

ارزیابی آسیب در اتصالات قاب خمشی به کمک تبدیل هیلبرت - هوآنگ

غلامرضا قدرتی امیری* (استاد)

مهیار طالبزاده (کارشناس ارشد)

میثم طالبی (کارشناس ارشد)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

زهرا تبریزیان (دانشجوی دکتری)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۳۹۵ (۱۱-۳-۲)
دوری ۲-۳۲، شماره ۱/۱، ص. ۱۱-۳

گذشت زمان و بارهای تصادفی از مواردی هستند که سلامت سازه را مورد تهدید قرار می‌دهند. تشخیص آسیب احتمالی سازه، نقش مهمی در کاهش میزان خسارت‌های اقتصادی و اجتماعی ایفاء می‌کند. در این نوشتار، روشی برای تعیین موقعیت و شدت آسیب به‌وجودآمده در اتصالات قاب‌های خمشی با بهره‌گیری از ویژگی‌های مودال سازه ارائه شده است. در این روش با استفاده از پردازش شتاب پاسخ ارتعاش آزاد سازه به کمک تبدیل هیلبرت - هوآنگ، بسامدهای طبیعی و شکل‌های مودی سازه تخمین زده شده و با مقایسه‌ی انحناء شکل‌های مودی محاسباتی در وضعیت‌های مختلف سازه، اقدام به شناسایی آسیب در سازه شده است. صحت روش ارائه‌شده بر روی یک قاب خمشی ۷ طبقه بتنی و یک قاب خمشی ۵ طبقه فولادی مورد بررسی قرار گرفته و نتایج نشان داده است که با توجه به استفاده از تعداد معدودی از مودهای سازه، روش ارائه‌شده بسیار کارآمد است و بنابراین در پایش سلامت سازه‌های واقعی مؤثر خواهد بود.

واژگان کلیدی: اتصالات قاب خمشی، پایش سلامتی سازه‌ها، تبدیل هیلبرت - هوآنگ، انحناء شکل مودی.

ghodrati@iust.ac.ir
mahyar_talebzadeh@civileng.iust.ac.ir
mei_talebi@civileng.iust.ac.ir
zahra_tabrizian@nit.ac.ir

۱. مقدمه

می‌شده است. پیشرفت‌های اخیر در حوزه‌ی تکنولوژی حس‌گرها و انتقال بی‌سیم داده‌ها منجر به مقرون به صرفه‌تر شدن و در نتیجه توسعه‌ی هر چه بیشتر روش‌های مبتنی بر سیگنال شده است.^[۴]

روش‌های معمول شناسایی آسیب در سیستم بر این فرض استوارند که گستره‌ی وسیعی از داده‌های اندازه‌گیری‌شده در محدوده‌ی زمانی موجود است. از این رو، روش‌های مختلفی برای شناسایی سیستم ارائه شده است. به‌طور کلی روش‌های شناسایی آسیب، ابزارهای هوشمندی مبتنی بر پردازش پاسخ سازه‌ها به‌منظور تشخیص تغییرات احتمالی در آن‌ها هستند.^[۵] از آنجایی که پارامترهای مودال مانند بسامدهای طبیعی و شکل‌های مودی، کمیت‌های کلیدی در بررسی رفتار دینامیکی سازه هستند،^[۶] روش‌های جامع شناسایی آسیب، این پارامترها را به‌منظور تشخیص آسیب‌دیدگی مورد بررسی قرار می‌دهند.^[۲]

یکی از روش‌های مبتنی بر سیگنال، بر پایه‌ی بررسی شکل‌های مودی سازه است. شکل مودی، پارامتر منحصربه‌فردی از سازه است؛ که بسیاری از پژوهشگران بر این باورند که شکل مودی می‌تواند به‌عنوان یک شاخص قابل اطمینان در بررسی سلامت سازه مورد استفاده قرار گیرد. از این رو روش‌های متعددی برای تخمین خسارت سازه بر مبنای شکل مودی یا مشتقات آن ارائه شده است. اندازه‌گیری شکل

توسعه‌ی سازه‌های هوشمند و پایش سلامت سازه در رشته‌ی مهندسی عمران در دهه‌های اخیر، اهمیت خاصی داشته و توجه جامعه‌ی دانشگاهی، پژوهشگران و صنعت را به خود جلب کرده است. بررسی روش‌های پایش، جمع‌آوری و پردازش داده‌ها، آنالیز و تفسیر داده‌های اندازه‌گیری‌شده و تصمیم‌گیری در مورد آن‌ها، خود نیازمند تخصص ویژه است. ابداع انواع مختلف روش‌های پردازش و شیوه‌های آنالیز، به‌طور چشم‌گیری فاصله‌ی بین مفاهیم و کاربرد عملی آن‌ها را کاهش داده و این امکان را فراهم آورده است تا با استفاده از سیستم‌های پایش قابل اطمینان، بتوان رفتار سازه را در مراحل مختلف ساخت و بهره‌برداری کنترل کرد.^[۳-۱]

سیستم‌های کنترل سازه به‌گونه‌ی تنظیم می‌شوند تا رفتار سازه را در اثر ارتعاشات طبیعی و اجباری مورد بررسی قرار دهند. سیستم‌های کنترل، باید داده‌های اندازه‌گیری‌شده توسط حس‌گرهای متصل به سازه را جمع‌آوری و نگهداری کنند. در ابتدا از کابل برای ارتباط بین حس‌گرها و محل نگهداری و پردازش آن‌ها استفاده

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۲/۳/۱۲، اصلاحیه ۱۳۹۳/۴/۱۴، پذیرش: ۱۳۹۳/۴/۲۱.

