[۱۱].

در سال ۱۳۷۶ همتی و تسنیمی یک پایان نامه کارشناسی ارشد با عنوان "بررسی آزمایشگاهی اتصالات تقویت شده در ساختمانهای بتن مسلح در مقابل نیروهای جانبی ارائه کردند. در این پایان نامه

مقاومت برشی و انحناء محل اتصال و همچنین سازگاری عناصر تقویت کننده با قابهای بتن مسلحی که فقط برای بارهای ثقلی طراحی شده اند و بوسیله بادبندیهای فلزی برای افزایش مقاومت لرزه ای آنها تقویت شده‌اند در طی یک بررسی آزمایشگاهی ارائه شده است. نتایج حاصله نشان می دهد که مقاومت برشی هسته اتصال در نمونه های تقویت شده افزایش یافته و انحنای آنها کاهش قابل ملاحظه‌ای می‌یابد[۱۲].

در سال ۱۳۷۹ خیرالدین مقاله‌ای با عنوان "استفاده مختلط از دو سیستم دیوار برشی و بادبند فلزی در تقویت ساختمانهای بتن آرمه موجود" ارائه نمود.

نتایج این تحقیق که روی یک ساختمان بتن آرمه که دارای دیوار برشی و بادبند فلزی می‌باشد انجام شده است نشان می دهد که ازدیاد مساحت بادبندها تا حد مشخصی روی رفتار سازه موثر است و بعد از حد مشخصی نقش خاصی در رفتار سازه و جذب برش نخواهد داشت. استفاده ترکیبی از بادبند و دیوار برشی نیز حاکی از رفتار بهتر سیستم می باشد [۱۳].

در سال ۱۳۸۰ خیرالدین و شمخالی مقدم مقاله ای تحت عنوان "بررسی رفتار بادبندهای واگرا در قالبهای بتن آرمه موجود" ارائه نمودند.

نتایج تحقیق نشان می‌دهد که بادبند واگرا برای ساختمانهای بتن آرمه ۵ طبقه در تمامی طبقات مفید بوده و در صورتی که برای ساختمانهای ۱۰ و ۱۵ طبقه، بادبندهای واگرا تا $e/L<0.50$ (e طول تیر رابط و L طول دهانه قاب می‌باشد) در طبقات پایین مفید بوده و در طبقات آخر ایجاد برش منفی می‌کند. همچنین نتایج نشان می‌دهد نسبتهای $0<e/L<0.25$ از لحاظ کاهش نیروی زلزله و تغییر مکان جانبی در هر سه تیپ، بهترین انتخاب می‌باشد.[۱۴]

۵. انتخاب مدل کامپیوتری

در قسمت آنالیز یک ساختمان ده طبقه بتن آرمه که دارای ۵ دهانه ۴متری در جهت X و ۴ دهانه ۳ متری در جهت Yمی‌باشد انتخاب گردید (شکل ۵). به علت کاربردی بودن طرح، ابعاد و دهانه‌ها واقعی و سازه متقارن در نظر گرفته شده است. کاربری ساختمان مسکونی و بار مرده کف $650\ kg/_{m^2}$ ، بار معادل پارتیشن $150\ kg/_{m^2}$ و بار زنده طبقات و بام $200\ kg/_{m^2}$ منظور شده است.

ساختمان در دو قسمت شمال و جنوب دارای همسایه می‌باشد و گذاشتن بادبند و دیوار برشی در جهت x بر روی محورهای 5,1 از لحاظ معماری ایرادی ندارد. محل دیوارهای برشی و بادبندها نیز در شکل ۵ دیده می شوند مقاومت فشاری بتن (نمونه استوانه ای) $f_c=280\ kg/c_m^2$ در نظر گرفته شده است. تنش تسلیم فولاد های اصلی $f_y=3000\ kg/_{cm^2}$ و خاموتها $f_y=2400\ kg/_{cm^2}$ منظور شده است. سیستم بار بر جانبی در جهت X (شرقی - غربی) قاب خمشی فضایی، بادبند و دیوار برشی و در جهت Y (شمالی– جنوبی) تنها قاب خمشی فضایی می‌باشد. برای بار گذاری از آیین نامه های ۵۱۹ و ۲۸۰۰ ایران و برای بار زلزله از روش شبه استاتیکی آیین نامه ۲۸۰۰ استفاده و ابتدا کل برش پایه محاسبه و سپس به نسبت وزن در طبقات پخش شده است. برای طراحی اعضای بتن آرمه از آیین نامه ACI و برای اعضای فولادی از آیین نامه AISC استفاده شده است.

