بررسی مهاربندی کابلی در ساختمانها و محدودهٔ نیروی پیش تنیدگی کابلها

مجید برقیان
استادیار گروه عمران، دانشکدهٔ فنی، دانشگاه تبریز
پست الکترونیکی: barghian@tabrizu.ac.ir

صمد مقصودپور
دانشجوی کارشناسی ارشد رشتهٔ سازه، دانشگاه تبریز
پست الکترونیکی: Samad_se@yahoo.com
(تاریخ دریافت مقاله:۱۳۸۸/۳/۲۰ تاریخ پذیرش مقاله:۱۳۸۸/۱۱/۲۷)

چکیده

در ساختمانهای بتنی برای مقابله با نیروهای جانبی، معمولاً سیستم هایی مانند قاب خمشی، دیوار برشی و یا ترکیبی از این دو استفاده می شود. استفاده از مهاربندی کابلی بصورت ضربدری، روش جدیدی برای مقاوم سازی آنها می باشد. این سیستم به دلیل وزن کم کابل، مقاومت کششی بسیار بالای کابل، سهولت اجرا و عدم نیاز به تعمیر و نگهداری نسبت به سایر سیستم های مقاوم سازی بسیار اقتصادی است. در این سیستم جهت افزایش سختی و کاهش بیشتر تغییر مکانهای جانبی قاب از کابل های پیش تنیده استفاده می شود. مقدار نیروی پیش تنیدگی محدودهٔ مشخصی دارد که تجاوز از این محدوده، کاهش قابل ملاحظه ای در تغییرمکانهای قاب ایجاد نمی کند. با مدلسازی و تحلیل دو قاب بتنی یک طبقه، که دارای مهاربندی کابلی هستند، بوسیلهٔ نرم افزار SAP2000 وجود این محدوده نشان داده می شود. در نهایت می توان گفت که استفاده از مهاربندی کابلی، تغییر مکانهای جانبی طبقات را بطور قابل ملاحظه ای کاهش داده و ظرفیت مقاومت برشی قاب را به مقدار خیلی زیادی افزایش می دهد که بررسی نتایج حاصل از تحلیل دو قاب بتنی سه و شش طبقه موید این امر می باشد .

کلید واژه ها: تغییر مکان جانبی، ساختمانهای بتنی، سیستم مقاوم جانبی، مهاربندی کابلی، نیروی پیش تنیدگی.

۱- مقدمه

همگام با پیشرفت علم مهندسی زلزله و تاکید بر امر مقاوم سازی سازه ها در مقابل نیروهای ناشی از زلزله استفاده از سیستمهای مناسب و با عملکرد مطمئن برای مقابله با این نیروها احساس می شود. سیستم های متداول مقابله با نیروهای جانبی در ساختمانهای بتنی متعارف کشور، ۵ الی ۳۵ طبقه، عبارتند از قاب خمشی، دیوار برشی و یا ترکیبی از آنها، در ساختمانهای بلندتر، سیستمهای دیگری نظیر سیستم لوله ای ، لوله در لوله و ... بکارمی روند [۱].

نتایج بررسی ها در زلزله های مختلف جهان بر روی ساختمانها، حاکی از آن است که خسارات ناشی از زلزله در ساختمانهای دارای دیوار برشی کمتر بوده است. بطور مثال در زلزلهٔ ۱۹۸۵ مکزیکوسیتی بیش از ۲۸۰ ساختمان با سیستم قاب خمشی و با تعداد طبقات ۶ الی ۱۵ فرو ریختند در حالیکه تعداد ساختمانهای فرو ریخته شده که دارای سیستم مقاوم جانبی دیوار برشی بودند صفر بود. با توجه به این خصوصیت معمولا" استفاده از دیوارهای برشی بعنوان سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی توصیه می گردد [۲].

در ساختمانهای بلند معمولاً دیوارهای برشی را به تنهایی بکار نمی برند چرا که تغییر مکان کنسولی شکل دیوار در طبقات بالا به حدی است که ممکن است به عوامل غیر سازه ای آسیب وارد کند. برای جلوگیری از تغییر مکان زیاد دیوارها در طبقات بالا، بدون افزایش ابعاد آنها که عملی غیر اقتصادی است، می توان از قاب خمشی به همراه دیوار برشی استفاده نمود که اصطلاحاً سیستم قاب- دیوار گفته می شود. در این سیستمها به علت ناسازگاری حرکت جانبی قاب (مود برشی) و دیوار (مود خمشی) در ارتفاع، نیروهای اندرکنش بین دیوار و قاب ایجاد می شوند بگونه ای که این نیروهای اندرکنش باعث افزایش نیروهای داخلی قاب در طبقات فوقانی می گردند (در واقع دیوار به نفع بارهای خارجی عمل می کند). بنابراین منطقی به نظر می رسد که با قطع دیوارهای برشی در مناطق فوقانی سازه از این پدیدهٔ نامناسب جلوگیری شود. این کار تاثیرات پیچیده ای بر توزیع لنگرها و برشها بین قاب و دیوار و اندرکنش نیروهای افقی مربوط به تیرها و تاوه های اتصالی بخصوص در مورد سازه های نا متقارن حول محور بارگذاری دارد که تعیین تراز قطع دیوار را بسیار مشکل می کند [۳و۱].

از دیگر مشکلات سیستم های دارای دیوار برشی می توان به ایجاد بازشوها در دیوارها به دلایل معماری اشاره کرد. در محل ایجاد بازشوها نیروهای زیادی به دیوارها اعمال می گردد [۳]. بازشوهای نابجا باعث بروز شکست های غیر منتظره و ناخواسته خواهند شد.

تجربیات نشان داده است که گسیختگی دیوارهای برشی اغلب در اطراف باز شوها متمرکز است.

