

بررسی رفتار لرزه‌ای چلیک‌های کش‌بستی

فرید سیفاللهی ننه‌کران^۱ و ارژنگ صادقی^{۲*}

^۱ کارشناس ارشد سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان

^۲ دانشیار دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان

چکیده

در این تحقیق، با هدف بررسی رفتار لرزه‌ای چلیک‌های کش‌بستی و ارائه پاسخ‌های مناسب در خصوص نقش پارامترهای مختلف در رفتار لرزه‌ای آن‌ها، روی این سازه‌ها تحلیل‌های خطی و غیر خطی انجام می‌گیرد. بدین منظور پس از تأیید مدل‌سازی عناصر محدود، روی مدل‌های مورد بررسی تحلیل‌های ویژه مقادیر و تاریخچه زمانی انجام می‌گیرد. تمامی این تحلیل‌ها توسط نرم‌افزار ANSYS انجام می‌گیرد. در تمامی تحلیل‌ها، اثر پارامترهای مختلفی نظیر نسبت خیز به دهانه چلیک و میزان کرنش اولیه عناصر کششی روی رفتار لرزه‌ای بررسی می‌شوند. همانند چلیک‌های دو لایه با افزایش نسبت خیز به دهانه، پیوندهای طبیعی بزرگ‌تر می‌شوند. در حالی که با افزایش نسبت پیش‌تنیدگی، پیوندهای طبیعی کوچک‌تر می‌شوند. تحت مؤلفه افقی شتاب زلزله، در سازه پاره‌شدگی کابل یا کمانش میله اتفاق نمی‌افتد که نشان می‌دهد سازه‌های چلیکی کش‌بستی در مقابل مؤلفه افقی نیروی زلزله آسیب‌پذیر و در مقابل مؤلفه قائم نیروی زلزله مقاوم‌تر هستند. همچنین تحت مؤلفه افقی شتاب زلزله، در نسبت‌های پیش‌تنیدگی کم ($\delta=0.002$)، پاره‌شدگی کابل و در نسبت‌های پیش‌تنیدگی متوسط ($\delta=0.004$ و $\delta=0.006$) و زیاد ($\delta=0.008$)، کمانش میله اتفاق می‌افتد.

واژگان کلیدی: سازه‌های فضاکار، چلیک‌های کش‌بستی، خودتنیدگی، رفتار لرزه‌ای.

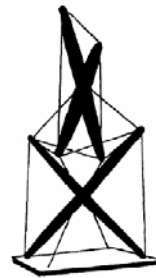
۱- مقدمه

روی اعضای فشاری نقش اصلی را در تحلیل خرابی این سازه‌ها ایفا می‌کنند. اما در سازه‌های کش‌بستی، اعضای کششی که به صورت کابل می‌باشند، بعد از ناحیه تسلیم دارای سخت‌شدگی کرنشی نمی‌باشند [۲]. در نتیجه برای این سازه‌ها مکانیزم گسیختگی کششی نیز مطرح می‌باشد. عناصر کابلی در سازه‌های کش‌بستی، برعکس عناصر کششی در سازه‌های متداول، به دلیل تغییر حالت (حالت شل و سفت) باعث رفتار غیرخطی سازه‌ها می‌شوند [۳]. این عوامل بیانگر اهمیت مطالعه رفتار لرزه‌ای سازه‌های کش‌بستی می‌باشند. سازه‌های کش‌بستی به دلیل ظاهرشان مورد توجه بسیاری از طراحان معماری و محققین قرار گرفته‌اند. با وجود این شبکه‌های فضایی پیشنهاد شده توسط محققینی که با اعضای کش‌بستی مونتاژ شده‌اند، معمولاً برای استفاده کاربردی ساخته نشده‌اند [۳]. برای این که سیستم‌های کش‌بستی از حالت تئوری به صورت سیستم‌های سازه‌ای و معماری عملی دربیایند، مطالعات کامل و عمیقی روی رفتار سازه‌ای این سیستم‌ها باید انجام گیرد [۴]. امروزه سازه X شکل که توسط Snelson در سال ۱۹۴۸ ساخته شده است، به عنوان اولین سازه کش‌بستی در نظر گرفته می‌شود، که این سازه در شکل (۱) نشان داده شده است [۵].

یکی از انواع سازه‌های فضاکار، سازه‌های کش‌بستی می‌باشند. سازه‌های کش‌بستی، سیستم‌های فضایی و سبک وزن هستند که از ترکیب میله‌های فشاری و کابل‌های کششی تشکیل شده‌اند. ویژگی‌هایی مانند سبکی، احداث واحدی، تاشوندگی و گسترش پذیری و ... باعث شده است که این سازه‌ها مورد توجه مهندسی عمران قرار گیرند. از معایب این سازه‌ها این است که انعطاف‌پذیر هستند و تغییر شکل‌های بزرگی در این سازه‌ها تحت بارگذاری مشاهده شده است [۱]. اگرچه متون علمی وسیعی راجع به رفتار لرزه‌ای سازه‌های فضاکار وجود دارد، اما هیچ‌کدام از آن‌ها برای سازه‌های کش‌بستی مناسب نیستند. زیرا سازه‌های کش‌بستی نوع خاصی از سازه‌های فضاکار هستند که در آن‌ها بایستی خودتنیدگی ایجاد شود و تحلیل این سازه‌ها بر اساس پیش‌تنیدگی استوار است. از سازه‌های کش‌بستی با عنوان سازه‌های مقاوم در برابر زلزله یاد کرده‌اند. با این حال، این ویژگی سازه‌های کش‌بستی باید از طریق مطالعه رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها اثبات شود. در سازه‌های فضاکار متداول، اعضای کششی بعد از ورود به ناحیه پلاستیک دارای رفتار سخت‌شدگی کرنشی می‌باشند، بنابراین می‌توانند نیروهای اضافی را جذب کنند. از این

۲- مدل‌سازی

مدل‌سازی در این تحقیق شامل دو بخش می‌باشد: مدل‌سازی هندسی و مدل‌سازی عناصر محدود. برای ارزیابی صحت مدل‌سازی، مدل‌سازی انجام شده با کار تحلیلی انجام یافته توسط Ben Kahla و Kebiche مقایسه شده است.



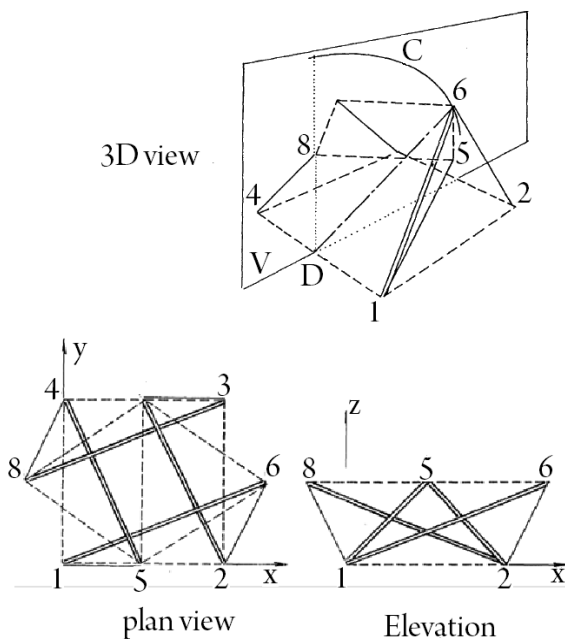
شکل ۱- سازه X شکل ساخته شده توسط Snelson, ۱۹۴۸ [۷]

۲-۱- مدل‌سازی هندسی

برای مدل‌سازی هندسی از نرم‌افزار رایج مدل‌سازی سازه‌های فضاکار یعنی Formian [۱۲] استفاده می‌شود.