۶. تحلیل غیر خطی سازه

برای آنکه بتوان از نتایج آنالیز خطی که قبلا بر روی سازه های مذکور انجام گردیده [۱۳] استفاده نمود یک قاب مسطح بصورت لایه ای مورد بررسی قرار گرفت (قاب 1 یا 5 از شکل ۵). در مرحله غیر خطی به علت دقت بالای کار، نیاز به مقادیر فولادهای اصلی (خمشی) و برشی (خاموتها) می‌باشد. در این راستا از برنامه های کامپیوتری طراحی یعنی Conker و Waller برای بتن آرمه و Steeler برای طراحی بادبندها استفاده گردید.

در مرحله اول، برای مدل کردن قاب خمشی در برنامه NONLACS2 از المانهای چهار گرهی Shell نوع QLC۳ بصورت تنش مسطح و خمشی که برای المانهای تیر رفتار خوبی را بروز می‌دهد استفاده شده است.این قاب کلاً ۵۰۰ المان و ۹۱۲ گره دارد (سازه NF1). المان‌های تیر به ابعاد 90 x 40 سانتی متر و المانهای ستون به ابعاد 65 x 45 سانتی‌متر می‌باشد.

در شکل ۶ هندسه و المان بندی سازه NF1 مشاهده می‌شود. بارهای جانبی در ۳۰ مرحله به سازه اعمال شده‌اند، به علت رفتار تنش مسطح قاب، در هر المان تنها یک لایه برای بتن منظور شده است. بطور کلی به علت تغییر ضخامت ستونها و تیرها چهار نوع لایه بتن بکار رفته است.

فولادهای طولی بصورت متمرکز مدل شده اند و در مرکز خط مرجع قرار گرفته‌اند. فولادهای برشی یا خاموتها بصورت گسترده بکار رفته‌اند. کلاً ۹ لایه فولاد در نواحی مختلف مورد استفاده قرار گرفته است. مشخصات کامل یک نوع بتن و دو نوع فولاد (اصلی و خاموتها) برای برنامه معرفی شده است. جدول شماره ۱ مشخصات مصالح مصرفی بتن و فولاد را ارائه می‌دهد.

در مرحله دوم، برای بررسی رفتار غیر خطی دیوار برشی و قاب خمشی بتن آرمه، یک قاب خمشی به همراه دو دیوار برشی تحت بار قائم و ۱۰۰٪ بار زلزله آنالیز گردید.

در مدل سازه‌ای، قاب خمشی تمامی خصوصیات قاب NF1 را داراست با این تفاوت که در این جا تعداد کل گره ها ۱۰۹۸ عدد و کل المانها ۸۲۰ عدد می‌شود که ۳۲۰ المان مربوط به دو عدد دیوار برشی می‌باشد (NFW1). برای محاسبه فولادهای دیوار برشی از

برنامه Waller استفاده شده است. ابعاد المانهای دیوار 30 x 60 سانتی متر می‌باشد (شکل ۷).

در مرحله سوم، رفتار غیر خطی و اندر کنش دیوار برشی، بادبند فلزی و قاب خمشی بتن آرمه مورد توجه قرار گرفته است. برای مدل نمودن سازه، از المانهای Shell برای تیرها ستونها و دیوارهای برشی استفاده شده است و برای بادبندهای فلزی، المان یک بعدی فولادی بکار رفته است. کل سازه دارای ۶۸۰ المان و ۱۰۰۵ گره می‌باشد. تعداد المانهای فلزی برای بادبندها ۲۰ عدد می‌باشد. برای تعیین پروفیل بادبندها از برنامه طراحی Steeler استفاده شده است. نحوه المان‌بندی سازه در شکل شماره ۸ با نام NFWB1 آمده است.

