

بررسی پاسخ انواع نیاز انرژی در سازه های بلند متصل شده با پل خرپایی کمانش تاب تحت اثر زلزله

حمید بیرقی^۱

۱- گروه مهندسی عمران، واحد مهدیشهر، دانشگاه آزاد اسلامی، مهدیشهر، ایران

H.beiraghi@msh-iau.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۷/۴/۵]

تاریخ دریافت: [۹۶/۴/۸]

چکیده

متصل نمودن دو برج توسط یک پل میانی می تواند یکی از راهکارهای کنترل جابه جایی و هم چنین استهلاک انرژی به حساب آید. این مقاله به بررسی انواع نیازهای انرژی در سازه ساختمان هایی می پردازد که در آنها دو هسته بتن مسلح با ارتفاع یکسان توسط یک پل خرپایی به یکدیگر متصل شده اند. مجموعه خرپای پل از المان های کمانش تاب تشکیل می شود. در ابتدا این سازه با بکارگیری روش تحلیل طیفی طبق آیین نامه های معتبر طراحی می شود و در ادامه با تهیه مدل غیرخطی سازه در نرم افزار PERFORM-3D و انجام تحلیل تاریخچه زمانی تحت اثر زلزله های دور و نزدیک انرژی ورودی، انرژی جنبشی، انرژی میرایی و انرژی غیرالاستیک بررسی، و مشارکت دیوار و پل در اتلاف انرژی مطالعه می شود. دو رویکرد مفصل یگانه و مفصل گسترده برای هسته در نظر گرفته می شود. در رویکرد مفصل یگانه، فقط در پای هسته بتن مسلح اجازه مفصل پلاستیک داده می شود و بقیه نواحی هسته بتن مسلح به صورت الاستیک مدل می شود و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی انجام می شود. در رویکرد مفصل گسترده، کل هسته قابلیت گسترش پلاستیسیته را دارد. بطور متوسط در رویکرد مفصل گسترده، سهم هسته ها حدود ۴۸ درصد و سهم پل با اعضای کمانش تاب حدود ۵۲ درصد از انرژی غیرالاستیک تحت کل نکاشت های اعمال شده را شامل می شود و این اعداد در رویکرد مفصل یگانه به ترتیب حدود ۳۴ و ۶۶ درصد است.

واژگان کلیدی: پل، خرپا، مهاربند کمانش تاب، بتن مسلح، نگارش، تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی.

۱- مقدمه

و به علاوه از نظر معماری، هسته در مرکز ساختمان قرار گرفته پس برای ساکنین طبقات که در پیرامون هسته واقع شده اند دید مناسبی به بیرون مهیا می شود، همچنین سرعت احداث هسته های بتن مسلح با بکارگیری قالب لغزان از دیگر مزایای این سیستم است. اما سیستم هسته بتن مسلح برای ساختمان

در ساختمان های بلند، کنترل جابه جایی یکی از چالش های مهندس سازه به شمار می آید. امروزه به کارگیری ساختمان های دارای هسته بتن مسلح در جهان با استقبال خوبی مواجه شده است، زیرا این سیستم سازه ای دارای سختی قابل توجهی است

شناخته می شود. انرژی هیسترتیک یا انرژی غیرالاستیک انرژی تلف شده در اثر رفتار هیسترتیک است و با میزان خسارت سازه همبستگی دارد [10].

رهنما و مانوئل به محاسبه انرژی ورودی، انرژی هیسترتیک و نسبت انرژی هیسترتیک تجمعی به انرژی ورودی برای سازه هایی با نسبت شکل پذیری ۲ تا ۶ و میرایی ۵٪ تحت اثر رکوردهای مختلف زلزله پرداختند. نتایج آنها نشان داد که مدت زمان طولانی تر زلزله منجر به مقادیر بیشتر انرژی ورودی و انرژی هیسترتیک می شود [11].

حرکت های نزدیک گسل که دارای اثر جهت داری هستند، می توانند اثر تخریبی شدیدتری روی سازه ها داشته باشند. این نوع از زلزله ها به نام زلزله پالس گونه نیز مشهور هستند [12-17]. به دلیل مشخصه های حرکت های نزدیک گسل در مقایسه با حرکت های دور از گسل، این نوع از زلزله ها مورد توجه پژوهشگران است به ویژه چنانچه حرکت های نزدیک گسل دارای پالس در تاریخچه زمانی سرعت باشند که به نام پالس سرعت شناخته می شود.

این مقاله به بررسی انواع نیازهای انرژی در سازه ساختمان بلند ۴۰ و ۶۰ طبقه می پردازد که در هر کدام از آنها دو برج با ارتفاع یکسان توسط یک پل خربایی به یکدیگر متصل شده اند. سازه دو برج از سیستم هسته بتن مسلح است و خربای پل از المان های کمانش تاب تشکیل می شود. در ابتدا این سازه با بکارگیری روش تحلیل طیفی طبق آیین نامه های معتبر طراحی می شود و در ادامه با تهیه مدل غیرخطی سازه در نرم افزار PERFORM-3D و انجام تحلیل تاریخچه زمانی تحت اثر زلزله های دور و نزدیک انرژی ورودی، انرژی جنبشی، انرژی میرایی و انرژی غیرالاستیک بررسی می شود و مشارکت دیوار و پل در اتلاف انرژی مطالعه می شود. دو رویکرد مفصل یگانه (SPH) و مفصل گسترده (EPH) برای هسته در نظر گرفته می شود. در رویکرد مفصل یگانه، فقط در پای هسته بتن مسلح اجازه مفصل پلاستیک داده می شود و بقیه نواحی هسته بتن مسلح به صورت الاستیک مدل می شود و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی انجام می شود. در رویکرد مفصل گسترده، کل هسته قابلیت گسترش پلاستیسیته را دارد.