۲-۱-۱- بافتار مورد مطالعه

معمولاً از مدول‌های کش‌بستی استوانه‌ای به منظور ایجاد سیستم‌های کش‌بستی پیچیده استفاده می‌شود. مدول استفاده شده در این تحقیق از دو چهار ضلعی موازی هم که از کابل تشکیل شده‌اند و از ۴ کابل مورب که آن‌ها را به هم وصل می‌کنند و ۴ عضو فشاری و یک کابل اضافی تشکیل شده است. برای ایجاد انحنای، موقعیت نقاط ۶ و ۸ را تغییر داده و آن‌ها را به همراه نقاط ۵ و ۷ در صفحه خودشان نگه می‌داریم (شکل (۲)) [۹]. بافتار ایجاد شده بافتار پیوسته عضو فشاری با انعطاف پذیری هندسی می‌باشد.



شکل ۲- مدول خودتندیده با دو طول مختلف میله‌ها و یک کابل

اضافی [۹]

اگر چه Snelson مخترع این سازه‌ها است، اما این سازه‌ها از نقطه نظر مهندسی برای اولین بار توسط Fuller بررسی شده‌اند [۶]. تحلیل کامل یک سیستم کش‌بستی شامل سه مرحله است: مرحله اول فرم یابی، مرحله دوم انجام خودتندیدگی و مرحله سوم مطالعه رفتار تحت بارهای خارجی [۶].

در طراحی و تحلیل سازه‌های کش‌بستی، بافتارهای اولیه بایستی مشخص شود. این فرآیند به نام «شکل‌یابی» یا «فرم‌یابی» معروف است [۸]. با استفاده از روش‌های فرم‌یابی در واقع یک هندسه متعادل خودتندیده خنثی برای سیستم ایجاد می‌گردد. خودتندیدگی معرفی شده ممکن است مکانیزم‌ها را که مکانیزم‌های بسیار کوچک هستند پایدار کند و یا پایدار نکند و باید این مورد کنترل شود [۴]. روش‌های فرم‌یابی به دو دسته کلی تقسیم می‌شوند: روش‌های سینماتیکی و روش‌های استاتیکی.

مطالعات تحلیلی که تا به حال روی سازه‌های کش‌بستی انجام گرفته را می‌توان به دو بخش استاتیکی و دینامیکی تقسیم نموده و نتایج حاصل از این تحلیل‌ها را مرور نمود. تحلیل‌های استاتیکی را می‌توان به دو خانواده خطی و غیر خطی تقسیم بندی نمود. در بین محققینی که روی رفتار سازه‌های کش‌بستی کار کرده اند، Motro, Hannaor, Pellegrino سهم مهمی در گسترش دانش ایستایی در این سازه‌ها دارند [۶]. نتایج تحلیل دینامیکی خطی این سازه‌ها توسط Motro در سال ۱۹۸۶ و Furuya در سال ۱۹۹۲ و مطالعات دینامیکی غیر خطی و طراحی کنترل توسط Skelton و Sultan در سال ۱۹۹۷ و Sultan در سال ۱۹۹۹ ارائه شده‌اند [۶].

در ادامه این مطالعات، در این تحقیق چندین چلیک کش-بستی با مشخصات هندسی و مکانیکی متفاوت در نظر گرفته شده و رفتار لرزه‌ای آن‌ها با تحلیل‌های مختلف مطالعه شده است.

۲-۱-۲- مشخصات هندسی مدل‌ها

در تحقیق حاضر، رفتار لرزه‌ای دو چلیک با نسبت‌های خیز به دهانه مختلف البته با یک نوع بافتار، مورد بررسی قرار گرفته است (جدول (۱)). به منظور مقایسه مناسب رفتار این بافتارها، مشخصات هندسی آن‌ها تا حد امکان یکسان در نظر گرفته شده است.

جدول ۱- مشخصات هندسی مدل‌ها

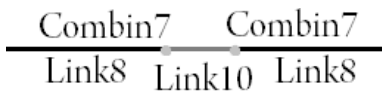
مشخصه	چلیک ۱	چلیک ۲
نسبت خیز به دهانه	۱ به ۶	۱ به ۴
تعداد مدول‌ها در امتداد X	۶	۶
تعداد مدول‌ها در امتداد Z	۶	۶
تعداد کل مدول‌ها	۳۶	۳۶
طول دهانه (متر)	۶	۶
خیز (متر)	۱	۱/۵
طول چلیک در امتداد Z (متر)	۶/۴۲	۶/۴۲
عمق (متر)	۱	۱
تعداد اعضای فشاری	۱۴۴	۱۴۴
تعداد اعضای کششی	۴۰۸	۴۰۸
طول اعضای فشاری (متر)	۱/۵۴۱،	۱/۵۴۶،
	۱/۴۸۴	۱/۵۰۵

۲-۲- مدل‌سازی عناصر محدود

برای مدل‌سازی عناصر محدود از نرم افزار ANSYS استفاده می‌شود.

۲-۲-۱- مدل‌سازی عناصر کششی

در نرم‌افزار ANSYS عنصر منحصراً کششی که قابلیت غیر خطی هندسی و غیر خطی مصالح را توأم داشته باشد، وجود ندارد. لذا برای مدل‌سازی عنصر کششی که رفتار غیر خطی هندسی و غیر خطی مصالح را داشته باشد، همچنان که در شکل (۴) نشان داده شده است، از ترکیب عنصر Link 8 (۹۵٪ کل طول المان کششی) و عنصر Link 10 (۵٪ کل طول المان کششی) استفاده می‌کنیم و به منظور برطرف کردن مکانیزم مربوط به گره اتصال دو عنصر Link 8 و Link 10، عنصر Combin 7 را در این گره‌ها به کار می‌بریم.



شکل ۴- مدل‌سازی عنصر کششی با قابلیت غیر خطی هندسی و مصالح

۲-۲-۲- مدل‌سازی عناصر فشاری

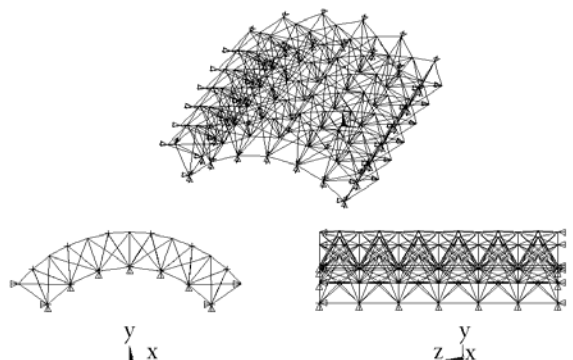
برای مدل‌سازی عنصر فشاری در سازه کش‌بستی که قابلیت رفتار غیر خطی هندسی و غیر خطی مصالح را داشته باشد از عنصر کرنش محدود Link 180 استفاده می‌کنیم.

۲-۳- مشخصات مکانیکی مدل‌ها

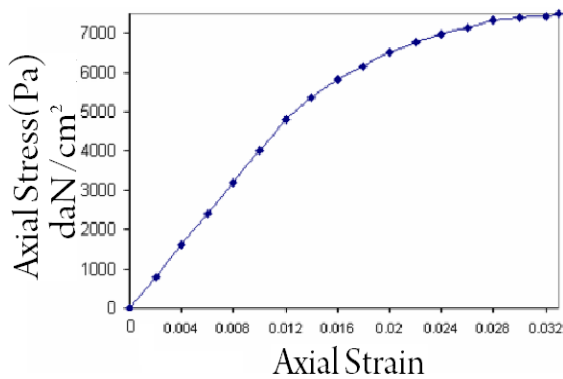
اعضای فشاری دارای مدول الاستیسیته $2E5 \text{ MPa}$ ، مقاومت تسلیم 240 MPa و سطح مقطع متناظر با طراحی اولیه می‌باشند. اعضای فشاری لوله‌ای شکل و تو خالی می‌باشند. یعنی از نظر هندسی دارای شعاع داخلی، شعاع خارجی و ضخامت می‌باشند. لازم به ذکر است که سطح مقطع اعضای فشاری در هر مدل مقدار ثابتی دارد. اعضای کششی دارای مدول الاستیسیته $4E4 \text{ MPa}$ و سطح مقطع متناظر با طراحی اولیه می‌باشند. مقدار نسبت لاغری برای تمامی اعضای فشاری در همه مدل‌ها مقدار متوسط ($L/r=100$) می‌باشد.