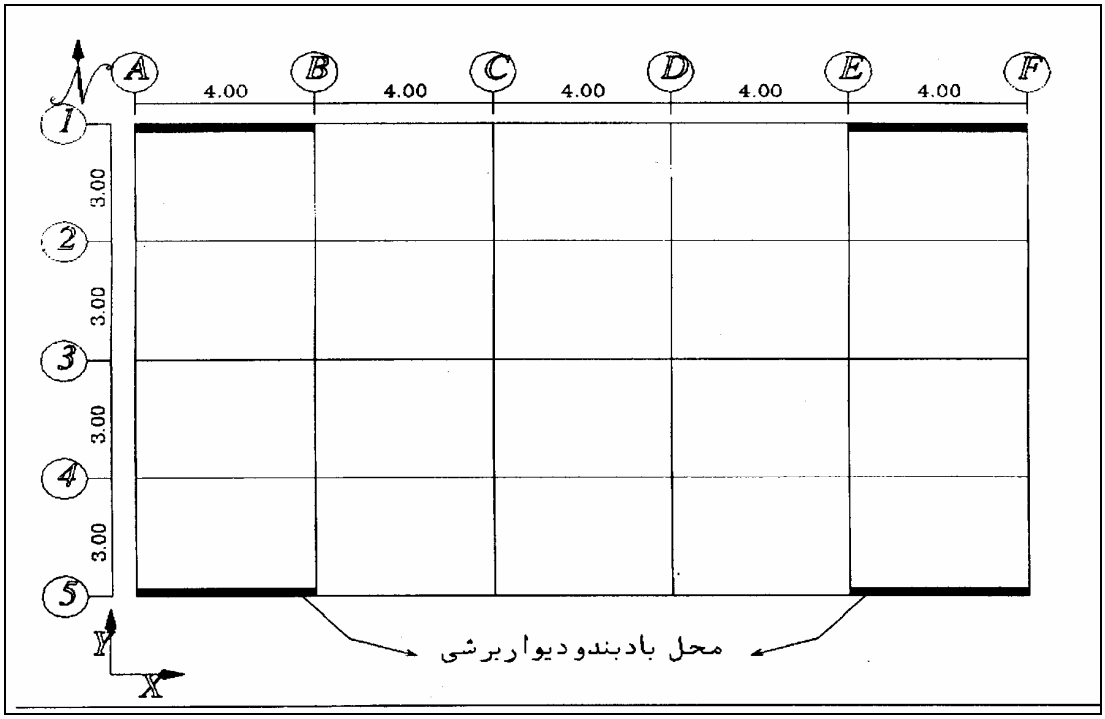
در آخرین قسمت (مرحله چهارم)، یک قاب خمشی بتن آرمه به همراه دو دهانه بادبند مورد آنالیز قرار گرفت تا اندرکنش و رفتار متقابل بادبند فلزی در یک سازه بتن آرمه بررسی شود.

قاب خمشی NF1 در اینجا نیز عیناً بکار رفت و فقط دو دهانه ابتدا و انتها بصورت بادبند فلزی X تقویت شدند. تعداد المانهای Shell، ۵۰۰ عدد و المانهای یک بعدی فولادی ۴۰ عدد می‌باشد (سازه NFB1).

در شکل ۹ المان‌بندی سازه NFB1 و نحوه قرارگیری بادبندها نشان داده شده است. در جدول۲ مشخصات مراحل مختلف آنالیز بهمراه سیستم مقاوم سازه ارائه شده است.

بعد از تهیه مدل کامپیوتری سازه های فوق، به کمک برنامه NONLACS2 آنالیز غیر خطی انجام شده است. برای راحتی کار و استفاده بهینه از نتایج خروجی که حجم آنها بسیار زیاد است یک برنامه پس از اجرا توسط زبان Qbasic تهیه شده است.

این برنامه نتایج خروجی برنامه NONLACS2 را خوانده و هندسه تغییر شکل نیافته و یافته سازه و نحوه پخش ترکها را رسم کرده و اطلاعات لازم را برای رسم منحنی بار - تغییر مکان و بار - کرنش و تنش ارائه می‌دهد.



شکل ۵. پلان ساختمان ده طبقه بتن آرمه

جدول ۱. مشخصات مصالح مصرفی بتن و فولاد

فولاد				بتن			
ε_{su}	E^*_s (MPa)	E_s (MPa)	f_y (MPa)	ε_{cu}	f'_t (MPa)	E_c (MPa)	f'_c (MPa)
0.05	20,000	200,000	300	0.003	3.20	24000	26

جدول ۲. مراحل مختلف آنالیز

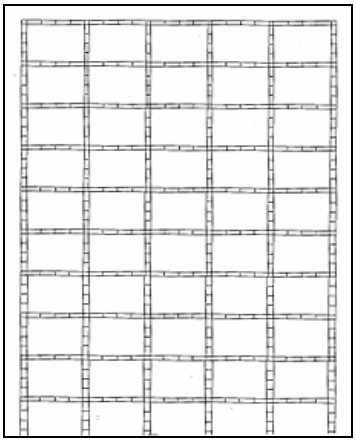
بادبندها		دیوار برشی		نام سازه (نام فایل)	سیستم مقاوم در برابر زلزله	مرحله آنالیز
مساحت	طبقات	ضخامت	طبقات			
۰	۱ - ۱۰	۰	۱ - ۱۰	NF1	قاب تنها	۱
۰	۱ - ۱۰	۲۰	۱ و ۲	NFW1	قاب و دیوار برشی	۲
		۱۷/ ۵	۳ و ۴			
		۱۵	۵ و ۶			
		۱۲/ ۵	۷ و ۸			
		۱۰	۹ و ۱۰			
۴۸	۱ و ۲	۲۰	۱ و ۲	NFWB1	قاب و دیوار برشی و بادبند فلزی	۳
۴۰/ ۸	۳ و ۴	۱۷/ ۵	۳ و ۴			
۳۴	۵ و ۶	۱۵	۵ و ۶			
۲۷	۷ و ۸	۱۲/ ۵	۷ و ۸			
۲۲	۹ و ۱۰	۱۰	۹و۱۰			
۴۸	۱ و ۲	۰	۱ و ۲	NFB1	قاب و بادبند فلزی	۴
۴۰/ ۸	۳ و ۴	۰	۳ و ۴			
۳۴	۵ و ۶	۰	۵ و ۶			
۲۷	۷ و ۸	۰	۷ و ۸			
۲۲	۹ و ۱۰	۰	۹ و ۱۰			

