



شناسایی دو بعدی ترک خوردگی لرزه‌ای سد بتنی وزنی بر مبنای روش المان محدود توسعه یافته و تبدیل موجک

سجاد پیربوداگی¹، رضا تارینه‌جادی^{2*}، محمدتقی اعلمی³

1- دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز

2- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز

3- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز

* تبریز، صندوق پستی 5166616471، r_tarinejad@tabrizu.ac.ir

چکیده

در این تحقیق شناسایی ترک خوردگی لرزه‌ای سد بتنی بر مبنای روش المان محدود توسعه یافته و تبدیل زمان - فرکانس انجام شده است. بدین منظور ابتدا مدل عددی سد با استفاده از روش المان محدود ساخته شده و تحلیل می‌شود. سپس قابلیت ترک خوردگی به بدنه سد بدون معرفی ترک اولیه با استفاده از روش المان محدود توسعه یافته اضافه و تحت تحریک لرزه‌ای تحلیل می‌شود. در واقع کل بدنه سد حین تحریک لرزه‌ای مستعد آسیب بوده و هر ناحیه‌ای که به حد خرابی برسد، شروع به ترک خوردگی کرده و داخل بدنه گسترش پیدا خواهد کرد. چنین ترک خوردگی معمولاً غیر قابل پیش‌بینی بوده و به راحتی قابل شناسایی نمی‌باشد. لذا بایستی با استفاده از تبدیل زمان - فرکانس، پارامترهای مودال سازه و تغییرات آن را از روی پاسخ سازه بررسی کرد. نتایج نشان می‌دهد با بررسی و مقایسه پنجره زمان - فرکانس پاسخ سازه و پارامترهای مودال بدست آمده از مدل عددی، می‌توان به سیر تغییرات فیزیکی موجود آمده در سازه، زمان شروع ترک خوردگی و نیز تشخیص محل آسیب صورت گرفته، با استفاده از مقایسه شکل مودهای ارتعاشی در حالت سالم و آسیب دیده پرداخت. همچنین با بررسی شاخص‌های مودال طبیعی اول سازه سالم و آسیب‌دیده به راحتی می‌توان زمان و محل آسیب را در ارتفاع سد کوینا تشخیص داد ولی برای فرکانس طبیعی دوم این موضوع صادق نمی‌باشد.

اطلاعات مقاله

مقاله پژوهشی کامل
دریافت: 11 خرداد 1395
پذیرش: 13 شهریور 1395
ارائه در سایت: 24 مهر 1395
کلید واژگان:

سد بتنی
پایش سلامت سازه‌های
تشخیص آسیب
روش المان محدود توسعه یافته
تبدیل زمان - فرکانس

2D Seismic Cracking Identification of Concrete Gravity Dams Based on Extended Finite Element Method and Wavelet Transform

Sajjad Pirboudaghi, Reza Tarinejad*, Mohamad Taghi Alami

Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran

* P.O.B. 5166616471, Tabriz, Iran, r_tarinejad@tabrizu.ac.ir

ARTICLE INFORMATION

Original Research Paper
Received 31 May 2016
Accepted 03 September 2016
Available Online 15 October 2016

Keywords:

Concrete dam
Structural health monitoring
Damage detection
Extended Finite element method
Time-Frequency transform

ABSTRACT

In the current study, seismic cracking identification of concrete dams is conducted based on extended finite element method (XFEM) and Wavelet (WT) transform. First, the dam is numerically modeled and analyzed using the finite element method (FEM). Then cracking capability to the dam structure is added by applying the XFEM without introducing the initial crack, and the dam is analyzed under the seismic excitation. In fact, the whole dam structure is potentially under damage risk, and any zone reaching the fracture limit, begins to crack, which grows in the structure. This crack is usually unpredictable and is not easy to detect, therefore the structural modal parameters and their variation should be investigated based on structure response by using time-frequency transform. Results show that, investigating time-frequency window of the structure response and model parameters obtained from the numerical model, the history of physical changes occurred in the structure, cracking initiation time, and damage localization is done from comparing the intact and damaged vibration modes. Moreover, investigating the first natural modal indices of the intact and damaged structure, damage initiation and its location on Koyuna dam height is easily detected, while for the second natural frequency it is not true.

1- مقدمه

یافته و در نهایت باعث فروریختن کل سازه شود. مخصوصاً در مورد سدها که در صورت تخریب آن، تاسیسات و آبادی‌های پایین‌دست سد به دلیل جاری شدن سیل ناشی از شکست آن، تخریب شده و خسارات جانی و مالی زیادی را در پی خواهد داشت. از این رو سازه‌های موجود در معرض خطرات عمده‌ای مانند افت کارایی سازه و خطرات آن قرار دارند. این مشکلات با خطرات

احتمال وقوع آسیب و خرابی¹ در طول عمر بهره‌برداری سیستم‌های سازه‌ای بزرگ همچون پل‌ها و سدها، امری اجتناب‌ناپذیر است. ممکن است آسیب‌هایی موضعی و به صورت نهفته‌ی داخلی سازه، بطور پیوسته افزایش

¹ Damage

دقیق تر و بهتری حاصل شود [11]. چنین الگویی اخیراً مورد توجه بعضی از محققین بوده است [12].

در سال 2014 تارینژاد و همکاران با استفاده از مدل ساختمان سه طبقه به عنوان سیستم سه درجه آزادی به روش جدید ترکیب تبدیل موجک و تجزیه حوزه فرکانس²، موفق به شناسایی سیستم شده‌اند به طوریکه تطابق خوبی بین جواب‌های تحلیلی و نتایج وجود دارد. هرچند که نتایج میرایی مود اول اختلاف 17 درصد با مقدار دقیق دارند [13].

جانگ و تاچراوغلو در سال 2014، مدل‌سازی و شناسایی سوراخ‌هایی دلخواه در صفحه را با استفاده از ترکیب روش المان محدود توسعه یافته دینامیکی و اسپلاین‌های مکعبی³ پیشنهاد کردند. روش المان محدود توسعه یافته با توجه به اینکه قابلیت دنبال کردن مرزها را دارد، برای حل معادله موج استفاده شده است. سپس در ترکیب با اسپلاین‌های مکعبی برای پیدا کردن موقعیت سوراخ برپایه حل مساله معکوس الگوریتمی ارائه شده است. کارایی الگوریتم با استفاده از چند تست به خصوص برای پردازش موازی نشان داده شده است [14].

دیوماسو و همکاران در سال 2015، با استفاده از تبدیل⁴ S^4 به شناسایی آسیب در سازه‌های بتنی مسلح پرداختند. از آنجایی که بروز هرگونه آسیب در سازه باعث تغییر در پارامترهای مودال آن می‌شود، با طراحی فیلتری بر پایه تبدیل S می‌توان به شناسایی آسیب و محل آن اقدام کرد. کارایی تبدیل برای شناسایی آسیب و رفتار غیرخطی با استفاده از دو مدل عددی ساختمان 5 طبقه در نرم‌افزار SAP2000 و مدل آزمایشگاهی ساختمان 4 طبقه، تحت تحریک لرزه‌ای نشان داده شده است [15].

در این تحقیق به شناسایی ترک خوردگی لرزه‌ای با استفاده از تعیین هویت و شناسایی سیستم سدهای بتنی با استفاده از روش المان محدود توسعه یافته و تبدیل موجک پرداخته می‌شود. برای نیل به چنین هدفی مدل دوبعدی سد کوینا در هندوستان به عنوان یک سد آسیب دیده بررسی و با نتایج مدل آزمایشگاهی آن صحت‌سنجی می‌شود. سپس با استفاده از تبدیل موجک شناسایی آسیب لرزه‌ای صورت می‌گیرد.

2- روش المان محدود توسعه یافته

با وجود اینکه المان محدود از جمله بهترین روش‌های تحلیل سازه‌ها می‌باشد، اما مدل‌سازی ناپیوستگی‌ها و از جمله ترک همواره از مشکلات موجود در آن بوده است. به این علت روش‌های عددی زیادی مبتنی بر المان محدود برای مدل‌سازی شکست ایجاد شده است. روش المان محدود توسعه یافته⁵ به علت قابلیت‌هایی که در این زمینه دارد اخیراً مورد توجه محققین قرار گرفته است. در این روش با استفاده از دسته‌ای از توابع غنی‌سازی که با توجه به هندسه و فیزیک مساله انتخاب می‌شوند، توابع شکل عادی المان محدود غنی‌سازی می‌شوند. در واقع تنها توابع خاصی بر مبنای نوع ناپیوستگی به حل عددی استاندارد اضافه می‌شوند. برای مدل کردن ترک، از یک تابع برای ایجاد ناپیوستگی در امتداد طول ترک و از تابع دیگری برای ایجاد شرایط تکیه در المان نوک ترک استفاده می‌گردد. در نتیجه اعمال توابع، درجه آزادی اطراف المان نوک ترک و گره‌های اطراف طول ترک افزایش می‌یابد، که به آن غنی‌سازی گرهی مطابق روابط 1 و 2 گفته می‌شود:

طبیعی یا مصنوعی مانند زلزله و انفجار تشدید می‌شوند. چنین خرابی‌هایی ممکن است مثل گسیختگی یک المان در اثر بارگذاری زلزله بطور ناگهانی رخ دهند، یا از نوع رشد آسیب و به صورت پیش‌رونده باشد مانند کاهش سختی و مقاومت در اثر رشد ترک. بنابراین به روش‌هایی برای شناسایی آسیب نیاز است. در این راستا روش‌های پایش سلامت سازه‌ها¹، موضوع تحقیقات پر دامنه‌ای است که تاکنون انجام شده است. در سال‌های اخیر برای توسعه سیستم‌های قابل اعتماد و بهینه پایش سلامت سازه‌ها تلاش‌های فراوانی شده است. این سیستم‌ها باید جوابگوی سوالاتی مانند محل آسیب و خرابی سازه‌ها باشند که در این صورت می‌توان به تمهیدات بعدی برای تعمیر و بهسازی سازه‌ها اندیشید.

