



Energy demands in reinforced concrete coupled walls under near and far field earthquakes with different approaches to the occurrence of wall plasticity

H. Beiraghi *, E. Momen Abadi

Department of Civil Engineering, Mahdisha Branch, Islamic Azad University, Mahdisha, Iran

ABSTRACT: The use of reinforced concrete wall of the coupling causes better control of lateral displacement and also more energy dissipation due to the earthquake. This paper examines the types of energy demands in coupling walls in which two reinforced concrete walls are coupled by reinforced concrete beams. First, the structures are designed using the spectral analysis method according to valid regulations and then by preparing a nonlinear model of the wall with fiber elements in PERFORM-3D software and performing time history analysis due to near and far earthquakes faults, input energy, kinetic energy, energy Damping and inelastic energy are investigated and the contribution of reinforced concrete beam and wall to energy dissipation is studied. Two approaches, single plastic hinge (SPH) and extended plastic hinge (EPH), are considered for reinforced concrete walls. In the SPH approach, the plastic joint is traditionally allowed only at the foot of the reinforced concrete wall, and the rest of the wall is modeled elastically. In the EPH approach, the entire wall has the ability to expand plasticity. The results showed that in all structures, the share of coupling beams in inelastic energy dissipation is higher than the share of reinforced concrete walls. On average, in the EPH approach, the share of beam beams is about 60% and the share of reinforced concrete walls is about 40% of inelastic energy, and these numbers in the SPH approach are about 77% and 23%, respectively. The reason for the increase in the share of coupling beams from inelastic energy in the SPH model is that the wall is elastic at 90% of its height and the share of the wall decreases, and therefore the share of coupling beams in inelastic energy will increase.

Review History:

Received: Oct, 20, 2020

Revised: Jan, 16, 2021

Accepted: Aug, 25, 2021

Available Online: Dec, 20, 2022

Keywords:

Walls

Reinforced concrete

Beams

Nonlinear time history analysis

1- Introduction

In previous researches, less attention has been paid to the contribution of beam beams and reinforced concrete shear walls in the types of structural energies. Come on. Therefore, this article examines the types of energy needs in 10 and 20-story reinforced concrete couple wall structures. The length of the coupling beam is such that it is necessary to use a diagonal rebar. In nonlinear analysis, two approaches were investigated, which included the single joint approach and the wide joint approach for reinforced concrete walls. In the single joint approach (SPH), the common idea is followed in that the location of the plastic joint of the wall is known at its foot, and therefore in this approach only the plastic joint is allowed at the foot of the reinforced concrete wall and the rest of the wall is modeled elastically.

2- Models

The studied models including two structures of 10 and 20 floors were designed according to ASCE and ACI regulations [1, 2].

3- Nonlinear model

The nonlinear model of the structures was prepared in PERFORM-3D software. Fiber elements were used for the walls. The shear wall was made of fibrous elements; In this type of elements, each concrete and steel material is modeled with several vertical strands. Performance verification of the performance of this type of elements has been performed by various researchers and the adequacy of their response accuracy has been confirmed [3, 4].

4- Results

After performing a nonlinear time history analysis, the required energy requirements for the coupling walls can be obtained. Figure 1 shows the values of E_{in} / E_i , E_{el} / E_i , E_k / E_i , E_d / E_i , on a case-by-case basis during the vibration of the 10-story structures SPH and EPH under the influence of a near-field earthquake and a selected far-field field earthquake. In fact, each of the curves represents the share of one type of energy in the total energy input to the structure. The figure shows that the time history of E_k / E_i and E_{el} / E_i ratios has

*Corresponding author's email: hamid.beiraghi@iau.ac.ir



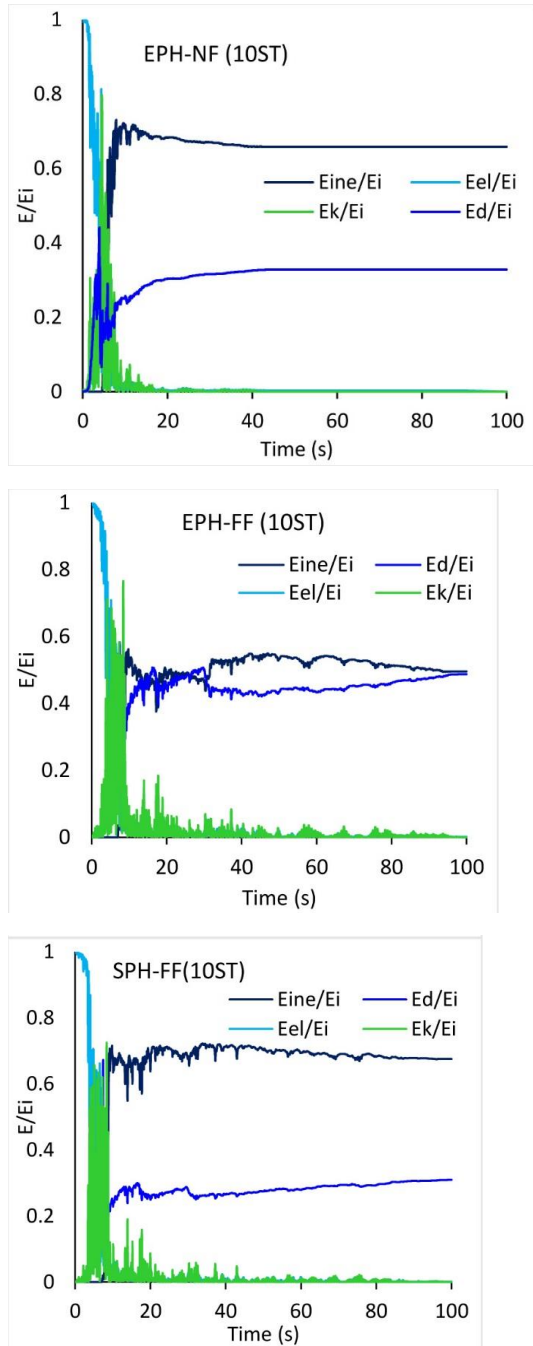


Fig. 1. Relative energy demands subjected to sample NF and FF records

different values and relatively large alternating changes, and in general, this issue is more acute in the linear responses of the structure (before the occurrence of plasticity). Relatively large amounts of E_k / E_i and E_{el} / E_i decrease after the structure enters the nonlinear region and plasticity occurs.

It is observed that during the first vibrations of the structure, the total input energy (E_i) is related to the elastic energy, which is then alternately converted to kinetic energy (E_k) and vice versa; But after the structure enters the plastic

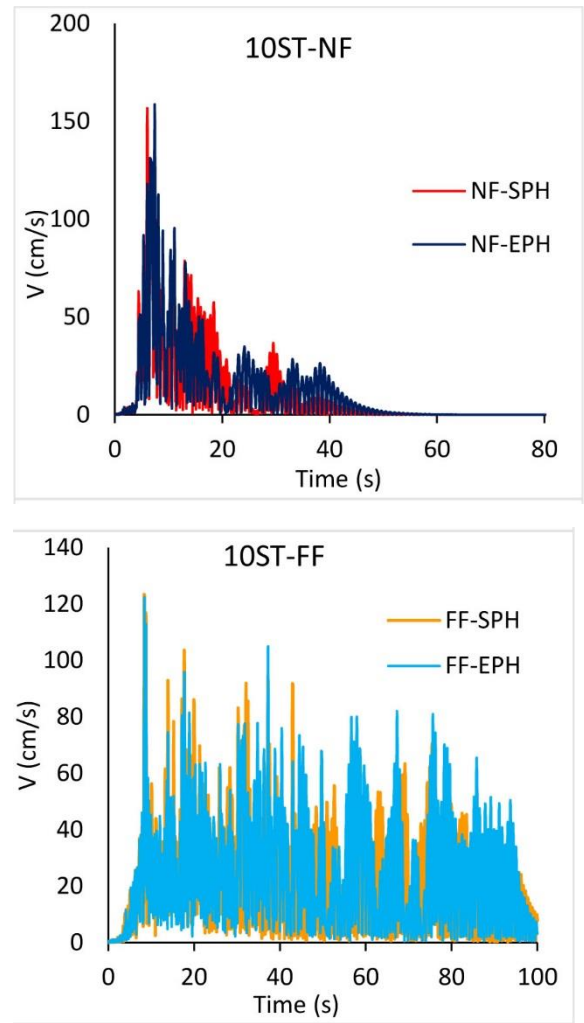


Fig. 2. Time history of kinetic energy of 10-story structures under earthquake samples of far and near basins

range, the share of these two energies decreases because two other types of energy, namely inelastic energy (E_{ine}) and damping energy (E_d) also contribute, and significant amounts of energy input to the energy. Inelastic and damping energy is allocated. In fact, kinetic energy and elastic energy are converted into two types of damping energy and inelastic energy, and therefore their participation in the input energy is reduced.

Figure 3 shows the average values of damping energy, inelastic energy and input energy for ten- and twenty-story structures affected by total earthquakes in the near and far basins.

Figure 2 shows that under the effect of a near-field earthquake, the structure experiences a relatively strong kinetic energy requirement in a short period of time, which is due to the directional effect in near-field maps. Due to the earthquake, the distant area of kinetic energy needs of the structure has expanded more gently during the earthquake.

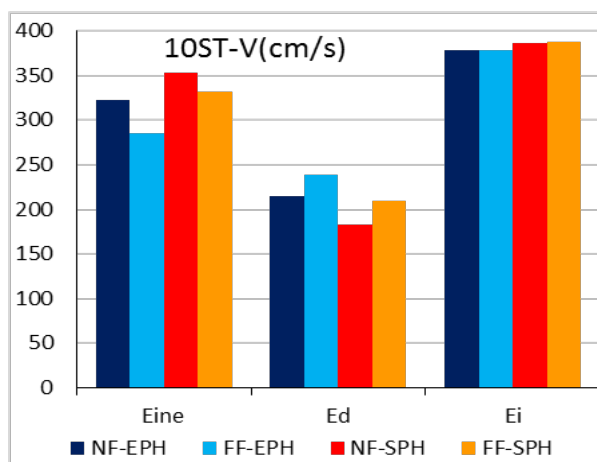


Fig. 3. Average values of damping energy, inelastic energy and input energy under the effect of total earthquakes.

5- Conclusions

This study investigates the types of energy needs in coupling walls in which two reinforced concrete walls are connected by reinforced concrete beams. Initially, the structures were designed using the spectral analysis method according to valid regulations. Then, the nonlinear model of

the structure in PERFORM-3D software was prepared using fibrous elements and nonlinear time history analysis was performed under the effect of earthquakes near and near the fault. Types of energy including input energy, kinetic energy, damping energy and inelastic energy were studied and the participation and contribution of reinforced concrete wall and beam in energy dissipation were studied. In nonlinear analysis, two approaches were investigated, which included the single joint approach and the wide joint approach for reinforced concrete walls. In the single joint (SPH) approach, the plastic joint is allowed only at the foot of the reinforced concrete wall and the rest of the wall is modeled elastically. In the wide joint (EPH) approach, plasticity can be spread throughout the wall.

References

- [1] O. K, Flexural Modeling of reinforced Concrete Walls- Experimental Verification, ACI Structural Journal, 103(2) (2006) 196-206.
- [2] H. Zhou, Li J, Comparison study of two criteria for identification of structural dynamic stability, Science China Technological Sciences, 62(5) (2019) 856-867.
- [3] J. Li, Zhou, H., Ding, Y. Stochastic seismic collapse and reliability assessment of high-rise reinforced concrete structures, The Structural Design of Tall and Special Buildings, 27(2) (2018).
- [4] C.S. Association, CSA Standard A23.3-04, in: Design of Concrete Structures, Canada 2005.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

H. Beiraghi, E. Momen Abadi, Energy demands in reinforced concrete coupled walls under near and far field earthquakes with different approaches to the occurrence of wall plasticity, Amirkabir J. Civil Eng., 55(1) (2023) 47-50.

DOI: 10.22060/ceej.2022.19141.7086





سهم دیوار و تیر کوپله از اتلاف انرژی در دیوارهای کوپله بتن مسلح تحت زلزله‌های حوزه نزدیک

حمید بیرقی*، ابراهیم مومن آبادی

دانشکده مهندسی عمران، واحد مهدیشهر، دانشگاه آزاد اسلامی، مهدیشهر، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۹/۰۷/۲۹
بازنگری: ۱۳۹۹/۱۰/۲۷
پذیرش: ۱۴۰۰/۰۳/۰۶
ارائه آنلاین: ۱۴۰۱/۰۹/۲۹

کلمات کلیدی:

دیوار
بتن مسلح
تیر کوپله
تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

خلاصه: این مقاله به بررسی انواع نیازهای انرژی در دیوارهای کوپله می‌پردازد که در آن‌ها دو دیوار بتن مسلح توسط تیرهای بتن مسلح به یکدیگر متصل شده‌اند. در ابتدا سازه‌ها با به کارگیری روش تحلیل طیفی طبق آیین‌نامه‌های معتبر طراحی می‌شوند و در ادامه با تهیه مدل غیرخطی دیوار با المان‌های فایبری در نرم‌افزار 3D-PERFORM و انجام تحلیل تاریخچه زمانی تحت اثر زلزله‌های دور و نزدیک گسل، انرژی ورودی، انرژی جنبشی، انرژی میرایی و انرژی غیرالاستیک مورد بررسی قرار می‌گیرد و مشارکت دیوار تیر کوپله بتن مسلح در اتلاف انرژی مطالعه می‌شود. دو رویکرد مفصل یگانه (SPH) و مفصل گسترده (EPH) برای دیوار بتن مسلح در نظر گرفته می‌شود. در رویکرد مفصل یگانه، فقط در پای دیوار بتن مسلح اجازه مفصل پلاستیک داده می‌شود و بقیه نواحی دیوار به صورت الاستیک مدل می‌شود. در رویکرد مفصل گسترده، کل دیوار قابلیت گسترش پلاستیسیته را دارد. نتایج نشان داد در همه سازه‌ها سهم تیر کوپله در اتلاف انرژی غیرالاستیک از سهم دیوار بتن مسلح بیشتر است. به طور متوسط در رویکرد EPH، سهم تیرهای کوپله حدود ۶۰ درصد و سهم دیوار بتن مسلح حدود ۴۰ درصد از انرژی غیرالاستیک را شامل می‌شود و این اعداد در رویکرد SPH به ترتیب حدود ۷۷ و ۲۳ درصد است. دلیل افزایش سهم تیر کوپله از انرژی غیرالاستیک در حالت SPH آن است که دیوار در ۹۰ درصد از ارتفاع خود الاستیک عمل کرده و سهم دیوار کاهش می‌یابد و بنابراین سهم مشارکت تیر کوپله در انرژی غیرالاستیک افزایش خواهد یافت.