۷. بررسی نتایج آنالیز غیر خطی

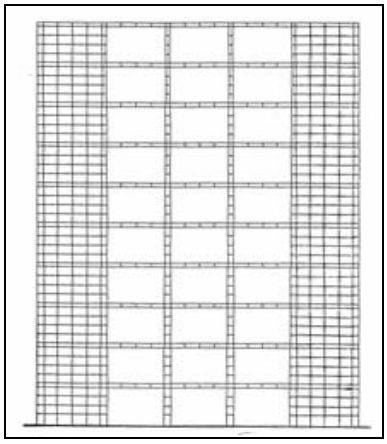
در قسمت آنالیز غیرخطی، نتایج شامل منحنی بار جانبی - تغییر مکان افقی، نحوه پخش ترک، بارترک خوردگی، تسلیم و انهدام برای سازه های تحلیل شده، ارائه شده‌اند.

۷- ۱. مرحله اول آنالیز(سازه NF1)

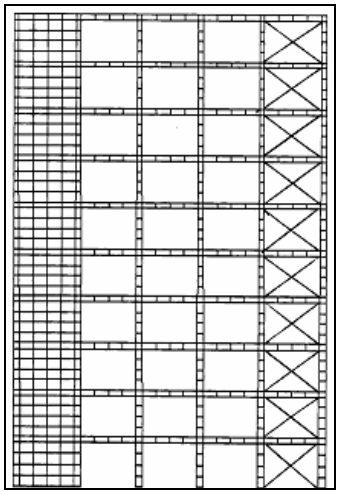
در این مرحله رفتار غیرخطی قاب بتن آرمه به تنهایی مورد تجزیه و تحلیل قرار می‌گیرد. در شکل ۱۰ تغییرات بار جانبی‌به جابجایی جانبی در طبقه دهم برای سازه NF1 مشاهده می‌شود. در ابتدا رفتار قاب تقریباً خطی می‌باشد. دربار P_{cr} =18360 نیوتن اولین ترک در سازه رخ داده است. در برنامه NONLACS2 ترک وقتی اتفاق می‌افتد که تنش کششی بتن از مقاومت کششی بتن تجاوز کند و یا کرنش کششی از کرنش کششی نظیر ترک خوردگی $\varepsilon_{cr} = f_r / E_c$ تجاوز نماید. نحوه پخش ترک در سازه NF1 در لحظه انهدام تحت بار P_u =81600 N در شکل ۱۱ نمایش داده شده است. در لحظه انهدام تقریبا" کلیه تیرها (در محل تکیه‌گاه در بالا و در وسط دهانه در پایین) و بعضی از ستونها ترک خورده‌اند. بعد از مرحله ترک خوردگی، رفتار سازه به تدریج غیر خطی شده و از سختی سازه کاسته شده است. دربار P_y=61200 N سازه به مرحله تسلیم رسیده و نهایتاً با یک تغییر مکان زیاد در بار نهایی P_u =81600 نیوتن به مرحله شکست رسیده است. بار ترک خوردگی حدود ۲۲٪ بار نهایی می‌باشد. در هنگام شکست تغییر مکان نهایی سازه برابر 334.9 میلی‌متر می‌باشد. با توجه به آنکه تغییر مکان متناظر با جاری شدگی سازه برابر 71.9 میلی متر است ضریب شکل پذیری برابر $\mu_\Delta = \Delta_U / \Delta_Y = 344.9 / 71.9 = 4.8$ می‌باشد که نشان از شکل پذیری بالای این قاب می‌باشد. نوع انهدام سازه به صورت کششی یا نرم می باشد یعنی در ابتدا فولاد کششی جاری شده است و سپس در نهایت بتن در فشار خرد شده و سازه منهدم گردیده است.