سیستم دیگری که در چندین سال اخیر مورد توجه قرار گرفته و بصورت عملی در کشورهایی مانند آمریکا و ژاپن اجرا شده، دیوار برشی فولادی است. این سیستم به دلیل صرفه جویی اقتصادی، افزایش سرعت اجرا و وزن کم نسبت به دیوارهای بتنی، همچنین شکل پذیری و جذب انرژی بالا و سهولت تقویت سازه های موجود، مورد توجه می باشد. اساس ایدهٔ این دیوارها بهره گیری از میدان کشش قطری است که پس از کمانش ورق فولادی در آن ایجاد می گردد. این موضوع برای اولین بار توسط واگنر در سال ۱۹۳۱ با آزمایش روی پانل های برشی آلومینیومی ارائه شد. پس از وی دانشمندان بسیاری چون کوهن، باسلر، راکی، پورتر و ... بر روی میدان کشش قطری تیر ورقها مطالعه نمودند و سختی بالها نیز با توجه به نتایج آزمایشگاهی در نظر گرفته شد. در دههٔ ۸۰ میلادی در دانشگاه آلبرتای کانادا برای اولین بار طرح استفاده از دیوار برشی فولادی با ورق نازک توسط کولاک و همکاران ایشان مطرح گردیدودر اواخر دههٔ ۸۰ میلادی دکتر سعید صبوری و همکاران ایشان نیز برای اندرکنش ورق فولادی و قاب محیطی آن مدل ریاضی ارائه نمودند. علاوه بر اینها در دههٔ ۹۰ و پس از آن نیز توسط الغالیو همکاران، ونچورا و همکاران ومینگ و همکاران ایشان مطالعاتی در مورد مسائل اجرایی و تحلیلی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک بصورت آزمایشگاهی و تئوریک انجام گرفت[۴]. این سیستم رفتار بسیار پیچیده ای دارد و هنوز هم توسط محققین زیادی بررسی می شود و از نظر ملاحظات معماری نیز مثل دیوارهای برشی بتنی مشکل ساز هستند.

گاهی در سازه های بتنی از انواع مهارهای فلزی نیز استفاده شده است. از آن جمله ماهری و همکارانش از مهارهای فلزی X و زانویی استفاده کرده اند. این مهارها برای مقاوم سازی ساختمان های موجود بصورت خارجی و برای سازه های جدید بصورت داخلی تعبیه شده اند. در مورد مقاوم سازی با این نوع مهار بندی ها سکیگوچی، دل واله و همکاران، بادوکس و جیرسا مثالهای عملی را ذکر کرده اند. آزمایش این نوع مهاربندی ها هم توسط بوش و همکاران ایشان گزارش شده است. گفته شده است که این مهار بندی ها ظرفیت مقاومت برشی سازه را افزایش می دهند، ولی مسائلی مانند مشکلات اجرایی و ملاحظات معماری در معایب این گونه بادبندی ها آورده شده است. در حالت قرار دادن مهاربندی ها بصورت داخلی مهارها مستقیماً و یا بصورت غیر مستقیم به قاب بتنی متصل می شوند. در حالت غیر مستقیم قاب فلزی مهاربندی در داخل قاب بتنی قرار داده شده، در نتیجه انتقال نیرو بین مهاربندی فلزی و قاب بتنی بصورت غیر مستقیم و از طریق قاب فولادی انجام می گیرد. در برخی حالات بهسازی، فراهم کردن قاب فولادی در محلی از قاب بتنی که قبلاً آسیب دیده یا ضعیف شده است، لازم می باشد. در موارد دیگر قاب فولادی یک مکانیزم اتصال هزینه بر می باشد. مقاوم سازی قابها با مهاربندی ذکر شده، بصورت داخلی و به شکلهای مختلف توسط کاواماتا، یوسامی، اوهیشی، ویلی، سوقانو و هیقاشی گزارش شده است [۵].

موضوع تحقیق این مقاله سیستم مهاربندی کابلی ساختمانها و محدودهٔ نیروی پیش تنیدگی کابلها در این سیستم می باشد. استفاده از کابل برای مقاوم سازی ساختمانها در برابر نیروهای جانبی سیستم بسیار جدیدی است که، با وجود جستجوی زیادی که توسط مولفین انجام یافت، هیچ مقاله ای در مورد آن بدست نیامد و بجز اطلاعات مختصری که توسط شرکت جرت بصورت عکس ارائه شده، اطلاعات دیگری در دسترس نبود. شکل(۱) ساختمان بتنی سه طبقه ای را که دارای مهاربندی کابلی است و توسط این شرکت ساخته شده نشان می دهد [۱۵]. در سیستم مورد تحقیق این مقاله کابلها بصورت ضربدری در تعدادی از دهانه های قابها استفاده می شوند و موجب افزایش سختی جانبی سازه می گردند. در مورد استهلاک انرژی نیز استفاده از میراگرها توصیه می شود ولی در صورت عدم استفاده از آنها بهتر است قطر کابل طوری انتخاب شود که، با توجه به سختی آن، قاب خمشی نیز در جذب نیروهای جانبی نقش عمده ای داشته و موجب استهلاک انرژی شود.

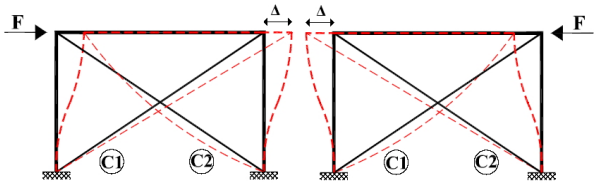
شکل ۱- ساختمان بتنی مهار شده با کابل که توسط شرکت جرت ساخته شده است

به نظر مولفین، این سیستم کارا بوده و می تواند برای مقابله با بارهای جانبی جایگزین سیستم های دیگر شود. مزایای این نوع سیستم را می توان در مقاومت کششی بسیار بالای کابل، وزن کم کابل در مقابل مقاطع دیگر (دیوارهای برشی بتنی و فولادی و مهاربند های فلزی)، سطح مقطع کوچک کابل و در نتیجه کاهش هزینهٔ سازه نسبت به سایر سیستمهای مقاوم سازی، همچنین مقاومت بالای کابل در برابر خوردگی، سایش وخستگی، سهولت اجرا، عدم نیاز به تعمیر بعد از زلزله و یا تعمیر سریع آن، عدم نیاز به نگهداری و ممانعت کمتر برای ملاحضات معماری دانست.