مودی سازه‌ها می‌تواند با استفاده از یک تحریک متمرکز و تعداد بیشتری حس‌گر و یا یک مولد متحرک و یک یا تعداد بیشتری حس‌گر ثابت انجام شود. روش‌های بسیاری جهت استخراج شکل‌های مودی براساس تحلیل مودال در محدوده‌ی زمانی ارائه شده است. [۷-۱۳]

در صورتی‌که شدت خسارت وارده بسیار بالا نباشد، سیگنال‌هایی که از حس‌گرهای نصب‌شده در سازه به‌دست می‌آیند، را نمی‌توان مستقیماً و به‌منظور تعیین و تشخیص آسیب در سازه به‌کار برد. بنابراین این سیگنال‌ها باید پردازش شوند، تا بتوان اطلاعات موردنیاز درخصوص پارامترهای سازه‌ی را برای فرایند شناسایی خسارت از آن‌ها استخراج کرد. برخی پژوهشگران در سال ۱۹۹۸، روشی جدید برای آنالیز داده‌ها براساس تفکیک مودی تجربی ارائه کرده‌اند. این روش، سیگنال را به مؤلفه‌های تک بسامدی تجزیه می‌کند و مجموعه‌ی از توابع مود ذاتی را تولید می‌کند. ترکیب روش تفکیک مودی و تبدیل هیلبرت، با عنوان تبدیل هیلبرت - هوانگ (HHT) شناخته می‌شود. هدف از تبدیل هیلبرت، به‌دست آوردن بسامد و دامنه‌ی آنی توابع مود ذاتی و فراهم‌کردن توزیع دامنه نسبت به زمان و بسامد است. [۱۴-۱۶]

در این نوشتار، ابتدا در بخش دوم به تفسیر روش هیلبرت - هوانگ به همراه روش تفکیک مودی تجربی پرداخته شده است. در قسمت سوم، روشی برای استخراج شکل‌های مودی بر پایه‌ی داده‌های خروجی سازه‌های چند درجه آزادی، بر مبنای تبدیل هیلبرت - هوانگ پیشنهاد شده است. با بررسی میزان تغییرات انحناء شکل مودی، روشی برای شناسایی آسیب در بخش چهارم ارائه شده و صحت روش ارائه‌شده، در بخش پنجم بر روی دو قاب ساختمانی ۵ و ۷ طبقه مورد بررسی قرار گرفته است.

۲. تبدیل هیلبرت - هوانگ

آنالیز داده‌ها یکی از راه‌های مؤثر در شناسایی ویژگی‌های یک پدیده است. در گذشته، بیشتر روش‌های پردازش داده‌ها شامل محدودیت‌هایی بودند که سبب ضعف آن‌ها در پردازش انواع مختلف داده‌ها می‌شده است. تبدیل هیلبرت - هوانگ، که شامل تفکیک مودی تجربی (EMD) ^۲ و تحلیل طیفی هیلبرت (HSA) ^۳ است، روشی نوین در تحلیل داده‌های غیرایستا و غیرخطی است. EMD بخش کلیدی تبدیل هیلبرت - هوانگ است، که هر نوع داده‌ی پیچیده را به تعداد محدودی تابع مودی ذاتی (IMF) ^۴ تفکیک می‌کند. بسامد آنی حاصل از HSA یک IMF، مفهوم فیزیکی دقیق‌تری نسبت به HSA یک سری زمانی تفکیک‌نشده ارائه می‌دهد. از آنجایی‌که این تفکیک بر مبنای ویژگی‌های محلی داده‌هاست، این روش در پردازش داده‌های غیرخطی و غیرایستا مؤثر خواهد بود. [۱۷، ۱۵]

۱.۲. تحلیل طیفی هیلبرت

تعیین بسامد و دامنه‌ی آنی، روشی برای بیان حالت غیرایستاست. به همین منظور تحلیل طیفی هیلبرت به‌عنوان بخشی از HHT در نظر گرفته شده است. برای یک تابع دلخواه $x(t)$ ، تبدیل هیلبرت آن $y(t)$ ، به‌صورت رابطه‌ی ۱ تعریف می‌شود، که در آن P بیانگر مقدار ویژه‌ی انتگرال منفرد است:

$$y(t) = \frac{1}{\pi} P \int_{-\infty}^{\infty} \frac{x(\tau)}{t - \tau} d\tau \quad (1)$$

با استفاده از تبدیل هیلبرت تابع $x(t)$ ، تابع تحلیلی $z(t)$ ، به کمک معادله‌ی ۲ بیان می‌شود:

$$z(t) = x(t) + jy(t) = a(t)e^{j\theta(t)} \quad (2)$$

در رابطه‌ی ۲، a دامنه‌ی آنی و θ تابع فاز آنی هستند (روابط ۳ و ۴) و $j = \sqrt{-1}$ است:

$$a(t) = (x^2 + y^2)^{1/2} \quad (3)$$

$$\theta(t) = \tan^{-1} \frac{y}{x} \quad (4)$$

در نتیجه، بسامد آنی به‌صورت رابطه‌ی ۵ به‌دست می‌آید:

$$\omega = -\frac{d\theta}{dt} \quad (5)$$

از آنجایی‌که بسامد و دامنه، تابعی از زمان هستند، دامنه می‌تواند به‌صورت تابعی از زمان و بسامد $(H(\omega, t))$ تعریف شود. در نتیجه طیف حاشیه‌ی به‌صورت رابطه‌ی ۶ تعریف خواهد شد، که در آن $[0, T]$ محدوده‌ی تعریف داده‌هاست. طیف حاشیه‌ی، نشان‌دهنده‌ی دامنه‌ی حاشیه‌ی در کل محدوده‌ی داده‌هاست و بیانگر مشارکت هر بسامد است. [۱۷، ۱۵]

$$h(\omega) = \int_0^T H(\omega, t) dt \quad (6)$$

۲.۲. تفکیک تجربی مودی

جداسازی بر این فرض استوار است که در هر نقطه‌ی زمانی، داده‌ها شامل مودهای نوسانی با بسامدهای مختلف باشند. چنانچه هر مؤلفه شرایط خاص اشاره شده در ذیل را ارضاء کند، به‌عنوان یک تابع مود ذاتی در نظر گرفته می‌شود. [۱۷، ۱۵]

- در تمام سیگنال، تعداد اکسترمم‌ها و تعداد برخورد منحنی با محور افقی (تعداد صفرها) باید کمتر از یک واحد اختلاف داشته باشند.
- در هر نقطه، میانگین پوش تعریف‌شده توسط بیشینه‌های محلی و پوش تعریف‌شده توسط کمینه‌های محلی صفر باشد.

با توجه به فرضیات ذکرشده، یک سری زمانی اختیاری می‌تواند در یک فرایند جداسازی، به توابع مودی ذاتی تفکیک شود. پروسه‌ی جداسازی به این شرح است:

۱. تعیین تمامی اکسترمم‌های محلی سیگنال اصلی؛
۲. تعیین پوش بالایی حاصل از اتصال نقاط بیشینه؛
۳. تعیین پوش پایینی حاصل از اتصال نقاط کمینه.