۲-۳-۱- شرایط تکیه‌گاهی مدل‌ها

شرایط مرزی این سازه‌ها به این صورت است که تمامی گره‌های مرزی پایینی به موازات محور z ، در امتداد x و y مقید شده‌اند. تمامی گره‌های مرزی بالایی به موازات محور z ، در امتداد x مقید شده‌اند. تمامی گره‌های مرزی بالایی به موازات محور x ، در امتداد y و z مقید شده‌اند. تمامی گره‌های مرزی بالایی به موازات محور x ، در امتداد z مقید شده‌اند. این شرایط مرزی در شکل (۳) نشان داده شده است.



شکل ۳- شرایط مرزی چلیک‌ها



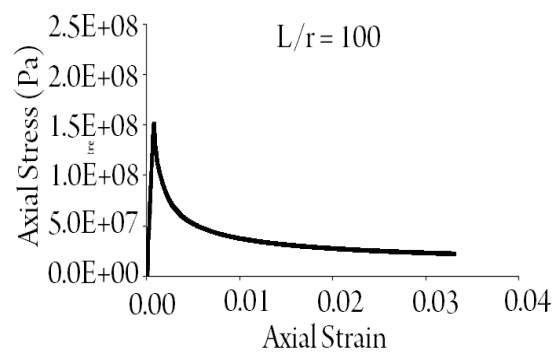
شکل ۶- رفتار تنش- کرنش مصالح کششی (کابل‌ها) [۲]

در این قسمت یک نمونه تحلیل غیر خطی روی سیستم‌های کش‌بستی با روش نیوتن-رافسون با نرم‌افزار ANSYS انجام گرفته و با نتایج تحلیل‌های غیر خطی انجام یافته توسط دیگر محققین روی همین سیستم‌ها مقایسه شده است. این مدل براساس کار تحلیلی انجام یافته توسط Nabil Ben Kahla و Kebiehe [۲] می‌باشد. این مدل از ترکیب پنج مدول کش‌بستی که هر کدام شامل چهار عضو فشاری می‌باشند، تشکیل شده است. در شکل‌های (۷) و (۸) تیر کش‌بستی و مدول‌های تشکیل دهنده آن نشان داده شده است. مشخصات هندسه و مصالح برای این تیر کش‌بستی به صورت زیر می‌باشد:

این سازه دارای سه نوع عنصر کششی: شانزده کابل افقی تحتانی، بیست کابل افقی فوقانی، بیست کابل مهار و بیست عنصر فشاری می‌باشد. عناصر کابلی دارای مدول الاستیسیته $0.4E6$ (daN/cm^2)، سطح مقطع 0.28cm^2 و وزن واحد طول 0.00205 (daN/cm^2) می‌باشند. عناصر فشاری لوله‌ای دارای مدول الاستیسیته $2E6$ (daN/cm^2)، سطح مقطع 3.25cm^2 ، وزن واحد طول 0.0279 (daN/cm^2)، تنش تسلیم 2350 (daN/cm^2) و ظرفیت فشاری 3630daN می‌باشند. برای مدل‌سازی این سازه از المان‌های معرفی شده در قسمت‌های قبلی استفاده شده است. رفتار مصالح اعضای فشاری این تیر به صورت خطی مدل شده است. رفتار مصالح اعضای کششی همانند نمودار شکل می‌باشد. در این سازه گره ۱ در راستاهای x ، y و z ، گره ۲ در راستاهای x و z ، گره ۳ در راستای x ، گره ۲۶ در راستای z و گره ۲۷ در راستاهای x و z مقید شده‌اند. این سازه دارای ۸ مکانیزم بی‌نهایت کوچک است. به منظور بر طرف کردن این مکانیزم‌ها، ابتدا کرنش اولیه‌ای در عناصر کششی اعمال می‌شود و تحلیل پیش‌تنیدگی انجام می‌گیرد.

۲-۳-۲-۱- رفتار تنش محوری- کرنش محوری اعضای فشاری

در ارزیابی رفتار سازه‌های فضاکار که دارای گره‌های مفصلی می‌باشند، با در نظر گرفتن کمانش عضو، ابتدا رفتار بار محوری-تغییر مکان محوری اعضای فشاری تعیین می‌شود. پاسخ بار محوری-تغییر مکان محوری عضو فشاری به صورت رابطه تنش محوری-کرنش محوری تبدیل گشته، متعاقباً برای مدل کردن رفتار مصالح عضو فشاری مورد استفاده قرار می‌گیرد (شکل (۵)).



شکل ۵- پاسخ تنش محوری- کرنش محوری عضو فشاری به ازای لاغری ($L/r=100$)

با توجه به شکل (۵) مقدار تنش کمانشی، $1.51E8$ (Pa) به دست می‌آید.

۲-۳-۲-۲- رفتار تنش محوری- کرنش محوری اعضای کششی

رفتار تنش محوری- کرنش محوری اعضای کششی (کابل‌ها) با توجه به نتیجه آزمایش که در شکل (۶) نشان داده شده است، به صورت چند خطی با سخت شدگی ایزوتروپیک به نرم‌افزار ANSYS وارد می‌شود که تا نقطه تسلیم، رابطه تنش-کرنش به صورت خطی و پس از آن به صورت غیر خطی غیر ارتجاعی می‌باشد.

۳-۲- بررسی و ارزیابی صحت مدل‌سازی عناصر محدود

آزمایشات و تحلیل‌های غیر خطی موجود روی سیستم‌های کش‌بستی تا مرحله پیش‌گسیختگی اعضای کششی و پیش کمانش اعضای فشاری انجام یافته‌اند.

الف) تغییر حالت: عناصر کابلی، نوعی رفتار غیر خطی را به نمایش می‌گذارند که وابسته به حالت است. چرا که این عناصر دارای دو حالت شل و سفت می‌باشند. شایان ذکر است که تغییر حالت در عناصر کابلی به بارگذاری بستگی دارد [۳].

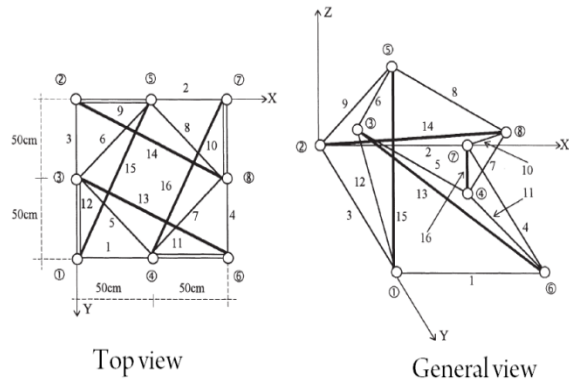
ب) غیر خطی‌های هندسی: در سازه‌های کش بستنی، عوامل زیر باعث رفتار غیر خطی هندسی می‌شوند.

- کوتاه شدگی طول اعضاء تحت نیروهای محوری [۱۰].
- تغییر طول اعضاء به خاطر خمیدگی (برای این حالت، ناکاملی هندسی تأثیر بسزایی دارد) [۱۰].
- در این سازه‌ها، اندازه تغییر مکان‌ها ممکن است بزرگ باشند؛ حتی اگر تغییر شکل‌ها کوچک باشند [۱۱].