۱- مقدمه

باید در طی مراحل طراحی مشخص شود [۳ و ۲]. در دیوارهای کوپله، اتلاف انرژی در مفاصل پلاستیک ترجیحاً در ناحیه پایه دیوارها و همچنین در تیرهای همبند وجود دارد. وقوع مفصل پلاستیک خمشی در پایه دیوار و مفاصل خمشی یا برشی در تیرهای اتصال در آیین‌نامه‌های معتبر مختلف مجاز است [۵ و ۴].

به طور کلی این ایده وجود دارد که رفتار غیرخطی در دیوارهای طره در پای دیوار متمرکز است ولی در سیستم‌های با تیرهای کوپله ابتدا در تیر و سپس پای دیوار اتفاق می‌افتد، در حالی که نواحی دیگر دیوار در منطقه الاستیک باقی می‌مانند. به این ترتیب، مقادیر قابل توجهی میرایی هیسترتیک حاصل می‌شود که علاوه بر کاهش جابه‌جایی سازه در هنگام وقوع زلزله‌های قوی، کاهش شدت تلفات در اثر توسعه پلاستیسیته رخ می‌دهد [۶].

متصل نمودن دو دیوار توسط تیرهای کوپله می‌تواند یکی از راهکارهای کنترل جابه‌جایی و همچنین استهلاک انرژی به حساب آید. فرآیند طراحی

در سازه‌های میان مرتبه و بلند، دیوارهای کوپله یک سیستم کارآمد برای مقاومت در برابر بارهای لرزه‌ای تشکیل می‌دهند. اتلاف انرژی در پایه دیوارها و همچنین تیرهای همبند ایجاد می‌شود. در مقایسه با اتلاف انرژی در دیوارهای طره، رفتار پلاستیک در نواحی گسترده از دیوار کوپله و با اتلاف انرژی بیشتر رخ می‌دهد. سیستم دیوار کوپله بتن مسلح انرژی زیادی را در هنگام وقوع زلزله قوی مستهلک می‌کند؛ در حالی که سختی جانبی را نیز به طور قابل توجهی حفظ می‌کند [۱]. حفظ کل سازه در ناحیه الاستیک در هنگام وقوع زلزله نادر اقتصادی نیست [۲]. بنابراین، برای اهداف طراحی، آیین‌نامه‌های طراحی کاهش نیروهای محاسبه شده در سازه‌های الاستیک را موجب می‌شوند. در نتیجه، تحت حرکات شدید زمین، آیین‌نامه‌ها پاسخ غیرخطی و اتلاف انرژی را در برخی نواحی از سیستم سازه می‌پذیرند. در المان‌ها یا نواحی از آن‌ها که وقوع پلاستیسیته یا اتلاف انرژی مجاز می‌باشد

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: hamid.beiraghi@iau.ac.ir



اغلب به تیرهای کوپله بتنی عمیق منجر می‌شود که با نسبت دهانه به عمق مشخص می‌شوند. این نوع تیرها از شکل‌پذیری کمی برخوردار بوده و احتمالاً تحت بارهای چرخه‌ای زلزله تحت برش دچار خرابی می‌شود. استفاده از میلگرد تقویت مورب در تیر همبند منجر به افزایش شکل‌پذیری و اتلاف انرژی می‌شود [۶]. استفاده از تقویت مورب در تیرهای کوپله منجر به افزایش شکل‌پذیری و اتلاف انرژی می‌شود. استفاده از میلگرد مورب (قطری)، منجر به تغییر شکل غیرالاستیک بسیار بیشتری با خرابی کمتر می‌شود و به نوعی با وجود میلگرد قطری پلاستیسیته می‌تواند در کل تیر همبند گسترش یابد و این رویکرد جایگزین وقوع مفصل پلاستیک مجزا در دو انتهای تیر است. در حقیقت، تیر همبند تقویت شده با میلگرد مورب مانند یک خرپا رفتار می‌کند و بنابراین محافظت خاصی در برابر خرابی برشی لازم نیست [۷].

در سال‌های اخیر نظر محققان روی مفاهیم انرژی در مهندسی زلزله جلب شده است، به گونه‌ای که امروزه از مفاهیم انرژی برای طرح بهینه و ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌ها تحت اثر زلزله‌ها استفاده می‌شود. انرژی هیسترتیک ورودی به عنوان یک معیار مفید برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌ها تحت اثر نیروی زلزله به حساب می‌آید [۸ و ۹]. انرژی ورودی زلزله که بر یک سازه اعمال می‌شود شامل انرژی جنبشی، انرژی کرنش الاستیک، انرژی میرایی و انرژی هیسترتیک است. انرژی جنبشی در واقع همان کار انجام شده توسط نیروی اینرسی است [۱۰]. انرژی کرنش الاستیک مقداری از انرژی ورودی است که در سازه به صورت کرنش الاستیک ذخیره می‌شود. کار نیروی میرایی به عنوان انرژی میرایی شناخته می‌شود. انرژی هیسترتیک یا انرژی غیرالاستیک انرژی تلف شده در اثر رفتار هیسترتیک است و با میزان خسارت سازه همبستگی دارد [۱۱ و ۱۲].

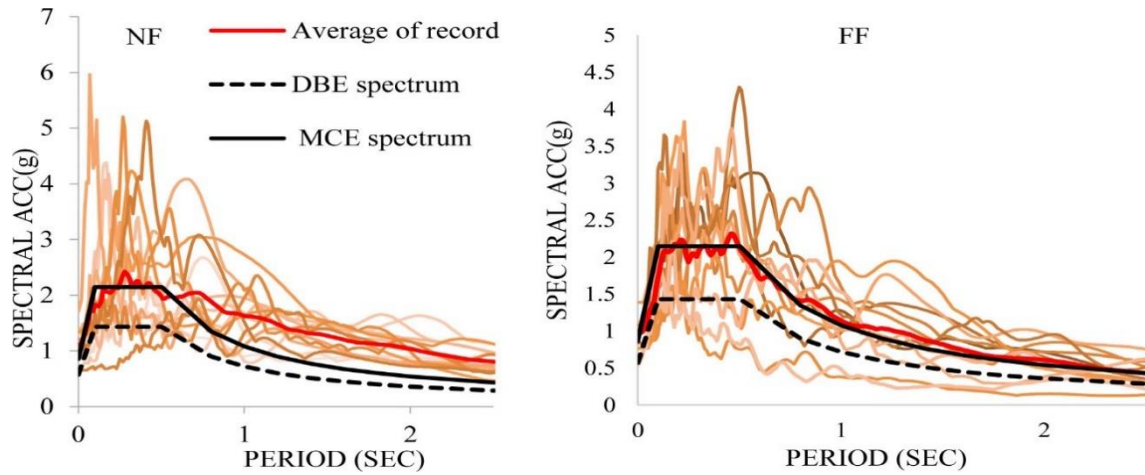
حرکت‌های نزدیک گسل که دارای اثر جهت‌داری هستند، می‌توانند اثر تخریبی شدیدتری روی سازه‌ها داشته باشند. این نوع از زلزله‌ها به نام زلزله پالس‌گونه نیز مشهور هستند [۱۳-۱۵]. به دلیل مشخصه‌های حرکت‌های نزدیک گسل در مقایسه با حرکت‌های دور از گسل، این نوع از زلزله‌ها مورد توجه پژوهشگران است به ویژه چنانچه حرکت‌های نزدیک گسل دارای پالس در تاریخچه زمانی سرعت باشند که به نام پالس سرعت شناخته می‌شود [۱۶ و ۱۷].

پاسخ دینامیکی سازه‌ها در حالت سیستم یک درجه آزاد و چند درجه آزاد تحت زلزله نزدیک گسل توسط محققین زیادی بررسی شده است [۱۸]. مطالعات مذکور به بررسی پاسخ سازه‌ها در حالت الاستیک و غیرالاستیک

تحت اثر نداشت‌های زلزله واقعی و حرکات مصنوعی پالس‌گونه پرداخته است. نداشت‌های نزدیک گسل پالس‌گونه در قیاس با حرکت غیر پالس‌گونه موجب افزایش جابه‌جایی در هر دو حالت الاستیک و غیرالاستیک می‌شود [۱۹]. نیاز جابه‌جایی زیاد، ممکن است منجر به خرابی بیشتر عناصر سازه‌ای و غیرسازه‌ای شود [۲۰]. برای ساختمان بلندتر، پیوند پالس ممکن است با پیوند مودهای بالاتر سازه‌ها هم‌خوان شود و موجب ایجاد اثر حرکت موج گونه در ارتفاع سازه‌ها شود، که در نتیجه جابه‌جایی زیاد و نیاز نیرو برشی زیاد در طبقات بالاتر رخ می‌دهد. حرکت‌های زمین نزدیک گسل ممکن است شامل شدت دامنه شتاب، سرعت و جابه‌جایی زیاد در پالس باشد [۲۱]. در تحقیقات گذشته کمتر به میزان مشارکت تیر کوپله و دیوار برشی بتن مسلح در انواع انرژی سازه پرداخته شده است و به علاوه به طور کلی مطالعه اثر زمین لرزه‌های حوزه نزدیک گسل از حیث انواع انرژی در این نوع از سازه‌ها موضوع نسبتاً جدیدی به شمار می‌آید؛ بنابراین، این مقاله به بررسی انواع نیازهای انرژی در سازه دیوار کوپله بتن مسلح ۱۰ و ۲۰ طبقه می‌پردازد. طول تیر کوپله به گونه‌ای است که الزام به کارگیری میلگرد قطری در آن وجود دارد. در تحلیل غیرخطی دو رویکرد مورد پژوهش قرار گرفت که شامل رویکرد مفصل یگانه و رویکرد مفصل گسترده برای دیوار بتن مسلح بود. در رویکرد مفصل یگانه (SPH) ایده متداول دنبال می‌شود که در آن محل مفصل پلاستیک دیوار را در پای آن می‌دانند و بنابراین در این رویکرد فقط در پای دیوار بتن مسلح اجازه مفصل پلاستیک داده می‌شود و بقیه نواحی دیوار به صورت الاستیک مدل می‌شود. در رویکرد مفصل گسترده (EPH)، پلاستیسیته قابلیت گسترش در هر جا را دارد. در ابتدا این سازه‌ها با به کارگیری روش تحلیل طیفی طبق آیین‌نامه‌های معتبر طراحی می‌شود و در ادامه با تهیه مدل غیرخطی سازه در نرم‌افزار 3D-PERFORM و انجام تحلیل تاریخچه زمانی تحت اثر زلزله‌های دور و نزدیک انرژی ورودی، انرژی جنبشی، انرژی میرایی و انرژی غیرالاستیک مورد بررسی قرار می‌گیرد و مشارکت دیوار و تیر همبند در اتلاف انرژی مطالعه می‌شود.

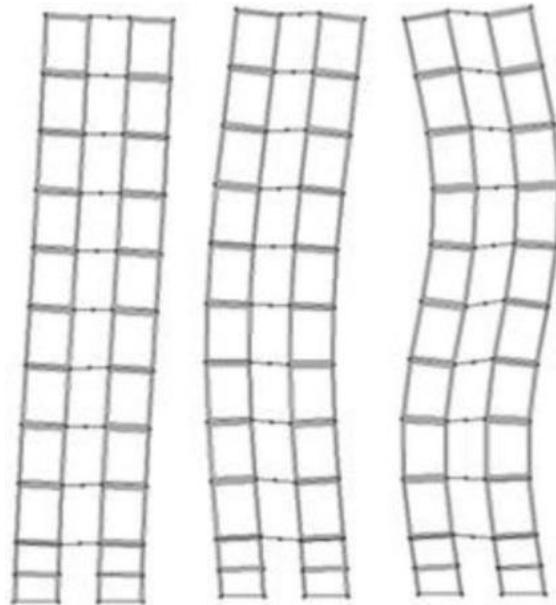
۲- طراحی مدل‌ها

مدل‌های مورد بررسی شامل دو سازه ۱۰ و ۲۰ طبقه مطابق آیین‌نامه‌های ASCE و ACI طراحی شد [۲۳ و ۲۲]. در بارگذاری سازه‌ها فرض شد که دیوارهای کوپله مفروض قسمتی از سیستم باربر یک سازه فرضی هستند و بنابراین بار مرده و زنده ثقلی مربوطه به آن‌ها اعمال شد. به علاوه با فرض متقارن بودن ساختمان مفروض، سهم وزن لرزه‌های طبقات آن نیز به طور



شکل ۱. نمودار طیف طراحی، طیف سطح حداکثر زلزله محتمل و متوسط طیف های پاسخ شتاب زلزله های حوزه دور و نزدیک

Fig. 1. Design spectrum diagram, maximum possible earthquake level and average earthquake response spectra of distant and near field earthquakes.



شکل ۲. نمای قاب های مورد مطالعه در نرم افزار Perform-D

Fig. 2. View of the studied frames in Perform-D software.