تمامی داده‌ها باید بین پوش‌های بالایی و پایینی قرارگیرند. متوسط پوش بالایی و پایینی m_1 نامیده می‌شود. تفاوت بین اطلاعات m_1 و اولین اختلاف محتوایی است، که با h_1 نمایش داده می‌شود (رابطه‌ی ۷):

$$h_1 = x(t) - m_1 \quad (7)$$

که در آن، h_1 باید شرایط مربوط به یک تابع مود ذاتی را ارضاء کند. در مراحل بعدی جداسازی، h_1 به‌عنوان اطلاعات اصلی (سیگنال اصلی) در نظر گرفته می‌شود (رابطه‌ی ۸):

$$h_1 - m_{11} = h_{11} \quad (8)$$

سالم مطابق رابطه‌ی ۲۰ قابل تعیین است:

$$\Delta \bar{v}_{i,j} = \bar{v}_{i,j}^{(d)} - \bar{v}_{i,j}^{(u)} \quad (20)$$

تغییرات انحناء شکل مودی در هر گره می‌تواند با استفاده از رابطه‌ی ۲۱ نرمال شود و در یک دامنه قرار گیرد:

$$\Delta v_{i,j} = \left[1 + \frac{\Delta \bar{v}_{i,j}}{\max(\Delta \bar{v}_{i,j}) - \min(\Delta \bar{v}_{i,j})} \right]^2 \quad (21)$$

ضریب انحناء آسیب (CDF) به‌عنوان شاخصی از موقعیت آسیب به‌کار می‌رود. ضریب انحناء آسیب برابر با میانگین تغییرات نرمال‌شده‌ی انحناء شکل مودی در تمامی مودهای موردنظر است. ضریب انحناء آسیب برای N مود اول، به کمک رابطه‌ی ۲۲ محاسبه می‌شود:

$$CDF_i = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N \Delta v_{i,j} \quad (22)$$

۵. بررسی صحت عملکرد الگوریتم پیشنهادی

در این بخش صحت عملکرد روش ارائه‌شده بر روی مدل عددی یک قاب ۷ طبقه‌ی دو بُعدی و مدل عددی یک مدل آزمایشگاهی مینا مورد بررسی قرار گرفته است. برای مدل‌سازی از نرم‌افزار متن باز OpenSees استفاده شده است. این نرم‌افزار با جزئیات مختلف و قدرتمند برای شبیه‌سازی عددی سیستم‌های خطی و غیرخطی و همچنین توانایی تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی است.

۱.۵. مدل عددی یک قاب ۷ طبقه

به منظور مدل‌سازی یک قاب یک دهانه‌ی ۷ طبقه‌ی دو بُعدی بتن مسلح، از نرم‌افزار OpenSees ۲,۴,۰ استفاده شده است. عرض دهانه برابر با ۵ متر و ارتفاع هر یک از طبقات برابر با ۳ متر در نظر گرفته شده است. اتصال تیر به ستون توسط فنرهای پیچشی مدل شده است. در حالت سالم سختی فنرها به‌گونه‌ی است که بیانگر شرایط گیرداری باشد. مقاطع تیرها و ستون‌ها به ترتیب 0.3×0.4 متر و 0.55×0.3 متر در نظر گرفته شده است، تا قاب موردنظر شرایط یک سیستم ستون قوی - تیر ضعیف را به خوبی ارضاء کند. شرایط خاک در مدل‌سازی در نظر گرفته نشده و فرض شده است که ستون‌ها به‌صورت گیردار به زمین متصل شده‌اند.^[۲۱] برای مشاهده‌ی پاسخ ارتعاشی سازه، از ۷ حس‌گر نصب‌شده در وسط دهانه‌ی طبقات استفاده شده است. شکل ۱، یک مدل شماتیک از قاب موردنظر به همراه موقعیت‌ها و فنرها را نمایش می‌دهد.

بتن با مقاومت ۲۸ روزه‌ی ۲۰ مگاپاسکال و فولاد با تنش تسلیم ۴۱۵ مگاپاسکال در مدل‌سازی به‌کار گرفته شده است. مساحت آرماتور برای ستون‌ها $10^{-2} \times 1.65$ مترمربع و برای تیرها $10^{-2} \times 3.75$ مترمربع در نظر گرفته شده است. جرم طبقات اول تا ششم برابر با ۳۸۱۶ کیلوگرم و برای طبقه هفتم ۲۶۲۸ کیلوگرم (با فرض وزن مخصوص بتن مسلح برابر با 2400 کیلوگرم بر مترمکعب) منظور شده است. به‌منظور ثبت پاسخ ارتعاش آزاد سازه، ابتدا سازه تحت ارتعاش اجباری ناشی از زلزله‌ی سن فرناندو^۷ با بزرگای $M_w = 6.6$ و $PGA = 0.375$ قرار گرفته و پس از آن شتاب پاسخ ارتعاش آزاد سازه در راستای افقی ثبت شده است. سیگنال‌های ثبت‌شده از طریق هفت حسگر در طبقات مختلف سازه، ابتدا با استفاده

از فیلتر میان‌گذر باتروث^۸ مرتبه‌ی چهارم با پهنای باند ۰/۱ الی ۰/۳ فیلتر و سپس تفکیک مودی تجربی شده‌اند.

شکل ۲، بسامدهای آنی حاصل از تبدیل هیلبرت - هوآنگ مربوط به مدل عددی دو بُعدی در حالت سالم را نشان می‌دهد. همچنین شکل‌های مودی حاصل از نرم‌افزار OpenSees و شکل‌های مودی محاسباتی حاصل از روش پیشنهادی در شکل ۳ نشان داده شده‌اند.

آسیب‌دیدگی سازه، از طریق کاهش سختی فنرهای موجود (در محل اتصال تیر به ستون) صورت می‌گیرد. برای این مدل، ۶ سناریوی مختلف آسیب در نظر گرفته شده است. جدول ۱، سناریوهای مختلف آسیب را نشان می‌دهد.