در این تحقیق نحوهٔ مدلسازی کابل در سیستم کابلی ضربدری شرح داده شده و وجود محدودهٔ بهینه، برای نیروی پیش تنیدگی کابلها، با ایجاد مدلهای مختلف و بررسی نتایج آنها، نشان داده می شود. در نهایت دو قاب بتنی سه و شش طبقه انتخاب شده و نتایج آنها در دو حالت قاب خمشی و قاب خمشی با کابل مقایسه می شوند تا میزان تاثیر سیستم مذکور بر سختی و مقاومت قابها مشخص شود.

۲- معرفی سیستم

عملکرد سیستم مهاربندی کابلی در یک قاب یک طبقه و یک دهانه ، بصورت شماتیک در شکل (۲) نشان داده شده است.



شکل ۲- عملکرد سیستم کابلی در برابر بارهای جانبی رفت و برگشتی

اگر کابل ها فاقد نیروی پیش تنیدگی باشند با اعمال نیرو به سمت راست و حرکت جانبی قاب، کابل C1 به کشش می افتد و در برابر تغییر مکان جانبی مقاومت می کند ولی کابل C2 که بدلیل وزن خود تحت کشش بوده و مقداری سختی دارد، تاثیر کمی در این مقاومت خواهد داشت. در ضمن خیز اولیهٔ ناشی از وزن در کابل C1 تا حدودی آزادی عمل برای حرکت جانبی قاب را فراهم می کند. با اعمال نیروی پیش تنیدگی خیز کابل ها مطابق رابطهٔ ۱ کاهش یافته (۱) و آزادی عمل برای حرکت قاب سلب میشود.

$$H = \frac{wL^2}{8f} \qquad (۱)$$

H : مولفهٔ افقی نیروی کششی کابل یا نیروی پیش تنیدگی

W : بار گستردهٔ یکنواخت روی تصویر افقی کابل (وزن کابل در واقع بصورت نیروی گستردهٔ روی عضو می باشد ولی بدلیل کوچک بودن وزن می توان با توزیع آن در تصویر افقی از این رابطه بصورت تقریبی استفاده کرد).

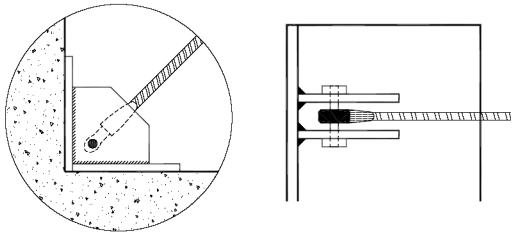
L : طول تصویر افقی کابل

f : خیز کابل در وسط دهانه که بصورت قائم اندازه گیری می شود.

همچنین اعمال این نیرو بدلیل افزایش سختی کابل ها و کل سیستم، باعث کاهش بیشتر تغییر مکان جانبی می شود. با تغییر جهت نیرو این بار نقش اصلی مقاومت در برابر تغییر مکان جانبی قاب بر عهدهٔ کابل C2 خواهد بود.

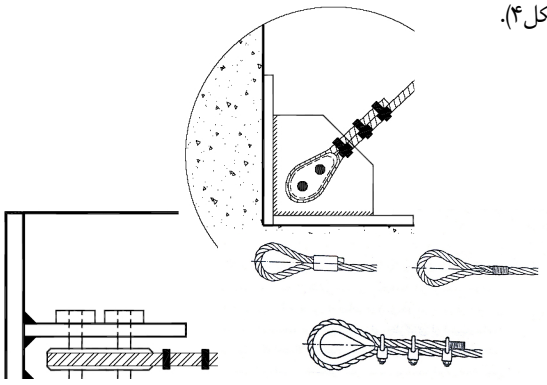
برای اتصال کابل به قاب در این سیستم دو روش زیر پیشنهاد می شود:

الف- استفاده از سوکت های مخصوص که توسط فلزات مذاب مانند روی به کابل وصل می شوند . شکل و مشخصات این نوع سوکت ها در برخی آیین نامه ها مثل آیین نامهٔ BS 302 موجود می باشد [۶] . شمای کلی اتصال در شکل (۳) نشان داده شده است .



شکل ۳- نحوهٔ اتصال کابل به قاب با استفاده از سوکت

ب- در این روش بجای استفاده از سوکت ها، انتهای خود کابل بصورت حلقه درآمده و داخل شیار قطعهٔ اتصال قرار می گیرد و این قطعه توسط پین هایی به ورقها متصل می شود. برای ایجاد حلقه سه روش وجود دارد [۷]: دو سر پرس کردن کابل با اتصال بست گلویی، اتصال بست های U شکل و گیس بافت کردن طناب فولادی با دست (شکل۴).

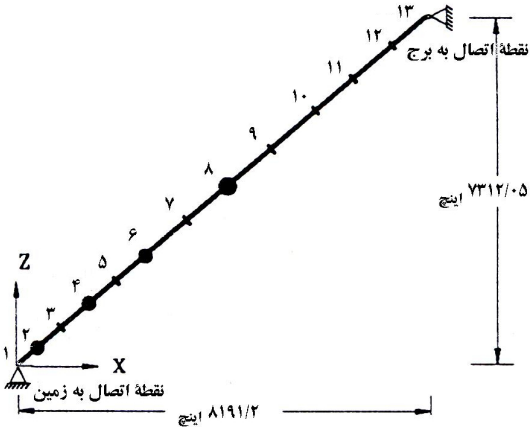


شکل ۴- نحوهٔ اتصال کابل به قاب توسط ایجاد حلقه و روشهای مختلف ایجاد حلقه

۳- مدلسازی سیستم

مدلسازی این سیستم با نرم افزار SAP2000 انجام گرفت. ابتدا برای اطمینان از صحت مدلسازی، مثالی حل شده از NONSAP که جوابهای آن با برنامهٔ اجزای محدود FINELE نیز بدست آمده بود [۸] توسط مولفین در این برنامه مدل گردید. اطلاعات مثال مذکور در شکل (۵) و جدول (۱) موجود است [۹]. در حالت اول وزن کابل مثل مدل ساخته شده در FINELE بصورت گرهی و در حالت دوم بصورت بار گستردهٔ روی عضواعمال گردید. هر یک از مدلها، با در نظر گرفتن ۲۰ ، ۴۰ ، ۶۰ ، ۸۰ و ۱۰۰ درصد نیروهای اعمالی، تحلیل شدند .