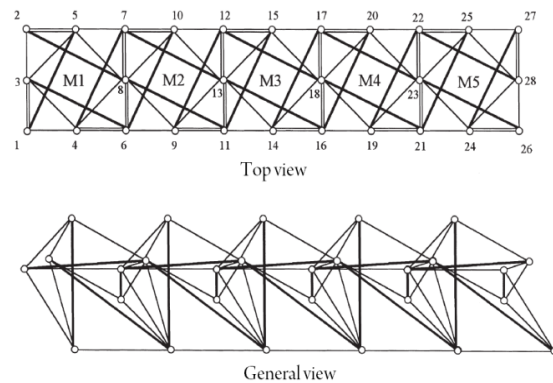
• همچنین در این سازه‌ها، به دلیل اعمال پیش‌تنیدگی، سخت‌شدگی تنش رخ می‌دهد. در نتیجه سختی (K) به صورت تابعی از تغییر مکان {u} در می‌آید.

ج) غیر خطی‌های مصالح: با توجه به نتایج آزمایش، رفتار مشخصه عناصر کابلی به صورت غیر خطی می‌باشد. همچنین رفتار تنش محوری- کرنش محوری برای عناصر فشاری نیز غیر خطی می‌باشد.

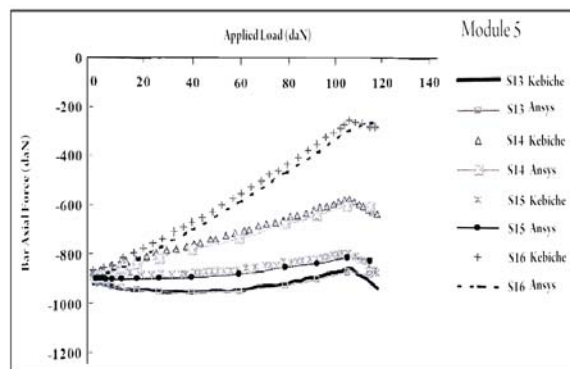
مجموعه عوامل مذکور موجب می‌گردد که برای بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌های کش بستنی، حتماً از تحلیل‌های غیر خطی هندسی و مصالح استفاده شود.



شکل ۷- مدول کش بستنی شامل چهار عضو فشاری [۲]



شکل ۸- تیر کش بستنی متشکل از پنج مدول کش بستنی شامل چهار عضو فشاری [۲]



شکل ۹- تغییرات نیروهای عناصر فشاری (۱۳ تا ۱۵) مدول M5

مراحل تحلیل به صورت زیر خواهد بود:

- ۱) تحلیل استاتیکی جهت طراحی اولیه سازه.
- ۲) تحلیل ویژه مقادیر^۱ جهت تعیین ویژه مقادیر موجود سازه و تعیین ضرایب میرایی رایلی برای اعمال در ماتریس‌های سختی و جرم سازه‌ای برای ایجاد ماتریس میرایی سازه.

با اعمال بارگذاری روی گره‌های لایه فوقانی به اندازه $P=120daN$ تحلیل غیر خطی الاستوپلاستیک (غیر خطی هندسی و غیر خطی مصالح) به روش نیوتن-رافسون انجام می‌گیرد [۲].

شکل (۹) به عنوان نمونه، تغییرات نیروهای عناصر فشاری (۱۳، ۱۴، ۱۵ و ۱۶) مدول M5 را نشان می‌دهد. در این شکل نتایج حاصل از ANSYS با نتایج تحلیل انجام شده توسط Kebiche و همکارانش مقایسه شده است.

همچنان که از نمودارهای فوق مشخص است، تطابق بسیار خوبی بین روش این تحقیق و مقاله اصلی وجود دارد.

۳- نوع و مراحل تحلیل

در سازه‌های کش بستنی سه عامل باعث رفتار غیر خطی می‌شود که عبارتند از:

آوردن فرکانس‌های زاویه‌ای و در نهایت محاسبه ضرایب میرایی رایلی و اعمال آن‌ها به ماتریس‌های سختی و جرم سازه و ایجاد ماتریس میرایی بر روی تمامی مدل‌های مورد بررسی انجام شده است. برای سازه‌های فضاکار نسبت میرایی معمولاً $\xi = 0.02$ در نظر گرفته می‌شود.

نتایج تحلیل ویژه‌مقادیر در هر دو امتداد افقی (امتداد X) و قائم (امتداد Y) برای تمامی مدل‌ها در جدول (۲) نشان داده شده است.

جدول (۲) نشان می‌دهد که با افزایش نسبت پیش‌تنیدگی، پیوندهای اصلی کاهش می‌یابند همچنین افزایش نسبت خیز به دهانه باعث می‌شود که چلیک‌های کش‌بستی در امتداد X نرم‌تر و در امتداد Y سخت‌تر شوند. ضرائب مشارکت مودهای اصلی در هر دو امتداد افقی و قائم با افزایش نسبت پیش‌تنیدگی افزایش می‌یابد. پیوند مودهای اصلی چلیک‌های کش‌بستی مورد بررسی در محدوده ۱-۲ ثانیه قرار دارند که بزرگ‌تر از پیوند مودهای اصلی چلیک دو لایه متناظر است.

۳) تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی با شتاب نگاشت زلزله‌های مختلف، جهت به دست آوردن تأثیر پارامترهای مورد بررسی بر رفتار لرزه‌ای چلیکی کش‌بستی.

جرم واحد حجم مصالح فولاد برای کابل‌ها و اعضای فشاری 7850 kg/m^3 می‌باشد. مقدار بار مرده و برف برای طراحی اولیه سازه به ترتیب ۳۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است.

۴- پارامترهای مورد بررسی

نسبت خیز به دهانه با دو نسبت مختلف $H/S=1/6$ و $H/S=1/4$ کرنش‌های اولیه مناسب به منظور پیش‌تنیدگی بافتارها با مقادیر مختلف مناسب. با در نظر گرفتن کرنش‌های اولیه ($\epsilon_s=0.002$ ، $\epsilon_s=0.004$ ، $\epsilon_s=0.006$ ، $\epsilon_s=0.008$) ($\epsilon_s=0.008$) در مجموع ۸ مدل با مشخصات هندسی و مکانیکی متفاوت خواهیم داشت که مورد بررسی قرار خواهند گرفت.

۵- مشخصات دینامیکی

تحلیل ویژه مقادیر جهت بررسی و به دست آوردن زمان تناوب حداکثر سازه و همچنین ویژه مقادیر سازه برای به دست

جدول ۲- مشخصات دینامیکی چلیک‌های کش‌بستی مورد بررسی

H/S = 1/4				H/S = 1/6				مود اصلی	
$\epsilon_s = 0.008$	$\epsilon_s = 0.006$	$\epsilon_s = 0.004$	$\epsilon_s = 0.002$	$\epsilon_s = 0.008$	$\epsilon_s = 0.006$	$\epsilon_s = 0.004$	$\epsilon_s = 0.002$		
۱	۱	۱	۱	۳	۳	۳	۳	شماره مود	جهت افقی (X)
۱/۳۵	۱/۳۸	۱/۵۸	۲/۰۴	۱/۱۱	۱/۱۴	۱/۳۲	۱/۸۰	پیوند (ثانیه)	
-۴۰/۳۶	-۳۸/۰۰	-۳۵/۷۳	۳۳/۸۲	۳۸/۱۳	۳۵/۶۸	۳۳/۲۳	۳۱/۰۴	ضریب اشتراک	
۲	۲	۲	۲	۱	۱	۱	۱	شماره مود	جهت قائم (Y)
۱/۲۸	۱/۳۰	۱/۴۹	۱/۹۳	۱/۳۱	۱/۳۴	۱/۵۴	۲/۰۱	پیوند (ثانیه)	
۲۰/۴۵	۱۸/۶۳	۱۷/۱۶	۱۶/۲۰	۲۸/۵۸	۲۶/۷۵	۲۵/۰۸	۲۳/۸۸	ضریب اشتراک	