های حدوداً بلندتر از ۳۵ تا ۴۰ طبقه کارایی خود را از نظر سازه ای تا حدود زیادی از دست می دهد [1]. متصل نمودن دو برج توسط یک پل میانی می تواند یکی از راهکارهای کنترل جابه جایی و هم چنین استهلاک انرژی به حساب آید. وجود یک پل بین دو سازه از لحاظ بصری و از دیدگاه معماری نیز قابل توجه است [2]. ساختمان های بلند متصل به هم یکی از انواع سازه های نسبتاً جدید محسوب می شوند که در سال های اخیر مورد توجه طراحان قرار گرفته است [3]. این موضوع در کشور چین بیش تر از سایر کشورها نمود دارد. در زمینه ساختمان های متصل شده، کارهای عددی و آزمایشگاهی چندانی در دسترس نیست. پاسخ لرزه ای برخی از مدل های تحلیلی از سازه های متصل شده با میراگرها توسط چند تن از پژوهشگران مورد مطالعه قرار گرفته است [4-6].

در سال های اخیر نظر پژوهشگران روی مفاهیم انرژی در مهندسی زلزله جلب شده است، به گونه ای که امروزه از مفاهیم انرژی برای طرح بهینه و ارزیابی آسیب پذیری سازه ها تحت اثر زلزله ها استفاده می شود [7]. انرژی هیسترتیک ورودی به عنوان یک معیار مفید برای ارزیابی رفتار لرزه ای ساختمان ها تحت اثر نیروی زلزله به حساب می آید [8]. برخی از پژوهشگران روش هایی برای طراحی بر اساس انرژی را پیشنهاد داده اند. به نظر می رسد که هوسنر اولین کسی بوده است که روش انرژی در طرح سازه ها را بررسی کرده است [9]. در روش های طراحی متداول که طبق آیین نامه ها صورت می گیرد، اساس کار بر مبنای نیاز مقاومت و کنترل جابه جایی استوار است. در این روش، تخمینی از شدت زلزله با عنایت به بیشینه شتاب زمین در نظر گرفته می شود و محاسبات مقدار نیروی زلزله به روش طیف پاسخ طراحی و زمان تناوب سازه انجام می شود. چنین روشی که مبنای آن نیروها است، مدت زمان زلزله و اثر آن روی رفتار هیسترتیزس سازه را لحاظ نمی کند. انرژی ورودی زلزله که بر یک سازه اعمال می شود شامل انرژی جنبشی، انرژی کرنش الاستیک، انرژی میرایی و انرژی هیسترتیک است. انرژی جنبشی در واقع همان کار انجام شده توسط نیروی اینرسی است. انرژی کرنش الاستیک مقداری از انرژی ورودی است که در سازه به صورت کرنش الاستیک ذخیره می شود. کار نیروی میرایی به عنوان انرژی میرایی

۲- طراحی مدل‌ها

برای انجام این پژوهش، دو سازه چهل و شصت طبقه انتخاب شدند و در هر کدام از سازه‌ها دو هسته بتن مسلح وجود دارد که با دو خرپای موازی که جمعاً یک پل را تشکیل می‌دهند به یکدیگر متصل شده‌اند. اتصال هسته به زمین از نوع گیردار است و ارتفاع طبقات ۳/۵ متر فرض می‌شود (شکل ۱).

شکل ۱. پلان ساختمان متصل با پل

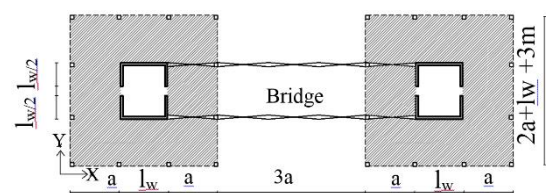


Fig. 1. Plan of connected buildings.

برای طراحی سازه‌ها، از مدل الاستیک اجزای محدود در نرم افزار ETABS ورژن 15.1.0.1250 استفاده شد. از المان مسطح shell برای دیوارها استفاده شد. کف طبقات و ستون‌های پیرامونی در سازه مدل نشدند پس مدل شامل هسته و خرپای پل است (شکل ۲). اثر ناچیز ستون‌های پیرامونی و دال کف روی سختی جانبی ساختمان بلند دارای هسته بیشتر توسط سایر پژوهشگران تصدیق شده است [18].

شکل ۲. مدل الاستیک سازه‌ها در سه مد تغییر شکل.



Fig. 2. First three mode of vibration in elastic model.

بار مرده و زنده کف‌ها برابر ۵۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم نیرو بر متر مربع لحاظ شد و سهم هسته از بار ثقلی تعیین شد و در مدل سازه‌ای متناسب با مساحت مربوط به گره‌های المان‌های shell روی آنها اعمال شد. جرم لرزه‌ای هر طبقه از هر برج محاسبه و به مرکز جرم آن برج اختصاص یافت. کل

بار جانبی اعمال شده به سازه باید توسط هسته‌ها و خرپای پل تحمل شود. از آیین‌نامه‌های ACI-318، ASCE-7 و AISC برای تحلیل و طراحی سازه‌ها استفاده شد. برای المان‌های دیوار، ضریب کاهش سختی ناشی از ترک خوردگی معادل ۰/۵ اعمال شد [19-21]. مقاومت مشخصه طراحی بتن ۴۵، مقاومت تسلیم میلگرد ۴۰۰ و مقاومت تسلیم المان کمانش تاب ۲۵۰ مگاپاسکال لحاظ شد. ضریب رفتار سیستم معادل ۶ فرض شد [22]. از آنجا که یک لنگر از جانب پل بر هسته وارد می‌شود، پس می‌توان این رفتار را مانند اثر مهاربازی بر هسته در نظر گرفت، بنابراین موقعیت تراز خرپای پل معادل $0.825H$ (ارتفاع کل سازه است) از تراز پایه فرض می‌شود [23]. المان‌های خرپای پل از اعضای کمانش تاب تشکیل شده‌اند. تحلیل دینامیکی طیفی با بکارگیری طیف طرح با میرایی ۵ درصد انجام شد که در شکل (۳) آورده شده است، در این شکل DBE مربوط به زلزله طرح و MCE مربوط به سطح پیشینه زلزله محتمل است. جدول (۱) بیانگر مشخصات سازه ۴۰ و ۶۰ طبقه است.

جدول ۱. مشخصات سازه‌ها

	60.B@0.825H	40.B@0.825H
Wall length=Lw (m)	15	10
a (m)	12	10
Wall thickness(cm)	90	60
Seismic weight=W (ton)	19138	71790
Bridge story no.	3	2
Height (m)	210	140
P/Ag.fc	0.054	0.061
Base shear from RSA/W	0.030	0.036
Base shear from equivalent static method /W	0.062	0.062
T1 (s)	6.43	4.98
T2 (s)	1.52	1.17
T3 (s)	1.27	0.988
MAX. elastic IDR	0.0037	0.0035
MAX. Demand/Capacity in BRB	0.9	0.9

Table 1. Specification of the Designed models.