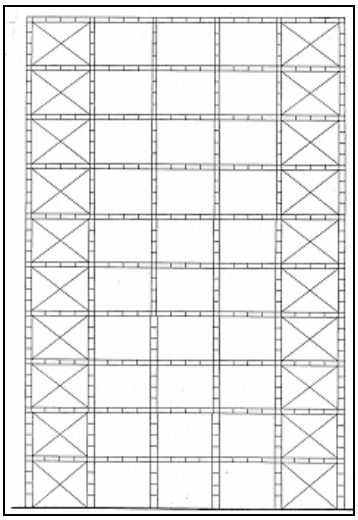
شکل ۶. المان‌بندی قاب خمشی تنها (سازه NF1)



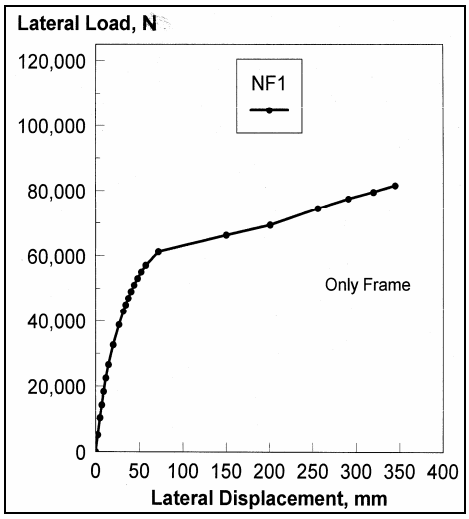
شکل ۷. المان‌بندی قاب خمشی و دیوار برشی (سازه NFW1)



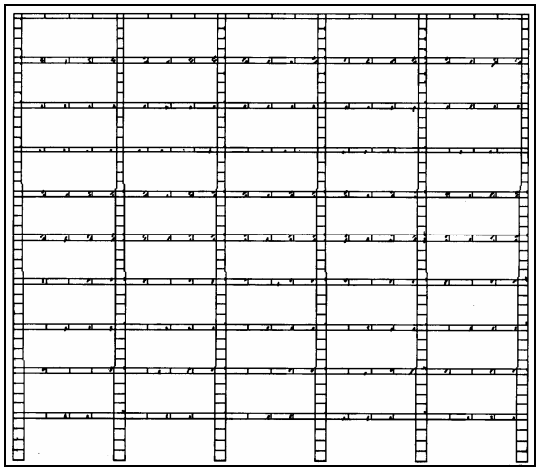
شکل ۸. المان بندی سازه قاب خمشی، دیوار برشی و بادبند فلزی (سازه NFWB1)



شکل ۹. المان بندی سازه قاب خمشی و بادبند فلزی (سازه NFB1)



شکل ۱۰. منحنی بار جانبی–تغییر مکان افقی برای سازه NF1 در طبقه آخر



شکل ۱۱. نحوه پخش ترک در سازه NF1 در لحظه انهدام

۷– ۲. مرحله دوم آنالیز (سازه NFW1)

در این مرحله قاب بتن آرمه به همراه دو عدد دیوار برشی تحت بار قائم و۱۰۰٪ نیروی زلزله قرار می‌گیرد. پس از آنالیز این سازه منحنی بار جانبی – تغییر مکان افقی در طبقه آخر این سازه (NFW1) در شکل ۱۲ رسم شده است.

همانطور که از شکل دیده می‌شود به علت وجود دیوارهای برشی، سختی سازه بشدت افزایش یافته و رفتاری تقریباً خطی تا مرحله ترک خوردگی دارد. سازه در بار P_{cr} =40750 نیوتن ترک خورده و به تدریج از سختی آن کاسته می‌شود و اولین فولاد در بار P_y= 203750 نیوتن جاری می‌شود. بار نهایی که باعث انهدام سازه می‌شود برابر P_u =366750 نیوتن و تغییر مکان جانبی نهایی 80.9 میلی‌متر می‌باشد. مد تغییر شکل قاب بصورت برشی می‌باشد و در طبقات بالای قاب، کمک قابل توجه ای به دیوارهای برشی که بصورت خمشی تغییر شکل می دهند می‌نماید.

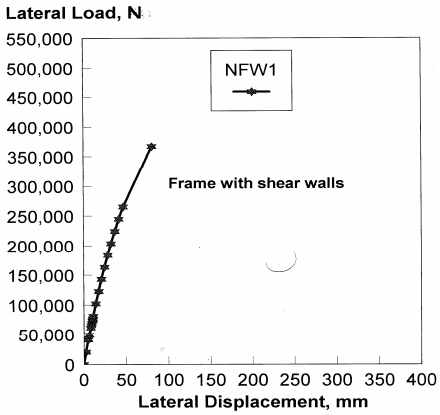
به علت وجود دیوارهای برشی با سختی زیاد، پاسخ کامپیوتری سازه در مرحله انهدام بصورت شکننده و ترد می‌باشد و سازه شکل‌پذیری زیادی را از خود بروز نمی‌دهد ($\mu_\Delta = \Delta_U/\Delta_Y = 2.5$). مقایسه مرحله اول و دوم آنالیز نشان می‌دهد که وجود دیوارهای برشی باعث افزایش بار نهایی سازه به اندازه 4.5 برابر می‌شود.