برابر 0.72 و ضرایب سایت احداث F_a و F_v به ترتیب 1 و $1/5$ است. ضریب رفتار چنین سیستمی در آییننامه ASCE برابر 5 ذکر شده است. برش دینامیکی حاصل از تحلیل طیفی با 0.85 برابر برش پایه حاصل از تحلیل استاتیکی معادل هم پایه شد. اتصال دیوار برشی به زمین از نوع گیردار است. مقاومت نهایی بتن در طراحی و مقاومت فولاد میلگرد به ترتیب 45 و 400 مگاپاسگال بود. ضریب ترک خوردگی برای کل دیوار برشی عدد 0.5 لحاظ شد [۲۳]. نمای دیوار کوپله در شکل ۲ مشاهده می شود.

متناسب از کل سازه به دیوار کوپله مورد نظر تعیین می شود. مدل المان محدود برای تحلیل و طراحی سازه ها در نرم افزار ETABS ساخته شد. اثر پی-دلتا روی سازه توسط این نرم افزار لحاظ می گردد. برای تعیین نیروهای زلزله، از تحلیل دینامیکی طیفی و یک طیف مفروض در سطح زلزله طرح (DBE) و میرایی 5 درصد مطابق شکل ۱ استفاده شد. برای طراحی از آیین نامه ASCE استفاده شد و مشخصه شتاب طیفی متناظر زمان تناوب 0.2 ثانیه (S_a) برابر $2/15$ و شتاب طیفی متناظر زمان تناوب 1 ثانیه (S_1)

جدول ۱. مشخصات اصلی سازه‌های طرح شده

Table 1. Main specifications of the designed structures

سازه ۲۰ طبقه	سازه ۱۰ طبقه	واحد	
۲۰	۱۰	-	تعداد طبقات
۳/۵	۳/۵	m	ارتفاع طبقه
۷۰	۳۵	m	ارتفاع سازه
۴/۵	۳	m	طول دیوار
۰/۴۵	۰/۳۵	m	ضخامت دیوار
۰/۵	۰/۵		ضریب ترک خوردگی دیوار
۲/۶	۲/۶	m	طول تیر هم بند
۱/۳	۱/۳	-	ارتفاع تیر هم‌بند تیر هم بند
۰/۲	۰/۲		ضریب ترک خوردگی تیر هم‌بند
۳۷۲	۱۶۶/۷	Ton-s ² /m	وزن لرزه‌ای کل سازه
۴۵۰۰	۴۵۰۰	Ton/m ²	مقاومت بتن
۳۳۵۴۱۰۰	۳۳۵۴۱۰۰	Ton/m ²	مدول الاستیسیته بتن
۴۰۸	۲۳۲/۵	Ton	نیروی برش استاتیکی
۳۴۷	۱۹۷/۲	Ton	نیروی برش طیفی
۴/۴۵	۴/۶۷		ضریب رفتار موثر پس از همپایه‌سازی برش پایه
۵	۵		ضریب رفتار
۴	۴		C_d
۲/۱۱	۱/۰۲۸	sec	T1
۰/۴۷	۰/۲۲۸	sec	T2
۰/۲۰	۰/۱۰۵	sec	T3
۰/۶۶	۰/۶۷	sec	مود ۱
۰/۲۱	۰/۲۰	sec	مود ۲
۰/۰۵۸	۰/۰۵۶	sec	مود ۳
			ضریب جرم
			مشارکت مودی

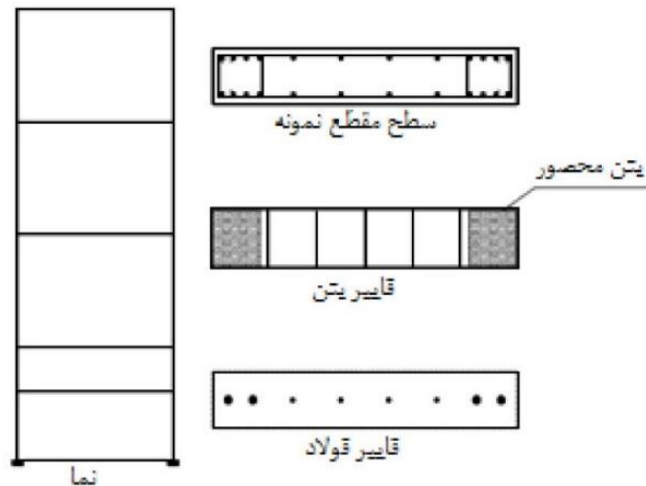
بار مرده و زنده کف‌ها برابر ۵۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم نیرو بر متر مربع لحاظ شد و سهم دیوار از بار ثقلی تعیین شد و در مدل سازه‌ای متناسب با مساحت مربوط به گره‌های المان‌های shell بر روی آن‌ها اعمال شد. جرم لرزه‌ای هر طبقه محاسبه و مقدار متناسب هر مدل دیوار کوپله به مرکز جرم آن اختصاص یافت. کل بار جانبی اعمال شده به سازه باید دیوار کوپله تحمل شود. در انجام تحلیل‌ها، فرض شد که نیروهای جانبی صرفاً در جهت افقی صفحه دیوار بر سازه اعمال می‌شوند. برای تعیین میلگردهای قائم هسته، فرض شد که در طول هر ارتفاع $0.1H$ ، مقادیر میلگرد عدد ثابتی باشد (تیپ‌بندی میلگرد قائم بیست درصدی بود. از آنجا که بررسی رفتار سازه صرفاً در یک جهت مورد نظر بوده است تکیه‌گاه مناسب جانبی عمود بر صفحه اعمال نیرو برای المان‌ها اعمال شده است.

ضخامت دیوار در کل ارتفاع هر کدام از سازه‌ها یکسان است و مقدار میلگرد قائم در تراز پایه برای سازه ۱۰ و ۲۰ طبقه حدود ۲/۹، ۲/۶ درصد است. مشخصات سازه طراحی شده در جدول ۱ و ۲ قابل ملاحظه است. برای طراحی سازه‌ها، از مدل الاستیک اجزای محدود ساده در نرم‌افزار ETABS ورژن 15.1.0.1250 استفاده شد. از المان مسطح shell برای دیوارها استفاده شد. از آنجا که کل بار جانبی توسط دیوار کوپله تحمل می‌شود و اتصال تیرهای سازه به ستون از نوع مفصلی فرض شده است، بنابراین کف طبقات و ستون‌های پیرامونی در سازه مدل نشدند و مدل شامل فقط دیوار کوپله می‌باشد (شکل ۲). اثر ناچیز ستون‌های پیرامونی و دال کف روی سختی جانبی ساختمان دارای دیوار تن مسلح قبلاً توسط سایر پژوهشگران تصدیق شده است [۱۸].

جدول ۲. میلگردهای سازه‌های طرح شده

Table 2. Rebars of designed structures

طول المان مرزی m		مقدار میلگرد قطری مورد نیاز تیر هم بند (cm ²)		درصد میلگرد قائم دیوار طراحی شده		تیپ‌بندی طبقات	
۲۰ طبقه	۱۰ طبقه	۲۰ طبقه	۱۰ طبقه	۲۰ طبقه	۱۰ طبقه	۲۰ طبقه	۱۰ طبقه
۲/۴۰	۲/۳۰	۶۴	۴۹	٪۲/۶	٪۲/۹	۱-۴	۱-۲
۱/۵۰	۱/۷۰	۶۹	۵۴	٪۱/۹	٪۲/۱۵	۸-۵	۳-۴
۰/۵۰	۰/۷۰	۵۳	۴۴	٪۱/۲	٪۱/۷۵	۱۲-۹	۵-۶
.	۰/۳۸	۴۱	۳۹	٪۰/۳۳	٪۰/۶۱	۱۶-۱۳	۷-۸
.	.	۳۰	۲۶	٪۰/۲۵	٪۰/۳۰	۲۰-۱۷	۹-۱۰



شکل ۳. مشخصه‌های مدل دیوار آزمایشگاهی

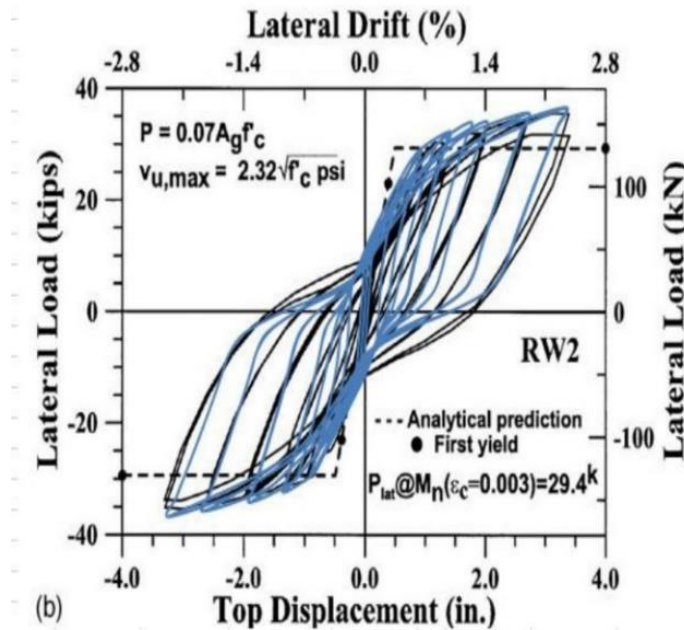
Fig. 3. Characteristics of the laboratory wall model.

داده‌های تجربی از آزمایش بر روی یک دیوار برشی لاغر که در معرض بارگذاری جانبی چرخه‌ای قرار دارد، برای تأیید صحت مدل و اطمینان از دقت رفتار المان دیوار برشی استفاده شد [۲۶]. در آزمایش مذکور از طراحی ظرفیت برای طراحی نمونه آزمایشگاهی استفاده شده است تا امکان تسلیم خمشی در پایه آن فراهم شود. برای مدل‌سازی فایبری از ۵ المان دیوار برشی غیرخطی در ارتفاع و ۸ الیاف بتنی به همراه ۸ الیاف فولادی در هر المان استفاده شده است (شکل ۳). کرنش غیرالاستیک تمایل به تمرکز بر روی یک المان واحد در پای دیوار دارد. بنابراین، از یک المان با ارتفاع برابر با ارتفاع مفصل پلاستیک که برابر با نصف طول دیوار باشد، استفاده شد [۲۷].

۳- مدل غیرخطی

۳-۱- صحت‌سنجی

برای مدل‌سازی دیوار برشی از المان دیوار در نرم‌افزار استفاده شده است. هر المان باید دارای جهت‌های طولی (عمودی) و عرضی مشخص باشد. برای دیوارهای لاغر، استفاده از یک المان در هر طبقه به اندازه کافی دقیق است [۲۵ و ۲۴]. در جهت عمودی، یک المان می‌تواند در خمش و یا برشی غیرخطی باشد. خم شدن خارج از صفحه ثانویه است و فرض می‌شود که الاستیک است. با تسلیم فایبر میلگرد یا ترک الیاف بتن، تار خنثی جابه‌جا می‌شود [۲۵].



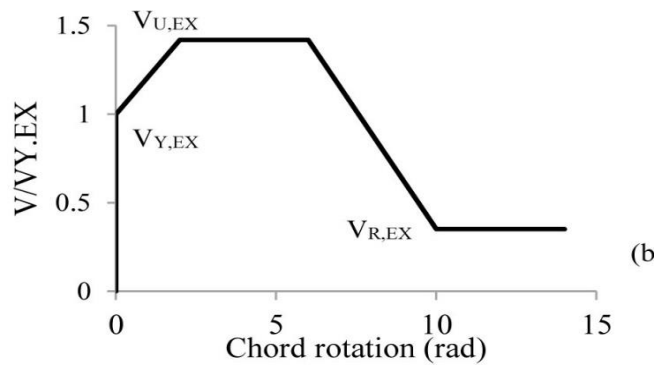
شکل ۴. مقایسه منحنی‌های هیستریزیس مدل عددی و آزمایشگاهی (رنگ آبی نتایج مدل عددی است و رنگ مشکی از مرجع [۲۶] است).

Fig. 4. Comparison of hysteresis curves of numerical and laboratory models (blue is related to the results of the numerical model and black is the reference color [26]).

است. مقاومت برشی اسمی تیر مذکور از روابط 08-318 ACI حاصل شده است زاویه بین میلگردها و خط افق برابر ۱۵ و ۳۷ درجه می‌باشد. تیر کوبله با استفاده از دو بخش از تیر الاستیک با $EI_{eff} = 0.2EI_g$ مدل‌سازی می‌شوند، که در آن E و I_{eff} و I_g مدول الاستیسیته بتن، ممان اینرسی موثر برای حالت ترک خورده و ممان اینرسی برای حالت غیرترک خورده و ضریب ۰/۲ در مدل‌های غیرخطی در مرجع [۲۸] توصیه شده است. دو قطعه تیر در قسمت میانی با استفاده از مفصل برشی غیرخطی متصل شده و فاکتور زوال چرخه‌ای برای تیرهای اتصال در نظر گرفته شده است و منحنی بک بون مفصل برشی در شکل ۵ نشان داده شده است. تیر با آرما تور عرضی ارائه شده در کل سطح مقطع (به عنوان "محصور شدگی کامل" مطابق 08-318 ACI طراحی شده است. آرما تور عرضی #3 به فاصله ۷/۵ سانتی‌متر و مقاومت فشاری بتن $f' = 6850 \text{ psi}$ و بازده و مقاومت میلگردها 70ksi است. مقایسه نتیجه مدل آزمایشگاهی و مدل عددی در شکل ۶ مشخص است.