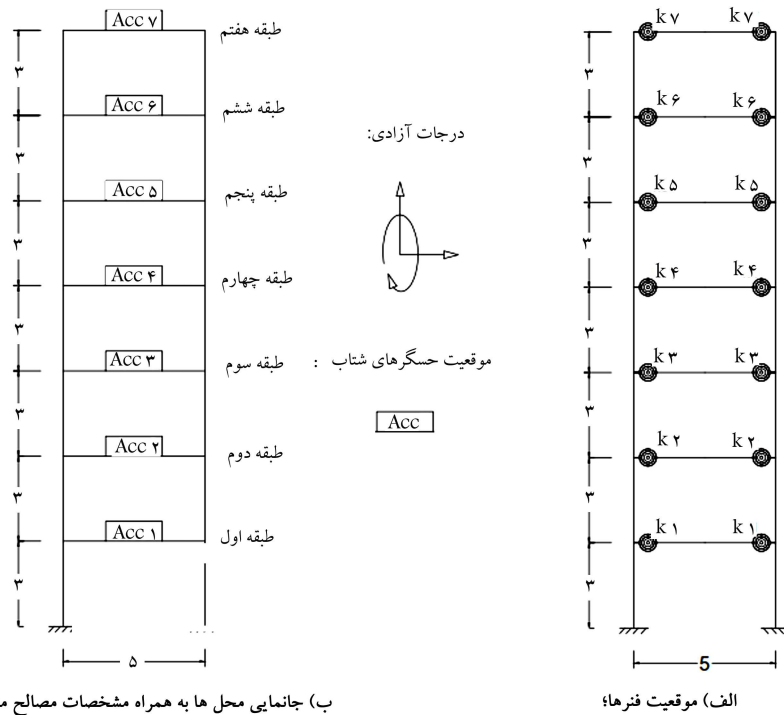
جدول ۲، مقادیر بسامد و مقادیر مربوط به پارامتر معیار اطمینان مودال (MAC)

جدول ۱. الگوی ایجاد آسیب در طبقات مدل.

| سناریو | شدت آسیب دیدگی |
|--------|--------------------------------------|
| ۱ | ۲۰٪ کاهش سختی اتصالات طبقه‌ی ۲ |
| ۲ | ۴۰٪ کاهش سختی اتصالات طبقه‌ی ۲ |
| ۳ | ۲۰٪ کاهش سختی اتصالات طبقه‌ی ۵ |
| ۴ | ۴۰٪ کاهش سختی اتصالات طبقه‌ی ۵ |
| ۵ | ۲۰٪ کاهش سختی اتصالات طبقه‌های ۳ و ۵ |
| ۶ | ۴۰٪ کاهش سختی اتصالات طبقه‌های ۳ و ۵ |

جدول ۲. مقایسه‌ی تغییرات بسامد (هرتز) و روش MAC.

| مود اول | مود دوم | مود سوم | مود چهارم |
|--------------------------|---------|---------|-----------|
| ۱,۷۱۲ | ۵,۹۲۱ | ۱۱,۷۶۵ | ۱۸,۲۴۳ |
| بسامد مدل عددی (سالم) | | | |
| ۱,۷۱۱ | ۵,۹۱۹ | ۱۱,۲۶۱ | ۱۷,۷۸۷ |
| بسامد محاسباتی (سالم) | | | |
| ۹۷,۸۱ | ۸۸,۶۲ | ۴۷,۴۴ | ۹۱,۸۷ |
| MAC (%) | | | |
| ۱,۶۸۳ | ۵,۸۰۲ | ۱۱,۰۳۵ | ۱۷,۵۳۹ |
| بسامد سناریوی آسیب اول | | | |
| ۹۲,۷۴ | ۹۴,۱۴ | ۹۸,۳۳ | ۹۸,۶۹ |
| MAC (%) | | | |
| ۱,۶۷۳ | ۵,۷۵۸ | ۱۰,۸۰۵ | ۱۷,۲۳۹ |
| بسامد سناریوی آسیب دوم | | | |
| ۹۹,۷۹ | ۹۶,۰۲ | ۹۵,۱۶ | ۹۹,۷۲ |
| MAC (%) | | | |
| ۱,۶۷۳ | ۵,۷۶۲ | ۱۰,۸۷۵ | ۱۷,۳۹۴ |
| بسامد سناریوی آسیب سوم | | | |
| ۹۹,۷۰ | ۸۷,۴۵ | ۹۶,۰۳ | ۹۷,۸۵ |
| MAC (%) | | | |
| ۱,۶۷۲ | ۵,۴۷۲ | ۱۰,۷۳۲ | ۱۷,۰۶۷ |
| بسامد سناریوی آسیب چهارم | | | |
| ۹۸,۱۰ | ۶۶,۵۴ | ۷۸,۶۶ | ۷۵,۶۷ |
| MAC (%) | | | |
| ۱,۶۴۱ | ۵,۷۲۰ | ۱۰,۶۹۹ | ۱۷,۱۷۶ |
| بسامد سناریوی آسیب پنجم | | | |
| ۹۹,۰۵ | ۹۳,۶۶ | ۹۳,۰۱ | ۹۹,۸۴ |
| MAC (%) | | | |
| ۱,۶۳۹ | ۵,۴۱۹ | ۱۰,۳۳۲ | ۱۶,۸۴۳ |
| بسامد سناریوی آسیب ششم | | | |
| ۹۳,۶۲ | ۷۰,۲۲ | ۷۷,۰۱ | ۹۳,۴۲ |
| MAC (%) | | | |



شکل ۱. مدل شماتیک قاب ساختمانی. (الف) موقعیت فتراها؛ (ب) جانمایی محل‌ها به همراه مشخصات مصالح مدل شده [۲۱].

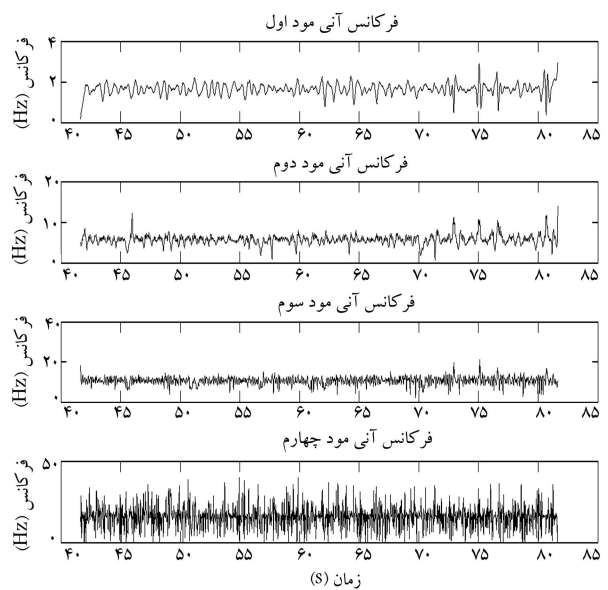
جدول ۳. مشخصات مقاطع ستون و تیر و تیرچه‌ی طبقات.