پس از اطمینان در مورد صحت مدلسازی، که با توجه به شکل (۶) مشخص می شود، قابهای مختلفی مدلسازی و تحلیل شدند. در تحلیل این مدلها لنگر های خمشی در دو انتهای کابل و لنگر پیچشی در یک انتها آزادسازی شدند. عضو کابلی به اعضای کوچکتر تقسیم گردید و اثر تغییر مکانهای بزرگ در انجام تحلیل غیرخطی انتخاب شد تا انعطاف پذیری کابل منظور شود.



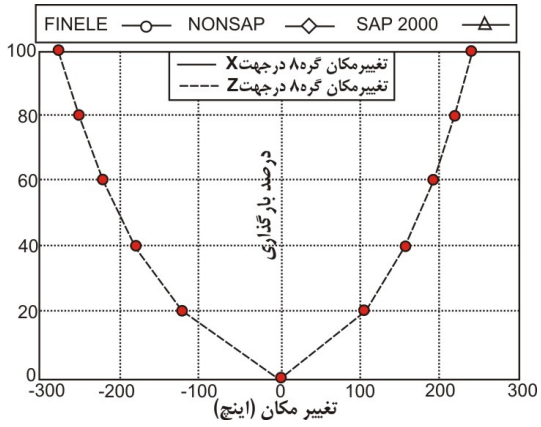
(اینچ مربع) ۰/۳۶۱ = مساحت مقطع
(پوند نیرو) ۷۵۲۰ = نیروی پیش تنیدگی
(پوند نیرو بر اینچ مربع) ۱/۹ E+۷ = مدول الاستیسیته
(پوند بر اینچ مکعب) ۷/۶۴۷E-۴ = جرم مخصوص
(پوند نیرو) ۵۱۰ = وزن اضافی در گرههای ۲ ، ۴ و ۶
(پوند نیرو) ۳۰۶۰ = وزن اضافی در گره ۸

شکل ۵ – اطلاعات مثال حل شدهٔ NONSAP

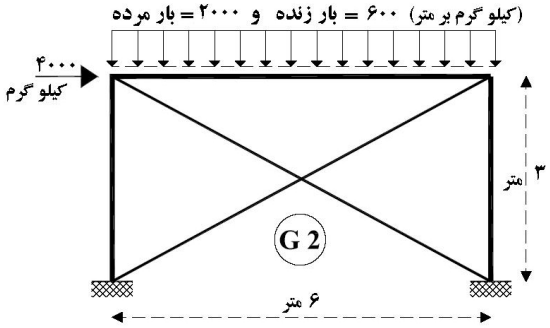
بدلیل اینکه اعضای کابلی تنها به کشش کار می کنند حد بالای فشار در این المانها برابر صفر اعمال شد تا هنگام ایجاد فشار در آنها، بدون هیچگونه سختی کوتاه شده، سختی کابلها از سختی کل سیستم حذف گردد. با عوض شدن جهت نیرو، کوتاه شدگی قبلی بدون دخالت سختی برطرف گشته و عضو کابلی با تمامی سختی بکارگرفته می شود [۱۰]. برای نشان دادن صحت انجام این عمل در نرم افزار، قاب یک طبقه ای که تحت اثر بار جانبی در دو جهت مخالف قرار گرفته است، تحلیل شد (قاب G1 در بخش بعدی). نمودار نیروهای محوری اعضا که توسط نرم افزار رسم شده در شکل (۷) دیده می شود.

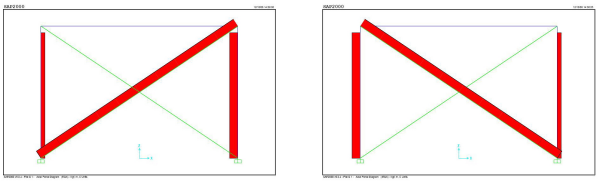
جدول ۱- اطلاعات مثال حل شدهٔ NONSAP

گره	X(اینچ)	Z (اینچ)	بارگرهی ناشی از وزن (پوند نیرو)
۱	۰	۰	-
۲	۳۰۵/۵۶	۲۷۲/۷۳	-۶۹/۶
۳	۹۷۳/۵۱	۸۶۸/۹۹	-۹۵/۵۱
۴	۱۶۴۱/۴۶	۱۴۶۵/۲۵	-۷۹/۱۳
۵	۲۰۸۰/۴	۱۸۵۷/۰۹	-۶۲/۷۶
۶	۲۵۱۹/۳۴	۲۲۴۸/۹۳	-۷۹/۱۳
۷	۳۱۸۷/۲۹	۲۸۴۵/۱۹	-۹۵/۵۱
۸	۳۸۵۵/۲۴	۳۴۴۱/۴۵	-۱۱۰/۵۱
۹	۴۷۳۳/۱۲	۴۲۲۵/۱۱	-۱۲۵/۵۲
۱۰	۵۶۱۱	۵۰۰۸/۷۷	-۱۲۵/۵۲
۱۱	۶۴۸۸/۸۸	۵۷۹۲/۴۳	-۱۲۵/۵۲
۱۲	۷۳۶۶/۷۶	۶۵۷۶/۰۹	-۱۲۱/۷
۱۳	۸۱۹۱/۲	۷۳۱۲/۰۵	-



شکل ۶- نتایج مثال با FINELE و NONSAP و SAP 2000





(a) (b)

شکل ۷- نمودار نیروهای محوری اعضا که توسط نرم افزار SAP2000 رسم شده ، نیرو به طرف a) راست b) چپ

برای وارد کردن نیروی پیش تنیدگی کابل ها در نرم افزار SAP2000 با توجه به اینکه اعمال این نیرو بصورت مستقیم امکان پذیر نبود، از روش کاهش درجهٔ حرارت در اعضای کابلی استفاده شد که میزان کاهش با توجه به رابطهٔ ۲ محاسبه می گردد .

$$\Delta T = -\frac{P}{EA\alpha} \qquad (۲)$$

که در این رابطه:

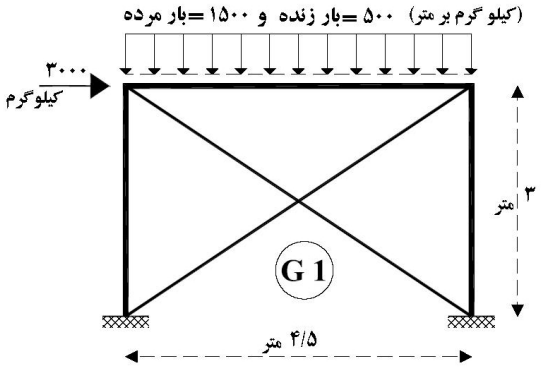
نتایج مربوط به تغییر مکان جانبی نسبی قابها در مقابل مقادیر مختلف نیروهای پیش تنیدگی در نمودارهای شکل (۹) رسم شده اند.

P: نیروی پیش تنیدگی، A : سطح مقطع کابل

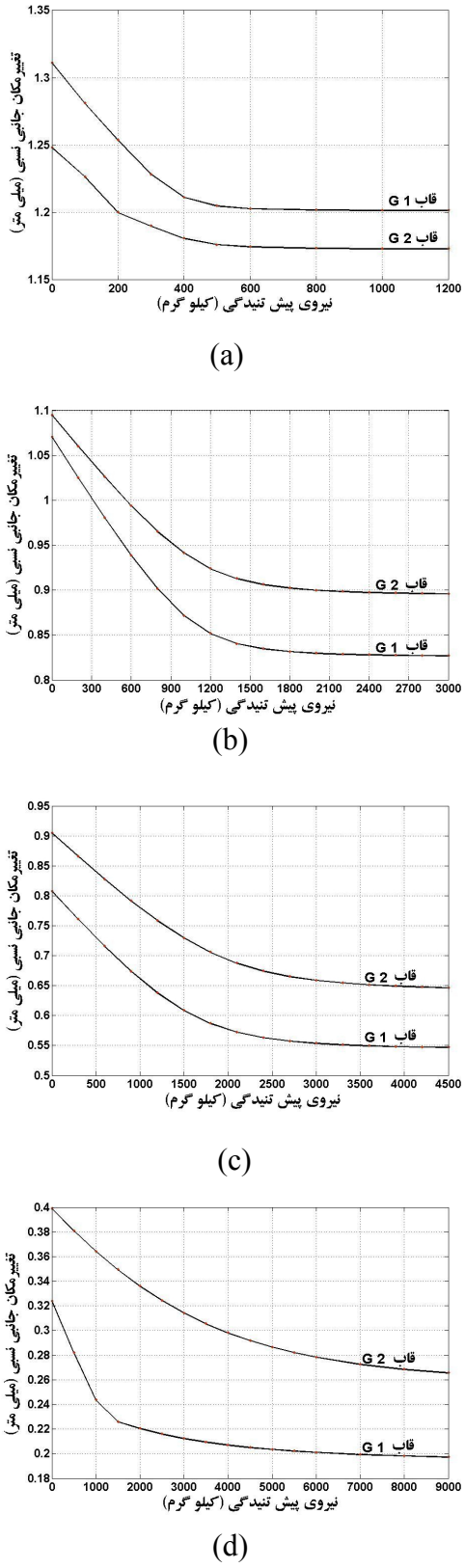
E : مدول الاستیسیتهٔ کابل، α: ضریب انبساط حرارتی کابل

٤- محدودهٔ نیروی پیش تنیدگی کابل

یکی از مسائلی که در مهار بندی کابلی سازه ها وجود دارد این است که محدودهٔ نیروی پیش تنیدگی مورد نیاز برای کابل مشخص شود. اعمال نیروی پیش تنیدگی در کابلها باعث کاهش تغییر مکان جانبی قاب وتغییر نیروهای داخلی اعضای آن نسبت به حالت بدون پیش تنیدگی می شود که این تغییر برای نیروی محوری ستونها همواره بصورت افزایشی است. پس مقدار نیروی پیش تنیدگی باید بهینه شود. برای بررسی این مطلب دو قاب یک طبقه و یک دهانهٔ بتنی با دهانه های متفاوت طبق مشخصات نشان داده شده در شکل (۸) در نظر گرفته شد. هر یک از این قابها با کابلهایی به قطرهای ۱ ، ۲ ، ۳ و ۶ سانتی متر مهار شدند و نیروهای پیش تنیدگی مختلفی برای کابلها در نظر گرفته شد.

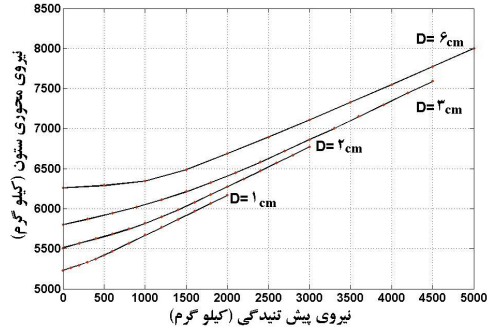


شکل ۸- مشخصات قابهای یک طبقه و یک دهانه

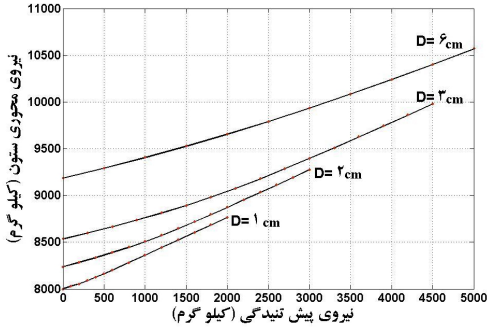


شکل ۹- نمودار تغییر مکان جانبی نسبی قابها در برابر نیروی پیش تنیدگی D=6 (d D=3 (c D=2 (b D=1 cm (a

نمودارها نشان می دهند که افزایش نیروی پیش تنیدگی تا یک محدودهٔ مشخص،کاهش قابل ملاحظه ای در تغییر مکان جانبی قاب ایجاد می کند ولی بعد از آن محدوده، میزان کاهش تغییر مکان جانبی بسیار اندک است. نمودارهای شکل (۱۰) و (۱۱) نیز نشان دهندهٔ افزایش نیروی محوری ستون سمت راست قاب با افزایش نیروی پیش تنیدگی هستنداز این نمودارهامی توان چنین نتیجه گرفت که افزایش نیروی پیش تنیدگی در کابلها همواره نیروی محوری ستون را افزایش می دهد. اما نمو افزایشی در مقادیر کمتر نیروی پیش تنیدگی، کوچکتر است و بعد از یک حدی این نمو تقریبا" ثابت می ماند.