دیمارگوناس به عنوان ایده اولیه، ترک را به صورت نرمیت موضعی مدل کرد و سختی معادل را توسط آزمایشاتی بدست آورد [1]. چاندراس این روش را برای مطالعه پاسخ دینامیکی تیر ترک‌خورده بکار برد [2]. کاولی و آدامز روش تجربی را برای محاسبه موقعیت و عمق ترک، از تغییرات در فرکانس‌های طبیعی ارائه دادند [3]. پتروسکی تکنیکی را برای مدل کردن ترک با استفاده از مدول مقطع ارائه داد [4]. گودمانسون از روش اختلال (اشفتگی) برای پیش‌بینی تغییرات در فرکانس‌های طبیعی سازه منتج از ترک‌ها استفاده کرد [5]. دیمارگوناس و پایپتس ترک را به صورت نرمیت موضعی مدل کردند و سختی معادل آن را با استفاده از روش سازوکار گسیختگی بدست آوردند [6]. ریزاس روشی را پیشنهاد داد که برای استفاده از دامنه اندازه‌گیری شده در دو نقطه از تیر طره که در یکی از موده‌های طبیعی‌اش می‌لرزد بکار گرفته شود [7]. در سال 2003، دوکا و همکاران به تشخیص محل و میزان ترک با استفاده از تبدیل موجک پرداختند [8].

در سال 2009، گوکداگ و کوپماز با ترکیب تبدیل موجک گسسته و پیوسته به آشکارسازی آسیب در تیرها پرداختند. در این روش شکل مودی سازه آسیب دیده، به صورت ترکیبی از شکل مودی سازه سالم و عواملی همچون خطای ناشی از اندازه‌گیری و آسیب‌های محلی در نظر گرفته شده است. بنابراین یک تابع تقریبی مناسب که بیانگر حالت سالم سازه باشد، می‌تواند به کمک تبدیل موجک گسسته استخراج گردد. اختلاف بین ضرایب تبدیل موجک پیوسته حالت آسیب‌دیده و تابع تقریبی متناظر با سازه سالم می‌تواند به عنوان شاخص مناسبی برای تخمین خسارت سازه در نظر گرفته شود [9].

باو و همکاران در سال 2009، تبدیل هیلبرت-هوانگ بهبودیافته برای شناسایی آسیب سیستم‌های متغیر با زمان را ارائه کردند. آنها ابتدا کارایی روش را بر روی مثال‌های ساده تحلیلی مثل موج سینوسی، سیستم یک و چند درجه آزادی بررسی و صحت‌سنجی کردند. سپس مدل یک تیر مختلط فولادی بتنی که گل میخ‌های برشی به صورت ثابت و قابل حذف بودند، تحت بار ضربه آزمایش شد. روش ایشان کارایی خوبی برای شناسایی محل آسیب دارد [10].

نظر به اینکه در مسائل بهینه‌سازی توپولوژی سازه‌ها با استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی مثل الگوریتم ژنتیک، مسئله معکوس به تعداد زیاد حل می‌شود تا نتیجه مطلوب حاصل شود، بنابراین در صورتی که صفحه دارای ترک یا سوراخ باشد می‌توان برای تحلیل سازه از روش المان محدود توسعه یافته استفاده کرد تا هم در وقت و هزینه صرفه‌جویی شده، و هم نتایج

² FDD-WT

³ Cubic splines

⁴ Stockwell transform

⁵ Extended Finite Element

¹ Structural Health Monitoring

گره‌های اطراف المان‌های کاملاً بریده شده توسط ترک بدست می‌آید. b_{al} و d_{al} ضرایب مجهول نظیر افزایش درجات آزادی مرتبط با تابع غنی‌کننده تکین به ترتیب در جهات x ، y فقط برای گره‌های اطراف المانی که نوک ترک در آن واقع است، می‌باشد.

برای یافتن ماتریس سختی هر المان، فقط باید با توجه به معیار غنی‌سازی ارائه شده، تأثیر درجات آزادی افزوده شده به هر گره در ابعاد ماتریس [B] در نظر گرفته شود. لذا ابعاد ماتریس [B] نیز تفاوت می‌کند و برای هر نوع گره باید سهم مناسبی در ماتریس [B] در نظر گرفته شود. بنابراین سهم هر سه نوع کلی گره به طور جداگانه در روش المان محدود توسعه یافته، درون ماتریس [B] به دست آورده می‌شود که با توجه به نوع گره‌های اطراف، روی مرز یا داخل هر المان می‌توان ماتریس کلی [B] را برای آن المان بدست آورد. البته این امکان وجود دارد که گره‌های اطراف هر المان با توجه به موقعیت نسبی آن المان و ترک از نوع‌های مختلف باشد ولی چون تعداد سطوح ماتریس [B] متناظر با آنها همواره یکسان است لذا به راحتی می‌توان ماتریس کلی [B] مربوط به هر المان را به دست آورد که ابعاد آن در غنی‌سازی می‌تواند متغیر باشد. سپس ماتریس سختی مربوط به آن المان مشخص می‌گردد که در ماتریس سختی کل مدل مونتاژ می‌شود. بدیهی است ابعاد ماتریس سختی المان که وابسته به ابعاد ماتریس [B] می‌باشد، متفاوت خواهد بود، اما از لحاظ ریاضی به راحتی قابل اثبات است که همواره ماتریس سختی برای هر نوع المان متقارن خواهد بود که در نتیجه ماتریس سختی کل سازه نیز متقارن می‌شود [17]. با این روش، ترک به صورت مجازی و مستقل از مش مدل می‌شود و نیاز به استفاده از مش ریز، المان تکین در اطراف نوک ترک و ایجاد مش مجدد در بررسی رشد ترک نخواهد بود.

3- شناسایی سیستم و تبدیل زمان-فرکانس

یکی از شیوه‌های مهم برای تعیین مشخصات دینامیکی سدهای موجود، بکار بردن رکورد‌های زمین‌لرزه‌های مختلف است. این تکنیک، از روش‌های تحلیل مودال عملیاتی² محسوب می‌شود. در تحلیل مودال عملیاتی، سازه مورد نظر به وسیله یک نیروی ورودی ناشناخته‌ای تحریک شده و سپس پاسخ‌های سازه اندازه‌گیری می‌شود. به طور کلی روش‌های شناسایی سیستم در تحلیل مودال عملیاتی عبارتند از:

- 1- روش‌های حوزه فرکانس: روش‌های حوزه فرکانس، از توابع طیفی به منظور شناسایی سیستم استفاده می‌کنند، از این روش شناسایی در حوزه فرکانس صورت می‌گیرد؛ مانند روش تجزیه حوزه فرکانس³.
 - 2- روش‌های حوزه زمان: روش‌های حوزه زمان از تابع همبستگی یا به طور مستقیم از داده‌های زمانی خام، جهت شناسایی سیستم استفاده می‌کنند. از جمله این روش‌ها، شناسایی زیر فضای تصادفی⁴ نام دارد.
 - 3- روش‌های حوزه زمان - فرکانس: روش‌های حوزه زمان - فرکانس، با استفاده از برخی راهکارها، به تشریح اطلاعات سیگنال در هر دو حوزه زمانی و فرکانسی می‌پردازند؛ مانند روش تبدیل موجک⁵.
- هر کدام از این روش‌ها دارای مزیت‌هایی نسبت به دیگری است. در مورد ارتعاشات ناشی از زلزله باید توجه داشت که هر چند در برخی از موارد امکان اندازه‌گیری ورودی وجود دارد ولی به دلیل ورود به ناحیه غیرخطی بسیاری

$$u = \sum_{I=1}^N N_I \left(\sum_{J=1}^M \psi_J a_J \right) \quad (1)$$

$$v = \sum_{I=1}^N N_I \left(\sum_{J=1}^M \psi_J c_J \right) \quad (2)$$

در روابط 1 و 2، u و v جابجایی‌های گره به ترتیب در راستای y و x ، و N_I تابع شکل در روش المان محدود استاندارد، $\psi(J)$ توابع غنی‌ساز و a_J ، c_J ضرایب مجهول مرتبط با توابع غنی‌ساز به ترتیب در جهات y و x است که در نهایت توسط این روابط، ضرایب مجهول a_J ، c_J به درجات آزادی گره‌های اطراف ترک اضافه می‌شوند. برای تعیین نوع تابع مناسب جهت غنی‌سازی، محل برخورد ترک با اضلاع المان‌ها مشخص می‌گردد. اگر ترک در دو ناحیه اضلاع یک المان را ببرد از تابع پله‌ای واحد جهت غنی‌سازی گره‌های اطراف آن المان استفاده خواهد شد و اگر ترک تنها یکی از اضلاع المان را قطع کند یا به عبارت دیگر نوک ترک داخل المان باشد برای گره‌های اطراف آن المان غنی‌سازی به روش تابع تکین انجام خواهد گردید. برای غنی‌سازی از طریق تابع پله‌ای واحد از یک تابع دو مقداری H به صورت رابطه 3 استفاده می‌شود [16]:

$$H = \begin{cases} +1 & \text{اگر } y > 0 \\ -1 & \text{اگر } y < 0 \end{cases} \quad (3)$$

برای استفاده از تابع فوق محور X ها را به صورت محلی روی امتداد ترک قرار داده به گونه‌ای که جهت مثبت آن به سمت نوک ترک باشد در این شرایط نقاط بالای محور X ها ($y > 0$) دارای H برابر +1 و در غیر اینصورت ($y < 0$) برابر -1 می‌شود.