| مقطع | در جهت x | در جهت y |
|-------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| ستون | $H125 \times 125 \times 6/5 \times 9$ | $H125 \times 125 \times 6/5 \times 9$ |
| تیر | $H100 \times 100 \times 6 \times 8$ | $H150 \times 75 \times 5 \times 7$ |
| تیرچه | $H100 \times 50 \times 5 \times 7$ | $H100 \times 50 \times 5 \times 7$ |

۲.۵. مدل عددی یک ساختمان ۵ طبقه‌ی سه بُعدی

به منظور مدل‌سازی عددی یک سازه‌ی مبنای^۹ سه بُعدی ۵ طبقه‌ی فولادی یک دهانه، از نرم‌افزار OpenSees^{۲,۴,۵} استفاده شده است. این سازه توسط مرکز ملی تحقیقات مهندسی زلزله‌ی^{۱۰} چین ساخته شده است. سازه با مقیاس ۱ به ۲ و با عرض دهانه‌ی ۳ متر در راستای x ، ۲ متر در راستای y و ارتفاع طبقات ۱٫۳ متر است (شکل ۵). اتصالات تیر به ستون به صورت گیردار و وزن تمامی طبقات ۳۶۶۴ کیلوگرم در نظر گرفته شده است. مشخصات مقاطع تیر، ستون و تیرچه‌های سازه در جدول ۳ نشان داده شده است. برای جزئیات بیشتر راجع به مدل، به مراجع [۲۳،۲۴] مراجعه شود.

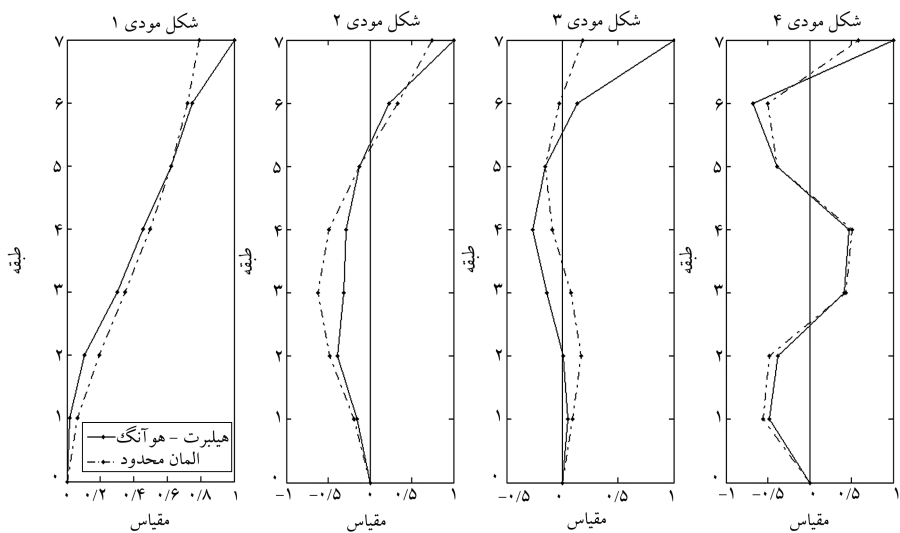
پاسخ ارتعاشی سازه، از ۵ حس‌گر شتاب که در مرکز طبقات نصب شده‌اند و شتاب پاسخ سازه را در جهت x ، ثبت می‌کنند، به دست آمده است. به منظور ثبت پاسخ ارتعاش آزاد سازه، ابتدا سازه تحت ارتعاش اجباری ناشی از زلزله‌ی کوبه^{۱۱} با بزرگای $M = 6/9$ و $g = 0/34$ PGA قرار گرفته است، سپس شتاب پاسخ ارتعاش آزاد سازه در راستای x ثبت شده است. ابتدا سازه‌ی سالم، تحت ارتعاش اجباری ناشی از زلزله‌ی کوبه قرار گرفته و سپس شتاب پاسخ سازه تحت ارتعاش آزاد در راستای افقی ثبت شده است. سیگنال‌های



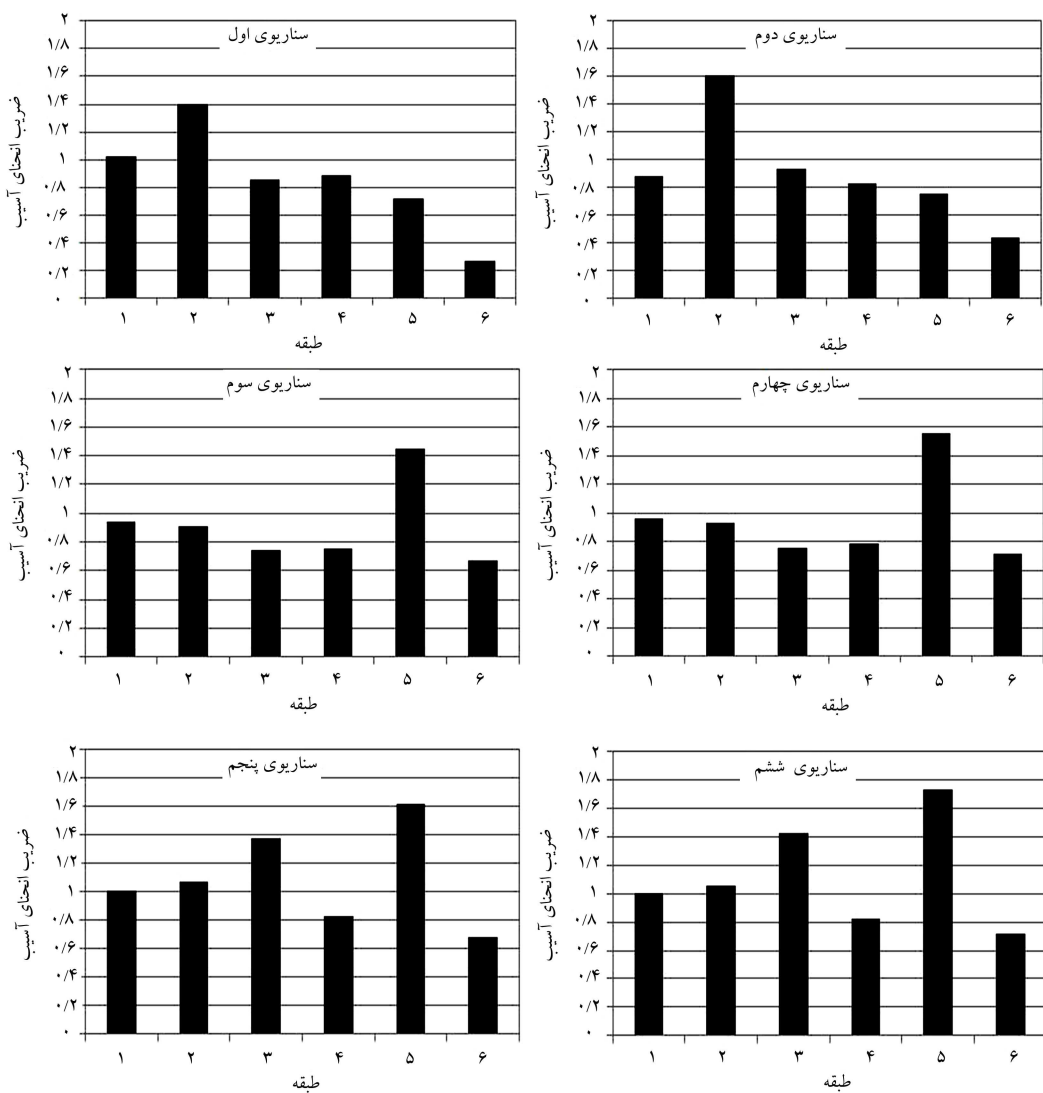
شکل ۲. بسامدهای آنی حاصل از تبدیل هیلبرت - هوانگ مدل دو بُعدی.