۷–۳. مرحله سوم آنالیز (سازه NFWB1)

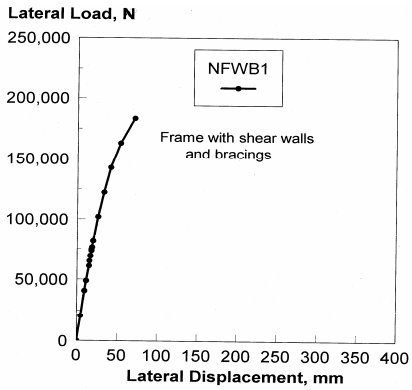
در این قسمت قاب بتن آرمه که توسط یک دیوار برشی و یک بادبند فلزی ضربدری تقویت شده است تحت اثر بار قائم و ۱۰۰٪ نیروی زلزله قرار می‌گیرد و رفتار غیر خطی آن توسط برنامه کامپیوتری بررسی می‌شود.

منحنی بار تغییر مکان جانبی این سازه درشکل ۱۳ مشاهده می‌شود. سازه در بار P_{cr}=48900 نیوتن ترک خورده و با افزایش بار ابتدا بادبندها در بار 61125 نیوتن به تسلیم رسیده و سپس آرماتورهای طولی در بار 142630 نیوتن جاری می‌شوند. با ایجاد

ترکها در بتن سختی قاب بتن آرمه کاهش یافته و بادبندها نیروی زیادی را متحمل شده و به تسلیم می‌رسند. در بار P_u=183380 نیوتن سازه منهدم می‌شود. شکل منحنی بار - تغییر مکان بصورت تقریباً خطی بوده و در مرحله انهدام دارای تغییر مکان 71.15 میلی متر می‌باشد. اولین ترک در طبقه هشتم و در محل اتصال تیر به بادبند فلزی در قسمت بالای تکیه گاه اتفاق می‌افتد. وجود بادبند و دیوار برشی در مقایسه با قاب تنها نشان می‌دهد بار ترک خوردگی به اندازه 2.65 برابر و بار نهایی به اندازه 2.25 برابر افزایش می‌یابند. ضریب شکل پذیری در این حالت برابر μ =1.7 می‌باشد که در مقایسه با سازه‌های NF1 و NFW1 و NFB1 دارای شکل‌پذیری کمتری است.



شکل ۱۲. منحنی بار جانبی - تغییر مکان افقی NFW1 در طبقه دهم برای سازه

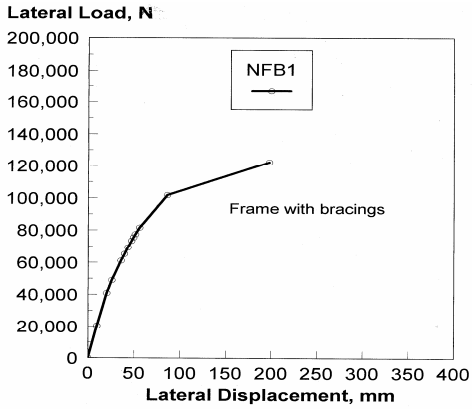


شکل ۱۳. منحنی بار جانبی - تغییر مکان افقی در طبقه آخر برای سازه NFWB1

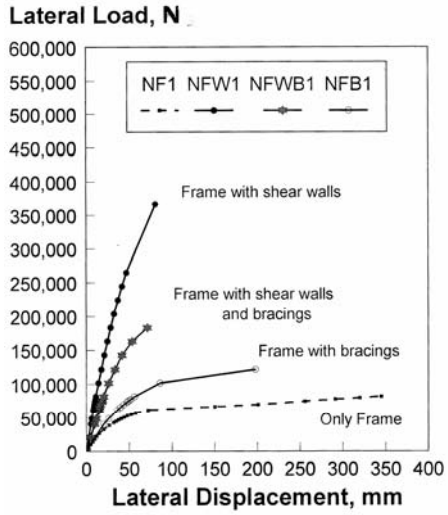
۷-۴. مرحله چهارم آنالیز (سازه NFB1)