غنی‌سازی در گره‌های اطراف نوک ترک از طریق تابع تکین انجام می‌شود تا بهترین تطبیق را با شرایط واقعی جابجایی‌های اطراف نوک ترک پیدا کند. عبارتی که ایجاد حالت تکین در نقاط اطراف ترک می‌نماید $\sqrt{r} \sin \frac{\theta}{2}$ می‌باشد که r ، θ مختصات قطبی نقاط اطراف نوک ترک در دستگاه مختصات قطبی واقع در نوک ترک است. البته برای افزایش دقت جواب‌ها عبارات دیگری نیز به عبارت مربوط به تکین‌سازی اضافه می‌شود که این عبارات از رابطه بین جابجایی‌های نقاط اطراف نوک ترک برحسب موقعیت آن نقاط و «ضرایب شدت تنش¹» در نوک ترک به دست می‌آیند که در نهایت تابع چهارجمله‌ای به صورت رابطه (4) برای غنی‌سازی گره‌های اطراف نوک ترک مورد استفاده قرار می‌گیرد:

$$\phi_{\alpha}, \alpha = 1:4 \\ = \left[\sqrt{r} \sin \frac{\theta}{2}, \sqrt{r} \cos \frac{\theta}{2}, \sqrt{r} \sin \theta \sin \frac{\theta}{2}, \sqrt{r} \sin \theta \cos \frac{\theta}{2} \right] \quad (4)$$

با توجه به دو نوع تابع غنی‌ساز مشخص شده، روابط (1) و (2) به صورت روابط (5) و (6) تبدیل می‌شوند:

$$u = \sum_{I=1}^N N_I \left[u_I + H a_I + \sum_{\alpha=1}^4 \phi_{\alpha} d_{\alpha I} \right] \quad (5)$$

$$v = \sum_{I=1}^N N_I \left[v_I + H c_I + \sum_{\alpha=1}^4 \phi_{\alpha} b_{\alpha I} \right] \quad (6)$$

در روابط فوق u_I و v_I جابجایی گره I ام به ترتیب در راستای y ، x مربوط به حل المان محدود استاندارد می‌باشد که همه گره‌ها را شامل می‌گردد. a_I ، c_I ضرایب مجهول مربوط به درجات آزادی افزایش یافته مرتبط با تابع غنی‌ساز پله‌ای واحد به ترتیب در جهات y ، x است که برای

² Operational Modal Analysis (OMA)

³ Frequency Domain Decomposition

⁴ Stochastic Subspace Identification

⁵ Wavelet Transform

¹ Stress intensity factor

افتاده در محل سد (رکورد زلزله کوینا) بوده که در جهات افقی و قائم به گره‌های تکیه‌گاه وارد شده است. سد کوینا با توجه به فرضیات فوق به صورت دوبعدی ابتدا با روش المان محدود خطی و سپس با استفاده از روش المان محدود توسعه یافته (غیرخطی) در حالت تنش مسطح تحلیل و در نهایت با ارائه نتایج به شناسایی سیستم و تشخیص آسیب پرداخته می‌شود.

2-4- بررسی و صحت‌سنجی نتایج

سد کوینا به این دلیل انتخاب شده است که در گذشته تحقیقات زیادی روی آن انجام شده و مقایسه‌ی نتایج بدست آمده با آنها به راحتی امکان پذیر است [22]. به همین منظور، در شکل 3، نتایج تحقیق حاضر به صورت بزرگنمایی شده و در شکل 4، نتایج آزمایشگاهی مرجع [20] ارائه شده است. ملاحظه می‌شود که الگوی رشد ترک همخوانی مناسبی با نتایج آزمایشگاهی دارد.

جدول 1 مشخصات سد کوینا

Table 1 Koyna dam properties

مقدار پارامتر	پارامتر
103 متر	ارتفاع سد
31027 مگاپاسگال	مدول الاستیسیته
0.2	ضریب پواسون
2643 کیلوگرم بر مترمکعب	دانسیته بتن
1 متر	ضخامت مدل
0.03	نسبت میرایی بحرانی
0.1309	ضریب میرایی رابلی آلفا
0.00545	ضریب میرایی رابلی بتا
24.1 مگاپاسگال	مقاومت نهایی فشاری بتن
1000 کیلوگرم بر مترمکعب	دانسیته آب
250 نیوتن بر متر	انرژی شکست
1.2	ضریب بزرگنمایی دینامیکی
2.9 مگاپاسگال	ماکزیمم تنش اصلی
10^{-7}	فاکتور پایداری آسیب

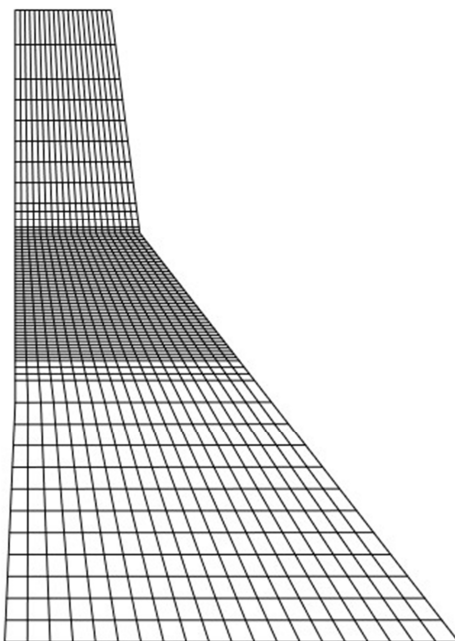


Fig. 2 Koyna dam finite element model

شکل 2 مدل المان محدود سد کوینا

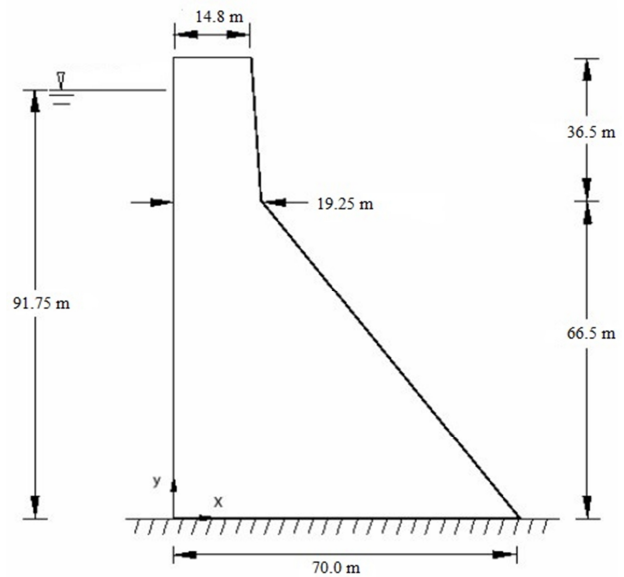


Fig. 1 Koyna dam geometry

شکل 1 هندسه سد کوینا

1-4- سد بتنی وزنی کوینا

سد کوینا با ارتفاع 103 متر در کشور هندوستان احداث شده است. این سد در سال 1967 زلزله 6.5 ریشتری را تجربه نموده و آسیب دیده است. هندسه سد در شکل 1 نشان داده شده است. در آنالیز حاضر سد کوینا با استفاده از نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی و تحلیل می‌شود.