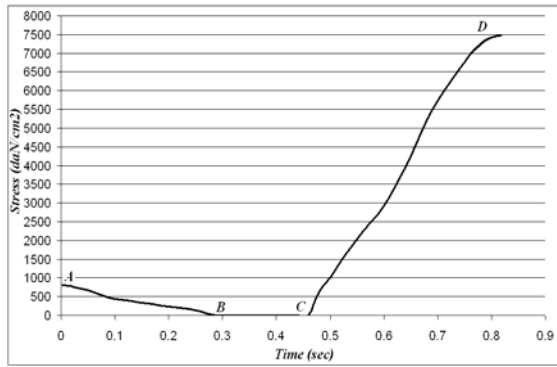
کمانش میله نشان داده شده است. همان گونه که در قسمت‌های قبلی اشاره شده است، تنش نهایی کابل‌ها 7500 daN/cm^2 و تنش کمانشی میله‌ها 1510 daN/cm^2 می‌باشد. همان‌گونه که در شکل (۱۰) نشان داده شده است، در زمان 0.82 ثانیه تحت زلزله TABAS در امتداد افقی، در یکی از اعضای کابلی، پارگی اتفاق افتاده است که این عضو در شکل نشان داده شده است. کابل‌هایی که به صورت تیره نشان داده شده‌اند کابل‌هایی هستند که دارای تنش زیادی حدود ۸۵ درصد تنش نهایی کابل (با توجه به کانتور توزیع تنش) می‌باشند.

۶- تحلیل‌های تاریخچه زمانی

در این تحقیق از دو شتاب نگاشت (1978) TABAS و (1995) KOBE در هر دو امتداد افقی و قائم برای تحلیل‌های تاریخچه زمانی بر روی چلیک‌های کش‌بستی مورد بررسی استفاده شده است (جدول (۳)).

۶-۱- تأثیرات مؤلفه افقی شتاب زلزله

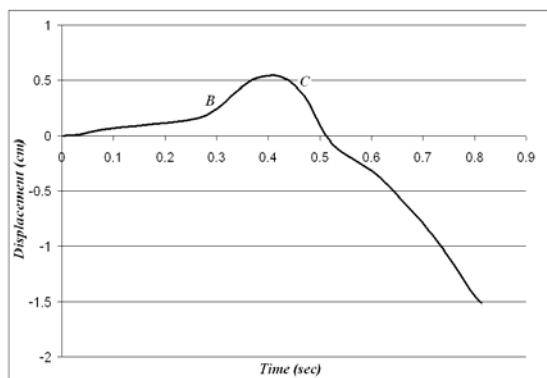
اولین میله (بستگی به سازه مورد مطالعه دارد) مورد بررسی قرار داده و کانتور توزیع تنش مربوط به زمان پارگی کابل با



شکل ۱۱- نمودار تنش- زمان اولین کابل پاره شده برای مدل H/S = 1/6 و is = 0.002 تحت زلزله TABAS در امتداد افقی

کابل‌هایی که به صورت تیره نشان داده شده‌اند، کابل‌هایی هستند که دارای تنش زیادی حدود ۸۵ درصد تنش نهایی کابل (با توجه به کانتور توزیع تنش) می‌باشند.

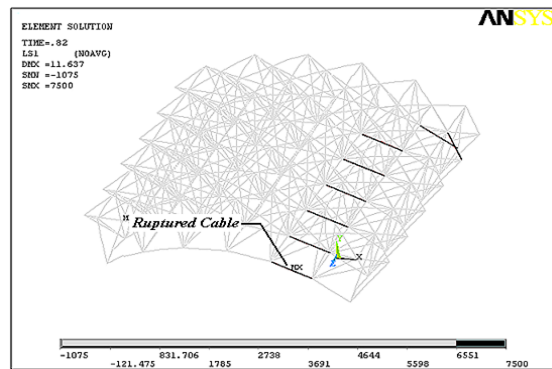
نمودار تنش-زمان اولین کابل پاره شده در شکل (۱۱) نشان داده شده است. مقدار تنش پیش‌تنیدگی برای این کابل $799/8 \text{ daN/cm}^2$ می‌باشد (با نقطه A نشان داده شده است)، از ثانیه $0/3$ تا $0/46$ کابل شل شده است (مقدار تنش کششی صفر است که نقطه شروع و پایان شل‌شدگی با B و C نشان داده شده است) و در زمان $0/82$ ثانیه مقدار تنش کششی کابل به تنش نهایی کابل رسیده (با نقطه D نشان داده شده است) و کابل پاره شده است. نمودار تغییر شکل گرهی در امتداد x- زمان برای کابل پاره شده در شکل (۱۲) نشان داده شده است. همان گونه که در این شکل مشاهده می‌شود در هنگام شل‌شدگی کابل‌ها تغییر شکل‌های گرهی بزرگی در آن‌ها به وجود می‌آید.



شکل ۱۲- نمودار تغییر شکل گرهی در امتداد x- زمان اولین کابل پاره شده برای مدل H/S = 1/6 و is = 0.002 تحت زلزله TABAS در امتداد افقی

جدول ۳- اطلاعات شتاب نگاشت‌های TABAS و KOBE

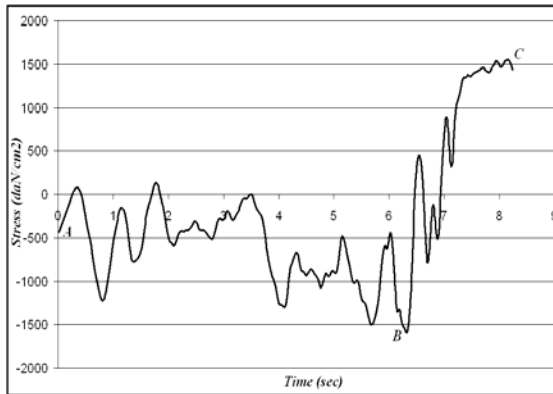
Tabas 1978/09/16	Kobe 1995/01/16	زلزله
TABAS/TAB-TR	KOBE/TAZ-090	نام رکورد
0/05	0/13	HP (Hz)
---	33	LP (Hz)
0/852	0/694	PGA (g)
121/4	85/3	PGV (cm/s)
94/58	16/75	PGD (cm)
TABAS/TAB-UP	KOBE/TAZ-UP	نام رکورد
0/05	---	HP (Hz)
---	40	LP (Hz)
688/0	0/433	PGA (g)
6/45	34/8	PGV (cm/s)
17/04	12/38	PGD (cm)



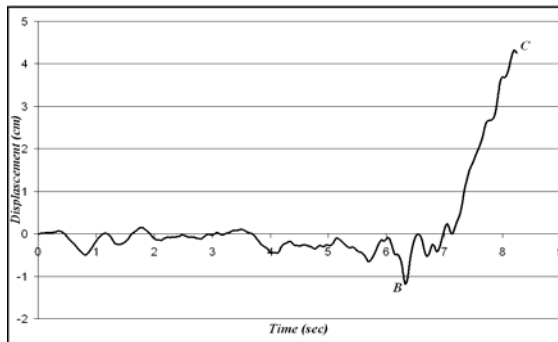
شکل ۱۰- کانتور توزیع تنش برای مدل H/S = 1/6 و is = 0.002 تحت زلزله TABAS در امتداد افقی

نمودار تنش-زمان اولین کابل پاره شده در شکل (۱۱) نشان داده شده است. مقدار تنش پیش‌تنیدگی برای این کابل $799/8 \text{ daN/cm}^2$ می‌باشد (با نقطه A نشان داده شده است)، از ثانیه $0/3$ تا $0/46$ کابل شل شده است (مقدار تنش کششی صفر است که نقطه شروع و پایان شل‌شدگی با B و C نشان داده شده است) و در زمان $0/82$ ثانیه مقدار تنش کششی کابل به تنش نهایی کابل رسیده (با نقطه D نشان داده شده است) و کابل پاره شده است. نمودار تغییر شکل گرهی در امتداد x- زمان برای کابل پاره شده در شکل (۱۲) نشان داده شده است. همان گونه که در این شکل مشاهده می‌شود، در هنگام شل‌شدگی کابل‌ها تغییر شکل‌های گرهی بزرگی در آن‌ها به وجود می‌آید.