در این مرحله رفتار غیر خطی قاب بتن آرمه به همراه دو عدد بادبند فلزی تحت بار قائم و ۱۰۰ درصد بار زلزله بررسی شده است. شکل ۱۴ منحنی بار – تغییر مکان سازه NFB1 را نشان می‌دهد. سازه ابتدا رفتاری خطی داشته و در بار P_{cr} = 40750 نیوتن اولین ترک در محل تکیه گاه تیرهای طبقات اول و دوم و سوم و چهارم در ناحیه بالای مقطع رخ می‌دهد. سپس با افزایش بار رفتار سازه غیرخطی شده و به علت وجود ترک خوردگی سختی سازه کاهش می‌یابد. جاری شدگی آرماتورهای سازه در بار 81500 نیوتن رخ می‌دهد. بادبندها در بار 101880 نیوتن تسلیم شده و نهایتاً انهدام سازه در بار p_u= 122250 نیوتن بهمراه تغییر مکان جانبی Δ_u = 197.9 میلی‌متر به صورت شکل‌پذیر رخ می‌دهد. ضریب شکل‌پذیری این سازه برابر μ=3.5 می‌باشد. مقایسه سازه NF1 (قاب تنها) و NFB1 (قاب و دو بادبند) نشان می‌دهد بار ترک خوردگی به اندازه 2.2 برابر و بار نهایی به اندازه 1.5 برابر افزایش می‌یابد.

انهدام کلیه سازه‌ها بصورت کششی بوده یعنی ابتدا آرماتور جاری شده و سپس بتن به مرحله خردشدگی رسیده است. مقادیر بارهای ترک خوردگی P_{cr} و بار نهایی P_u، تغییر مکان نهایی و ضریب شکل‌پذیری برای چهار سازه NF1، NFW1، NFWB1 و NFB1 در جدول شماره ۳ آورده شده‌اند. جهت مقایسه چهار مرحله آنالیز، منحنی‌های این چهار سازه در شکل ۱۵ نمایش داده شده‌اند.



شکل ۱۴. منحنی بار جانبی – تغییر مکان افقی برای سازه NFB1 در طبقه دهم



شکل ۱۵. مقایسه منحنی های بار – تغییر مکان برای چهار مرحله آنالیز

جدول ۳. مقادیر بار ترک خوردگی، بار نهایی و تغییر مکان نهایی برای چهار سازه آنالیز شده

نام سازه	مشخصات	P_{cr} (N)	P_u (N)	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	μ_Δ
NF1	قاب تنها	18360	81600	71.9	344.9	4.8
NFW1	قاب و دیوار برشی	40750	366750	32.42	80.9	2.5
NFWB1	قاب و دیوار برشی و بادبند فلزی	48900	18380	41.5	71.15	1.7
NFB1	قاب و بادبند فلزی	40350	122250	56.2	197.9	3.5

۸. نتیجه گیری

از نتایج آنالیز غیرخطی مشاهده می‌شود که سازه NF1 دارای کمترین بار نهایی و سازه NFW1 دارای بیشترین بار نهایی است. مقایسه این دو سازه نشان می‌دهد که وجود دو عدد دیوار برشی در قاب بتن آرمه بار نهایی سازه را به اندازه 4.5 برابر افزایش می‌دهد. اگر بجای یکی از دیوارهای برشی از بادبند فلزی استفاده شود (سازه NFWB1)، بار نهایی قاب بتن آرمه به اندازه 2.25 برابر افزایش می‌یابد. در صورتیکه بجای هر دو دیوار برشی، دو عدد بادبند فلزی ضربدری استفاده شود (سازه NFB1) بار نهایی قاب بتن آرمه تنها به اندازه 1.5 برابر افزایش می‌یابد. بررسی نتایج نشان می‌دهد که دیوار برشی تاثیر بسیار زیادی در افزایش مقاومت و بار نهایی سازه دارد و بادبندهای فلزی در این زمینه تاثیر کمتری دارند. تغییر مکان نهایی سازه NF1 (قاب تنها) بیشترین مقدار، سازه‌های NFW1 و NFWB1 دارای کمترین تغییر مکان نهایی هستند. سازه NFB1 که دارای دو بادبند فلزی است تغییر مکان نهایی متوسطی را بروز می‌دهد. به عبارت دیگر شکل‌پذیری قاب تنها دارای بیشترین مقدار و سپس سازه NFB1 دارای شکل پذیری متوسطی است. سازه‌های NFW1 و NFWB1 شکل پذیری زیادی را از خود بروز نمی دهند و قادر به دفع نیروی زلزله زیادی نیستند. مشابه نتایج آنالیز خطی، در این قسمت نیز مشاهده می‌شود که بادبندهای فلزی به تنهایی تا حد مشخصی در تقویت سازه کمک می‌کنند و برای قاب بتن آرمه جدید، وجود بادبند به عنوان یک عنصر مقاوم جهت افزایش مقاومت مخصوصاً در سازه‌های بلند به تنهایی زیاد مناسب به نظر نمی‌رسد. نتایج نشان می‌دهد که سازه NFW1 حدود 8.8 برابر، سازه NFWB1 حدود 4.8 برابر و سازه NFB1 حدود دو برابر سخت‌تر از سازه NF1 می‌باشند. بنابراین وجود دیوارهای برشی سختی و مقاومت سازه را به شدت افزایش داده ولی شکل‌پذیری آنرا کاهش می‌دهد. تقویت قاب بتن آرمه توسط بادبندهای فلزی به تنهایی اثر مثبتی بر روی سختی و مقاومت و شکل پذیری دارد. همچنین مشاهده می‌شود وجود بادبند فلزی در یک قاب بتن آرمه، شروع ترک خوردگی را به تاخیر انداخته و باعث کاهش تغییر مکان جانبی سازه تحت بارهای قبل از تسلیم می‌گردد.