برای تحلیل اولیه سد از پارامترهای قبلاً بدست آمده که مبنای طراحی سد کوینا می‌باشند استفاده می‌شود. در جدول 1 مشخصات سد و مصالح سد کوینا ارائه شده است. رفتار سد ابتدا به صورت الاستیک خطی با المان CPS4R با گام زمانی 0.01 و بطول 10 ثانیه در نظر گرفته می‌شود. برای بررسی آسیب و گسترش ترک از روش المان محدود توسعه یافته استفاده شده است. به همین منظور مدل دو بعدی سد بتنی وزنی کوینا ساخته شده و با مدل آزمایشگاهی موجود در مراجع صحت‌سنجی می‌شود. منظور از تحلیل غیرخطی، غیرخطی بودن مصالح است که مدل المان محدود توسعه یافته سد با توجه به روابط مکانیک شکست و خواص پلاستیک و چسبندگی بتن بر پایه جدایش اندرکنشی¹ و معیار ماکزیمم تنش اصلی² همراه با برآورد خرابی انرژی مطابق جدول 1 ساخته می‌شود. در واقع مقدار ماکزیمم تنش اصلی برای شروع ترک خوردگی برابر 10 درصد مقاومت فشاری در ضریب بزرگنمایی دینامیکی ناشی از اثرات کرنش‌های دینامیکی می‌باشد. در صورتی که در محلی از سد مقادیر تنش کششی به مقدار ماکزیمم تنش اصلی برسد، از آن ناحیه ترک خوردگی شروع شده و با نرخ برآورد خرابی گسترش پیدا خواهد کرد.

مطابق شکل 2، مش المان محدود سد پس از حساسیت‌سنجی، بطوریکه الگوی ترک با مش ریزتر تفاوتی نکند و همچنین بررسی همگرایی نتایج و الگوی ترک مشابه مدل آزمایشگاهی انتخاب شده است. از طرفی با توجه به اینکه محدوده ترک مطابق مدل آزمایشگاهی معلوم است [20]، از مش ریزتری در این محدوده استفاده می‌شود. بارهای استاتیکی شامل وزن و فشار آب هیدرواستاتیک است. نیروی هیدرودینامیک مخزن به صورت جرم افزوده و سترگارد فرض شده است [21]. شتابنگاشت اعمال شده براساس زلزله اتفاق

¹ Damage for Traction Separation Laws

² Maximum principal stress (Maxps) Damage

ترک خوردگی باعث افزایش تغییرمکان‌های سد شده است. ترک خوردگی از ثانیه 3.92 شروع شده و در ثانیه 4.52 منجر به گسیختگی بلوک بالایی سد می‌شود.

مطابق شکل 7، مقادیر بیشینه تنش در حالت خطی بیشتر از حالت غیرخطی است. ماکزیم تنش اصلی در نقطه A (مرکز بلوک بالایی و پایینی پس از شکست) پس از شروع آسیب و گسترش ترک کاهش پیدا می‌کند بطوریکه تنش کششی پس از آن به صورت کامل حذف می‌شود. بنابراین گسترش ترک باعث تغییر تنش در بدنه و کاهش آن می‌شود به نحوی که میزان تنش با توجه به آزاد شدن انرژی، در بلوک بالایی نسبت به قسمت پایینی بیشتر کاهش پیدا می‌کند. تنش بلوک پایینی بخاطر وزن کمتر پس

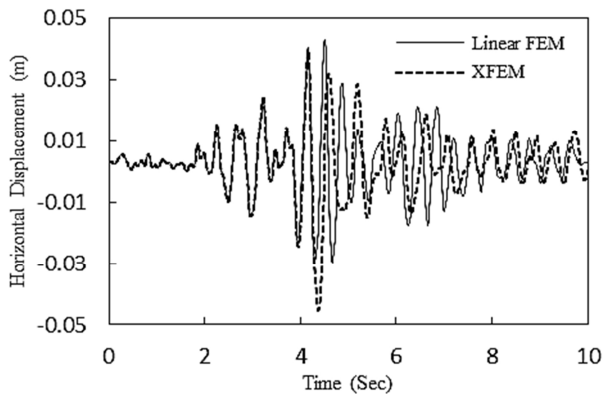


Fig. 5 The horizontal linear and nonlinear crest displacement

شکل 5 مقایسه جابجایی افقی تاج سد در حالات تحلیل خطی و غیرخطی

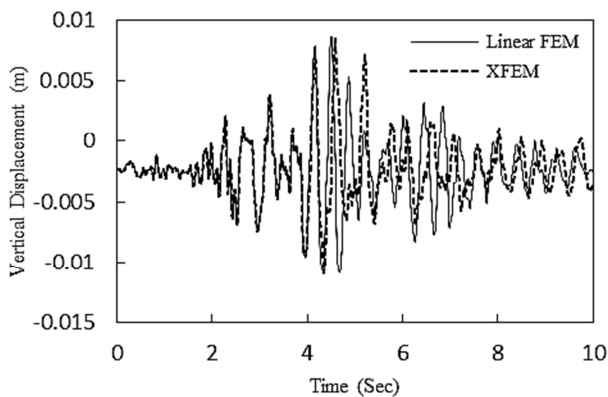


Fig. 6 The vertical linear and nonlinear crest displacement

شکل 6 مقایسه جابجایی عمودی تاج سد در حالات تحلیل خطی و غیرخطی

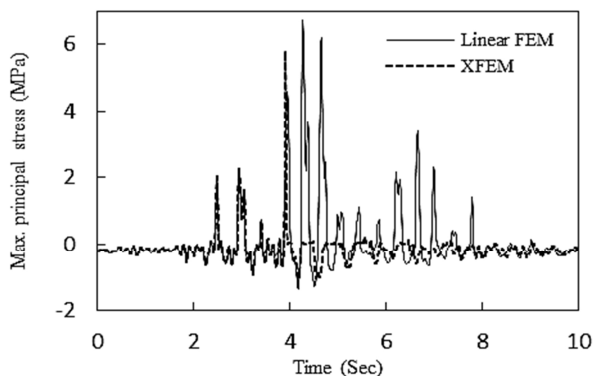


Fig. 7 Linear and nonlinear Max. principal stress of point A

شکل 7 مقایسه حالات خطی و غیرخطی ماکزیم تنش اصلی نقطه A

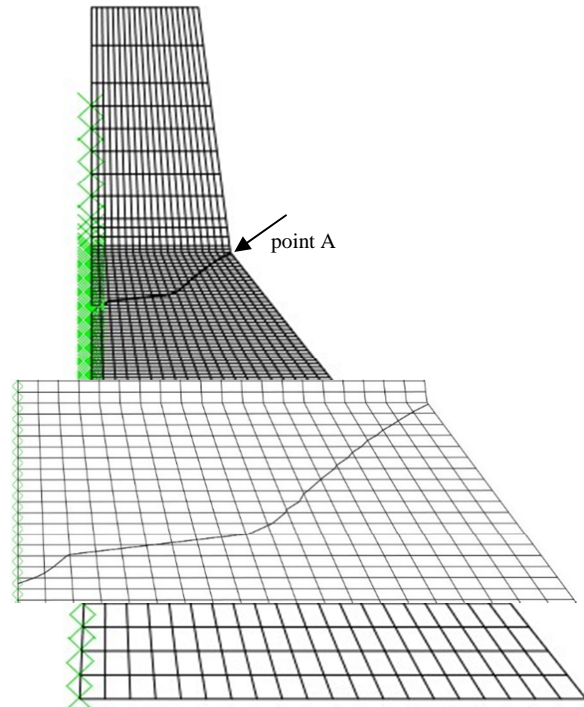


Fig. 3 Koyna dam crack growth trend

شکل 3 الگوی رشد ترک سد کوینا

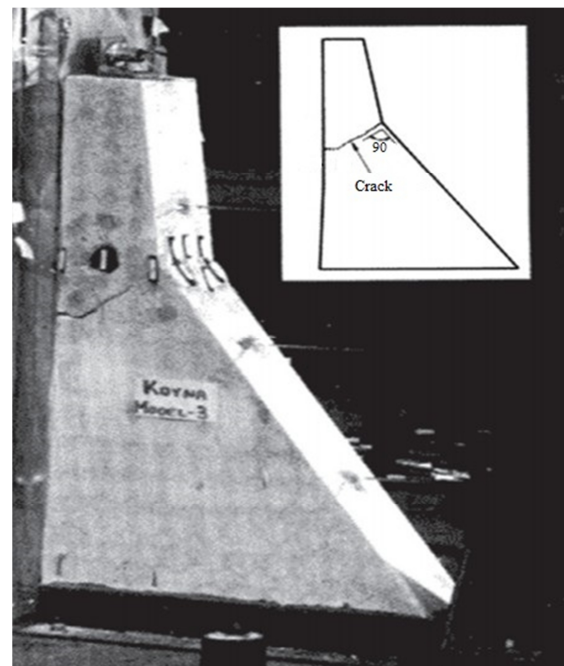


Fig. 4 Experimental result of Koyna dam crack growth trend [20]

شکل 4 نتایج آزمایشگاهی رشد ترک سد کوینا [20]

در اشکال 5 تا 7، به ترتیب مقایسه حالات خطی و غیرخطی جابجایی افقی و عمودی تاج سد کوینا و تنش در نقطه A (مرکز المان) نشان داده شده است. مطابق اشکال 5 و 6، تا قبل از گسترش ترک الگوی تغییرمکان مشابه حالت الاستیک می‌باشد. به بیان دیگر، ماکزیم تنش اصلی در بدنه سد تا قبل از شروع ترک از مقاومت کششی بتن فراتر نمی‌رود ولی بعد از آن متفاوت خواهد بود. ماکزیم تغییرمکان افقی برابر 0.045 و ماکزیم تغییرمکان قائم برابر 0.011، هر دو در جهت پایین دست می‌باشد که با توجه به ترک خوردگی و خم‌شدگی به پایین دست مورد انتظار است. در حالت کلی،