همان گونه که در شکل (۱۰) نشان داده شده است، در زمان $0/82$ ثانیه تحت زلزله TABAS در امتداد افقی، در یکی از اعضای کابلی، پارگی اتفاق افتاده است که این عضو در شکل نشان داده شده است.



شکل ۱۴- نمودار تنش - زمان اولین میله کمانش کرده برای مدل $H/S = 1/6$ و $is = 0.008$ تحت زلزله TABAS در امتداد افقی

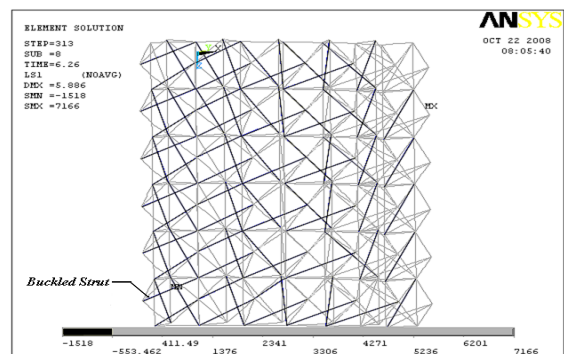


شکل ۱۵- نمودار تغییر شکل گرهی در امتداد x- زمان اولین میله کمانش کرده برای مدل $H/S = 1/6$ و $is = 0.008$ تحت زلزله TABAS در امتداد افقی

مشابه این نتایج تحت مولفه افقی شتاب زلزله KOBE نیز به دست آمده است که در جدول (۵) آورده شده است.

با افزایش نسبت پیش تنیدگی رفتار عوض می‌شود (شکل (۱۳)). همان گونه که در شکل (۱۴) نشان داده شده است، در زمان ۶/۲۶ ثانیه تحت زلزله TABAS در امتداد افقی، در یکی از اعضای میله‌ای، اولین کمانش اتفاق افتاده است که این عضو در شکل نشان داده شده است. میله‌هایی که به صورت تیره نشان داده شده‌اند، میله‌هایی هستند که دارای تنش زیادی حدود ۴۰ درصد تنش کمانشی میله (با توجه به کانتور توزیع تنش) می‌باشند. نمودار تنش- زمان اولین میله کمانش کرده در شکل (۱۴) نشان داده شده است. مقدار تنش پیش تنیدگی برای این میله ۴۳۳/۳۳ daN/cm² - می‌باشد (با نقطه A نشان داده شده است)، در زمان ۶/۲۶ ثانیه کمانش اتفاق افتاده است (با نقطه B نشان داده شده است). نمودار تغییر شکل گرهی در امتداد x- زمان برای میله کمانش کرده در شکل (۱۵) نشان داده شده است.

در تمامی مدل‌های مورد بررسی تحت مولفه افقی شتاب زلزله TABAS پاره شدگی کابل یا کمانش میله اتفاق می‌افتد که این نتایج در جدول (۴) آورده شده است.



شکل ۱۳- کانتور توزیع تنش برای مدل $H/S = 1/6$ و $is = 0.008$ تحت زلزله TABAS در امتداد افقی

جدول ۴- نوع و زمان خرابی مدل‌های مورد بررسی تحت مولفه افقی شتاب زلزله Tabas

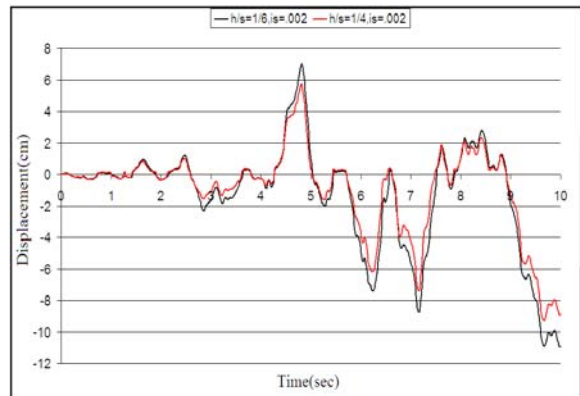
$is = 0.008$	$is = 0.006$	$is = 0.004$	$is = 0.002$	
کمانش میله (sec) 6.26	کمانش میله (sec) 5.64	کمانش میله (sec) 5.6	پاره‌شدگی کابل (sec) 0.82	$\frac{H}{S} = \frac{1}{6}$
کمانش میله (sec) 5.58	کمانش میله (sec) 5.54	کمانش میله (sec) 5.54	پاره‌شدگی کابل (sec) 0.8	$\frac{H}{S} = \frac{1}{4}$

جدول ۵- نوع و زمان خرابی مدل‌های مورد بررسی تحت مولفه افقی شتاب زلزله Kobe

$is = 0.008$	$is = 0.006$	$is = 0.004$	$is = 0.002$	
کمانش میله (sec) 2.61	کمانش میله (sec) 2.58	پاره‌شدگی کابل (sec) 2.53	پاره‌شدگی کابل (sec) 2.03	$\frac{H}{S} = \frac{1}{6}$
کمانش میله (sec) 2.16	کمانش میله (sec) 2.13	کمانش میله (sec) 2.06	پاره شدگی کابل (sec) 1.99	$\frac{H}{S} = \frac{1}{4}$

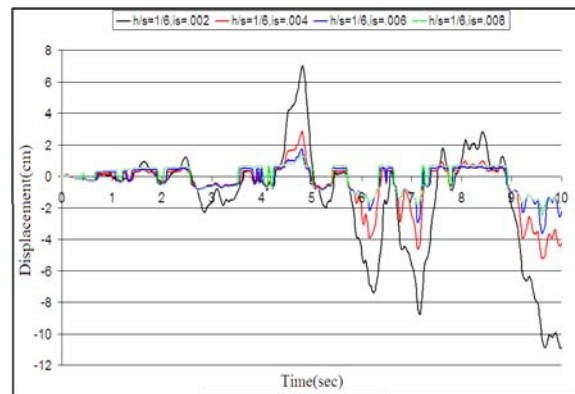
۶-۲- تأثیرات مؤلفه قائم شتاب زلزله

در تمامی مدل‌های مورد بررسی تحت مؤلفه قائم شتاب زلزله TABAS و KOBE هیچ‌گونه خرابی اتفاق نمی‌افتد که نشان دهنده مقاوم بودن چلیک‌های کش‌بستی در مقابل مؤلفه قائم شتاب زلزله می‌باشد. همچنین تحت مؤلفه قائم شتاب زلزله با افزایش نسبت خیز به دهانه و همچنین با افزایش نسبت پیش‌تنیدگی تغییر شکل‌ها کاهش می‌یابند (شکل‌های (۱۶) و (۱۷)).