را به منظور مقایسه‌ی شکل‌های مودی حاصل از مدل عددی و به دست آمده از الگوریتم پیشنهادی و همچنین مقایسه‌ی سازه‌ی سالم و سناریوهای مختلف آسیب نشان می‌دهد.

ضرایب انحناء آسیب در حالت‌های مختلف و با به‌کارگیری تعداد متفاوت مودها محاسبه شده است. بررسی‌ها نشان می‌دهد که تنها با استفاده از مشخصات ارتعاشی دو مود اول در شناسایی آسیب به کمک الگوریتم پیشنهادی، نتایج با دقت قابل قبولی حاصل می‌شود. شکل ۴، مقادیر CDF را که شاخصی از موقعیت و شدت آسیب‌دیدگی سازه است، برای سناریوهای مختلف آسیب‌دیدگی نشان می‌دهد.



شکل ۳. مقایسه‌ی شکل‌های مودی سازی سالم برای دو حالت نرم افزار OpenSees و روش هیلبرت - هوآنگ.



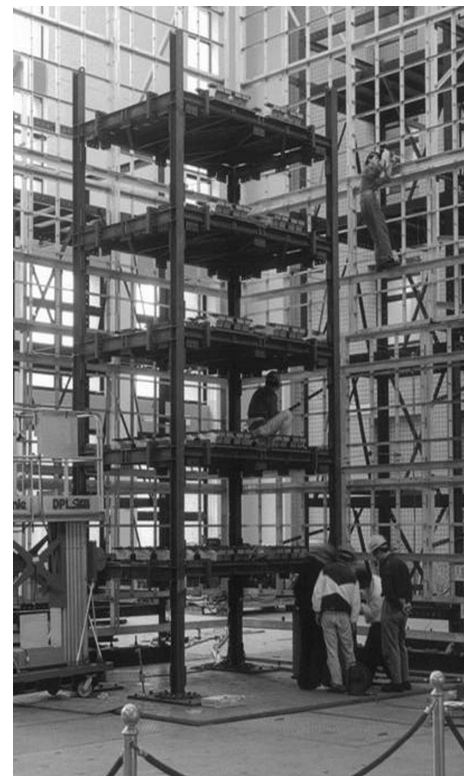
شکل ۴. ضریب انحاء آسیب (CDF) مربوط به سناریوهای مختلف آسیب‌دیدگی مدل دو بُعدی.

جدول ۴. الگوی ایجاد آسیب در طبقات مدل.

| سناریو | موقعیت آسیب |
|--------|--|
| ۱ | مفصل کردن یک انتهای یکی از تیرها در جهت x در طبقه ۳ |
| ۲ | مفصل کردن یک انتهای یکی از تیرها در جهت x در طبقات ۲ و ۴ |

جدول ۵. مقایسه‌ی تغییرات بسامدی (هرتز) و MAC.

| مود سوم | مود دوم | مود اول | |
|---------|---------|---------|-----------------------|
| ۸٫۴۸ | ۴٫۱۳ | ۱٫۴۳ | بسامد مدل عددی (سالم) |
| ۸٫۳۹ | ۴٫۰۷ | ۱٫۴۳ | بسامد محاسباتی (سالم) |
| ۹۱٫۷۸ | ۹۰٫۸۰ | ۹۹٫۶۱ | MAC (%) |
| ۷٫۶۵ | ۳٫۵۵ | ۱٫۲۸ | بسامد سناریو آسیب اول |
| ۴۳٫۲۷ | ۶۴٫۴۰ | ۴۶٫۸۳ | MAC (%) |
| ۷٫۱۰ | ۳٫۰۸ | ۱٫۱۵ | بسامد سناریو آسیب دوم |
| ۴۳٫۶۱ | ۷۰٫۳۳ | ۸۶٫۳۸ | MAC (%) |



شکل ۵. مدل ساختمان ۵ طبقه‌ی مینا ۹۹-۰۰۲-NCREE [۲۳]

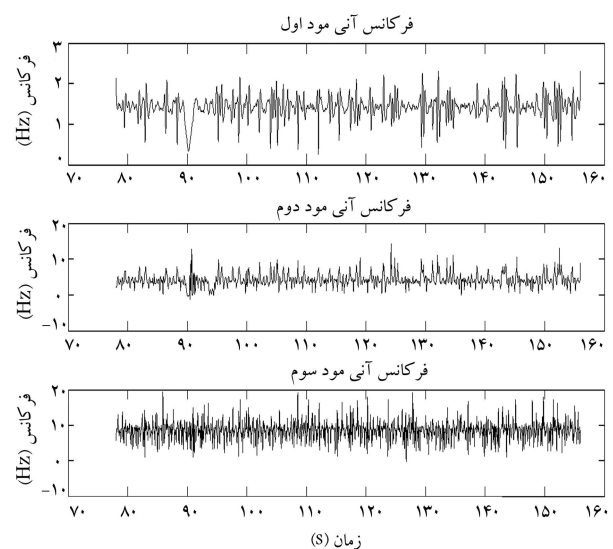
یکی از تیرهای موازی محور x صورت گرفته است. برای مدل مورد استفاده، دو سناریوی مختلف آسیب در نظر گرفته شده است. الگوهای آسیب در طبقات سازه مطابق با جدول ۴ اعمال شده است.