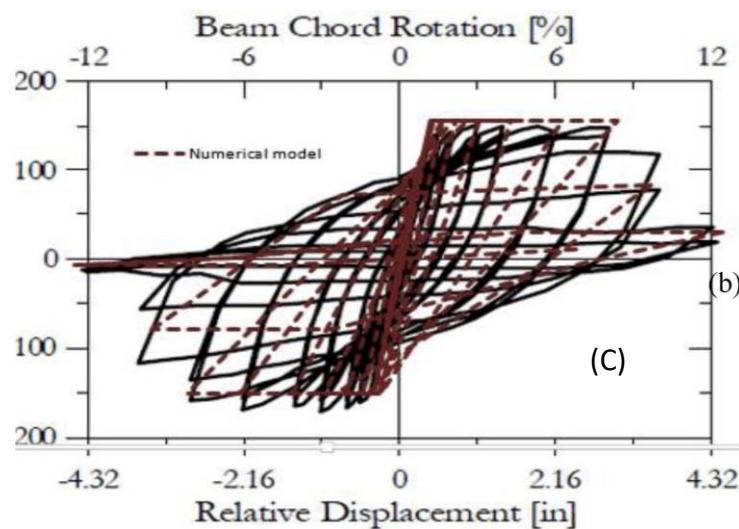
یک نیروی محوری معادل $0.07A_g f_c$ وارد شد که A_g مساحت سطح مقطع دیوار است و f_c مقاومت فشاری بتن حاصل از آزمایش است و فشار محوری در طول مدت آزمون ثابت نگه داشته می‌شود و جابه‌جایی جانبی چرخه‌ای در بالای دیوار اعمال می‌شود. شکل ۴ نتایج حلقه‌های هیستریزیس عددی و آزمایشگاهی را مقایسه می‌کند. محور افقی، دریافت جانبی در قسمت بالای نمونه است و محور قائم نیروی جانبی افقی در راس مدل را نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که هم‌خوانی قابل قبولی بین رفتار مدل چرخه‌ای حاصل از کار عددی و آزمایشگاهی وجود دارد.

برای اطمینان از عملکرد صحیح مدل‌سازی تیرهای کوبله از یک آزمایش آزمایشگاهی انجام شده توسط Naish استفاده می‌شود [۲۸] و نتایج مدل عددی و نتایج مدل آزمایشگاهی قیاس می‌گردد. تیر مورد آزمایش در آزمایشگاه بر مبنای داده‌های مورد استفاده در ساختمان‌های بلند در ساختمان‌های مسکونی بوده است. نسبت ظاهر تیر مذکور برابر ۲/۴ می‌باشد. تست مذکور با نسبت مقیاس یک به دو انجام شده است. ابعاد سطح مقطع تیر ۱۲ اینچ در ۱۵ اینچ است که دارای میلگردهای قطری #7 نیز



شکل ۵. منحنی بک بون مدل عددی برای تیر کوبله

Fig. 5. Numerical model backbone curve for coupling beam.



شکل ۶. رفتار هیسترتیک مدل عددی تیر کوبله و آزمایشگاهی مرجع [۲۸].

Fig. 6. Hysterical behavior of numerical model of coupling beam and reference laboratory [28].

دیوار برشی از المان‌های فایبری ساخته شد؛ در این نوع از المان‌ها هر کدام از مصالح بتن و فولاد با رشته‌های قائم متعدد مدل می‌شوند. صحت-سنجی عملکرد این نوع از المان‌ها توسط پژوهشگران متعدد انجام شده و کفایت دقت پاسخ آن‌ها تأیید شده است [۳۰].
نرمافزار مذکور حداکثر هشت فایبر بتن و هشت فایبر فولاد می‌تواند برای یک المان دیوار برشی در حالت غیرخطی لحاظ کند. در مدل مذکور برخلاف مدل تیر-ستون با پلاستیسیته متمرکز، محل تار خنثی تحت اثر بار، جابه‌جا می‌شود. به طور کلی در مقاطع فایبر هر کدام از مقاطع یک المان متشکل از چند رشته می‌باشد که بعضی از این رشته‌ها بتنی و بعضی

۳-۲- نمونه‌ها

مدل غیرخطی سازه‌ها در نرم‌افزار 3D-PERFORM مهیا شد. برای دیوارها از المان‌های فایبری استفاده شد [۲۹] مدل‌های کلی‌نگر متعددی توسط محققین در طی سال‌های اخیر برای آنالیز غیرخطی دیوارهای سازه-ای بتن مسلح ارائه شده است. یکی از متداولترین روش‌ها در آنالیز غیرخطی دیوارهای برشی بتن مسلح که علاوه بر سادگی، حجم و زمان محاسبات کمتری هم دارد، مدل کردن کل دیوار برشی با استفاده از المان‌های مقطع فایبر می‌باشد. برای ارزیابی رفتار غیرخطی سازه‌ها در این پژوهش، مدل غیرخطی آن‌ها در نرم‌افزار 3D-PERFORM مهیا شد.

در کاهش سختی برشی مؤثر حالت ترک خورده، مقدار $G_C = 0.2E_c$ در نظر گرفته می‌شود. مدول الاستیسیته بتن، E_c ، طبق رابطه آییننامه بتن ایران به صورت زیر است.

$$E_c = 5000 \sqrt{f_c} \quad (1)$$

در این رابطه مقدار f_c و E_c برحسب مگاپاسگال است. تیر کوبله با استفاده از دو بخش از تیر الاستیک با $EI_{eff} = 0.2EI_g$ مدل سازی می‌شوند، که در آن E و I_{eff} و I_g مدول الاستیسیته بتن، ممان اینرسی مؤثر برای حالت ترک خورده و ممان اینرسی برای حالت غیرترک خورده و ضریب 0.2 در مدل‌های غیرخطی در مرجع [۲۸] توصیه شده است. دو قطعه تیر در قسمت میانی با استفاده از مفصل برشی غیرخطی متصل شده و فاکتور زوال چرخه‌ای برای تیرهای اتصال در نظر گرفته شده است. منحنی بک بون مفصل برشی در شکل ۵ نشان داده شده است. مقاومت برشی مورد انتظار $V_{Y,EX}$ و مقاومت نهایی برشی $V_{U,EX}$ و همچنین مقاومت باقی مانده از عبارات زیر به دست می‌آید: [۲۴]

$$V_{Y,EX} = 2 * A_s * f_{y,EX} * \sin(\alpha) \quad (2)$$

$$V_{U,EX} = 1.42 * V_{Y,EX} \quad (3)$$

$$V_{R,EX} = 0.25 * V_{U,EX} \quad (4)$$

در رابطه فوق مقدار A_s مساحت سطح مقطع میلگرد قطری و همچنین تنش تسلیم مورد انتظار و مقدار α زاویه بین محور افقی و میلگردهای قطر است.

۴- نگاهت زلزله

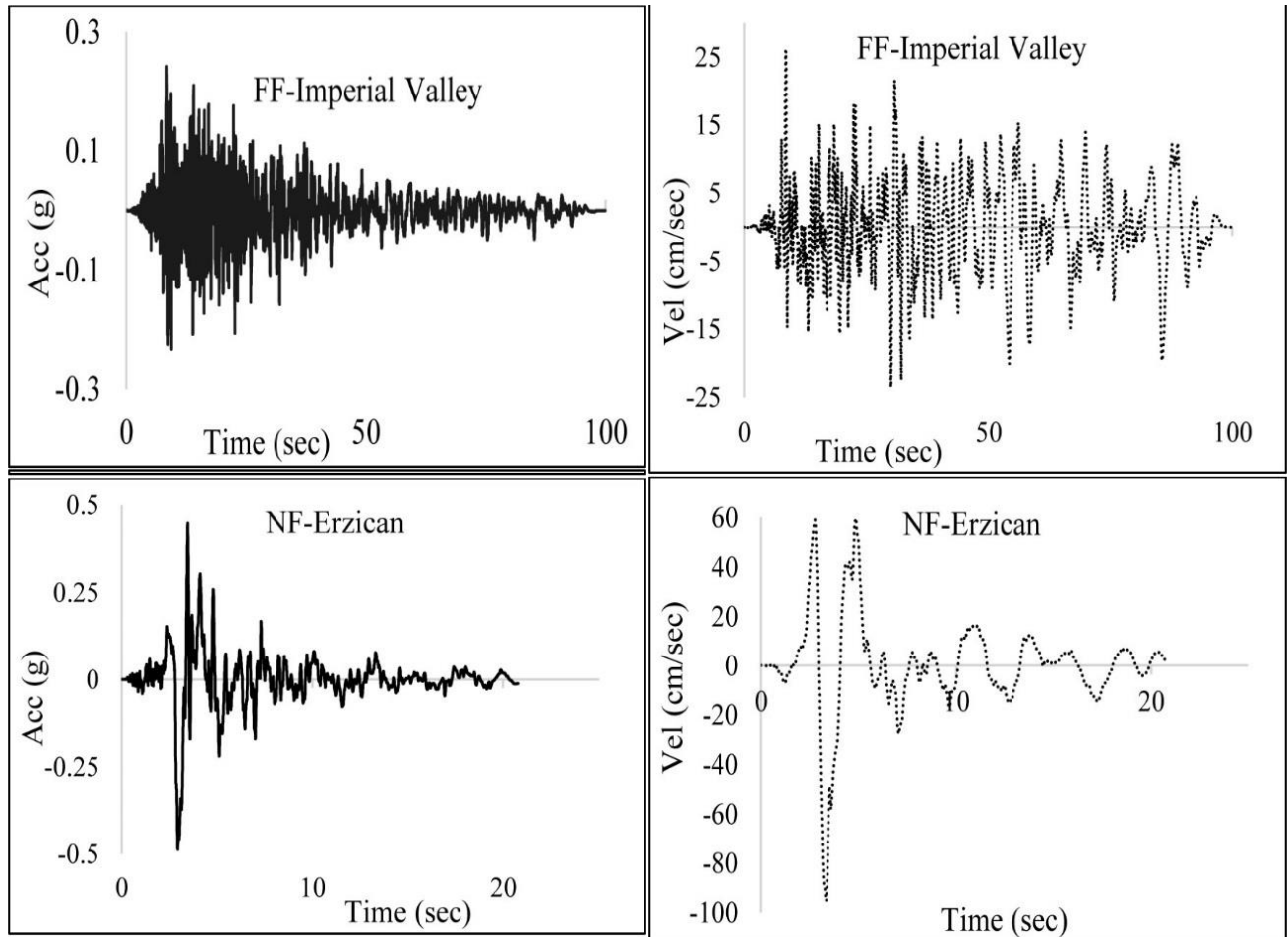
برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به شتاب‌نگاشت‌های زلزله برای تحریک پایه نیاز است. شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌ها باید نماینده سطح زلزله MCE (حداکثر زلزله محتمل) باشند که دوره بازگشت آن ۲۴۷۵ سال است و احتمال وقوع آن ۲ درصد در ۵۰ سال است. این سطح زلزله مطابق

فولادیانند. در امتداد هر المان سازه‌ای تعدادی مقطع وجود دارد، این مقاطع در نقاط کنترل انتگرالگیری قرار می‌گیرند. مشخصات هر المان مانند نرمی و جابه‌جایی المان از انتگرالگیری اجزاء هر مقطع در امتداد آن المان به دست می‌آید و اجزاء هر مقطع مانند نرمی مقطع و نیروهای مقطع از جمع سهم هر کدام از رشته‌ها در آن مقطع حاصل می‌شود. شمای کلی نحوه مدلسازی دیوار توسط المان فایبری در شکل ۳ مشاهده می‌شود [۲۶].

مطابق نشریه ۳۶۰ ایران و همچنین دستورالعمل طراحی سازه بلند لس آنجلس مقاومت مورد انتظار فولاد میلگرد و بتن در دیوار باید به کار رود که به ترتیب $1.15f_y$ و $1.25f_c'$ لحاظ شد [۳۱]. از بتن محصور شده برای دیوار استفاده شد. نظر به این که پوشش بتن روی میلگردها به عنوان بتن غیرمحصور تلقی می‌گردد، از این مقدار بتن صرف نظر شد. منحنی تنش- کرنش بتن در نرم‌افزار به صورت چهار خطی قابل مدلسازی است، بنابراین رابطه تنش کرنش بتن مطابق مدل اصلاح شده Mander برای بتن محصور مدل شد که در آن از مقاومت کششی بتن صرف نظر شده است. [۳۲]. مقدار درصد میلگردها حاصل از طراحی با کمک تحلیل طیفی است.

تحقیقات قبلی نشان دادند که از المان‌های دیوار برشی در نرم‌افزار 3D-PERFORM می‌توانند با دقت خوبی پاسخ دیوارهای بتن مسلح را شبیه‌سازی کنند [۲۶ و ۱۹]. در هر طبقه از دیوار بتن مسلح یک المان دیوار برشی استفاده شد [۲۶ و ۲۵]. از آنجا که بسیاری از آیین‌نامه‌های جدید از جمله آیین‌نامه ساختمان بلند لس آنجلس ارزیابی رفتار ساختمان را برای سطح حداکثر زلزله محتمل (MCE) الزام دارند، بنابراین تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای این سطح لرزه‌ای انجام شد [۳۱]. سطح لرزه‌ای MCE معادل $1/5$ برابر سطح لرزه‌ای طراحی (DBE) لحاظ شد [۲۲]. مقاومت مورد انتظار بتن و میلگرد در هسته بتن مسلح به ترتیب ۵۸۵ و ۴۶۰ مگاپاسگال بود. برای بتن از مدل مندر استفاده شد [۳۱]. رفتار برشی المان‌های دیوار به صورت خطی مدل شد. در مدل SPH، فقط ده درصد ارتفاع از پای هسته به صورت المان فایبری غیرخطی مدل شد و نواحی بالاتر با المان دیوار خطی با ضریب ترک خوردگی 0.5 مدل شد.

در مورد سختی برشی مؤثر بتن در دیوارهای بتن مسلح، GCAW، نظرات اندک و مختلفی وجود دارد. در این خصوص نتایج آزمایشگاهی مربوط به سختی برشی در ترک خوردگی برشی و در تسلیم برشی بسیار محدود است. دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود مقدار $0.4ECAW$ برای دیوار بدون ترک و ترک خورده ارائه می‌کند. در این مقاله با توجه به توصیه‌های مرجع ATC-72 [۳۳]، برای لحاظ نمودن ترک



شکل ۷. نگاشت سرعت و شتاب برای زلزله نمونه حوزه دور و نزدیک.