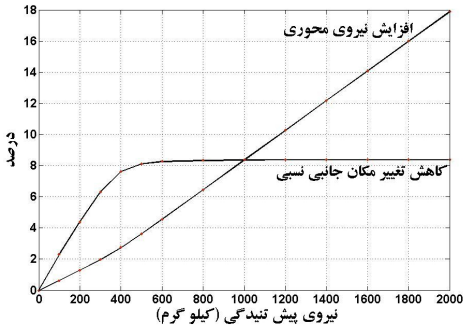


شکل ۱۰- نمودارهای نیروی محوری ستون سمت راست در برابر نیروی پیش تنیدگی قاب G1

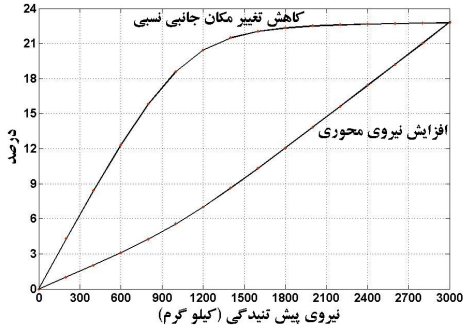


شکل ۱۱- نمودارهای نیروی محوری ستون سمت راست در برابر نیروی پیش تنیدگی قاب G2

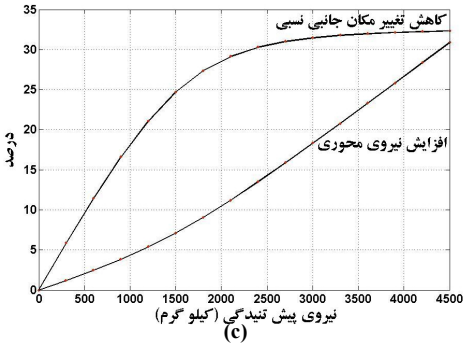
برای تمامی مدلهای تحلیل شده، درصد کاهش تغییر مکان جانبی قاب و درصد افزایش نیروی محوری ستون نسبت به مدلی که فاقد نیروی پیش تنیدگی است، محاسبه شده و در نمودارهای اشکال (۱۲) و(۱۳) در مقابل نیروی پیش تنیدگی رسم شدند.



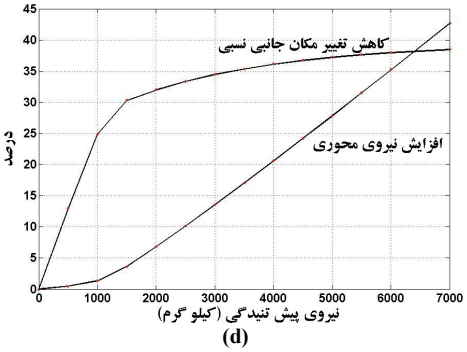
(a)



(b)

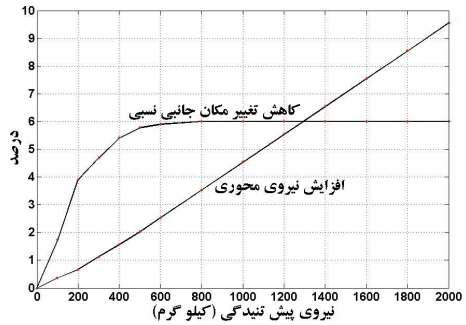


(c)

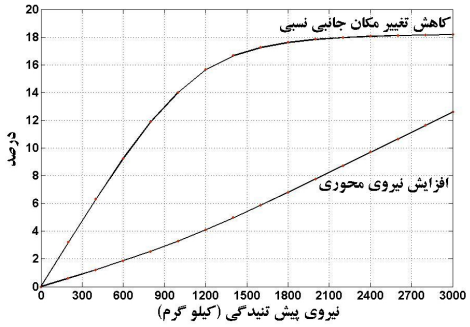


(d)

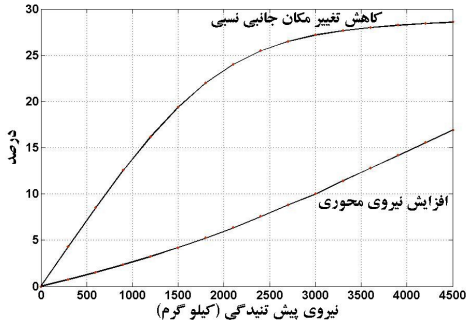
شکل ۱۲- در صدهای کاهش و افزایش برای تغییر مکان جانبی و نیروی محوری ستون در قاب G 1 (a D=1 cm (b D=2 (c D=3 (d D=6



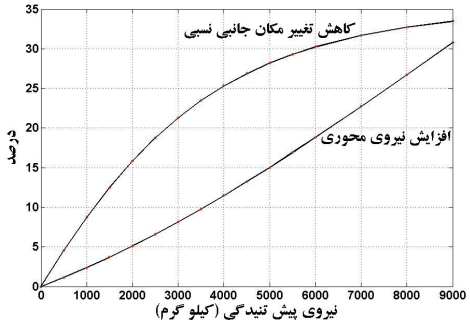
(a)



(b)



(c)



(d)

شکل ۱۳- در صدهای کاهش و افزایش برای تغییر مکان جانبی و نیروی محوری ستون در قاب G2 a) D=1 cm b) D=2 c) D=3 d) D=6