غیرخطی برای این سطح لرزه ای انجام شد [29]. سطح لرزه ای MCE معادل ۱/۵ برابر سطح لرزه ای طراحی (DBE) لحاظ شد [21]. مقاومت مورد انتظار بتن و میلگرد در هسته بتن مسلح به ترتیب ۵۸۵ و ۴۶۰ مگاپاسکال و مقاومت مورد انتظار فولاد هسته در مهاربند کمانش تاب معادل ۲۷۰ مگاپاسکال بود. برای بتن از مدل مندر استفاده شد [30]. رفتار برشی المان های دیوار به صورت خطی مدل شد. در مدل SPH، فقط ده درصد از پای هسته بصورت المان فایبری غیرخطی مدل شد و نواحی بالاتر با المان دیوار خطی با ضریب ترک خوردگی ۰/۵ مدل شد.

شکل ۴. مدل غیر خطی در نرم افزار Perform-3D

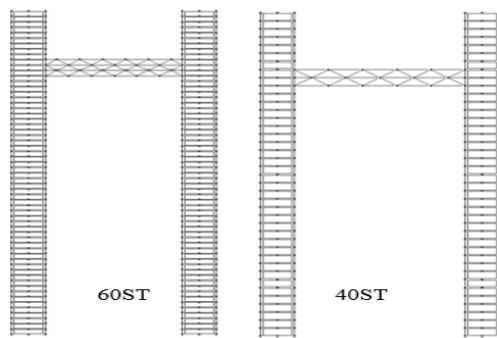


Fig. 4. Nonlinear model in Perform-3D.

۴- نگاشت زلزله

برای انجام تحلیل تاریخیچه زمانی، تعدادی رکورد زلزله مورد نیاز است. از آنجا که در زلزله های حوزه نزدیک، پالس های سرعت در مؤلفه های عمود بر گسل وجود دارند، بنابراین در این پژوهش فقط از مؤلفه های عمود بر گسل زلزله ها برای تحلیل تاریخیچه زمانی سازه استفاده شد.

شکل (۵) تاریخیچه زمانی شتاب و تاریخیچه زمانی سرعت را برای یک نمونه زلزله حوزه نزدیک (زلزله Erzican) و یک نمونه حوزه دور (زلزله Imperial Valley-Delta) نشان می دهد. حرکت های نزدیک گسل ممکن است دارای ویژگی هایی مانند پالس های جهت داری، فرکانس های بالا و اثر جابه جایی ماندگار باشند که از این میان، در مهندسی زلزله (برای سازه) مورد اول اهمیت ویژه ای دارد. در شکل (۵) نیز وجود پالس سرعت به خوبی قابل رویت است.

انتخاب نگاشت های زلزله حائز اهمیت است و در این پژوهش

شکل ۳. طیف طرح و متوسط طیف پاسخ زلزله ها

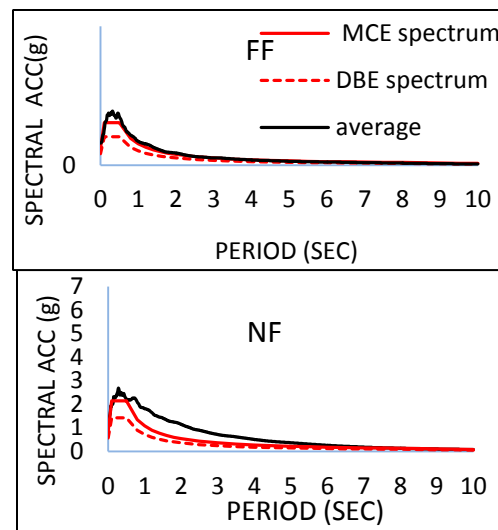


Fig. 3. Design response spectrum and earthquake spectra.

در انجام تحلیل ها، فرض شد که نیروهای جانبی فقط در جهت x بر سازه اعمال می شوند (شکل ۱). برش پایه حاصل از تحلیل طیفی با ۰/۸۵ برابر برش پایه حاصل از تحلیل استاتیکی معادل همپایه شد. برای تعیین میلگردهای قائم هسته، فرض شد که در طول هر ارتفاع ۰/۱H، مقادیر میلگرد عدد ثابتی باشد (تیب بندی میلگرد قائم ده درصدی بود). مقدار میلگرد قائم در تراز پایه حدود ۳/۶ درصد و ضخامت هسته در ارتفاع سازه ثابت بود. از آنجا که بررسی رفتار سازه فقط در یک جهت مورد نظر بوده است تکیه گاه مناسب جانبی عمود بر صفحه اعمال نیرو برای المان های پل اعمال شده است.

۳- مدل غیر خطی

مدل غیرخطی سازه ها در نرم افزار PERFORM-3D آماده شد. برای دیوارها از المان های فایبری استفاده شد (شکل ۴) [24]. پژوهش های قبلی نشان دادند که این نوع از المان ها می توانند با دقت خوبی پاسخ دیوارهای بتن مسلح را شبیه سازی کنند [25,26]. در هر وجه دیوار در هر طبقه یک المان دیوار برشی استفاده شد [27,28]. برای اعضای خرابای پل، از المان های مهاربندی کمانش تاب (BRB) استفاده شد. از آنجا که بسیاری از آیین نامه های جدید از جمله آیین نامه ساختمان بلند لس آنجلس ارزیابی رفتار ساختمان را برای سطح بیشینه زلزله محتمل (MCE) توصیه می نمایند، پس تحلیل تاریخیچه زمانی

بود که برخی اعضای سازه دچار تغییر شکل‌های الاستیک و غیرالاستیک خواهد شد.