است. سایر نتایج فرکانسی نیز می‌توانند به همین ترتیب استخراج گردند. همچنین از آوردن نتایج مربوط به نقاط دیگر یا مولفه‌های دیگر صرفنظر شده و اشکال مودی سازه سالم در بخش بعد ارائه می‌شود. در شکل 8، فرکانس 2.93 هرتز و همچنین فرکانس 2.65 به صورت پراثری‌تر به عنوان فرکانس‌های طبیعی اول سازه قابل تشخیص است. از شکل 9 نیز فرکانس 8.32 به عنوان فرکانس طبیعی دوم سازه قابل تشخیص است. در اشکال 10 و 11 به ترتیب مقیاس‌نگار فرکانس طبیعی مولفه افقی و عمودی زلزله کوینا ارائه شده است. با توجه به شکل 10، فرکانس تقریبی 3 هرتز در زلزله افقی و با توجه به شکل 11، فرکانس تقریبی 2.65 به صورت پراثری در زلزله قائم وجود دارد. بنابراین وجود فرکانس 2.65 در مقیاس‌نگار پاسخ سازه (شکل 8) ناشی از اثرات تحریک ورودی به سیستم است. همچنین با توجه به وجود فرکانس 3 هرتز در تحریک ورودی که مطابق بر فرکانس طبیعی سازه است، امکان بروز پدیده تشدید و خسارت زیاد به سازه سد وجود دارد. در جدول 2، مقایسه نتایج فرکانس طبیعی اول و دوم مرجع [23]، تبدیل موجک و نرم‌افزار آباکوس آورده شده است. ملاحظه می‌شود که تبدیل موجک قابلیت بالایی در شناسایی فرکانس طبیعی سیستم دارد.

5- شناسایی ترک خوردگی لرزه‌ای

تأثیر ترک در ساختار سازه به صورت تغییرات موضعی سختی است که این تغییرات در ساختار دینامیکی سازه اثر قابل توجهی دارد. این موضوع در تغییر فرکانس طبیعی و مود شکل‌های لرزه‌ای قابل مداخله بوده و تحلیل این تغییرات شناسایی ترک را ممکن می‌سازد. بنابراین در این مرحله بایستی پارامترهای مودال بدست آمده از سازه آسیب‌دیده با پارامترهای مودال سازه سالم مورد مقایسه قرار گیرد. سپس برآحتی می‌توان اثرات ترک خوردگی و رفتار غیرخطی بر روی سد را ارزیابی کرد. همچنین استفاده از یک روش

جدول 2 مقایسه فرکانس‌های طبیعی سد کوینا

Table 2 Comparison of Koyna dam natural frequencies

پارامتر	چوپرا و چاکراباتی (هرتز) [23]	تبدیل موجک (هرتز)	آباکوس (هرتز)
فرکانس طبیعی اول	3.07	2.93	3.01
فرکانس طبیعی دوم	8.20	8.32	8.03

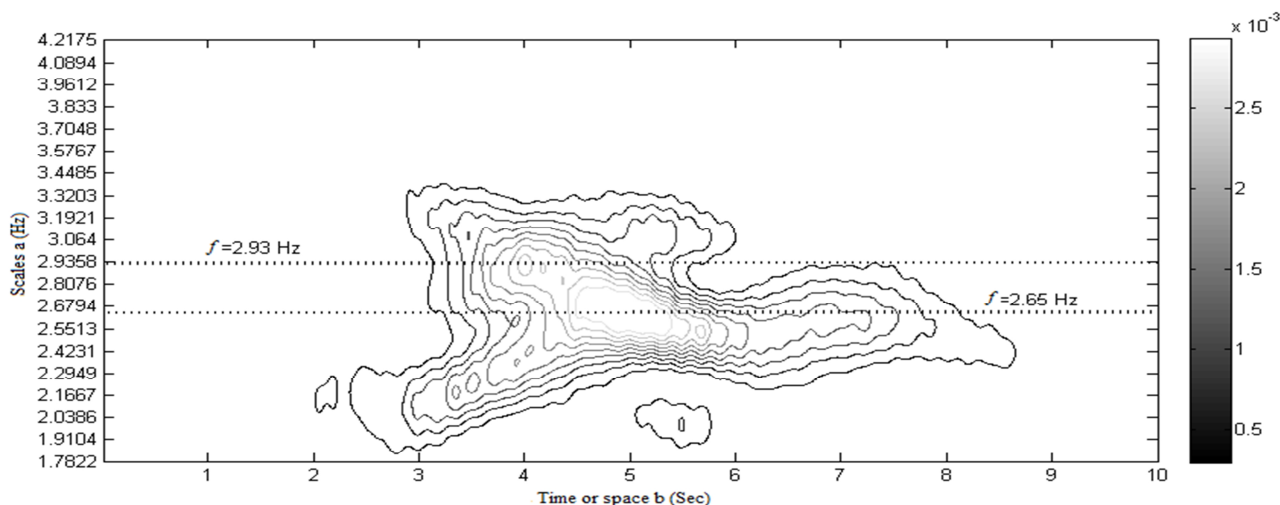


Fig. 8 The scalogram of dam crest horizontal displacement around the first natural frequency (Sec-Hz)

شکل 8 مقیاس‌نگار پاسخ جابجایی افقی تاج سد در محدوده فرکانس طبیعی اول (ثانیه - هرتز)

از شکست بلوک بالایی کاهش می‌یابد. با استفاده از مدل المان محدود توسعه یافته سد، نواحی مستعد آسیب، ترک خورده و در داخل بدنه گسترش پیدا خواهد کرد تا اینکه کل سازه دچار شکست شود. بعلاوه الگوی ترک خوردگی کلی بدنه سد حین زلزله پیش‌بینی شده و قابل بررسی است تا نقاط ضعف آن تقویت شود.

4-3- شناسایی سیستم سد

در این مرحله تحلیل نتایج مدل المان محدود به منظور شناسایی مشخصات دینامیکی و پارامترهای مودال با استفاده از روش‌های شناسایی سیستم انجام می‌شود. همانطور که در بخش 3 اشاره شد، در مورد ارتعاشات ناشی از زلزله به دلیل ورود به ناحیه غیرخطی استفاده از روش‌های زمان-فرکانس مثل تبدیل موجک برای سیستم‌های متغیر با زمان مثل سدهای آسیب دیده برای اطلاع از زمان شروع آسیب یا روند تغییرات فرکانسی با گسترش ترک در مقابل زمان مناسب است. لذا بدین منظور کد متلبی برای بدست آوردن تبدیل موجک پاسخ‌های سد کوینا نوشته شده است. با توجه به اینکه دامنه حرکتی تغییرمکان افقی نسبت به تغییرمکان قائم بیشتر است، بنابراین برای شناسایی برپایه تبدیل موجک از رکورد‌های خروجی تغییرمکان افقی تاج سد کوینا، یکبار با تحلیل خطی FEM برای سازه سالم و یکبار هم با تحلیل غیرخطی XFEM برای سازه آسیب‌دیده استفاده شده است. در اشکال 8 و 9 به ترتیب اسکلوگرام (مقیاس‌نگار) فرکانس طبیعی اول جابجایی افقی و عمودی تاج سد نشان داده شده است. این مقیاس‌نگارها برای مطالعه و بررسی موقعیت زمانی و فرکانسی فرکانس‌های سیستم ارائه شده‌اند. از این رو برای رسم آن‌ها، از رابطه (7) استفاده شده است. برای بدست آوردن اسکلوگرام از دستور Scalogram در محتوای کد نوشته شده برای تبدیل موجک در محیط نرم‌افزار متلب استفاده شده است.

در واقع اسکلوگرام، همان پنجره زمان - فرکانس سیگنال می‌باشد که محور قائم آن متناسب با مقیاس یا فرکانس و محور افقی متناسب با گام‌های زمانی رکورد است. خطوط خط‌چین، نشان دهنده مودهای ارتعاشی سیستم بوده و هر کدام از آن‌ها معادل با یک سیگنال تک فرکانس غالب متناظر با یکی از فرکانس‌های طبیعی سیستم می‌باشند. برای اجتناب از تکرر بیش از حد اشکال، صرفاً به ارائه نتایج پردازش سیگنال مربوط به مودهای اول و دوم ارتعاشی، که متناظر با رکورد جابجایی افقی تراز تاج سد می‌باشند، اکتفا شده