Fig. 7. Velocity and acceleration mapping for sample earthquakes in near and far areas.

نمونه زلزله حوزه نزدیک (زلزله Erzican) و یک نمونه حوزه دور (زلزله Imperial Valley-Delta) نشان می‌دهد. در شکل مذکور وجود پالس سرعت به خوبی قابل رویت است. حرکت‌های نزدیک گسل ممکن است دارای ویژگی‌هایی نظیر پالس‌های جهت‌داری، فرکانس‌های بالا و اثر جابه‌جایی ماندگار باشند که از این میان، در مهندسی زلزله (برای سازه) مورد اول اهمیت ویژه‌ای دارد.

در این تحقیق تعداد ۱۴ نگاشت حوزه نزدیک پالس دار و ۱۴ نگاشت حوزه دور به ترتیب از جدول 6A-A از FEMA P695 انتخاب شد [۳۴]. مشخصات نگاشت‌ها در جدول ۳ مشاهده می‌شود. تاریخچه زمانی این زلزله‌ها از پایگاه داده PEER NGA گرفته شد. مقیاس‌سازی نگاشت‌ها به گونه‌ای انجام شد که طیف پاسخ متوسط حاصل از هر گروه از نگاشت‌ها در فاصله $0.2T$ تا $1.5T$ (زمان تناوب اصلی سازه است) بالاتر از طیف سطح حداکثر زلزله محتمل (MCE) واقع شود (شکل ۱).

نظر آییننامه سازه بلند لس آنجلس است. هدف این است که سازه بدون فروریزش و بدون آسیب عمده سازه‌های بتواند زلزله سطح مذکور را تحمل کند و شرایط دستورالعمل مذکور را برآورده سازد. برای انتخاب رکوردها، از زلزله‌های حوزه دور و زلزله‌های حوزه نزدیک ذکر شده در جدول‌های FEMAP695 استفاده شد [۳۴].

تاریخچه زمانی این زلزله‌ها از پایگاه داده PEER اخذ شد. رکوردهای حوزه نزدیک از نوع پالسداری می‌باشند، یعنی در نگاشت سرعت زلزله، نوعی پالس قابل تشخیص است. فقط مؤلفه عمود بر گسل به سازه اعمال شد. کلیه نگاشت‌های حوزه نزدیک دارای پالسهایی با دوره تناوب مختلف در نگاشت سرعت هستند و در فاصله کم‌تر از حدود ۱۰ کیلومتری از ایستگاه لرزه‌نگاری تا صفحه گسیختگی در نظر گرفته شده‌اند که به عنوان نگاشت حوزه نزدیک شناخته می‌شوند [۳۴].

شکل ۷ تاریخچه زمانی شتاب و تاریخچه زمانی سرعت را برای یک

جدول ۳. مشخصات نگاشت زلزله‌های مورد استفاده

Table 3. Mapping specifications of earthquakes used.

نام واقعه	سال	ایستگاه	مدت زلزله (s)	PGA*	PGV**	بزرگا	فاصله از مرکز (Km)
Imperial valley-06	۱۹۷۹	El centro Array#6	۳۹	۰/۴۴	۱۱۱/۹	۶/۵	۲۷/۵
Imperial valley-06	۱۹۷۹	El centro Array#7	۳۷	۰/۴۶	۱۰۸/۹	۶/۵	۲۷/۶
Irpinia, Italy-01	۱۹۸۰	Sturmo	۴۰	۰/۳۱	۴۵/۵	۶/۹	۳۰/۴
Superstition-hills-02	۱۹۸۷	Parachute test site	۲۲/۳	۰/۴۲	۱۰۶/۸	۶/۵	۱۶
Loma Prieta	۱۹۸۹	Saratoga-Aloha	۴۰	۰/۳۸	۵۵/۶	۶/۹	۲۷/۲
Erizican-Turkey	۱۹۹۲	Erizican	۲۰/۸	۰/۴۹	۹۵/۵	۶/۷	۹
Cape Mendocino	۱۹۹۲	Petrolia	۳۶	۰/۶۳	۸۲/۱	۷	۴/۵
Landers	۱۹۹۲	Lucerne	۴۸	۰/۷۹	۱۴۰/۳	۷/۳	۴۴
Northridge-01	۱۹۹۴	Rinaldi Receiving Sta	۲۰	۰/۸۷	۱۶۷/۳	۶/۷	۱۰/۹
Northridge-01	۱۹۹۴	Sylmar-Olive View	۴۰	۰/۷۳	۱۲۲/۸	۶/۷	۱۶/۸
Kocaeli/IZT	۱۹۹۹	Izmit	۳۰	۰/۲۲	۲۹/۸	۷/۵	۵/۳
Chi chi, Taiwan	۱۹۹۹	TCU065	۹۰	۰/۸۲	۱۲۷/۷	۷/۶	۲۶/۷
Chi chi, Taiwan	۱۹۹۹	TCU102	۹۰	۰/۲۹	۱۰۶/۶	۷/۶	۴۵/۶
Duzce	۱۹۹۹	Duzce	۱۶	۰/۵۲	۷۹/۳	۷/۱	۱/۶
Northridge	۱۹۹۴	Canyon Country-WLC	۲۰	۰/۴۸	۴۵	۶/۷	۲۶/۵
Duzce	۱۹۹۹	Bolu	۵۶	۰/۸۲	۶۲	۷/۱	۴۱/۳
Hector Mine	۱۹۹۹	Hector	۴۵/۳	۰/۳۴	۴۲	۷/۱	۲۶/۵
Imperial valley	۱۹۷۹	Delta	۱۰۰	۰/۳۵	۳۳	۶/۵	۳۳/۷
Imperial valley	۱۹۷۹	El centro Array#11	۳۹	۰/۳۸	۴۲	۶/۵	۲۹/۴
Kobe, Japan	۱۹۹۵	Shin- Osaka	۴۱	۰/۲۴	۳۸	۶/۹	۴۶
Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	Duzce	۲۷/۲	۰/۳۶	۵۹	۷/۵	۹۸/۲
Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	Arcelik	۳۰	۰/۲۲	۴۰	۷/۵	۵۳/۷
Landers	۱۹۹۲	Yermo Fire Station	۴۴	۰/۲۴	۵۲	۷/۳	۸۶
Loma Prieta	۱۹۸۹	Gilroy Array	۴۰	۰/۵۶	۴۵	۶/۹	۳۱/۴
Superstition Hills	۱۹۸۷	El Centro Imp. Co.	۴۰	۰/۳۶	۴۶	۶/۵	۳۵/۸
Superstition Hills	۱۹۸۷	Poe Road (temp)	۲۲/۳	۰/۴۵	۳۶	۶/۵	۱۱/۲
Chi chi, Taiwan	۱۹۹۹	Chy101	۹۰	۰/۴۴	۱۱۵	۷/۶	۳۲
San Fernando	۱۹۹۷	LA-Hollywood Stor	۲۸	۰/۲۱	۱۹	۶/۶	۳۹/۵

PGA: حداکثر شتاب زمین; PGV: حداکثر سرعت زمین; فاصله رومرکزی است***

۵- معادلات انرژی

تحلیل تاریخچه زمانی یک سازه چند طبقه از معادله حرکت زیر حاصل می‌شود [۱۸].

$$M.\ddot{U} + C.\dot{U} + K.U = -M.r.\ddot{U}_g(t) \quad (5)$$

که در آن M ماتریس جرم، C ماتریس میرایی، K ماتریس نیروی سختی، u بردار جابه‌جایی (نسبی) مربوط به درجات آزادی، و \ddot{U} بردار سرعت و شتاب مربوط به درجات آزادی است و r بردارهای تأثیر (ماتریس ضرایب تأثیر) و \ddot{U}_g شتاب زمین است. در طول مدت زمان زلزله، سازه مقادیر انرژی دریافت خواهد کرد. در زلزله‌های شدید، انرژی منتقل شده به سازه به حدی خواهد بود که برخی اعضای سازه دچار تغییر شکل‌های الاستیک و غیرالاستیک خواهد شد.

با ضرب نمودن طرفین معادله ۱ در ترانهاده بردار سرعت و انجام انتگرال‌گیری در طول مدت زمان زلزله، معادله زیر حاصل می‌شود:

$$\int_0^t \dot{u}^T M \ddot{u} dt + \int_0^t \dot{u}^T C u dt + \int_0^t \dot{u}^T K u dt = - \int_0^t \dot{u}^T M r \ddot{u}_g dt \quad (6)$$

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.

$$E_k + E_d + (E_{el} + E_{ine}) = E_i \quad (7)$$

۶- تحلیل نتایج

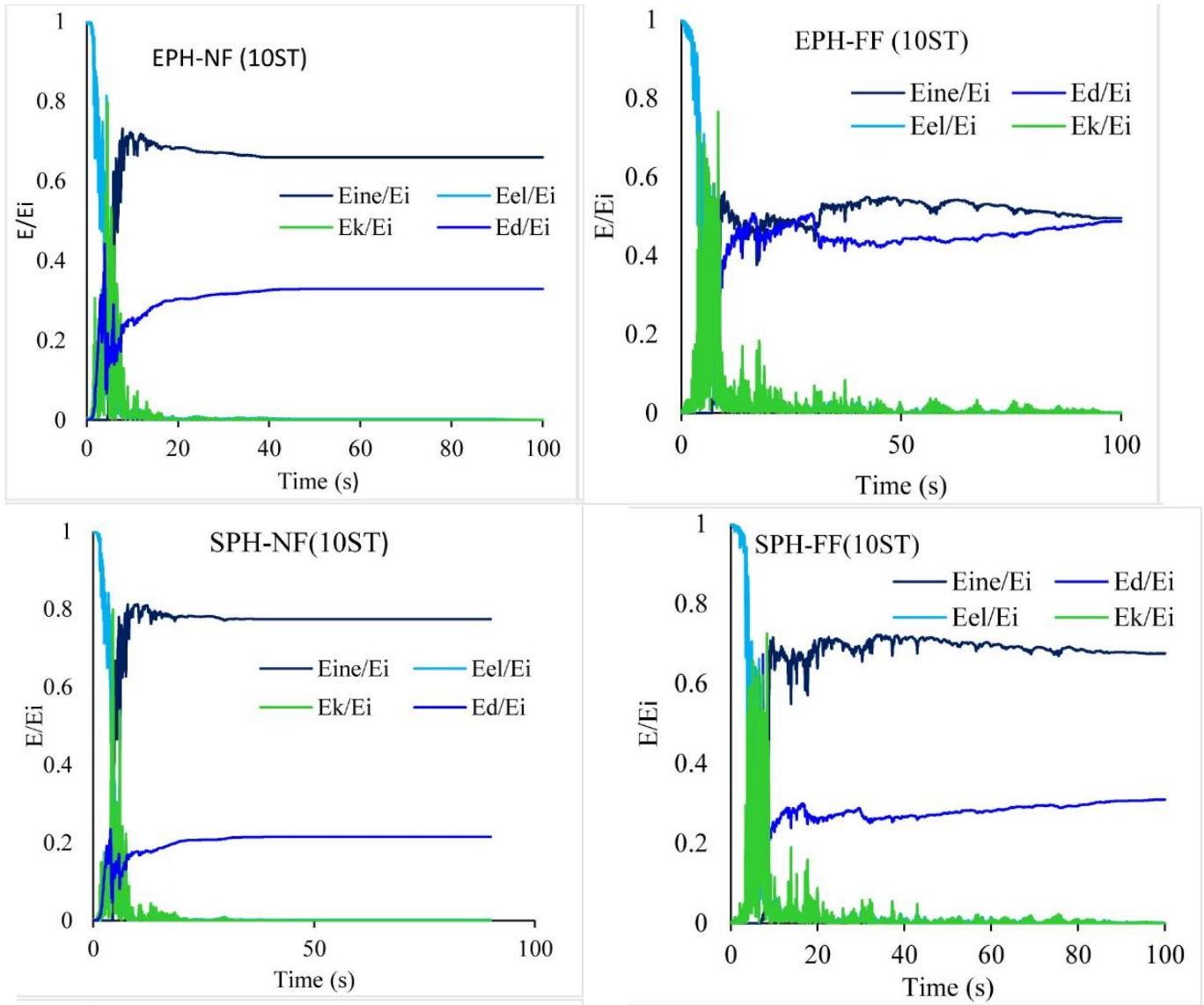
۶-۱- نسبت انواع انرژی

پس از انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، مقادیر نیاز انواع انرژی در دیوارهای کوبله قابل حصول است. شکل ۸ مقادیر E_{el}/E_i ، E_{ine}/E_i ، E_d/E_i ، E_k/E_i را در مدت زمان ارتعاش سازه‌های ۱۰ طبقه SPH و EPH تحت اثر یک زلزله حوزه نزدیک و یک زلزله حوزه دور منتخب نمونه به طور موردی نشان می‌دهد. در واقع، هر کدام از منحنی‌ها سهم یک نوع انرژی را از کل انرژی ورودی به سازه به تصویر می‌کشد. شکل نشان می‌دهد که تاریخچه زمانی نسبت‌های E_{el}/E_i و E_k/E_i دارای مقادیر مختلف و تغییرات متناوب نسبتاً زیادی است و به طور کلی این موضوع در پاسخ‌های خطی سازه (قبل از وقوع پلاستیسیته) شدت بیشتری دارد. مقادیر نسبتاً زیاد E_{el}/E_i و E_k/E_i پس از ورود سازه به ناحیه غیرخطی و وقوع پلاستیسیته دچار افت می‌شوند.

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 آن نیز صورت می‌گیرد؛ 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 و بنابراین از مشارکت آن‌ها در انرژی ورودی کاسته می‌شود. 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 شونده به شمار می‌آیند.