معادله زیر برای تعادل انرژی قابل استخراج است:

$$\int_0^t \dot{\mathbf{u}}^T \mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} dt + \int_0^t \dot{\mathbf{u}}^T \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}} dt + \int_0^t \dot{\mathbf{u}}^T \mathbf{K} \mathbf{u} dt = - \int_0^t \dot{\mathbf{u}}^T \mathbf{M} \mathbf{r} \ddot{\mathbf{u}}_g dt \quad (1)$$

در رابطه فوق t زمان دوره لرزش زمین است. از سمت چپ، عبارت اول انرژی جنبشی مربوط به جرم است (E_k)، عبارت دوم انرژی اتلاف شده توسط میرایی سازه است (E_d) و عبارت سوم کار داخلی یا همان انرژی جذب شده توسط اعضای سازه است که از دو قسمت انرژی الاستیک (E_{el}) و انرژی غیرالاستیک (یا هیسترتیک E_{ine}) تشکیل شده است. آسیب به اعضای سازه‌ای وقتی رخ می‌دهد که تغییر شکل‌های آنها وارد ناحیه غیرالاستیک می‌شود. عبارت سمت راست معادله مذکور کل انرژی ورودی (نسبی) به سازه است. عبارت زیر بیان اجمالی دیگری از معادله انرژی است که نشان می‌دهد کل انرژی ورودی اعمال شده به سازه در یک زلزله مفروض در هر لحظه معادل مجموع چهار نوع انرژی دیگر است که به مشخصات سازه مرتبط است.

۶- تحلیل نتایج

۶-۱- نسبت انواع انرژی

با انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، مقادیر نیاز انواع انرژی در سازه‌ها قابل حصول است. شکل (۶) مقادیر E_{ine}/E_i و E_k/E_i ، E_d/E_i ، E_{el}/E_i را در مدت زمان ارتعاش سازه‌های SPH و EPH تحت اثر زلزله حوزه نزدیک و یک زلزله حوزه دور منتخب نمونه به بطور موردی نشان می‌دهد. در واقع، هرکدام از منحنی‌ها سهم یک نوع انرژی را از کل انرژی ورودی به سازه به تصویر می‌کشد.

شکل (۶) نشان می‌دهد که تاریخچه زمانی نسبت‌های E_k/E_i و E_{el}/E_i دارای مقادیر مختلف و تغییرات متناوب نسبتاً زیادی است و به طور کلی این موضوع در پاسخ‌های خطی سازه شدت بیشتری دارد. مقادیر نسبتاً زیاد E_k/E_i و E_{el}/E_i پس از ورود سازه به ناحیه غیرخطی دچار افت می‌شوند.

تعداد ۱۴ نگاشت حوزه نزدیک پالس دار و ۱۴ نگاشت حوزه دور به ترتیب از جدول A-6A از FEMA P695 انتخاب شد [31] که در مرجع شماره [10] نیز قابل پیگیری است (شکل ۳).

شکل ۵. نگاشت سرعت و شتاب برای زلزله نمونه حوزه دور و نزدیک.

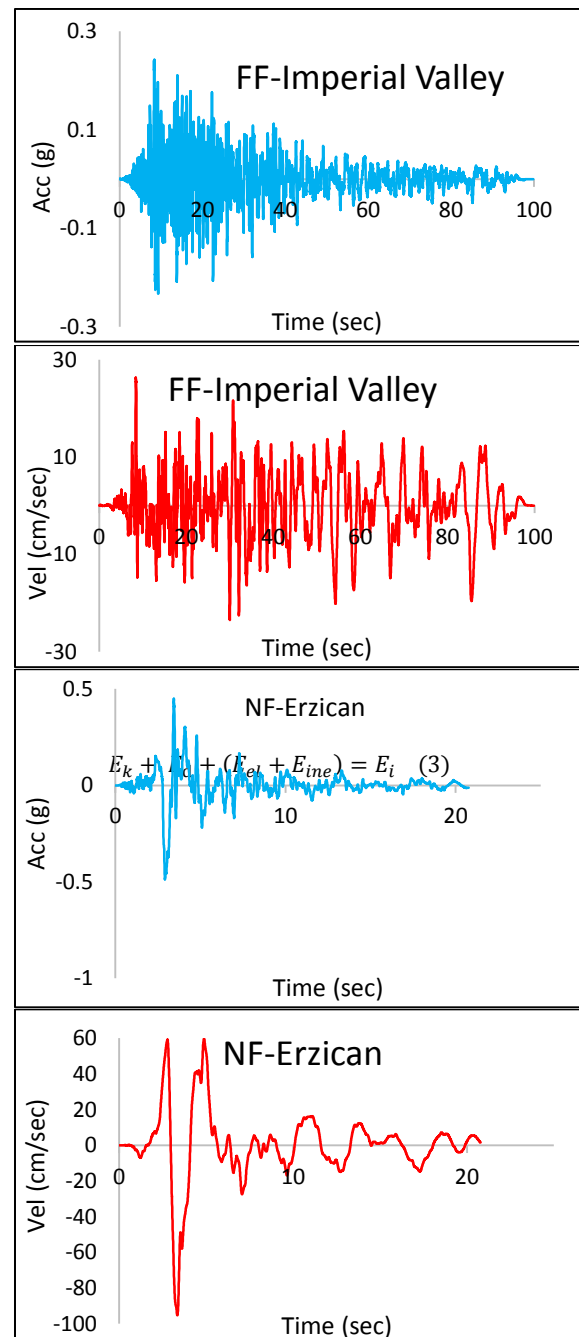


Fig. 5. Velocity and acceleration time history of sample NF and FF records.

۵- مفهوم انرژی

در زلزله‌های شدید، انرژی منتقل شده به سازه به حدی خواهد

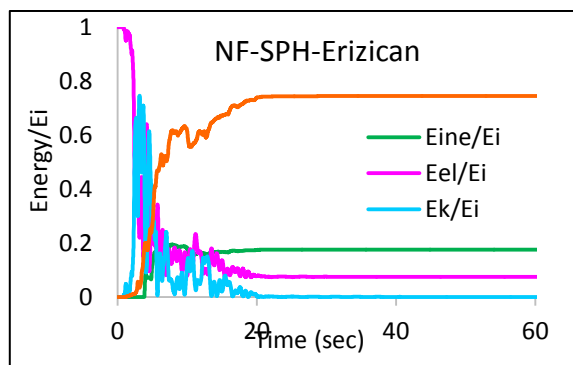


Fig. 6. Different energy kinds ratio.