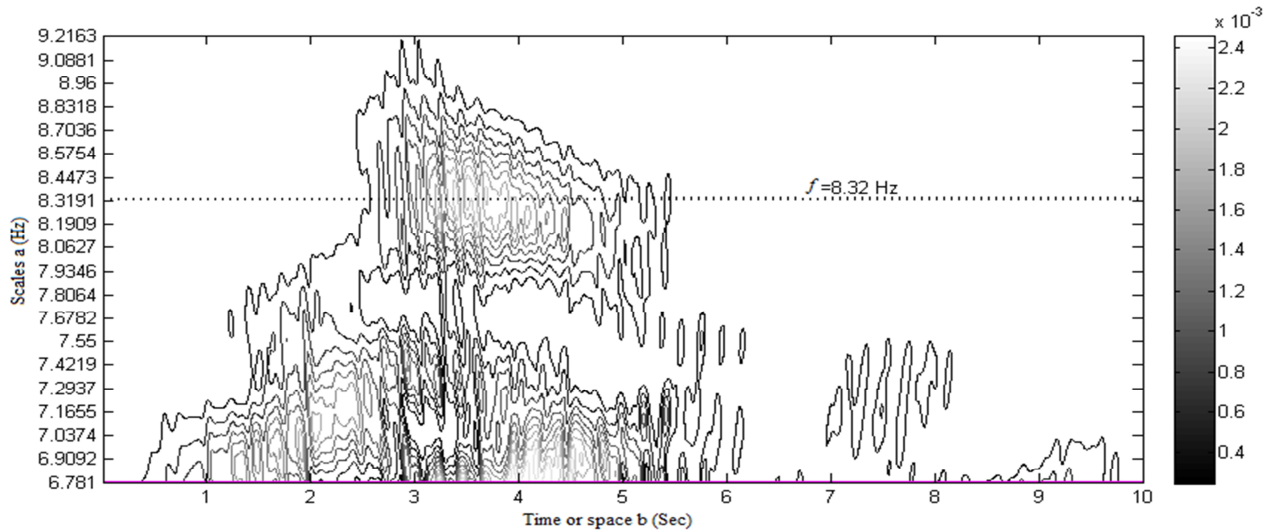


Fig. 9 The scalogram of dam crest vertical displacement around the second natural frequency (Sec-Hz)

شکل 9 مقیاس‌نگار پاسخ جابجایی عمودی تاج سد در محدوده فرکانس طبیعی دوم (ثانیه - هرتز)

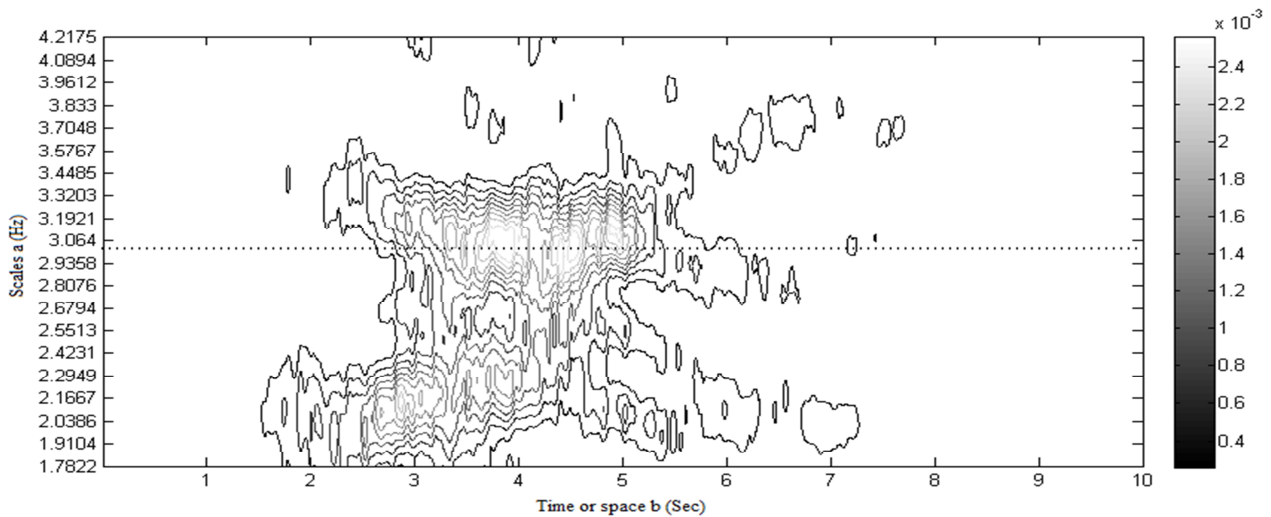


Fig. 10 The horizontal component of Koyna earthquake scalogram (Sec-Hz)

شکل 10 مقیاس‌نگار مولفه افقی زلزله کوینا (ثانیه - هرتز)

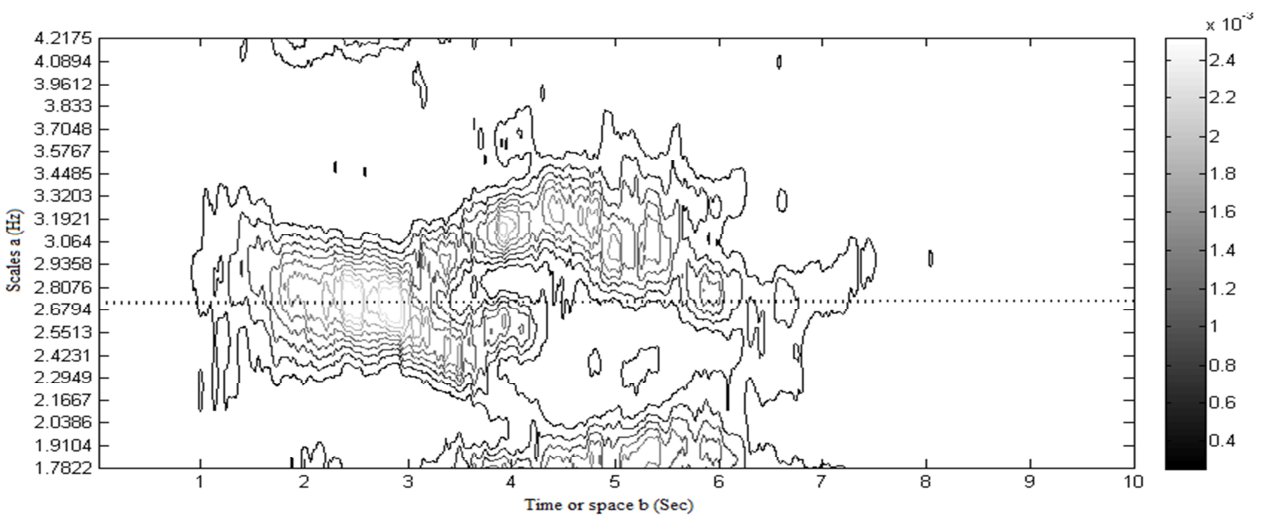


Fig. 11 The vertical component of Koyna earthquake scalogram (Sec-Hz)

شکل 11 مقیاس‌نگار مولفه عمودی زلزله کوینا (ثانیه - هرتز)

حرکت می‌کند و سختی سازه کاهش می‌یابد بطوریکه این موضوع از اشکال 5 و 6 نیز به طور واضح قابل رویت است. با توجه به شکل 13، می‌توان گفت که فرکانس طبیعی دوم سازه از 8.32 برای سازه سالم تا 8.45 برای سازه ترک خورده افزایش پیدا کرده است. همچنین قبل و بعد از ترک خوردگی اندکی افزایش در فرکانس ملاحظه می‌شود ولی نمی‌توان به طور مشخص این موارد را به آسیب ربط داد و می‌تواند ناشی از عوامل دیگر باشد. بنابراین فرکانس دوم قابلیت خوبی برای پیش‌بینی زمان شروع ترک خوردگی سد کوئینا ندارد.

2-5- شناسایی محل ترک

با بررسی و مقایسه پارامترهای مودال بدست آمده از مدل عددی، می‌توان به تشخیص محل آسیب صورت گرفته، با استفاده از مقایسه شکل موده‌های ارتعاشی در حالت سالم و آسیب دیده پرداخت. برای تعیین اشکال مودی ابتدا باید یک کانال مرجع، در نظر گرفته شود که در تحقیق حاضر تاج سد می‌باشد. اشکال مودی با توجه به دامنه و فاز ضرایب تبدیل موجک در فرکانس‌های طبیعی سازه (فرکانس‌های تشدید) تعیین می‌شوند که این مقادیر، از نسبت پاسخ‌های اندازه‌گیری شده در کانال متحرک به کانال مرجع

شناسایی یکسان یا در واقع تبدیل موجک برای سازه سالم و آسیب دیده می‌تواند مبنای مقایسه مناسبی بوده و نتایج بهتری داشته باشد.

1-5- پیش‌بینی زمان شروع ترک خوردگی

با بررسی و مقایسه پنجره زمان-فرکانس پاسخ سازه بدست آمده از مدل عددی، می‌توان به سیر تغییرات فیزیکی بوجود آمده در سازه و پیش‌بینی زمان شروع ترک خوردگی پرداخت. اشکال 12 و 13 به ترتیب مقیاس‌نگار جابجایی افقی و عمودی تاج سد ترک خورده را نشان می‌دهد.