شکل ۱۶- نمودار تغییر مکان‌های مدل‌های تحت مؤلفه قائم شتاب زلزله TABAS و (is=0.002, H/S=1/4) و (is=0.002, H/S=1/6)

شتاب زلزله TABAS



شکل ۱۷- نمودار تغییر مکان‌های مدل‌های تحت مؤلفه قائم شتاب زلزله TABAS و (is=0.004, H/S=1/6) ، (is=0.002, H/S=1/6) ، (is=0.006, H/S=1/6) و (is=0.008, H/S=1/6)

شتاب زلزله TABAS

۷- نتیجه‌گیری

افق و حوزه برخی از نتایج و توصیه‌ها محدود به حالات در نظر گرفته شده برای تحلیل‌ها می‌باشد و برخی دارای حوزه تأثیر

و کاربرد جامع‌تری از موارد در نظر گرفته شده در تحلیل‌ها می‌باشند.

۱- هر چقدر نسبت خیز به دهانه (H/S) بزرگ‌تر شود، یعنی سازه چلیکی کش‌بستی از حالت مسطح به حالت قوسی شدن حرکت کند، پیوندهای طبیعی آن بزرگ‌تر می‌شود.

۲- هر چقدر کرنش اولیه (is) برای پیش‌تنیدگی کابل‌ها بیشتر شود، پیوندهای طبیعی کوچک‌تر می‌شود.

۳- وقتی سازه چلیکی کش‌بستی به حالت مسطح نزدیک‌تر باشد در این صورت مودهای قائم نقش مؤثرتری به خود می‌گیرند و اغلب پیوندهای بالا متعلق به مودهای قائم می‌باشند و در نتیجه لازم است در محاسبه نیروی زلزله، زلزله در جهت قائم نیز در نظر گرفته شود.

۴- وقتی سازه چلیکی کش‌بستی قوسی‌تر باشد، در این صورت مودهای قائم نقش خود را از دست داده ولی در عوض مودهای افقی غالب هستند.

۵- وقتی سازه چلیکی کش‌بستی از حالت مسطح دورتر می‌گردد، در این صورت بیش‌ترین ضریب مشارکت مربوط به مود اول بوده و این مود، مود غالب بوده و از تأثیر مودهای بالاتر کاسته می‌شود.

۶- تحت مؤلفه افقی شتاب زلزله در سازه پاره‌شدگی کابل یا کم‌اندامش میله اتفاق می‌افتد، در حالی که در ازای مؤلفه قائم زلزله هیچ‌گونه چاره‌شدگی کابل یا کم‌اندامش میله در سازه اتفاق نمی‌افتد که نشان می‌دهد سازه چلیکی کش‌بستی در مقابل مؤلفه افقی نیروی زلزله آسیب‌پذیر و در مقابل مؤلفه قائم نیروی زلزله مقاوم‌تر هستند.

۷- تحت مؤلفه افقی شتاب زلزله، در نسبت‌های پیش‌تنیدگی کم (is=0.002) پاره‌شدگی کابل و در نسبت‌های پیش‌تنیدگی متوسط (is=0.004, is=0.006) و زیاد (is=0.008) کم‌اندامش میله اتفاق می‌افتد.

۸- تحت مؤلفه افقی شتاب زلزله، با افزایش نسبت خیز به دهانه (H/S)، زمان اتفاق افتادن پارگی کابل یا کم‌اندامش میله زودتر شده و با افزایش نسبت پیش‌تنیدگی (is)، زمان اتفاق افتادن پارگی کابل یا کم‌اندامش میله دیرتر می‌شود.

۹- تحت مؤلفه افقی زلزله، با افزایش نسبت خیز به دهانه (H/S)، تغییر مکان‌ها بزرگ‌تر می‌شوند و با افزایش نسبت پیش‌تنیدگی (is)، تغییر مکان‌ها کوچک‌تر می‌شوند.

- [7] Motro, R., "Structural Morphology of Tensegrity Systems", International Journal of Space Structures, 1996, 11 (1 & 2), 233-240.
- [8] Murakami, H., "Static and Dynamic Analysis of Tensegrity Structures. Part II. Quasi-Static Analysis", International Journal of Solids and Structures, 2001, 38 (20), 3615-3629.
- [9] Motro, R., "Tensegrity Systems and Geodesic Domes", International Journal of Space Structures, Vol. 5, No. 3, 4, 1990, 341-351.
- [10] Gioncu, V., "Buckling of Reticulated Shells: State of the Art", International Journal of Space Structures, 1995, 10 (1), 1-46.
- [11] Kebiche, K., Kazi-Aoual, M. N., Motro, R., "Geometrical Non-Linear Analysis of Tensegrity Systems", Engineering Structures, 1999, 21, 864-876.
- [12] Nooshin, H., Disney, P., "Elements of Formian", Computers and Structures, 1991, 41 (6), 1183-1215.
- ۱۰- تحت مؤلفه قائم زلزله، با افزایش نسبت خیز به دهانه (H/S)، و همچنین با افزایش نسبت پیش‌تنیدگی (is)، تغییر مکان‌ها کوچک‌تر می‌شوند.
- ۷- مراجع
- [1] Adam, B., Smith, I. F. C., "An Intelligent Spatial Tensegrity Structure", IASS Symposium, Montpellier, 2004, 120-122.
- [2] Ben Kahla, N., Kebiche, K., "Nonlinear Elastoplastic Analysis of Tensegrity Systems", Engineering Structures, 2000, 22 (11), 1552-1566.
- [3] "ANSYS Help, Theory Reference", Version 10.
- [4] Motro, R., "Tensegrity: Structural Systems for the Future", London, Kogan Page Science, 2003.
- [5] Tibert, A. G., Pellegrino, S., "Deployable Tensegrity Masts", AIAA Structural Dynamics and Materials Conference, 2003.
- [6] Sultan, C., Corless, M., Skelton, R.E., "The Prestressability Problem of Tensegrity Structures: Some Analytical Solutions", International Journal of Solids and Structures, 2001, 38 (30-31), 5223-5252.

EXTENDED ABSTRACT

Seismic Behavior of Tensegrity Barrel Vaults

Farid Seifollahi, Arjang Sadeghi *

Civil Engineering Department Faculty of Engineering, Azarbaijan Shahid Madani University, Tabriz, Iran

Received: 14 September 2014; **Accepted:** 13 April 2015

Keywords:

Space structures, Tensegrity barrel vaults, Self-stress, Seismic behavior

1. Introduction

Space structures are mostly interested for their lightness. One of the recent branches of space structures are called tensegrity structures. These structures are composed of compression bars and prestressed cables.

There are not sufficient works about dynamic characteristics and behavior of these structures. Sultan et al carried out some research on nonlinear dynamic behavior of these structures [1]. Ben Kahla and Moussa studied the dynamic effects of rupture of a cable in an expanded tetrahedron [2]. Ben Kahla also has carried out a numerical analysis study of seismic behavior of a tensegrity frame[3]. Following these studies, in this research a set of tensegrity barrel vaults are considered and their seismic behavior is studied.

2. Tensegrity models

It is not easy to produce tensegrity barrel vaults with different rise to span ratios and variable initial strains. For this study, two set of barrel vaults with rise to span ratios of 1/4 and 1/6 are selected. For each set, four models with initial strains of 0.002, 0.004, 0.006 and 0.008 are established.

The models dynamic characteristics were derived by eigenvalue analysis. Then all eight models were analyzed nonlinearly under accellerograms of Kobe1995 and Tabas1982 earthquakes in horizontal and vertical directions.

For construction of the barrel vaults, we have used cylindrical simplexes. This simplex is composed of two planes of square cables that are connected by four web bars and 4 cables. The geometry is chosen to produce enough self strain. Also, to achieve curvature, location of points 6 and 8 are changed according to rise to span ratios. At the bottom layer, the edge joints across z axis are restrained along x and y axes, and the edge joint across x axis are restrained along y and z axes. At the top layer, the edge joints across z axis are restrained along x axis and the edge joints across x axis are restrained across z axis (Fig. 1).