لازم به ذکر است که دو نمودار انرژی میرایی و انرژی غیرالاستیک به صورت تجمعی ترسیم شده‌اند زیرا این دو نوع انرژی ماهیتاً از انرژیهای مستهلک شده به شمار می‌آیند.

تغییرات انرژی جنبشی سازه‌ها در طول مدت جنبش زمین برای زلزله نمونه حوزه نزدیک و نمونه زلزله حوزه دور در شکل (۷) ترسیم شده است مقدار انرژی جنبشی کل سازه بر حسب سرعت معادل انرژی (واحد متر بر ثانیه) است. سرعت معادل یکی از معیارهای سنجش انرژی است که با رابطه زیر حاصل می‌شود:

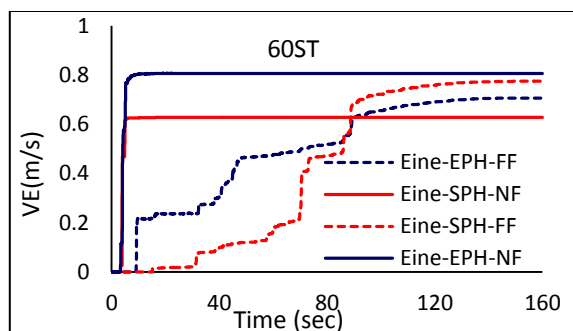
$$V_E = \sqrt{\frac{2E}{M}} \quad (4)$$

در رابطه فوق، E انرژی بر حسب نیوتن در متر و M جرم کل سازه بر حسب کیلو گرم لحاظ می‌شود.

۶-۲- انرژی غیرالاستیک

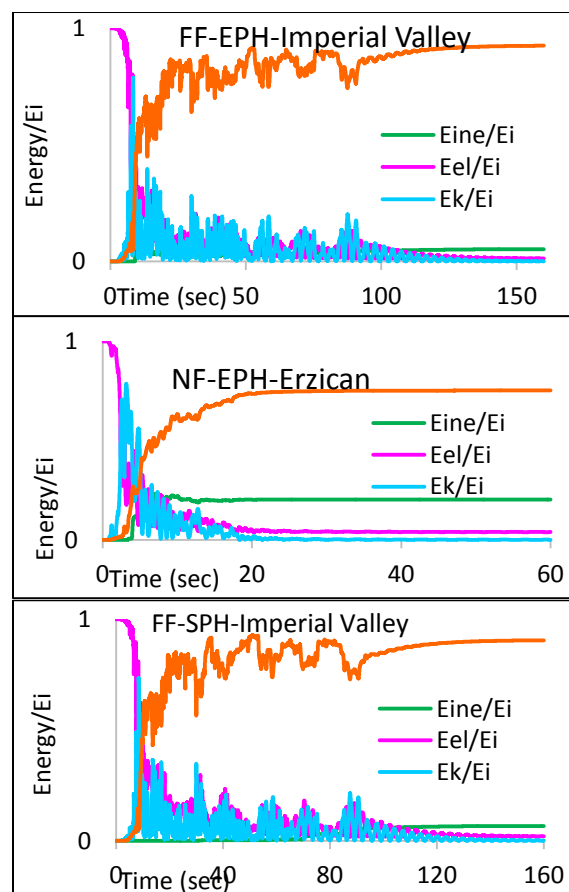
شکل (۷) انرژی غیرالاستیک تجمعی مستهلک شده سازه‌ها را در مدت زمان ارتعاش سازه‌ها برای زلزله‌های نمونه دور و نزدیک نشان می‌دهد.

شکل ۷. تاریخچه زمانی انرژی غیرالاستیک تجمعی تحت زلزله نمونه حوزه دور و نزدیک.



مشاهده می‌شود که در زمان‌های نخستین ارتعاش سازه، کل انرژی ورودی (E_i) مربوط به انرژی الاستیک است که در ادامه متناوباً به انرژی جنبشی (E_k) تبدیل می‌شود و برعکس؛ اما پس از آنکه سازه وارد محدوده پلاستیک شد، از سهم این دو انرژی کاسته می‌شود زیرا دو نوع دیگر از انرژی، یعنی انرژی غیرالاستیک (E_{ine}) و انرژی میرایی (E_d) نیز سهم پیدا می‌کنند و مقادیر قابل توجهی از انرژی ورودی به انرژی غیرالاستیک و انرژی میرایی اختصاص می‌یابد. در حقیقت انرژی جنبشی و انرژی الاستیک به دو نوع انرژی میرایی و انرژی غیرالاستیک تبدیل می‌شود پس از مشارکت آنها در انرژی ورودی کاسته می‌شود.

شکل ۶. تغییرات نسبت‌های انرژی E_{ine}/E_i ، E_{el}/E_i ، E_k/E_i ، E_d/E_i با زمان.



اتفاق می‌افتد.

شکل ۸. متوسط توزیع انرژی غیرالاستیک در ارتفاع هسته بتن مسلح تحت اثر کل زلزله‌های حوزه دور و نزدیک.

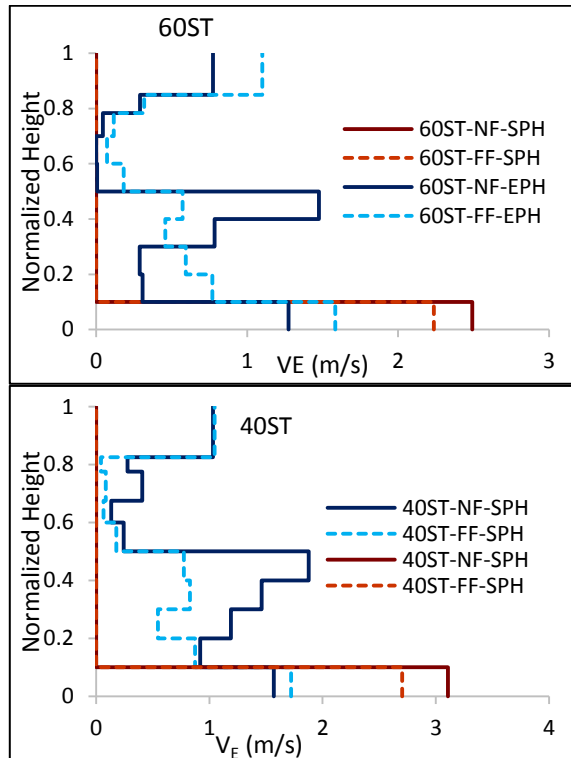


Fig 8. Inelastic energy demand along height of the walls.