جدول ۲- مقادیر پیشنهادی برای نیروهای پیش تنیدگی کابل در مدلهای تحلیل شده

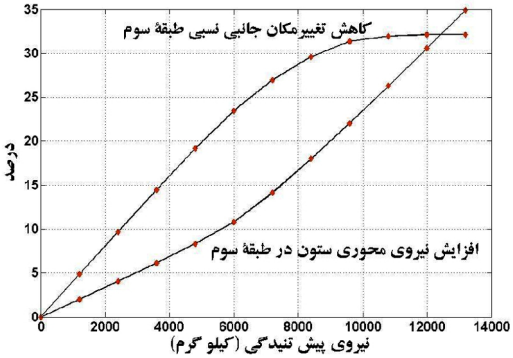
مدل	P kg	درصد کاهش U	درصد افزایش N
G 1 D= ۱	۴۰۰~۵۰۰	۷/۶۱~ ۸/۱۱	۲/۷۳~ ۳/۶۱
G 1 D= ۲	۱۴۰۰~۱۶۰۰	۲۱/۴۹~۲۲/۰۰	۸/۶۲~۱۰/۳۰
G 1 D= ۳	۲۷۰۰~۳۰۰۰	۳۱/۰۰~۳۱/۴۷	۱۵/۸۶~۱۸/۳۱
G 1 D= ۶	۴۵۰۰~۵۰۰۰	۳۶/۷۱~۳۷/۲۰	۲۴/۱۷~۲۷/۸۱
G 2 D= ۱	۴۰۰~۵۰۰	۵/۴۰~ ۵/۷۷	۱/۵۶~ ۲/۰۰
G 2 D= ۲	۱۶۰۰~۱۸۰۰	۱۷/۲۴~۱۷/۶۱	۵/۸۶~ ۶/۸۰
G 2 D= ۳	۳۳۰۰~۳۶۰۰	۲۷/۶۷~۲۸/۰۰	۱۱/۴۰~۱۲/۷۸
G 2 D= ۶	۷۰۰۰~۸۰۰۰	۳۱/۷۰~۳۲/۷۱	۲۲/۷۱~۲۶/۷۰

این نمودارها نیز همان نتایج گفته شده قبلی در مورد وجود محدوده نیروی پیش تنیدگی را تایید می کنند. با توجه به نمودارهای فوق می توان محدوده نیروی پیش تنیدگی را برای مدلهای تحلیل سشده مطابق جدول (۲) پیشنهاد کرد.

به طور کلی در تعیین محدوده پیش تنیدگی کابل در سیستم مهاربندی کابلی عواملی مانند قطر کابل، طول کابل، سختی کابل و نیروی جانبی موثر هستند. برای یک سازهٔ مشخص مقدار نیروهای جانبی و طول کابل معلوم هستند و ما می توانیم با فرض کردن قطر کابل، این محدوده را با ایجاد مدلهای مختلف پیدا کنیم. اگر سازه ای موجود باشد و بخواهیم آن را مقاوم سازی کنیم، می توان محدودهٔ فوق را با در نظر گرفتن چندین نیروی پیش تنیدگی و بررسی نتایج پیدا کرد.

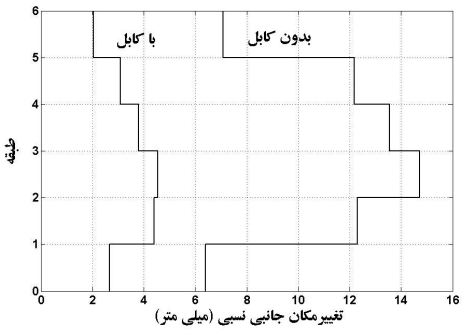
۵- مقایسهٔ قاب خمشی با قاب خمشی مهار شده توسط کابل

در این بخش جهت نشان دادن تاثیر کابل بر روی مقاومت قابها، دو قاب بتنی سه و شش طبقه، هر یک با سه دهانهٔ ۴/۵ متری و ارتفاع طبقات ۳ متر در نظر گرفته شد. بارگذاری قابها مطابق ضوابط آیین نامه های ۵۱۹ و۲۸۰۰ انجام شد[۱] ، [۱۱]. طراحی قابها با فرض قاب خمشی متوسط و مطابق آیین نامهٔ ACI 318-02انجام گردید [۹]. برای قاب سه طبقه کابلی به قطر ۳ سانتی متر در نظر گرفته شد. با اعمال نیروهای پیش تنیدگی مختلف و بررسی نتایج، که در شکل (۱۴) آورده شده، نیروی پیش تنیدگی کابل برابر ۹۰۰۰ کیلو گرم منظور شد.

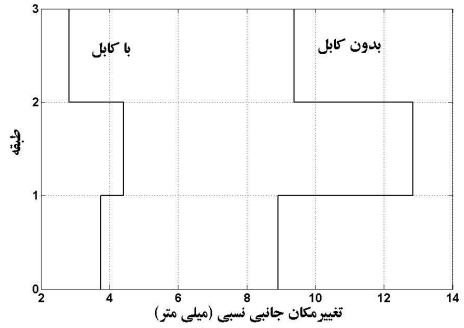


شکل ۱۴- در صدهای کاهش و افزایش برای تغییر مکان و نیروی محوری قاب سه طبقه

در قاب شش طبقه نیز کابلی به قطر ۵ سانتی متر با نیروی پیش تنیدگی ۱۵۰۰۰ کیلو گرم استفاده شد. تغییر مکان جانبی نسبی طبقات برای قابهای مذکور در اشکال (۱۵) و (۱۶) رسم شده اند.