تغییرات انرژی جنبشی سازه ۱۰ طبقه در طول مدت جنبش زمین برای زلزله نمونه حوزه نزدیک و نمونه زلزله حوزه دور در شکل ۹ ترسیم شده است مقدار انرژی جنبشی کل سازه برحسب سرعت معادل انرژی (واحد متر بر ثانیه) ارائه شده است. سرعت معادل یکی از معیارهای سنجش انرژی است که با رابطه زیر حاصل می‌شود:

$$V_E = \sqrt{\frac{2E}{M}} \quad (8)$$



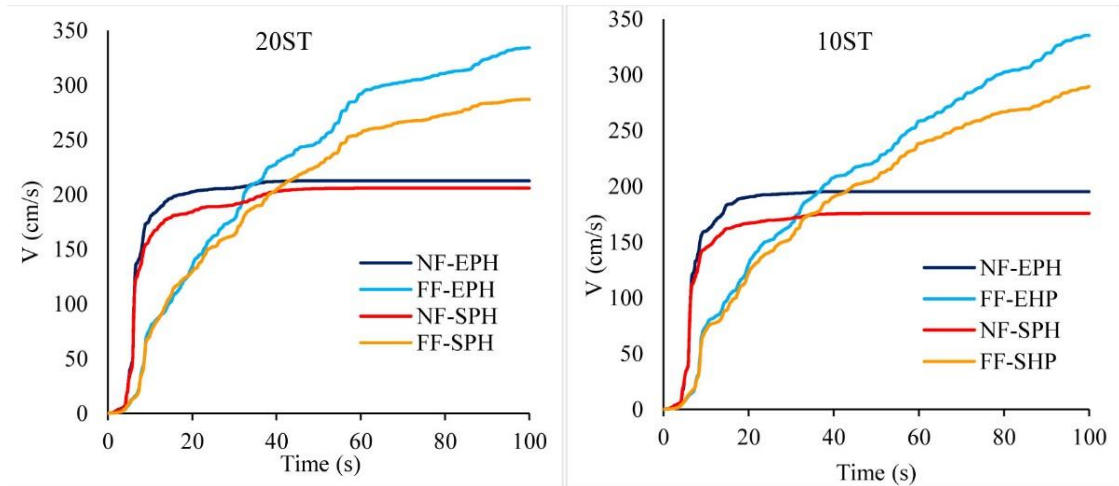
شکل ۸. مقادیر E_{ine}/E_i ، E_k/E_i ، E_{el}/E_i ، E_{d}/E_i ، E_{imc}/E_i ، را در مدت زمان ارتعاش سازه‌های ۱۰ طبقه EPH و SPH تحت اثر یک زلزله حوزه نزدیک و یک زلزله حوزه دور منتخب.

Fig. 8. The values of E_{ine} / E_i , E_{el} / E_i , E_k / E_i , E_d / E_i , during the vibration period of 10-story structures SPH and EPH under the effect of a near-field earthquake and a selected far-field earthquake.

۶-۲- انرژی جنبشی و میرایی

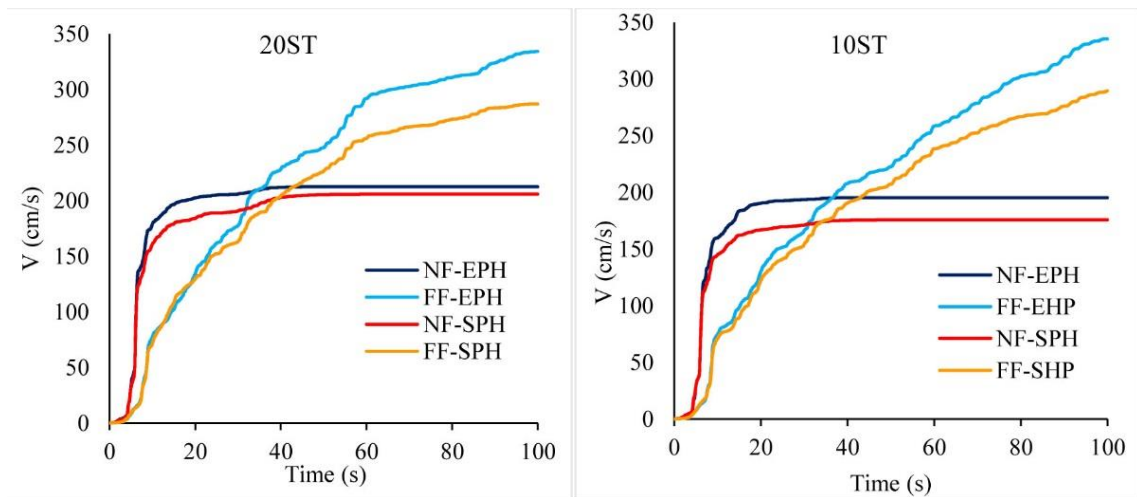
شکل ۹ نشان می‌دهد که تحت اثر زلزله حوزه نزدیک، سازه در یک مدت زمان کوتاه نیاز انرژی جنبشی نسبتاً شدیدی را تجربه می‌کند که این موضوع به دلیل وجود اثر جهت‌داری در نگاشت‌های حوزه نزدیک می‌باشد. تحت اثر زلزله حوزه دور نیاز انرژی جنبشی سازه در طول مدت زلزله به صورت ملایم‌تر گسترده شده است.

در رابطه فوق، E انرژی برحسب نیوتن در متر و M جرم کل سازه برحسب کیلوگرم لحاظ می‌شود. در شکل ۹ مشاهده می‌شود که انرژی جنبشی سازه در طول مدت زلزله حوزه نزدیک با ورود پالس زلزله شدت می‌گیرد در حالی که در زلزله حوزه دور حالت نسبتاً یکنواخت دارد. همچنین پاسخ رویکردهای SPH و EPH مشابه است.



شکل ۹. تاریخچه زمانی انرژی جنبشی سازه ۱۰ طبقه تحت زلزله نمونه حوزه دور و نزدیک.

Fig. 9. Time history of kinetic energy of a 10-story structure under a sample of far and near field earthquakes.



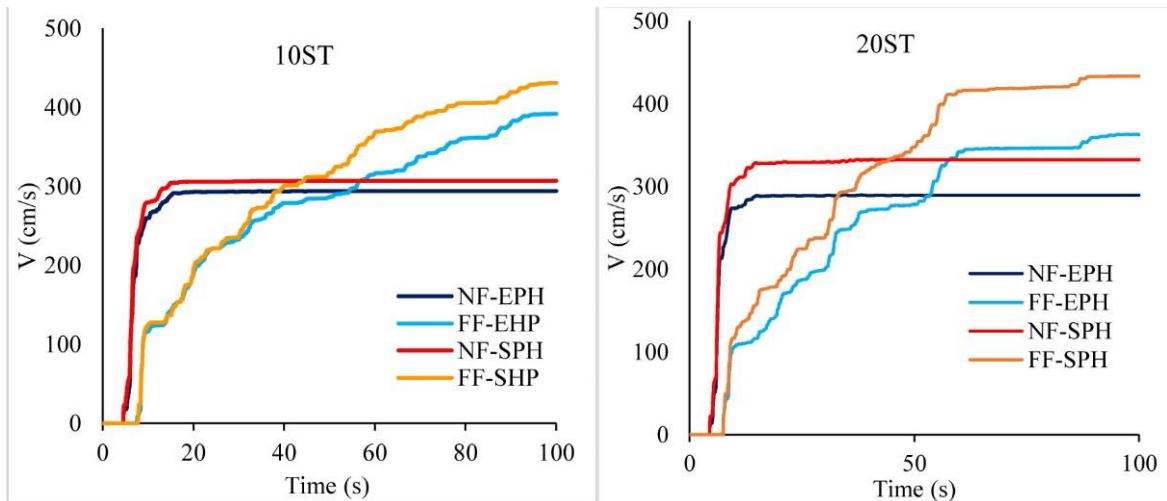
شکل ۱۰. تاریخچه زمانی انرژی میرایی تجمعی سازه ۱۰ طبقه تحت زلزله نمونه حوزه دور و نزدیک.

Fig. 10. Time history of cumulative damping energy of 10-story structures under earthquake samples of far and near basins.

۳-۶- انرژی الاستیک و غیرالاستیک

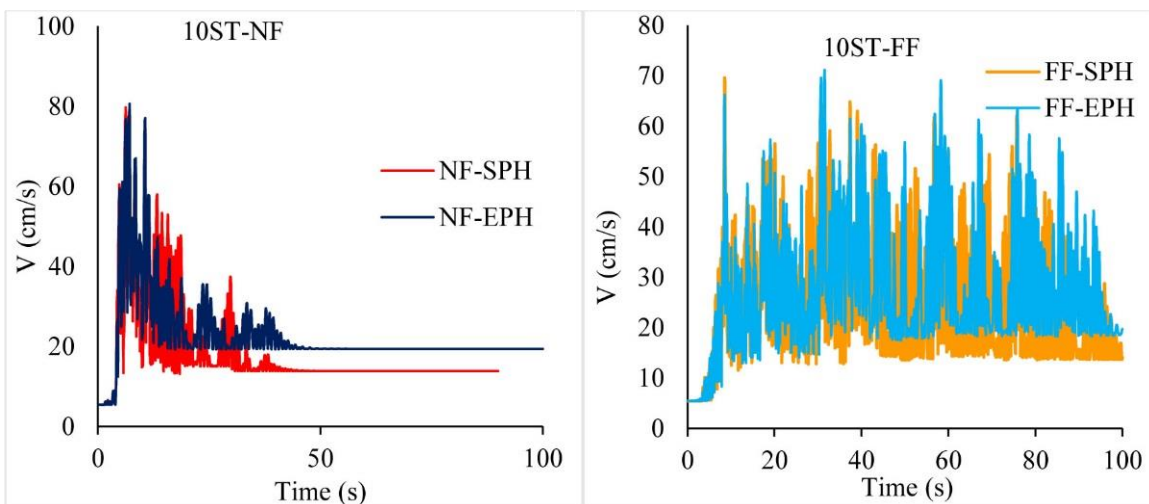
شکل ۱۱ انرژی غیرالاستیک تجمعی مستهلک شده سازه ۱۰ طبقه و ۲۰ طبقه را در مدت زمان ارتعاش سازه‌ها برای زلزله‌های نمونه دور و نزدیک نشان می‌دهد. به دلیل وجود پدیده جهت‌داری در زلزله حوزه نزدیک، نمودار انرژی غیرالاستیک مربوطه یک جهش شدید نشان می‌دهد که در یک بازه زمانی بسیار کوتاه اتفاق می‌افتد، به گونه‌ای که بیش از حدود ۹۰ درصد انرژی غیرارتجاعی در مدت زمان کمتر از ۱۰ درصد مدت ارتعاش زمین رخ می‌دهد.

شکل ۱۰ نمودار انرژی میرایی سازه ۱۰ طبقه را برای زلزله‌های نمونه حوزه دور و حوزه نزدیک نشان می‌دهد. محور افقی مقدار تجمعی انرژی میرایی و محور قائم انرژی نرمال شده به سرعت است. در هر دو سازه EPH و SPH تحت اثر حوزه نزدیک، انرژی میرایی تجمعی با نرخ شدیدی همزمان با ورود پالس سرعت، اوج می‌گیرد که این موضوع در زلزله‌های حوزه دور وجود ندارند.



شکل ۱۱. تاریخچه زمانی انرژی غیرالاستیک تجمعی سازه‌ها طبقه تحت زلزله نمونه حوزه دور و نزدیک.

Fig. 11. Time history of cumulative damping energy of 10-story structures under earthquake samples of far and near basins.

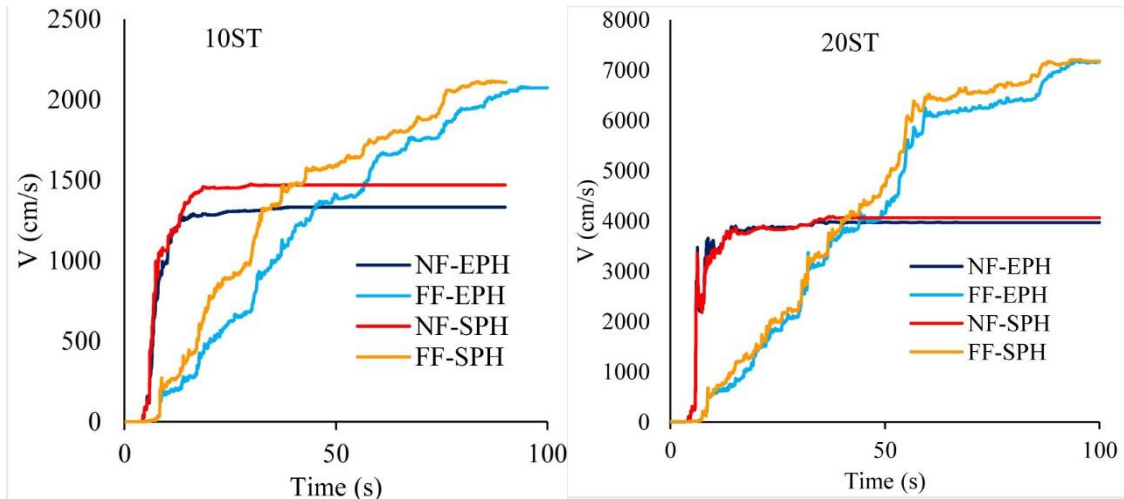


شکل ۱۲. تاریخچه زمانی انرژی الاستیک سازه ۱۰ طبقه تحت زلزله نمونه حوزه دور و نزدیک.

Fig. 12. Time history of elastic energy of a 10-story structure under a sample of far and near field earthquakes.

SPH بیشتر از سازه EPH باشد و این نتیجه برای زلزله دیگر می‌تواند برعکس باشد که این موضوع به مشخصات سازه و مشخصه‌های نگاشت زلزله نظیر محتوای فرکانس آن‌ها ربط دارد. نمودار انرژی الاستیک سازه‌ها؛ در مدت زمان ارتعاش آن‌ها در شکل ۱۲ ترسیم شده‌اند. محور قائم سرعت معادل است. روند کلی نمودارها مشابه با روند نمودار انرژی جنبشی است.