توجه شود که در رویکرد SPH فقط ده درصد پای هسته بتن مسلح اجازه پلاستیک شدن دارد و نواحی بالاتر به دلیل مدلسازی الاستیک، امکان گسترش پلاستیسیته وجود ندارد، پس انرژی غیرالاستیک نیز فقط در پای سازه دارای مقدار است؛ اما به دلیل آنکه پلاستیسیته در ۱۰ درصد از ارتفاع سازه متمرکز شده است، بنابراین نیاز انرژی غیرالاستیک در این ناحیه (نسبت به رویکرد EPH) از شدت بیشتری برخوردار است؛ بطور متوسط مقدار نیاز انرژی غیرالاستیک در پای سازه SPH تحت اثر نگاشت حوزه نزدیک حدود ۱/۴ برابر پای سازه EPH است و این ضریب برای نگاشت حوزه دور عدد ۲ است.

یاد آور می‌شود که تفاوت پاسخ انرژی سازه‌های SPH و EPH در موضوع انرژی غیرالاستیک برای زلزله نمونه کاملاً مشهود است ولی برای سایر انواع انرژی چندان تفاوت زیادی مشاهده نشد که البته این موضوع به مشخصه‌های هر زلزله خاص

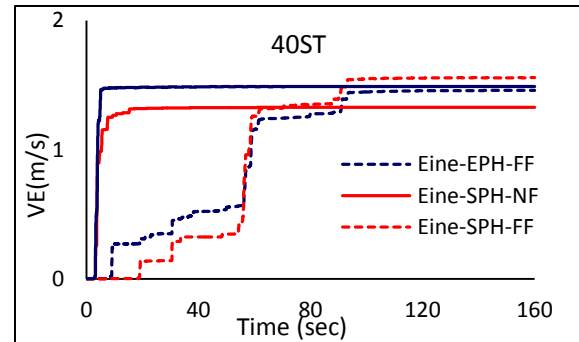


Fig. 7. Time history of inelastic energy for sample records.

به دلیل وجود پدیده جهت‌داری در زلزله حوزه نزدیک، نمودار انرژی غیرالاستیک مربوطه یک جهش شدید نشان می‌دهد که در یک بازه زمانی بسیار کوتاه اتفاق می‌افتد، به گونه‌ای که بیش از حدود ۹۰ درصد انرژی غیر ارتجاعی در مدت زمان کمتر از ۱۰ درصد مدت ارتعاش زمین رخ می‌دهد. اما تحت اثر زلزله نمونه حوزه دور انرژی غیرالاستیک به تدریج رخ می‌دهد به گونه‌ای که افزایش انرژی تجمعی تقریباً متناسب با مدت زلزله اتفاق می‌افتد. موارد گفته شده در مورد سایر زلزله‌های حوزه نزدیک و دور نیز صدق می‌کند که در این مقاله نمودار آنها ارائه نشده است. همچنین شکل نشان می‌دهد که برای یک زلزله منتخب، ممکن است انرژی غیرالاستیک تجمعی در سازه SPH بیشتر از سازه EPH باشد و این نتیجه برای زلزله دیگر برعکس باشد که این موضوع به مشخصات سازه و مشخصه‌های نگاشت زلزله مانند محتوای فرکانس آنها ربط دارد.

۳-۶- توزیع انرژی در ارتفاع

شکل (۸) متوسط توزیع انرژی غیرالاستیک در ارتفاع هسته بتن مسلح را تحت اثر کل زلزله‌های حوزه دور و نزدیک نشان می‌دهد. محور قائم ارتفاع نرمال شده سازه و محور افقی سرعت معادل مربوط به انرژی را نشان می‌دهد. در رویکرد EPH، استهلاک انرژی در تراز نزدیک پایه، اواسط ارتفاع سازه و تراز بالای موقعیت پل شدت بیشتری نشان می‌دهد. بعلاوه، در رویکرد مفصل گسترده تحت اثر زلزله حوزه نزدیک، مقدار بیشینه انرژی غیرالاستیک در حدود اواسط ارتفاع سازه رخ می‌دهد، اما تحت اثر زلزله حوزه دور این موضوع در پای سازه

وابسته است.

۷- نتیجه گیری

این پژوهش به بررسی انواع نیازهای انرژی در سازه ساختمان بلند ۴۰ و ۶۰ طبقه می پردازد که در هر کدام از آنها دو برج با ارتفاع یکسان توسط یک پل خربایی به یکدیگر متصل شده اند. سازه دو برج از سیستم هسته بتن مسلح است و خرپای پل از المان های کمانش تاب تشکیل می شود. با تهیه مدل غیرخطی سازه در نرم افزار PERFORM-3D و انجام تحلیل تاریخیچه زمانی تحت اثر زلزله های دور و نزدیک انرژی ورودی، انرژی جنبشی، انرژی میرایی و انرژی غیرالاستیک بررسی می شود و مشارکت دیوار و پل در اتلاف انرژی مطالعه می شود. دو رویکرد مفصل یگانه (SPH) و مفصل گسترده (EPH) برای هسته در نظر گرفته شد. نتایج زیر قابل استخراج است:

در زمان های نخستین ارتعاش سازه، کل انرژی ورودی (E_i) به صورت انرژی الاستیک است که در ادامه متناوباً به انرژی جنبشی (E_k) تبدیل می شود و برعکس؛ اما پس از آنکه سازه وارد محدوده پلاستیک شد، انرژی غیرالاستیک (E_{ine}) و انرژی میرایی (E_d) نیز از انرژی ورودی سهم پیدا می کنند. در حقیقت انرژی جنبشی و انرژی الاستیک به دو نوع انرژی میرایی و انرژی غیرالاستیک تبدیل می شود و پس از میزان مشارکت آنها در انرژی کل کاسته می شود.

تحت اثر زلزله حوزه نزدیک، سازه در یک مدت زمان کوتاه نیاز انرژی جنبشی نسبتاً شدیدی را تجربه می کند که این موضوع به دلیل وجود اثر جهت داری در نگاشت های حوزه نزدیک است. تحت اثر زلزله حوزه دور نیاز انرژی جنبشی سازه در طول مدت زلزله به صورت ملایم تر گسترده شده است.