جدول ۵، مقادیر بسامد و پارامتر معیار اطمینان مودال (MAC) را به منظور مقایسه‌ی شکل‌های مودی حاصل از مدل عددی و به دست آمده از الگوریتم پیشنهادی و همچنین مقایسه‌ی سازه‌ی سالم و سناریوهای مختلف آسیب نشان می‌دهد.

بررسی نتایج حاصل از این مدل نیز نشان می‌دهد که فقط استفاده از مشخصات ارتعاشی دو مود اول در شناسایی آسیب به کمک الگوریتم پیشنهادی، نتایج مورد اطمینانی را ارائه می‌دهد. شکل ۸، مقادیر CDF را، که شاخصی از موقعیت و شدت آسیب‌دیدگی سازه است، نشان می‌دهد.

۶. نتیجه‌گیری

در این نوشتار ابتدا به معرفی تبدیل هیلبرت - هوآنگ به منزله‌ی ابزاری برای پردازش داده‌های غیرایستا و غیرخطی پرداخته شده است. سپس نحوه‌ی جداسازی سیگنال‌های مودی از سیگنال اصلی از طریق تفکیک مودی تجربی مورد بحث قرار گرفته است. با استفاده از سیگنال‌های تجزیه‌شده، روشی برای استخراج شکل‌های مودی ارائه و به کمک آنها اقدام به شناسایی آسیب بر مبنای تغییرات انحنای مودی بین دو حالت سازه‌ی آسیب‌دیده و سازه‌ی سالم شده است. الگوریتم پیشنهادی قادر به شناسایی آسیب در سازه‌ها بر مبنای اندازه‌گیری شتاب پاسخ ارتعاش آزاد طبقات است، که با استفاده از آن می‌توان بسامد سازه و شکل مودی مربوط به آن را استخراج کرد. روش پیشنهادی بر روی یک قاب خمشی دو بُعدی ۷ طبقه و یک قاب خمشی سه بُعدی ۵ طبقه مورد بررسی قرار گرفته و مشاهده شده است که بسامدها

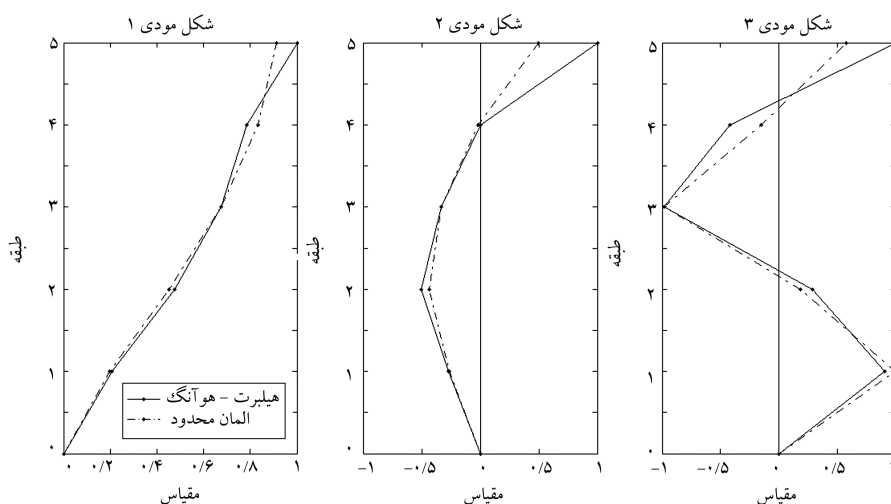


شکل ۶. مقایسه‌ی بسامدهای آنی حاصل از تبدیل هیلبرت - هوآنگ مدل سه بُعدی.

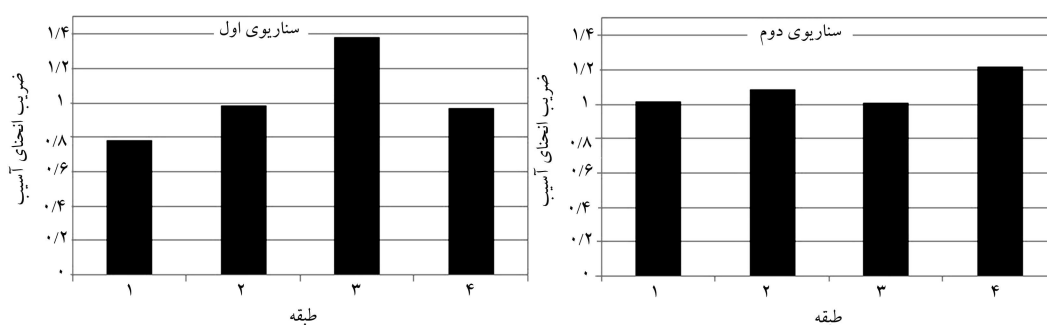
حاصل که از طریق ۵ حسگر در طبقات مختلف سازه به دست آمده‌اند، با استفاده از فیلتر میان‌گذر باتورث مرتبه‌ی چهارم با پهنای باند ۵٪ الی ۲٪ فیلتر شده و تحت تجزیه‌ی مودی تجربی قرار گرفته‌اند.

شکل ۶، بسامدهای آنی به دست آمده از روش هیلبرت - هوآنگ را در محدوده‌ی زمانی و در وضعیت بدون آسیب سازه نشان می‌دهد. شکل مودی محاسباتی سازه سالم و شکل مودی حاصل از نرم‌افزار OpenSees در شکل ۷ نشان داده شده است.