با توجه به شکل 12، ملاحظه می‌شود که فرکانس طبیعی سیستم به دلیل شکست سد تا 2.1 هرتز کاهش پیدا کرده است که نشان می‌دهد خرابی در سازه اتفاق افتاده است. از زمان تقریبی 4 ثانیه که ترک خوردگی سد شروع می‌شود، به طور واضح فرکانس طبیعی سیستم از 2.1 هرتز شروع به کاهش کرده و تا زمان 4.5 ثانیه که سد بطور کامل ترک خورده و به مرز شکست می‌رسد تا فرکانس طبیعی 1.96 هرتز کاهش پیدا می‌کند و سپس رفته رفته کمی افزایش پیدا می‌کند تا به مرز پایداری برسد. در واقع پس از ترک خوردن کامل بدنه و جدا شدن بلوک بالایی سد، کل سازه سد با دوره تناوب بزرگتری

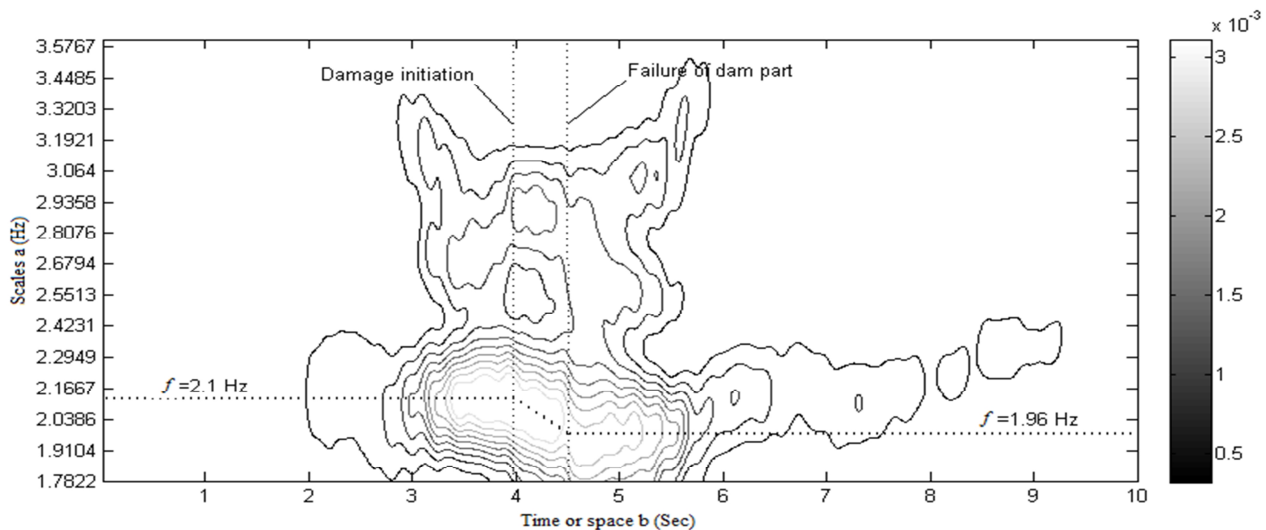


Fig. 12 The scalogram of the cracked dam crest horizontal displacement and the first modal frequency variation (Sec-Hz)

شکل 12 مقیاس‌نگار پاسخ جابجایی افقی تاج سد ترک خورده و تغییرات فرکانسی مود اول (ثانیه - هرتز)

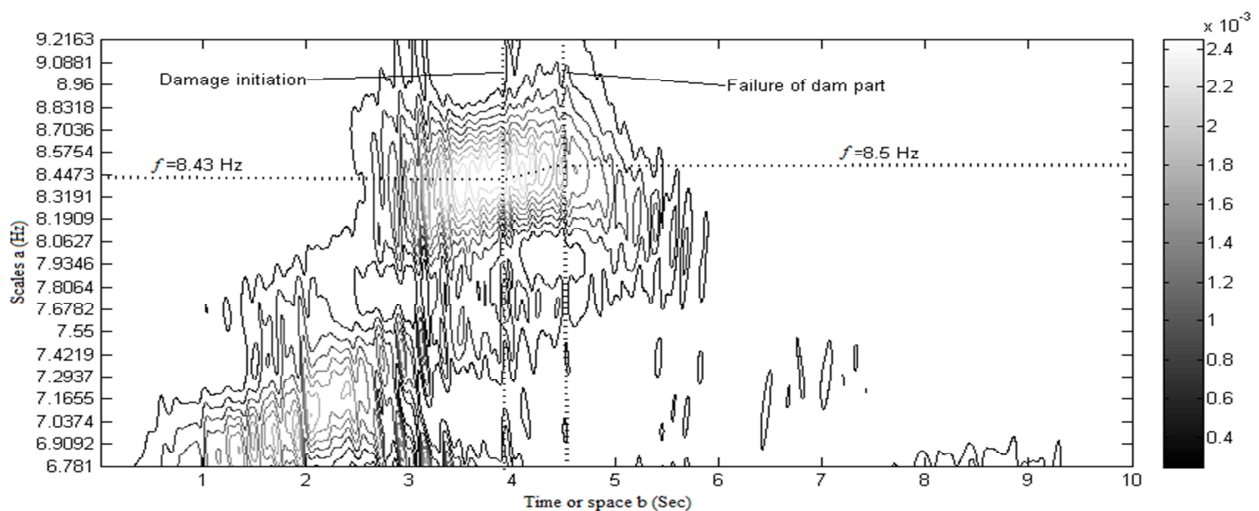


Fig. 13 The scalogram of the cracked dam crest horizontal displacement and the second modal frequency variation (Sec-Hz)

شکل 13 مقیاس‌نگار پاسخ جابجایی افقی تاج سد ترک خورده و تغییرات فرکانسی مود دوم (ثانیه - هرتز)

تقریبی 60 متری، بیشترین اختلاف دامنه حرکتی وجود دارد. بنابراین با بررسی مود طبیعی اول و دوم سازه سالم و آسیب‌دیده به راحتی می‌توان محل آسیب را در ارتفاع سد کوینا تشخیص داد.

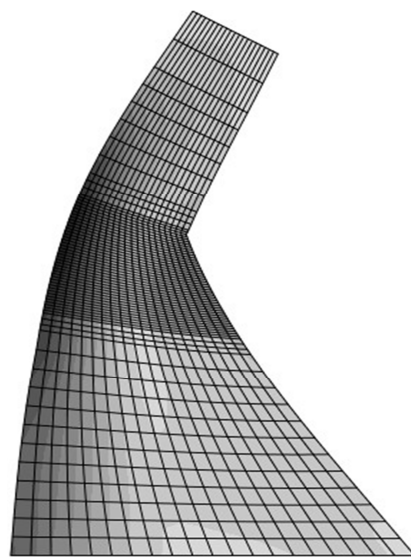
6- نتیجه‌گیری

در این تحقیق شناسایی ترک خوردگی لرزه‌ای سد بتنی بر مبنای ترکیب روش المان محدود توسعه یافته و تبدیل موجک انجام شد. با استفاده از تحلیل مدل المان محدود توسعه یافته سد، الگوی ترک خوردگی کلی بدنه ناشی از زلزله بدست می‌آید تا نقاط ضعف آن تقویت شود. نتایج نشان می‌دهد پس از ترک خوردن کامل و جدا شدن قسمت بالایی سد، کل سازه با دوره تناوب بزرگتری حرکت می‌کند و سختی سازه کاهش می‌یابد. گسترش ترک باعث تغییر تنش در بدنه و کاهش آن می‌شود به نحوی که میزان تنش بخصوص در بلوک بالایی نسبت به قسمت پایینی بیشتر کاهش

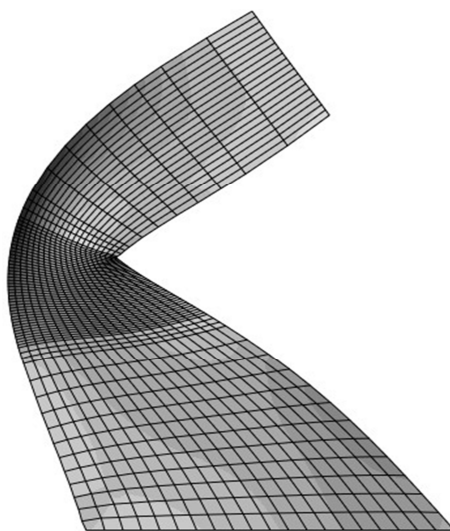
به دست می‌آید. در شکل 14 مقایسه اشکال مودی سازه سالم و آسیب‌دیده به صورت عادی و نرمالیزه شده نسبت به تاج سد با فواصل مساوی 10 متری و همچنین نتایج نرم‌افزار آباکوس (بزرگنمایی 30 برابر) برای فرکانس اول و دوم ارائه شده است.

ملاحظه می‌شود که تبدیل موجک قابلیت بالایی در شناسایی شکل موده‌های طبیعی سیستم دارد. با توجه به اینکه نتایج تبدیل موجک بر پایه پردازش سیگنال بوده است، اختلاف آن با نتایج نرم‌افزار آباکوس می‌تواند ناشی از عدم در نظر گرفتن جرم مودی در نقاط مختلف باشد.