به دلیل وجود پدیده جهت داری در زلزله حوزه نزدیک، مقدار انرژی غیرالاستیک سازه یک جهش شدید نشان می دهد که در یک بازه زمانی بسیار کوتاه اتفاق می افتد، به گونه ای که بیش از حدود ۹۰ درصد انرژی غیر ارتجاعی در مدت زمان کمتر از ۱۰ درصد مدت ارتعاش زمین رخ می دهد و شروع افزایش شدید انرژی غیرالاستیک با زمان رسیدن پالس سرعت به سازه همخوان است. اما تحت اثر زلزله نمونه حوزه دور انرژی

۶-۶- مقایسه متوسط انرژی مجموعه دور و نزدیک

یکی از موضوعات مورد توجه در مطالعه سازه های بلند در این پژوهش عبارت است از نسبت مشارکت دیوار و پل در انرژی غیرالاستیک. شکل (۱۴) متوسط درصد انرژی غیرالاستیک مستهلک شده توسط هر کدام از دو مجموعه هسته بتن مسلح و یک مجموعه پل را تحت اثر کل زلزله حوزه دور و کل زلزله حوزه نزدیک در سازه های مورد بررسی به تصویر می کشد. مشاهده می شود که به طور کلی سهم هسته های بتن مسلح از انرژی غیرالاستیک در زلزله های حوزه نزدیک کمتر از سهم متناظر آنها در زلزله های حوزه دور است. بطور متوسط در رویکرد EPH، سهم هسته ها حدود ۴۸ درصد و سهم پل با اعضای کمانش تاب حدود ۵۲ درصد از انرژی غیرالاستیک را شامل می شود و این اعداد در رویکرد SPH به ترتیب حدود ۳۴ و ۶۶ درصد است. دلیل افزایش سهم پل از انرژی غیرالاستیک در حالت SPH آن است که دیوار در ۹۰ درصد از ارتفاع خود الاستیک عمل کرده و سهم دیوار کاهش می یابد پس سهم مشارکت پل در انرژی غیرالاستیک افزایش خواهد یافت.

شکل ۹. متوسط درصد انرژی غیرالاستیک مستهلک شده توسط هر کدام از دو مجموعه هسته بتن مسلح و یک مجموعه پل تحت اثر کل زلزله حوزه دور و کل زلزله حوزه نزدیک

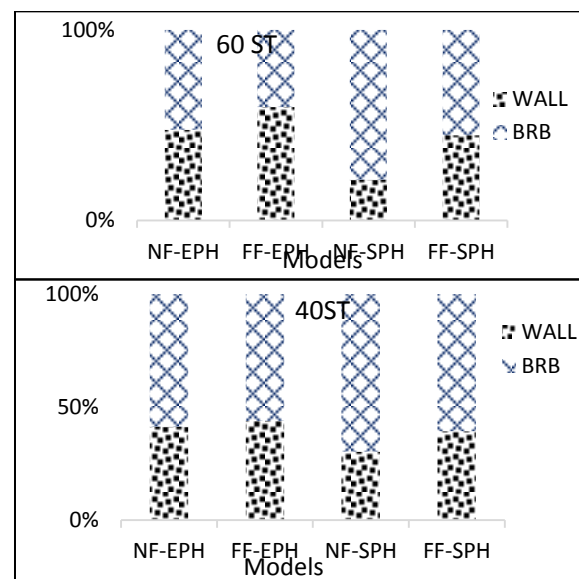


Fig 9. Percent of each wall and BRB for inelastic energy.

dissipation of tall core-wall structures with multi-plastic hinges subjected to forward directivity near-fault and far-fault earthquakes. The Structural Design of Tall and Special Buildings. 25(15):801-820.

[11] Rahnama M. and Manuel L. 1996. The effect of strong motion duration on seismic demands, Proc. of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Mexico, paper No. 924.

[12] Bertero V, Mahin S, Herrera R. 1978. A seismic design implications of near-fault San Fernando earthquake records. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 6(1):31-42.

[13] Baker JW. 2007. Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis. Bulletin of the Seismological Society of America. 97(5):1486-1501.

[14] Vafaei D, Eskandari R. 2014. Seismic response of mega buckling-restrained braces subjected to fling-tp and forward-directivity near-fault ground motions. The Structural Design of Tall and Special Buildings. DOI: 10.1002/tal.1205.

[15] Beiraghi H, Kheyroddin A, Kafi MA. 2016. Forward directivity near-fault and far-fault ground motion effects on the behavior of reinforced concrete wall tall buildings with one and more plastic hinges. The Structural Design of Tall and Special Buildings 25(11): 519-539.

[16] Beiraghi H, Kheyroddin A, Kafi MA. 2016c. Effect of record scaling on the behavior of reinforced concrete core-wall buildings subjected to near-fault and far-fault earthquakes. Scientia Iranica . article in press.

[17] Beiraghi H. Forward directivity near-fault and far-fault ground motion effects on the responses of tall reinforced concrete walls with buckling-restrained brace outriggers, Scientia Iranica. article in press.

[18] Panagiotou M, Restrepo J. 2009. Dual-plastic hinge design concept for reducing higher-mode effects on high-rise cantilever wall buildings. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 38:1359-1380.

[19] ACI 318-11. 2011. Building code requirements for structural concrete and commentary. ACI Committee 318: Farmington Hills.

[20] AISC. 2010. Seismic provision for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction: Chicago; 2005.

[21] ASCE/SEI 7-2010. 2010. Minimum design loads for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers: Reston, VA.

[22] National Institute of Standards and Technology. 2012. Seismic design of cast-in-place concrete special structural walls and

coupling beams, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 6 2012.

[23] Smith BS, Salim I. 1981. Parameter study of outrigger-braced tall building structures. Journal of the Structural Division 107(10):2001-2014.

[24] PERFORM-3D. 2011. Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures, V.4.0.3. Computers and Structures, Inc.: Berkeley, CA.

[25] Orakcal K, Wallace JW. 2006. Flexural Modeling of reinforced Concrete Walls-Experimental Verification.

غیرالاستیک به تدریج رخ می‌دهد به گونه‌ای که افزایش انرژی
تجمعی تقریباً متناسب با مدت زلزله اتفاق می‌افتد.