Bar elements are from mild steel with $F_y=240$ MPa and $E= 2E5$ MPa. Their nonlinear behavior is taken to be bilinear as shown in Figure 3. The slenderness ratio of the bars is kept 100 for all, while their cross sectional area differ according to their axial forces. Proportioning of elements is achieved by imposing a dead load and snow loading equal to 500 Pa and 1500 Pa, respectively. The damping ratio for dynamic analyses is supposed to be 0.02.

* Corresponding Author

E-mail address: seifollahifarid@gmail.com (Farid Seiforllah), a.sadeghi@azaruniv.ac.ir (Arjang Sadeghi).

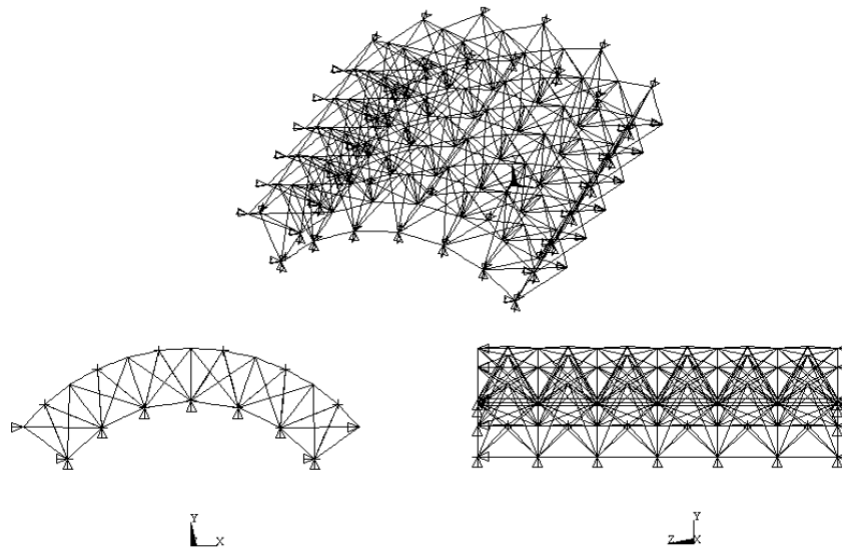


Fig. 1. Layout and support conditions of tensegrity barrel vaults

3. Timehistory analysis

In this research, acceleration records of two strong ground motions of Kobe1995, Japan and Tabas1978, Iran are used for time history analyses of tensegrity barrel vaults.

3.1. Earthquake horizontal effects

To assess seismic behavior of the tensegrity barrel vaults in both horizontal and vertical directions, two components of these earthquakes are applied separately. Implication of horizontal components of Tabas accelerograms resulted in rupture of cables for tensegrity barrel vaults with initial strain of 0.002 (Fig. 2). But in barrel vaults with greater initial strains, imposing Tabas horizontal accelerograms caused some bars buckle (Fig. 3).

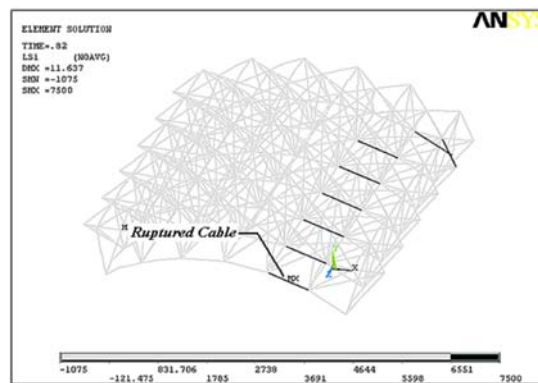


Fig. 2. Layout of ruptured cables

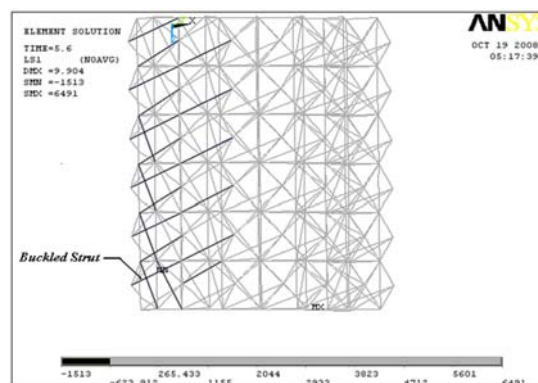


Fig. 3. Layout of buckled bars

3.2. Earthquake Vertical effects

Applying vertical components of accelerograms of Tabas and Kobe earthquakes to 8 tensegrity barrel vaults showed that none of them fails and, in effect, neither buckling of bars nor rupture of cables happens. This may be interpreted as a result of relatively short spans of the models or to somewhat related to the pattern of restrained nodes of the barrel vaults that makes them vertically stiffer.

Nevertheless, there are some points that can be considered worth of reminding. The first point is that tensegrity barrel vaults with high rise to span ratios have lower vertical deflections. Also, the results of analyses confirm that tensegrity barrel vaults with higher initial strain undergo lower deflections, Fig. 4.

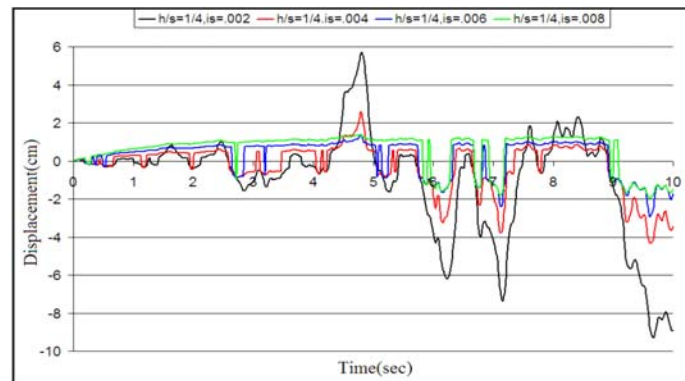


Fig. 4. Comparison of displacements of barrel vaults with rise to span ratio of 1/4

4. Conclusions

1. Principal periods of the tensegrity barrel vaults increase with increase of rise to span ratios of the tensegrity barrel vaults.
2. On the contrary, the principal periods of the tensegrity barrel vaults decrease with increase of initial strain of the cables.
3. When the tensegrity barrel vaults tend towards the tensegrity flat grids, their vertical modes of dynamic response become more effective, however, with higher rise to span ratios, the horizontal modes take part more in the dynamic response.
4. When the tensegrity barrel vaults undergo horizontal accelerograms, a failure of kind of tension rupture or compression buckling occurs in the members. But under vertical accelerograms none of the rupture or buckling of the members were observed.
5. Under horizontal earthquake actions, for low initial strains, the governing failure mode is rupture of tensile elements, but for intermediate and large initial strain, that is for 0.004, 0.006 and 0.008, the failure mode is buckling of bars.
6. Tensegrity barrel vaults with higher rise to span ratios, experience relatively greater deflections under horizontal earthquakes and bear lesser deflections under vertical earthquakes.
7. Increase of the rise to span ratio makes the onset of the failure of the structure to happen earlier, while on the contrary, the increase of initial strain prolongs the failure time.

5. References

- [1] Sultan, C., Corless, M., Skelton, R. E., "The Prestressability Problem of Tensegrity Structures: Some Analytical Solutions", *International Journal of Solids and Structures*, 2001, 38, 5223-5252.
- [2] Ben Kahla, N., Moussa, B., "Effect of a Cable Rupture on Tensegrity Systems", *International Journal of Space Structures*, 2002, 17(1), 51-65
- [3] Ben Kahla, N., "Seismic Performance of Tensegrity Systems", *IASS Symposium, Nagoya*, 2001, 136-137.