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 فوق الذکر در مورد سایر زلزله‌های حوزه نزدیک و دور نیز اغلب صدق می‌کند که در این مقاله نمودار آن‌ها ارائه نشده است. همچنین توجه شود که برای یک زلزله مفروض، ممکن است انرژی غیرالاستیک تجمعی در سازه



شکل ۱۳. نمودار انرژی کل ورودی به سازه‌ها تحت زلزله نمونه حوزه دور و نزدیک. ۶-۵- توزیع انرژی در ارتفاع

13. Diagram of total energy input to structures under earthquake samples from near and far basins. 6-5- Energy distribution at height.

در حدود تراز نزدیک پایه است که این موضوع تحت اثر زلزله حوزه دور در ارتفاع حدود $0.3H$ رخ می‌دهد.

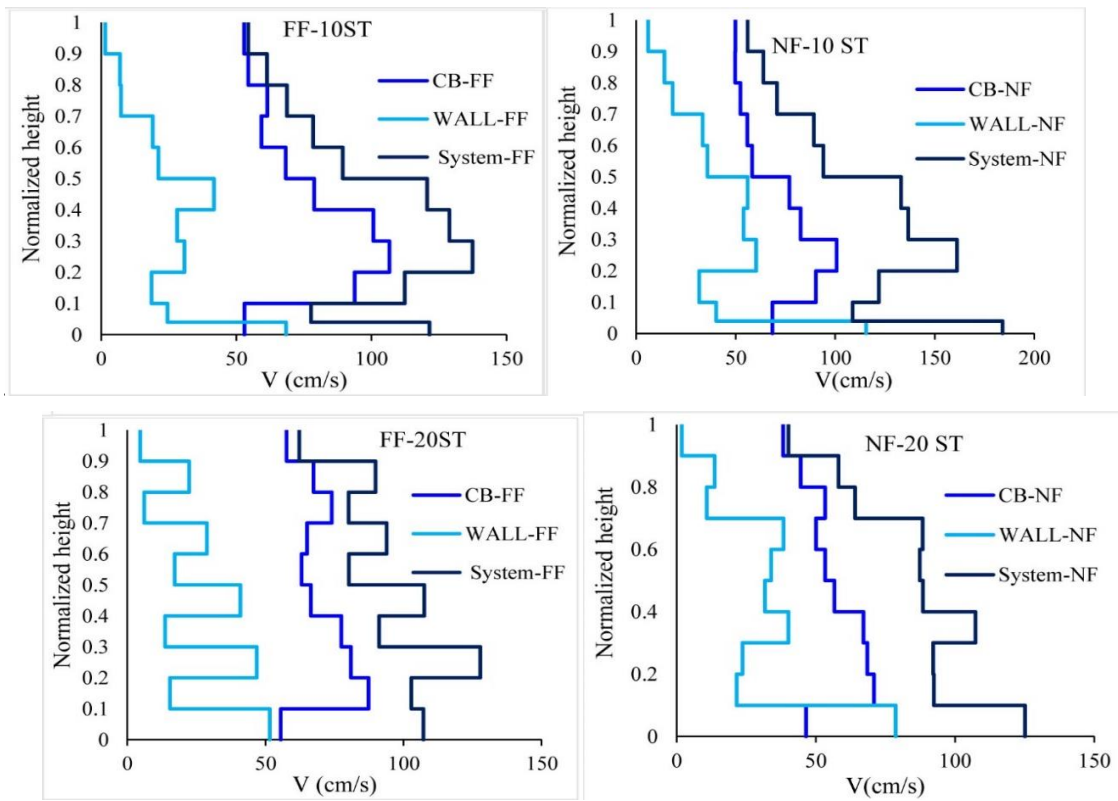
بیشترین اتلاف ناشی از تیر کوبله در ارتفاع حدود $0.2H$ تا $0.3H$ رخ می‌دهد. توجه شود که برخلاف پروفیل اتلاف انرژی غیرالاستیک تیر کوبله، بیشترین استهلاک انرژی غیرالاستیک مربوط به دیوار در همه موارد در تراز پایه رخ داده است که نشان از گسترش پلاستیسیته شدیدتر در پای دیوار دارد.

شکل ۱۵ متوسط توزیع انرژی غیرالاستیک در ارتفاع سازه مدل SPH 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. توجه شود که در رویکرد SPH صرفاً ده درصد پای هسته بتن مسلح اجازه پلاستیک شدن دارد و نواحی بالاتر به دلیل مدل‌سازی الاستیک، امکان گسترش پلاستیسیته وجود ندارد، بنابراین انرژی غیرالاستیک نیز صرفاً در پای سازه دارای مقدار است؛ اما به دلیل آن که 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؛ به طور متوسط مقدار نیاز انرژی غیرالاستیک در پای دیوار SPH تحت اثر نگاشت حوزه نزدیک حدود $1/1$ برابر پای دیوار EPH است و این ضریب برای نگاشت حوزه دور عدد $1/15$ است. در رویکرد SPH، مقدار انرژی غیرالاستیک در ارتفاع بالاتر از نزدیک پای سازه مختص به تیر کوبله است و توزیع آن در کل ارتفاع تقریباً حالت یکسان یا ثابتی دارد.

۶-۴- انرژی ورودی

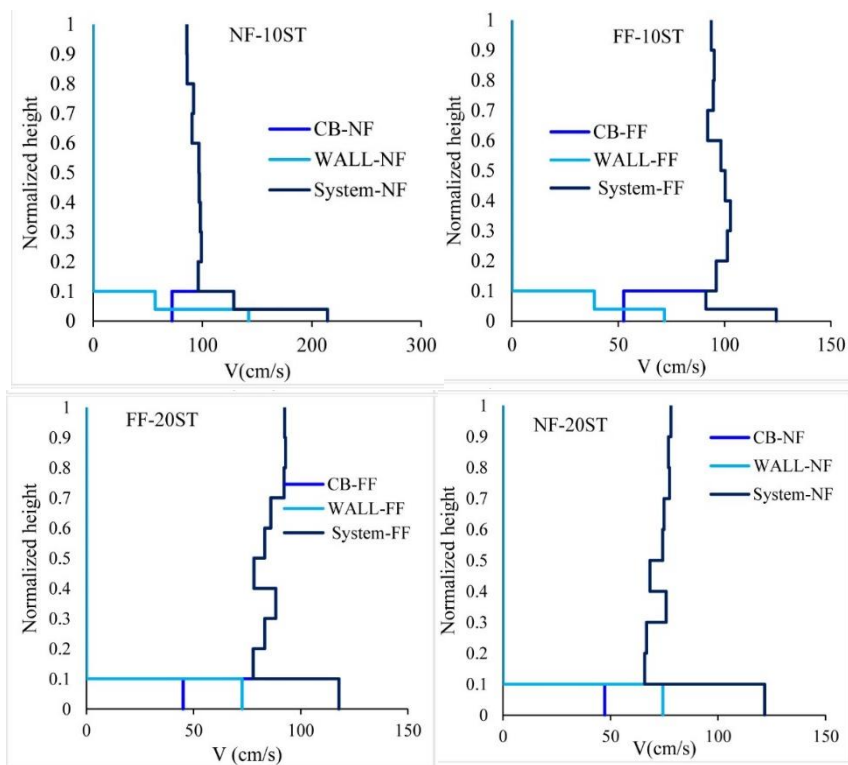
شکل ۱۳ نمودار انرژی کل ورودی به سازه‌ها را برای زلزله‌های نمونه نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که انرژی ورودی به سازه‌ها تحت زلزله حوزه دور به تدریج و در طول مدت زمان زلزله با شیب ملایم صورت می‌گیرد، در حالی که تحت اثر زلزله حوزه نزدیک، قسمت اعظم انرژی ورودی در مدت زمان کوتاهی اتفاق می‌افتد که این موضوع به علت اثر جهت‌داری در نگاشت‌های حوزه نزدیک است. در واقع افزایش ناگهانی در نمودار انرژی ورودی همزمان با رسیدن پالس ناشی از اثر جهت‌داری به سازه رخ می‌دهد. شکل نشان می‌دهد که تغییرات نیاز انرژی ورودی هم به مشخصات نگاشت زلزله و هم به مشخصات سازه (SPH و EPH) بستگی دارد.

شکل ۱۴ متوسط توزیع انرژی غیرالاستیک در ارتفاع سازه مدل EPH 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. ملاحظه می‌شود که در رویکرد EPH، استهلاک انرژی در کل ارتفاع سازه رخ می‌دهد. به علاوه به طور متوسط سهم دیوار از استهلاک انرژی غیرالاستیک در تراز نزدیک پایه تحت زلزله‌های حوزه نزدیک حدود ۴۰ درصد بیشتر از سهم تیرهای کوبله است که این مطلب در ترازهای بالاتر بالعکس است. این موضوع برای زلزله‌های حوزه دور شدت کمتری دارد و سهم دیوار از استهلاک انرژی غیرالاستیک در تراز نزدیک پایه حدوداً برابر با مقدار مربوط به تیرهای کوبله است. موقعیت بیشترین استهلاک انرژی غیرالاستیک حاصل از مجموع دیوار و تیر کوبله تحت زلزله حوزه نزدیک



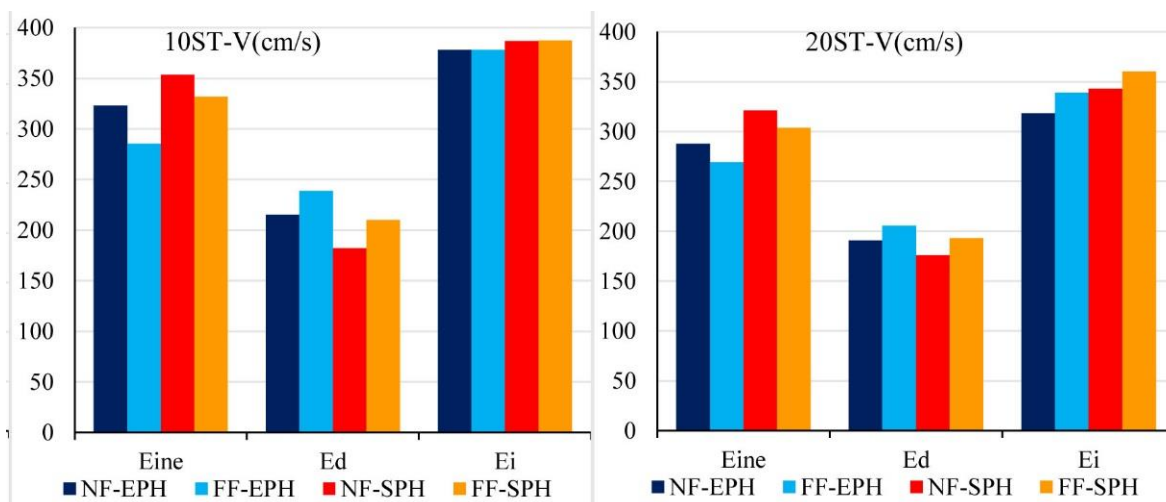
شکل ۱۴. متوسط توزیع انرژی غیرالاستیک در ارتفاع هسته بتن مسلح EPH تحت اثر کل زلزله‌های حوزه دور و نزدیک

Fig. 14. Diagram of total energy input to structures under earthquake samples from near and far basins.



شکل ۱۵. متوسط توزیع انرژی غیرالاستیک در ارتفاع هسته بتن مسلح SPH تحت اثر کل زلزله‌های حوزه دور و نزدیک.

Fig. 15. Diagram of total energy input to structures under earthquake samples from near and far basins.



شکل ۱۶. مقدار متوسط انرژی میرایی، انرژی غیرالاستیک و انرژی ورودی تحت اثر کل زلزله‌های حوزه دور و نزدیک

Fig. 16. Average values of damping energy, inelastic energy and input energy under the effect of total earthquakes in the near and far basins.

۷۷ و ۲۳ درصد است. دلیل افزایش سهم تیر کوپله از انرژی غیرالاستیک در حالت SPH آن است که دیوار در ۹۰ درصد از ارتفاع خود الاستیک عمل کرده و سهم دیوار کاهش می‌یابد و بنابراین سهم مشارکت تیر کوپله در انرژی غیرالاستیک افزایش خواهد یافت. همچنین مشاهده می‌شود که در هر دو رویکرد SPH و EPH تحت زلزله‌های حوزه نزدیک به طور کلی سهم تیرهای کوپله بتن مسلح از انرژی غیرالاستیک کمتر از سهم متناظر آن‌ها تحت زلزله‌های حوزه دور است.