ایجاد آسیب در سازه از طریق مفصلی کردن اتصال تیر به ستون یک انتهای



شکل ۷. مقایسه‌ی شکل‌های مودی سازه‌ی سالم برای دو حالت نرم‌افزار OpenSees و روش هیلبرت - هوآنگ.



شکل ۸. ضریب انحنای آسیب (CDF) مربوط به سناریوهای مختلف آسیب‌دیدگی مدل سه بُعدی.

آسیب با در نظر گرفتن تعداد مودهای متفاوت نشان می‌دهد که فقط با استفاده از دو مود ارتعاشی اول سازه، آسیب‌دیدگی به خوبی و با دقت بالاتری قابل تشخیص است. با وجود این، به دلیل ماهیت رابطه‌ی ارائه‌شده در تعیین انحنای شکل مودی، این روش در تشخیص آسیب‌دیدگی اتصالات تیر به ستون طبقه‌ی انتهایی ضعیف دارد. از این رو ارائه‌ی رابطه‌ی که توانایی تعیین دقیق انحنای شکل مودی در طبقه‌ی انتهایی را دارد، مفید خواهد بود.

و همچنین شکل‌های مودی محاسباتی با استفاده از روش پیشنهادی در حالت سالم تطابق مناسبی با نتایج حاصل از نرم‌افزار المان محدود دارد. با در نظر گرفتن سناریوهای مختلف منفرد و چندگانه‌ی آسیب‌دیدگی که بیانگر نقص در اتصال تیر به ستون هستند، مشاهده شده است که روش پیشنهادی توانایی قابل اطمینانی در تعیین موقعیت و شدت آسیب در نقاط مختلف دو مدل مورد بررسی را دارد. بررسی دو مدل مورد نظر و به ازاء سناریوهای مختلف آسیب و با محاسبه‌ی ضریب انحنای

پانویس‌ها

1. Hilbert-Huang transform
2. Empirical Mode Decomposition
3. Hilbert Spectrum Analysis
4. Intrinsic Mode Function
5. Cauchy
6. Curvature Damage Factor
7. San Fernando
8. Butterworth
9. Benchmark

10. National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)
11. Kobe

منابع (References)

1. Glisic, B. and Inaudi, D., *Fiber Optic Methods for Structural Health Monitoring*, John Wiley & Sons Ltd. (2007).
2. Doebling, S.W. and et al., *Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems*

- from Changes in Their Vibration Characteristics: A Literature Review, Los Alamos National Laboratory (1996).
3. Sohn, H. and et al., *A Review of Structural Health Monitoring Literature: 1996–2001*, Los Alamos National Laboratory (2004).
 4. Lynch, J.P. and Loh, K.J. “A summary review of wireless sensors and sensor networks for structural health monitoring”, *Journal of Sock and Vibration*, **38**(2), pp. 91-128 (2006).
 5. Zghala, M., Mevel, L. and Moral, P.D. “Modal parameter estimation using interacting kalman filter”, *Journal of Mechanical Systems and Signal Processing*, **47**(1-2), pp. 139-150 (2014).
 6. Sarparast, H. ans et al. “Estimation of modal parameters for structurally damped systems using wavelet transform”, *European Journal of Mechanics- A Solids*, **47**, pp.82-91 (2014).
 7. Maia, N.M.M. and Silva, J.M.M., *Theoretical and Experimental Modal Analysis*, England, Research Studies Press Ltd. (1997).
 8. Shi, W., Shan, J. and Lu, X. “Modal identification of shanghai world financial center both from free and ambient vibration response”, *Journal of Engineering Structures*, **36**, pp. 14-26 (2012).
 9. Giraldo, D.F. and et al. “Modal identification through ambient vibration: Comparative study”, *Journal of Engineering Mechanics*, **135**(8), pp. 759-770 (2009).
 10. Zhang, Y., Lie, S.T. and Xiang, Z. “Damage detection method based on operating deflection shape curvature extracted from dynamic response of a passing vehicle”, *Journal of Mechanical Systems and Signal Processing*, **35**(1-2), pp. 238-254 (2013).
 11. Bai, Y. and et al. “Plane grid structure damage location identification by model curvature”, *Journal of Procedia Engineering*, **31**, pp. 534-540 (2012).
 12. Tomaszewska, A. “Influence of statistical errors on damage detection based on structural flexibility and mode shape curvature”, *Journal of Computers and Structures*, **88**(3-4), pp. 154-164 (2010).
 13. Liu, X. and et al. “Signal analysis using wavelets for structural damage detection applied to wind energy converters”, *14th International Conference on Computing in Civil and Building Engineering* (2012).
 14. Hu, H. and Proppe, C. “A hilbert-huang transform based identification method for generallinear time-varying systems and weakly nonlinear systems”, *Proceeding in Applied Mathematics and Mechanics*, **11**(11), pp. 227-228 (2011).
 15. Feldman, M. “Hilbert transform in vibration analysis”, *Journal of Mechanical Systems and Signal Processing*, **25**(3), pp. 735-802 (2011).
 16. Huang, N.E. and Shen, S.S.P., *Hilbert-Huang Transform and Its Applications*, World Scientific (2005).
 17. Huang, N.E. and Wu, Z. “A review on hilbert-huang transform: Method and its applications to geophysical studies”, *Reviews of Geophysics*, **46**(2), RG2006 (2008).
 18. Chopra, A.K., *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Prentice Hall (2012).
 19. Ramezani, S. and Bahar, O. “Identification of natural frequencies based on a new enhanced hilbert-huang transform”, *The Modares Journal of Civil Engineering*, **3**, pp. 33-45 (2012).
 20. Ganguli, R. and Chandrashekhar, M. “Damage assessment of structures with uncertainty by using mode shape curvatures and fuzzy logic”, *Journal of Sound and Vibration*, **326**(3-5), pp. 939-957 (2009).
 21. Shiradhonkar, S.R. and Shrikhand, M. “Seismic damage detection in a building frame via fnite element model updating”, *Journal of Computers and Structures*, **89**, pp. 2425-2438 (2011).
 22. PEER Strong Motion Database (<http://peer.berkeley.edu/smcat/>).
 23. Hung, S.-L., Huang, C.S. and Wen, C.M. “Using wavelet neural network for the identification of a building structure from experimental data”, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada (2004).
 24. Tang, J.-P. and et al. “A case study of damage detection in benchmark buildings using a hilbert-huang transform-based method”, *Journal of Vibration and Control*, **17**(4), pp. 623-636 (2010).