در رویکرد مفصل یگانه، انرژی غیرالاستیک فقط در پای هسته
مستهلك میشود و به دلیل آنکه پلاستیسیتیه در ۱۰ درصد از
ارتفاع سازه متمرکز شده است، پس نیاز انرژی غیرالاستیک در
این ناحیه (نسبت به رویکرد EPH) از شدت بیشتری برخوردار
است؛ بطور متوسط مقدار نیاز انرژی غیرالاستیک در پای سازه
SPH تحت اثر نگاشت حوزه نزدیک حدود ۱/۴ برابر پای
سازه EPH است و این مقدار برای نگاشت حوزه دور عدد ۲
است.

References

۷- مراجع

- [1] Klemencic R, Fry A, Hooper JD, Morgen BG. 2007. Performance based design of ductile concrete core wall buildings-issues to consider before detail analysis. The Structural Design of Tall and Special Buildings. 16:599-614.
- [2] Luong A, Kwok M. 2012. Finding structural solutions by connecting towers. Council on Tall Buildings and Urban Habitat, issue 3.
- [3] Jianjing Jiang, Xinzheng Lu, Lieping Ye. Finite Element Analysis of Concrete Structures [M]. Tsinghua University Press, 2004.
- [4] Xu, Y. L. and Q. He, et al. (1999), "Dynamic response of damper-connected adjacent buildings under earthquake excitation," Engineering Structures 21 (2): 135-148.
- [5] Chen X, Han X. 2010. Research summary on long-span connected tall building structure with viscous dampers. Journal of Structural Design of Tall and Special Buildings. 19: 439-456.
- [6] Richardson, A. and K. K. Walsh, et al. (2013), "Closed-form equations for coupling linear structures using stiffness and damping elements," Structural Control and Health Monitoring 20 (3): 259-281.
- [7] Haddad-Shargh F, Hosseini M. 2011. An optimal distribution of stiffness over the height of shear buildings to minimize the seismic input energy. Journal of Seismology and Earthquake Engineering. 13(1): 25-32.
- [8] Choi BJ. 2004. Hysteretic energy response of steel moment resisting frames with vertical mass irregularities the structural design of tall and special buildings. The Structural Design of Tall and Special Buildings. 13:123-144.
- [9] Housner GW. 1956. Limit design of structures to resist earthquakes. in Proceedings of 1st World Conference on Earthquake Engineering. 5: 1-13, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Calif, USA.
- [10] Beiraghi H, Kheyroddin A, Kafi MA. 2016. Energy

- ACI Structural Journal. 103(2):196-206.
- [26] Beiraghi H, Kheyroddin A, Kafi MA. 2015. Nonlinear fiber element analysis of a reinforced concrete shear wall subjected to earthquake records. Transactions of Civil Engineering 39(C2+): 409–422.
- [27] Powell G. 2007. Detailed example of a tall shear wall building using CSI's Perform 3D nonlinear dynamic analysis. Berkeley, CA: Computers and Structures Inc.
- [28] PERFORM-3D. 2006. Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures. V.4, User Guide. Computers and Structures, Inc.: Berkeley, CA.
- [29] LATBSDC, 2011. An Alternative Procedure For Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region. Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council.
- [30] Mander JB, Priestley MJN, Park R. 1988. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. ASCE Journal of Structural Engineering. 114(8):1804-1826.
- [31] FEMA P695, 2009. Quantification of Building Seismic Performance Factors (ATC-63 Project). Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- [32] Chopra AK. 2001. Dynamics of structures. Prentice-Hall: New Jersey.

Investigating types of energy in the connected structures with the buckling resistant bridge

H. Beiraghi¹

1- Department of Civil Engineering, Mahdishaahr Branch, Islamic Azad University, Mahdishaahr, Iran.

H.beiraghi@msh-iau.ac.ir

Abstract:

The efficiency of the RC core system in buildings that are taller than 35 to 40 story is modestly reduced. In these structures, connecting two towers with a bridge can be considered as one of the solutions for controlling displacement and also energy dissipation. This paper examines the types of energy needs in high-rise buildings of 40 and 60 floors, each of which has two reinforced concrete core of the same height with a truss bridge. The trusses of the bridge are made by buckling restrained elements. Initially, this structure is designed using the response spectrum analysis method according to the valid codes. This paper examines the types of energy needs in high-rise buildings of 40 and 60 floors, each of which has two reinforced concrete core of the same height with a truss bridge. The trusses of the bridge are made by buckling restrained elements. Initially, this structure is designed using the response spectrum analysis method according to the valid codes. Then, by constructing a non-linear model of the structure in the PERFORM-3D software and performing a time history analysis subjected to the near and far fault ground motions, kinetic energy, input energy, damping energy, and non-elastic energy are studied, and the contribution of the wall and bridge is studied in energy dissipation. Single plastic hinge and extended plastic hinge approaches are considered for the core. In a single plastic hinge approach, only a plastic joint is allowed at the bottom of the RC core, and the rest of the RC core regions are elastic, and nonlinear time histories analysis is done. In an extended plastic hinge approach, the entire core has the ability to expand plasticity. On average, in extended plastic hinge approach the core share is about 48%, and the share of the bridge with buckling restrained members is about 52% in term of non-elastic energy, and these values are 34% and 66% in the single plastic hinge approach. Then, by constructing a non-linear model of the structure in the PERFORM-3D software and performing a time history analysis subjected to the near and far fault ground motions, kinetic energy, input energy, damping energy, and non-elastic energy are studied, and the contribution of the wall and bridge is studied in energy dissipation. Single plastic hinge and extended plastic hinge approaches are considered for the core. In a single plastic hinge approach, only a plastic joint is allowed at the bottom of the RC core, and the rest of the RC core regions are elastic, and nonlinear time histories analysis is done. In an extended plastic hinge approach, the entire core has the ability to expand plasticity. On average, in extended plastic hinge approach the core share is about 48%, and the share of the bridge with buckling restrained members is about 52% in term of non-elastic energy, and these values are 34% and 66% in the single plastic hinge approach. Studied structures, connecting two towers with a bridge can be as one of the solutions for controlling displacement and also energy dissipation.

Keywords: Bridge, truss, buckling restrained brace, reinforced concrete, non-linear time history analysis.