۷- نتیجه‌گیری

این پژوهش به بررسی انواع نیازهای انرژی در دیوارهای کوپله می‌پردازد که در آن‌ها دو دیوار بتن مسلح توسط تیرهای بتن مسلح به یکدیگر متصل شده‌اند. در ابتدا سازه‌ها با به کارگیری روش تحلیل طیفی طبق آیین‌نامه‌های معتبر طراحی شد. سپس مدل غیرخطی سازه در نرم‌افزار PERFORM-3D با به کارگیری المان‌های فایبری تهیه و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت اثر زلزله‌های دور و نزدیک گسل انجام شد. انواع انرژی شامل انرژی ورودی، انرژی جنبشی، انرژی میرایی و انرژی غیرالاستیک مورد بررسی قرار گرفت و مشارکت و سهم دیوار و تیر کوپله بتن مسلح در اتلاف انرژی مطالعه شد. در تحلیل غیرخطی دو رویکرد مورد پژوهش قرار گرفت که شامل رویکرد مفصل یگانه و رویکرد مفصل گسترده برای دیوار بتن مسلح

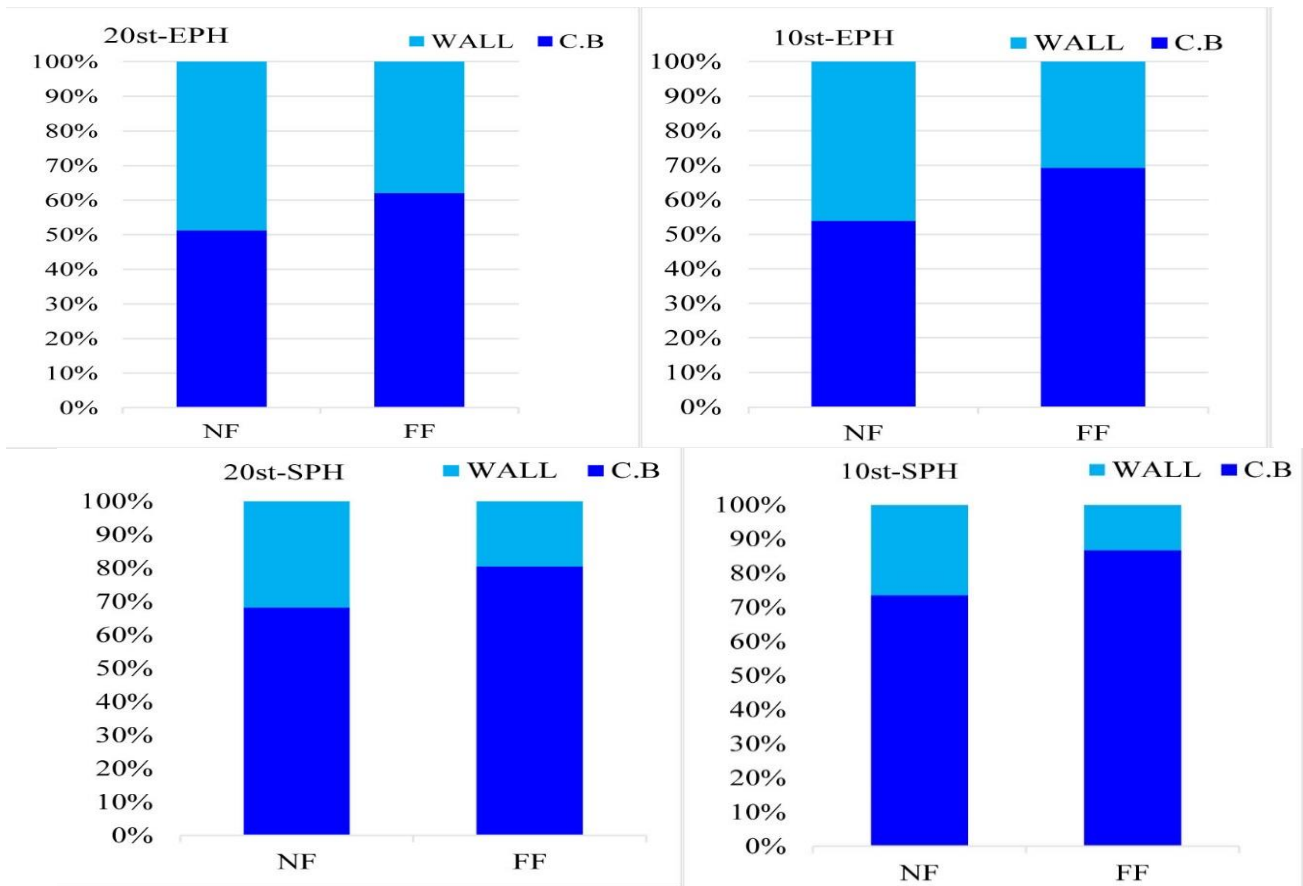
۶-۵- مقایسه متوسط انرژی مجموعه دور و نزدیک

شکل ۱۶ مقدار متوسط انرژی میرایی، انرژی غیرالاستیک و انرژی ورودی را برای سازه‌های ده و بیست طبقه تحت اثر کل زلزله‌های حوزه دور و نزدیک نشان می‌دهد.

به طور کلی، مقدار انرژی ورودی ذکر شده در سازه‌های SPH بیشتر از سازه‌های EPH است، اما اختلاف آن نسبتاً ناچیز بوده و حدوداً کمتر از ۵ درصد است. این موضوع نشان می‌دهد که در سازه SPH وضعیت پلاستیک شدگی وخیم‌تر است زیرا انرژی غیرالاستیک در این سازه در مقایسه با رویکرد EPH در نواحی محدودتری باید مستهلک شود و این موضوع به معنی وقوع خرابی‌های بیش‌تر در نواحی غیرالاستیک است.

یکی از موضوعات مورد توجه در این پژوهش عبارت است از نسبت مشارکت دیوار و تیر کوپله در انرژی غیرالاستیک. شکل ۱۷ متوسط درصد انرژی غیرالاستیک مستهلک شده توسط هر کدام از دو مجموعه دیوار بتن مسلح و مجموعه تیر کوپله را تحت اثر کل زلزله حوزه دور و کل زلزله حوزه نزدیک در سازه‌های مورد بررسی به تصویر می‌کشد.

در همه سازه‌ها سهم تیر کوپله در اتلاف انرژی غیرالاستیک از سهم دیوار بتن مسلح بیشتر است. به طور متوسط در رویکرد EPH، سهم تیرهای کوپله حدود ۶۰ درصد و سهم دیوار بتن مسلح حدود ۴۰ درصد از انرژی غیرالاستیک را شامل می‌شود و این اعداد در رویکرد SPH به ترتیب حدود



شکل ۱۷. 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. 17. Average percentage of inelastic energy consumed by each of the two sets of reinforced concrete cores and one set of bridges under the effect of the total earthquake of the distant basin and the total earthquake of the near basin.

انرژی غیرالاستیک با زمان رسیدن پالس سرعت به سازه همخوان است. به طور کلی، مقدار انرژی ورودی در رویکردهای SPH بیشتر از سازه‌های EPH است، اما اختلاف آن نسبتاً ناچیز بوده و حدوداً کمتر از ۵ درصد است. این موضوع نشان می‌دهد که در رویکرد SPH وضعیت پلاستیک شدگی وخیم‌تر است زیرا انرژی غیرالاستیک در این سازه در مقایسه با رویکرد EPH در نواحی محدودتری (در دیوار صرفاً در پای آن) باید مستهلک شود و این موضوع به معنی وقوع خرابی‌های بیش‌تر در نواحی غیرالاستیک پای دیوار است. موقعیت بیشترین استهلاک انرژی غیرالاستیک حاصل از مجموع دیوار و تیر کوپله تحت زلزله حوزه نزدیک در حدود تراز نزدیک پایه است که این موضوع تحت اثر زلزله حوزه دور در ارتفاع حدود $0.3H$ رخ می‌دهد. بیشترین اتلاف ناشی از تیر کوپله در ارتفاع حدود $0.2H$ تا $0.3H$ رخ می‌دهد. در حالی که بیشترین استهلاک انرژی غیرالاستیک مربوط به دیوار

بود. در رویکرد مفصل یگانه (SPH)، فقط در پای دیوار بتن مسلح اجازه مفصل پلاستیک داده می‌شود و بقیه نواحی دیوار به صورت الاستیک مدل می‌شود و در رویکرد مفصل گسترده (EPH)، در کل دیوار قابلیت گسترش پلاستیسیته وجود دارد. نتایج با تایید گزارشات سایر محققین نشان داد در زمان‌های نخستین ارتعاش سازه، کل انرژی ورودی (E_i) به صورت انرژی الاستیک است که در ادامه متناوباً به انرژی جنبشی (E_k) تبدیل می‌شود و برعکس؛ اما پس از ورود سازه به محدوده پلاستیک، انرژی غیرالاستیک (E_{ine}) و انرژی میرایی (E_d) نیز از انرژی ورودی سهم پیدا می‌کنند. به دلیل وجود پدیده جهت‌داری در زلزله حوزه نزدیک، مقدار انرژی غیرالاستیک سازه یک جهش شدید نشان می‌دهد که در یک بازه زمانی بسیار کوتاه اتفاق می‌افتد، به گونه‌ای که بیش از حدود ۸۵ درصد انرژی غیرارتجاعی در مدت زمان کمتر از ۱۰ درصد مدت ارتعاش زمین رخ می‌دهد و شروع افزایش شدید

Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Calif, USA, 1956, pp. 1-13.

- [10] K.A. Beiraghi H , Kafi MA, 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) (2016) 801-820.
- [11] B. H, Seismic response of dual structures comprised by Buckling-Restrained Braces (BRB) and RC walls, *Structural Engineering and Mechanics*, 72(4) (2019) 443-454.
- [12] B. H, Incremental dynamic analysis of coupled tall reinforced concrete walls subjected to far-field and near-field earthquakes *Ingegneria Sismica*, 37(3) (2020) 1-26.
- [13] Baker JW Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis, in: *Bulletin of the Seismological Society of America*, 2007, pp. 1486–1501.
- [14] V. D, Seismic response of mega buckling-restrained braces subjected to fling-tep and forward-directivity near-fault ground motions, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, (2014).
- [15] B. H, Fragility assessment of shear walls coupled with buckling restrained braces subjected to near-field earthquakes, *Steel and Composite Structures*., 33(3) (2019) 389-402.
- [16] B. H, Near-fault ground motion effects on the responses of tall reinforced concrete walls with buckling-restrained brace outriggers, *Scientia Iranica A* 25(4) (2018) 1987-1999.
- [17] B. 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 A*, (article in press).
- [18] C. AK, *Dynamics of structures*, Prentice-Hall, New Jersey, 2001.
- [19] H. X, Zhang *Seismic Performance of Reinforced Concrete Coupled Walls with Segmental Coupling Beams*, *Civil Engineering*, 2019 (2019) 16.

در همه موارد در تراز پایه رخ داده است که نشان از گسترش پلاستیسیته شدیدتر در پای دیوار دارد. در همه سازه‌ها سهم تیر کوپله در اتلاف انرژی غیرالاستیک از سهم دیوار بتن مسلح بیشتر است. به طور متوسط در رویکرد EPH سهم تیرهای کوپله حدود ۶۰ درصد و سهم دیوار بتن مسلح حدود ۴۰ درصد از انرژی غیرالاستیک را شامل می‌شود و این اعداد در رویکرد SPH به ترتیب حدود ۷۷ و ۲۳ درصد است. دلیل افزایش سهم تیر کوپله از انرژی غیرالاستیک در رویکرد SPH آن است که دیوار در ۹۰ درصد از ارتفاع خود الاستیک عمل کرده و سهم دیوار کاهش می‌یابد و بنابراین سهم مشارکت تیر کوپله در انرژی غیرالاستیک افزایش خواهد یافت.

منابع

- [1] J. Zhao, Wang, J The influence of double-layer steel plate materials on the earthquake resistance of building shear walls, *Ingegneria Sismica*, 36(2) (2019) 13.
- [2] H. Zhou, Li J, Comparison study of two criteria for identification of structural dynamic stability, *Science China Technological Sciences*, 62(5) (2019) 856-867.
- [3] J. Li, Zhou, H., Ding, Y. Stochastic seismic collapse and reliability assessment of high-rise reinforced concrete structures, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 27(2) (2018).
- [4] C.S. Association, *CSA Standard A23.3-04*, in: *Design of Concrete Structures*, Canada 2005.
- [5] StandardsNewZealand, *NZS 3101. NewZealand Standard*, in: *Part 1—The Design of Concrete Structures*, Wellington:New Zealand, 2006.
- [6] B. H, Energy demands in reinforced concrete wall piers coupled by buckling restrained braces subjected to near-fault earthquake, *Steel and Composite Structures*., 27(6) (2018) 703-716
- [7] B.J. Paulay T, Diagonally reinforced coupling beams of shear walls, shear in reinforced concrete, *ACI Special Publication SP 42(1)* (1974) 579–598.
- [8] S.T. FOX MJ, BEYER K, Capacity Design of Coupled RC Walls, *Journal of Earthquake Engineering*, 18 (2014) 735–758.
- [9] H. GW, Limit design of structures to resist earthquakes, in: *1st World Conference on Earthquake Engineering*,

- using CSI's Perform 3D nonlinear dynamic analysis, Computers and Structures Inc (2007).
- [28] N. D.A.B, Testing and Modeling of Reinforced Concrete Coupling Beams UNIVERSITY OF CALIFORNIA Los Angeles, *Ingegneria Sismica*, 34(3-4) (2010) 79-91.
- [29] PERFORM-3D, in: Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures, Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, 2011.
- [30] P. M, Dual-plastic hinge design concept for reducing higher-mode effects on high-rise cantilever wall buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38 (2009) 1359–1380.
- [31] L.A.T.B.S.D. Council, LATBSDC, in: An Alternative Procedure For Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region, 2011.
- [32] M. JB, P. MJN, P. R, Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 114(8) (1988) 1804-1826.
- [33] M.a.A.C.f. Seismic, ATC-72, in: Applied Technology Council, 2010.
- [34] F.E.M. Agency, FEMA P695, in: Quantification of Building Seismic Performance Factors (ATC-63 Project) Washington D.C, 2009.
- [20] B. JW, Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis, 2007.
- [21] P.G. Somerville, Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity, *Seismol. Res. Lett*, 68(1) (1997) 199–222.
- [22] A.S.o.C. Engineers, ASCE/SEI 7-2010, in: Minimum design loads for buildings and other structures, Reston, VA, 2010.
- [23] A.C. 318, ACI 318-11, in: Building code requirements for structural concrete and commentary, Farmington Hills, 2011.
- [24] F. Hills, Pacific earthquake engineering research/seismic safety commission tall building design case study, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 19(2) (2010) 197-256.
- [25] I. Computers and Structures, PERFORM-3D User Guide, in: Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures, Berkeley CA, 2006.
- [26] O. K, Flexural Modeling of reinforced Concrete Walls- Experimental Verification, *ACI Structural Journal*, 103(2) (2006) 196-206.
- [27] P. G, Detailed example of a tall shear wall building

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

H. Beiraghi , E. Momen Abadi, *Energy demands in reinforced concrete coupled walls under near and far field earthquakes with different approaches to the occurrence of wall plasticity* , *Amirkabir J. Civil Eng.*, 55(1) (2023) 225-244.

DOI: 10.22060/ceej.2022.19141.7086