مطابق شکل 14، ترک خوردگی باعث تغییر نوع رفتار مود اول شده که نقطه تلاقی با مود سازه سالم در ارتفاع تقریبی 60 متری، محل آسیب است. همچنین با مقایسه مود طبیعی دوم سازه سالم و آسیب‌دیده، می‌توان گفت نقطه‌ای که در آن بیشترین اختلاف دامنه حرکتی بین دو حالت وجود دارد به عنوان محل آسیب است. مطابق شکل 14 ملاحظه می‌شود که در ارتفاع



$f=3.01 \text{ Hz}$ - ABAQUS



$f=8.03 \text{ Hz}$ - ABAQUS

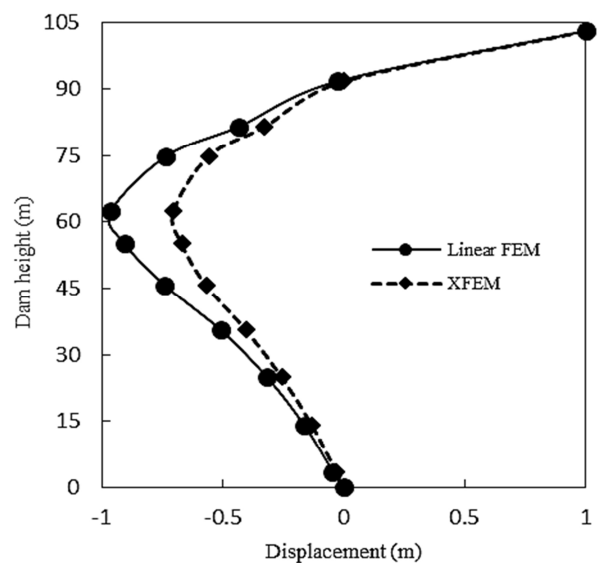
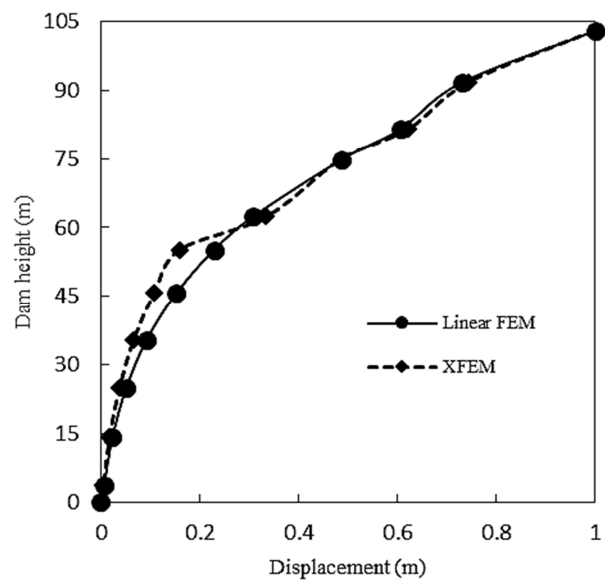


Fig. 14 Comparison of first and second modal shapes of Koyna intact and cracked dam obtained from Wavelet transform and Abaqus software

شکل 14 مقایسه نتایج سازه سالم و آسیب دیده اشکال مودی اول و دوم سد کوینا با استفاده از تبدیل موجک و نرم افزار آباکوس

- and magnitude in a cantilever beam from the vibration modes, *Journal of sound and vibration*, Vol. 138, No. 3, pp. 381-388, 1990.
- [8] E. Douka, S. Loutridis, A. Trochidis, Crack identification in beams using wavelet analysis, *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 40, No. 13, pp. 3557-3569, 2003.
- [9] H. Gökdağ, O. Kopmaz, A new damage detection approach for beam-type structures based on the combination of continuous and discrete wavelet transforms, *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 324, No. 3, pp. 1158-1180, 2009.
- [10] C. Bao, H. Hao, Z.-X. Li, X. Zhu, Time-varying system identification using a newly improved HHT algorithm, *Computers & Structures*, Vol. 87, No. 23, pp. 1611-1623, 2009.
- [11] E. N. Chatzi, B. Hiriyyur, H. Waisman, A. W. Smyth, Experimental application and enhancement of the XFEM-GA algorithm for the detection of flaws in structures, *Computers & Structures*, Vol. 89, No. 7, pp. 556-570, 2011.
- [12] H. Sun, H. Waisman, R. Betti, Nondestructive identification of multiple flaws using XFEM and a topologically adapting artificial bee colony algorithm, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 95, No. 10, pp. 871-900, 2013.
- [13] R. Tarinejad, M. Damadipour, Modal identification of structures by a novel approach based on FDD-wavelet method, *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 333, No. 3, pp. 1024-1045, 2014.
- [14] J. Jung, E. Taciroglu, Modeling and identification of an arbitrarily shaped scatterer using dynamic XFEM with cubic splines, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 278, pp. 101-118, 2014.
- [15] R. Ditommaso, F. Ponzio, G. Auletta, Damage detection on framed structures: modal curvature evaluation using Stockwell Transform under seismic excitation, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol. 14, No. 2, pp. 265-274, 2015.
- [16] N. Sukumar, D. L. Chopp, N. Moës, T. Belytschko, Modeling holes and inclusions by level sets in the extended finite-element method, *Computer methods in applied mechanics and engineering*, Vol. 190, No. 46, pp. 6183-6200, 2001.
- [17] A. Pourkamali Anaraki, *Complex enrichment for 2D crack modeling using extended finite element method*, Ph. D. Thesis, Tarbiat Modares University, November 2003, (in Persian).
- [18] A. Mertins, *Signal Analysis: Wavelets, Time-Frequency Transforms and Applications*, pp. 51-88, London: Wiley, 1999.
- [19] T. Kijewski, A. Kareem, Wavelet transforms for system identification in civil engineering, *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, Vol. 18, No. 5, pp. 339-355, 2003.
- [20] National Research Council (US), *Panel on Earthquake Engineering For Concrete Dams: design, performance, and research needs*, pp. 99-100, Washington (DC): National Academy Press, 1991.
- [21] H. M. Westergaard, Water pressures on dams during earthquakes, *Transaction ASCE*, Vol. 98, pp. 418-432, 1933.
- [22] S. Mridha, D. Maity, Experimental investigation on nonlinear dynamic response of concrete gravity dam-reservoir system, *Engineering Structures*, Vol. 80, pp. 289-297, 2014.
- [23] A. K. Chopra, P. Chakrabarti, The Koyna earthquake and the damage to Koyna dam, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 63, No. 2, pp. 381-397, 1973.

پیدا می‌کند. همچنین تبدیل موجک قابلیت بالایی در شناسایی پارامترهای مودال سیستم دارد. با بررسی پنجره زمان - فرکانس تغییرمکان تاج سازه سالم و آسیب‌دیده به راحتی می‌توان زمان شروع آسیب را از اسکلوگرام فرکانس طبیعی اول سازه تشخیص داد. فرکانس طبیعی سیستم از زمان تقریبی 4 ثانیه که ترک خوردگی سد شروع می‌شود، به طور واضح از 2.1 هرتز شروع به کاهش کرده و تا زمان 4.5 ثانیه که سد بطور کامل ترک خورده و به مرز شکست می‌رسد تا 1.96 کاهش پیدا می‌کند و سپس رفته رفته کمی افزایش پیدا می‌کند تا به مرز پایداری برسد. همچنین محل ترک در ارتفاع تقریبی 60 متری سد از روی شکل مودی اول سد با توجه به نوع رفتار قابل تشخیص است. می‌توان گفت که فرکانس طبیعی دوم سازه از 8.32 برای سازه سالم تا 8.45 برای سازه ترک خورده افزایش پیدا می‌کند ولی نمی‌توان به طور مشخص این موارد را به آسیب ربط داد و می‌تواند ناشی از عوامل دیگر باشد. بنابراین فرکانس دوم قابلیت خوبی برای پیش‌بینی زمان شروع ترک خوردگی سد کوینا ندارد. همچنین محل آسیب از روی شکل مودی دوم با توجه به اختلاف دامنه حرکتی در ارتفاع 60 متری قابل شناسایی است. در نتیجه با مقایسه فرکانس و مود طبیعی اول و دوم سازه سالم و آسیب‌دیده به راحتی می‌توان زمان و محل آسیب را در ارتفاع سد کوینا تشخیص داد.

7- مراجع

- [1] A. D. Dimarogonas, *Vibration for engineers*, pp. 3.30-3.43, London: Prentice Hall, 1996.
- [2] T.G. Chondros, A.D. Dimarogonas, Identification of cracks in welded joints of complex structures, *Journal of sound and vibration*, Vol. 69, No.4, pp. 531-538, 1980.
- [3] P. Cawley, R. Adams, The location of defects in structures from measurements of natural frequencies, *The Journal of Strain Analysis for Engineering Design*, Vol. 14, No.2, pp. 49-57, 1979.
- [4] H. Petroski, Simple static and dynamic models for the cracked elastic beam, *International Journal of Fracture*, Vol. 17, No. 4, pp. R71-R76, 1981.
- [5] P. Gudmundson, Eigenfrequency changes of structures due to cracks, notches or other geometrical changes, *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, Vol. 30, No. 5, pp. 339-353, 1982.
- [6] A. Dimarogonas, S. Paipets, *Analytical Methods in Rotor Dynamic*, pp. 2.12-2.50, London: Elsevier Applied Science, 1986.
- [7] P. Rizos, N. Aspragathos, A. Dimarogonas, Identification of crack location