قدردانی

این مقاله نتایج یک طرح تحقیقاتی است که در دانشکده مهندسی دانشگاه سمنان و با حمایتهای مالی معاونت پژوهشی دانشگاه سمنان انجام گردیده است که بدین وسیله از مساعدت معاونت پژوهشی دانشگاه تقدیر می‌گردد. همچنین از راهنمائیهای ارزنده مشاور طرح، جناب آقای دکتر مرتضی زاهدی صمیمانه تشکر و قدردانی می‌گردد.

مراجع

[1] ASCE/ACI Committee 447, "*Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures*" Edited by J.Isenberg, ASCE, Newyork, USA,1991.

[2] Kheyroddin, A., *Nonlinear Finite Element Analysis of Flexure– Dominant* R.C Structures Ph.D. Thesis, Dept of Civil Eng. And Applied, Mech, MCGill University, Canada 1996.

[3] Nofal, M.E., "*Inelasitic Load Distribution of Composite Concrete–Steel Slab–on–Girder Bridges*", M. Eng. Thesis Dept of Civil Eng., Carleton University, Canada, 1988.

[4] Shayanfar, M.A., Kheyroddin, A., Mirza, M.S., "*Element Size Effects in Nonlinear Analysis of R.C. Members*", Journal of Computer & Structures, Vol. 62, No.2, 1997, PP. 339-352.

[5] Goel, S.C., Lee, H.S., "*Seismic Sterngthening of Structures By Ductil Steel Bracing System*", Proceeding of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol.3, Canada, 1992.

[6] Badux, M., Jirsa; J.O., *"Steel Bracing of RC Frames for Seismic Retrofiting*", Journal of Structural Engineering, ASCE, 1990, 116(1), PP. 55-74.

[7] Nateghi, A., *"Seismic Strengthening of Eight - Story R.C. Apartement Building Using Steel Brace*", Engineering Structures; Vol. 17, No. 6, 1995, PP. 455-461.

[8] Pincheira, Jirsa; O., "*Seismic Response of RC Retrofitted with Steel Braces or Walls"* Journal of Structural Engineering , ASCE: August 1995, PP. 1225-1235.

[9] Maheri, M.R., Sahebi, A., *"Experimental Investigations of Steel Braced Reinforced Concrete Frames"* Proceeding of the Second International Conference on Seismology and EarthquakeEngineering; Vol. 1,Tehran Islamic Repoblic of IRAN: May 15-17, 1995, PP. 775-784.

[10] Youssef, M.A., Ghaffarzadeh, H., Nehdi, M., *"Seismic Performance of RC Frames with Concentric Internal Steel Bracing*", Engineering Structures, Volume 28, Issue 13, 2006.

[۱۱] حاجی‌غفاری، حسین.، *"اندرکنش قاب و بادبند فولادی در سازه‌های بتن مسلح برای تحمل نیروهای جانبی"* پنجمین کنفرانس مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شریف تهران، ۱۳۷۶. صفحه ۲۲۸-۲۳۸.

[۱۲] همتی، سیف ا....، *"بررسی آزمایشگاهی اتصالات تقویت شده در ساختمانهای بتن مسلح در مقابل نیروهای جانبی"*، پایان نامه کارشناسی ارشد دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۷۶.

[۱۳] خیرالدین علی.، *"استفاده مختلط از دو سیستم دیوار برشی و بادبند فلزی در تقویت ساختمانهای بتن آرمه موجود"*، سومین کنفرانس بین المللی بتن – دانشگاه صنعتی امیر کبیر– شماره مقاله ۳۱۳ – اردیبهشت ۱۳۷۹.

[۱۴] خیرالدین، علی؛ و شمخالی‌مقدم، علی.، *"بررسی رفتار بادبندهای واگرا در قابهای بتن آرمه موجود،"* دومین همایش بین المللی ساختمانهای بلند، دانشگاه علم و صنعت ایران، ۱۳۸۰. صفحه ۱۴۳-۱۵۲.