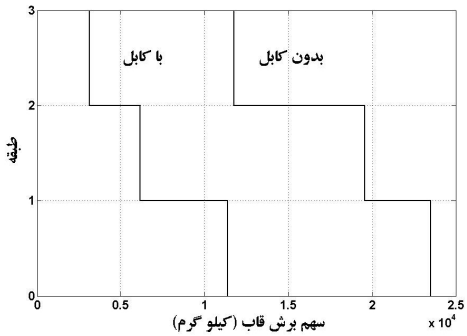


شکل ۱۵- نمودارهای تغییر مکان جانبی نسبی در قاب سه طبقه

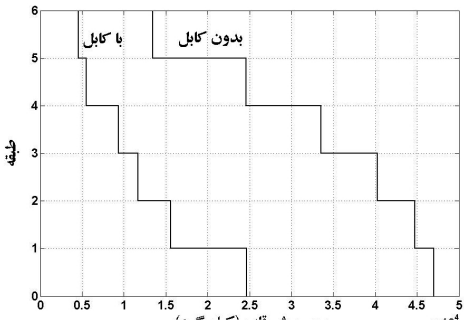


شکل ۱۶- نمودارهای تغییر مکان جانبی نسبی در قاب شش طبقه

این نمودارها نشان دهندهٔ کاهش قابل ملاحظهٔ تغییر مکان جانبی نسبی برای حالتهای استفاده از کابل می باشد. بطور مثال تغییر مکان جانبی نسبی طبقهٔ سوم برای قاب سه طبقه،۷۰ درصد و برای قاب شش طبقه، ۷۱ درصد کاهش یافته است. البته لازم به ذکر است که این مقادیر کاهش، برای نیروهای جانبی مساوی در دو حالت قاب خمشی و قاب خمشی همراه کابل می باشند. با توجه به اشکال (۱۷) و (۱۸) که کاهش سهم برش قاب خمشی در طبقات مختلف را بدلیل استفاده از کابل نشان می دهد، می توان گفت که استفاده از کابل مهاری، ظرفیت مقاومت برشی سازه را بطور چشمگیری افزایش می دهد. بطوریکه سهم برش قاب در طبقهٔ اول برای قاب سه طبقه ، ۵۱/۶ درصد و برای قاب شش طبقه ، ۴۷/۵ درصد کاهش یافته است.



شکل ۱۷- سهم ستون های قاب از برش طبقه برای طبقات مختلف قاب سه طبقه



شکل ۱۸- سهم ستون های قاب از برش طبقه برای طبقات مختلف قاب شش طبقه

٦- نتیجه گیری

مهاربندی کابلی قابهای بتنی، موجب کاهش قابل ملاحظه ای در تغییر مکانهای جانبی نسبی طبقات شده و مقادیر برش و لنگر اعضای قاب را، در نیروهای مساوی برای هر دو حالت، به مقدار زیادی کاهش می دهد. بنابراین با توجه به وزن کم کابل، اقتصادی تر بودن این سیستم نسبت به سایر سیستم های مقاوم سازی، سهولت اجرا و تعمیر یا تعویض راحت کابل، استفاده از آن برای مقاوم سازی سازه ها توصیه میشود. مقدارنیروی پیش تنیدگی کابل در سیستم مهاربندی کابل بیاید بهینه باشد.زیرا تجاوز این نیرو از یک محدوده مشخص، نه تنها کاهش قابل ملاحضه ای در تغییر مکان جانبی قاب ایجاد نمی کند بلکه موجب افزایش زیاد نیروهای داخلی اعضای قاب می شود.

۷- مراجع

1- Computers and Structures Inc., Berkeley, California, SAP2000 Basic Analysis Reference Manual, Ver9, 2004.

2- Deutsches Institute fur Norm Standards, Steel wire rope slings for lifting purposes Din 3088, 1989.
۳- مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، آیین نامهٔ طراحی ساختمانها در برابر زلزله استاندارد ۸۴-۲۸۰۰، ویرایش سوم، ۱۳۸۵.
۴- ناطق الهی، فریبرز، کاکاوندی اسدی، رضا، رفتار و طراحی سازه ای ساختمانهای بلند، موسسهٔ بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله ، تهران، ۱۳۷۵.
5- American Concrete Institute, Building Code Requirement for Reinforced Concrete, ACI 318-02, 2002.
۶- صبوری، سعید، سیستم های مقاوم دربرابر بارهای جانبی مقدمه ای بر دیوار برشی فولادی، انتشارات انگیزه، ۱۳۸۰.
۷- حسینی، میر محمد و سید مجدالدین و عارف پور، بابک، مهندسی ژئوتکنیک لرزه ای تهران، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ۱۳۷۸.
8- UMIST, Finite element package, FINELE, 1996.
9- User's Manual for CEL/NONSAP, A Nonlinear Structural Analysis Program, 1974.
۱۰- وزارت مسکن و شهر سازی، آیین نامهٔ حداقل بار وارده بر ساختمان ها و ابنیهٔ فنی، انتشارات مدیریت، ۱۳۷۹.
11- Maheri, M.R. , Kousari, R. and Razazan M., Pushover tests on steel X-braced and knee-braced RC frames , Engineering Structures, vol. 25, No.13, 1697-1705, June 2003.
12- Maheri, M.R. , Kousari, R. and Razazan M., Pushover tests on steel X-braced and knee-braced RC frames , Engineering Structures, vol. 25, No.13, 1697-1705, June 2003.
۱۲- حاجی کاظم، حسن، آنالیز و طراحی سازه های بلند، انتشارات دانشگاه فردوسی مشهد، ۱۳۷۵.

Investigation of Cable Bracing in Buildings and Cables Pre-Tension Force Range

Barghian, M.
Assistant Professor, Civil Engineering Faculty, University of Tabriz
Email: barghian@tabrizu.ac.ir

Maghsoodpour, S.
Postgraduate Student, Civil Engineering Faculty, University of Tabriz
Email: Samad_se@yahoo.com

Abstract

To resist lateral loads in concrete buildings, usually systems such as flexural frame, shear wall or their combinations are used. Using X form of cable bracing in order to strengthen concrete buildings is a new method. This system is more economical compared with the other systems due to cables low weight, high tensile resistance, easy performance and less maintenance problems. In this system pre-tensioned cables are used to increase the stiffness of structure and more reduction in frame lateral displacements. The amount of pre-tensioning has a specific range, exceeding of which does not cause considerable reduction in frame displacements. By modeling and analyzing two one-storey frames using SAP 2000 package, the mentioned range has been discussed and shown. By analyzing more frame structures, it can be said that using cable bracing has reduced considerably the lateral displacements of storeys and also increased considerably frame shear resistant capacity. The results of analyzing of buildings have verified the above mentioned results.

Keywords: CableBracing, Concrete Buildings, Lateral Displacement, Lateral Resistant System, Pretension Force