



شناسایی آسیب بر مبنای شناسایی سیستم سد بتنی دوقوسی با استفاده از اجزای چسبنده ترک 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

اطلاعات مقاله

مقاله پژوهشی کامل
دریافت: 08 شهریور 1395
پذیرش: 16 آبان 1395
ارائه در سایت: 28 آذر 1395

کلید واژگان:

شناسایی آسیب

شناسایی سیستم

ترک چسبنده

روش المان محدود توسعه یافته

تبدیل موجک پیوسته

چکیده

هدف از تحقیق حاضر ارائه الگو و روندی کارآمد با استفاده از ترکیب روش المان محدود توسعه یافته بر مبنای مدل ترک چسبنده (اجزای چسبنده ترک توسعه یافته) و تبدیل موجک پیوسته برای پایش آنلاین سلامت سازه‌های سد بتنی دوقوسی می‌باشد. در این راستا مدل عددی دقیق سد سالم و آسیب‌دیده کارون 3 به عنوان یکی از بلندترین سدهای بتنی دوقوسی در حال بهره‌برداری کشور، به ترتیب با استفاده از روش اجزای محدود و اجزای چسبنده ترک توسعه یافته ساخته و تحت تحریک لرزه‌ای تحلیل می‌شود. مدل اجزای چسبنده ترک توسعه یافته برای مواد بتنی به عنوان مدلی قابل اطمینان برای ارزیابی پاسخ‌های واقعی سازه سد کارون 3 در برابر بارهای وارده و آسیب‌های ایجاد شده می‌باشد که در آن کل سازه به عنوان ناحیه مستعد آسیب معرفی شده و ترک اولیه‌ای وجود ندارد. سپس برای تعیین اثرات ترک خوردگی و رفتار غیرخطی، با استفاده از شناسایی سیستم بر مبنای تبدیل موجک پیوسته، پارامترهای موثر سازه و تغییرات آن از روی پاسخ سازه برای بدست آوردن زمان شروع ترک خوردگی و نیز تشخیص محل آسیب بررسی می‌شود. نتایج نشان می‌دهد علی‌رغم مشکلاتی مانند اثر ورودی، تداخل مودی و تاثیرگذاری انتخاب نقطه مرجع برای اشکال مودی ناشی از نزدیکی فرکانس‌های طبیعی سیستم، روند پیشنهادی از قابلیت بالایی برخوردار می‌باشد که تحلیل نتایج آن، سیر تغییرات فیزیکی بوجود آمده در سازه و زمان شروع ترک خوردگی از بررسی پنجره زمان-فرکانس و نیز تشخیص دقیق محل آسیب صورت گرفته از مقایسه شکل مودهای ارتعاشی طره مرکزی و پلان تاج سد را ممکن می‌سازد.

Damage Detection Based on System Identification of Concrete Arch Dam using XFEM Based Cohesive Crack Segments and Wavelet Transform

Sajjad Pirboudaghi, Reza Tarinejad*, Mohammad 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 29 August 2016
Accepted 06 November 2016
Available Online 18 December 2016

Keywords:

Damage detection
System identification
Cohesive crack
Extended finite element method
Continuous wavelet transform

ABSTRACT

The aim of this work is to propose a procedure for online structural health monitoring of a double curvature arch dam structure using combination of the extended finite element model (XFEM) based on cohesive crack model (XFEM based cohesive crack segments) and continuous wavelet transform (CWT). In this way, the Karun 3 dam, one of Iranian under operation arch dam, is numerically modeled and analyzed using the finite element method (FEM) and XFEM based cohesive crack segments respectively, and the dam is analyzed under the seismic excitation. The XFEM based cohesive crack segments for concrete material as a reliable model is used for investigating real responses of Karun 3 concrete dam against applied loads and damages. In this model, whole of the structure is potentially under damage risk, while there is no initial crack. Then, for specification of crack effects and nonlinear behavior, the structural modal parameters and their variation should be investigated based on structure response for obtaining damage initiation time and its location by using system identification based on CWT. Results show the high ability of proposed procedure, in spite of difficulties arising from input effect, modal interference and choosing reference point effectiveness on modal shapes. By using analysis of the procedure results, the history of physical changes occurred in the structure and cracking initiation time from investigating time-frequency window of the structure response and exact location of crack from comparing the intact and damaged crest and central cantilever vibration modes are made possible.

خرابی¹ در مقایسه‌ی دو وضعیت متفاوت از یک سیستم معنا خواهد داشت

1- مقدمه

Please cite this article using:

S. Pirboudaghi, R. Tarinejad, M. T. Alami, Damage Detection Based on System Identification of Concrete Arch Dam using XFEM Based Cohesive Crack Segments and Wavelet Transform, Modares Mechanical Engineering, Vol. 16, No. 12, pp. 373-383, 2016 (in Persian)

برای ارجاع به این مقاله از عبارت ذیل استفاده نمایید:

S. Pirboudaghi, R. Tarinejad, M. T. Alami, Damage Detection Based on System Identification of Concrete Arch Dam using XFEM Based Cohesive Crack Segments and Wavelet Transform, Modares Mechanical Engineering, Vol. 16, No. 12, pp. 373-383, 2016 (in Persian)

طی زلزله منجیل آسیب دیده بود، با استفاده از آزمایش میز لرزه پرداختند. مدل ایشان 1/30 مدل واقعی بوده و با استفاده از نتایج آزمایش، برای دو حالت سالم و ترک خورده، ضریب اطمینان مدل سد را در شرایط کنونی بدست آوردند.

پن و همکاران کارایی روش‌های المان محدود توسعه یافته چسبنده، المان محدود با روابط خرابی پلاستیک و المان محدود با رابطه الاستوپلاستیک دراگر-پراگر را برای ترک خوردگی لرزه‌ای سدهای بتنی بررسی کردند [13].

بایفوت و شرودر در سال 2012 اجزاء محدود توسعه یافته از مراتب بالاتر را با ترکیب المان محدود توسعه یافته استاندارد و المان محدود از مراتب بالاتر ارائه کردند. برآورد خطا با استفاده از مش تطبیقی و صحت‌سنجی 3 مثال عددی بررسی شده است [14].

باردواج و همکاران در سال 2013، مسائل ترک صفحه‌ای را با استفاده از روش المان ایزوژئومتریک توسعه یافته بررسی کردند. توابع شکل در این روش به جای توابع لاگرانژ در واقع توابع اسپلاین بود. نتایج نشان می‌دهد ضرایب تمرکز تنش بدست آمده از این روش دقت بیشتری نسبت به روش المان محدود توسعه یافته دارد [15].

ژانگ و همکاران در سال 2013 با اجرای روش المان محدود توسعه یافته توسط نرم‌افزار آباکوس، ترک خوردگی لرزه‌ای سدهای بتنی با ترک اولیه مثل سد کوینا را در حالت‌های مختلف ترک یکطرفه و دوطرفه بررسی کردند. نتایج تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد [16].

نصیرمنش و محمدی در سال 2015، تحلیل خطی مقادیر ویژه کمانش ورق‌های کامپوزیت تک لایه را در چارچوب روش المان محدود توسعه یافته بررسی کردند. المان پوسته 8 گرهی که تغییر شکل برشی را در نظر می‌گیرد، مورد استفاده قرار گرفته است. پارامترهای اثرگذار بر رفتار کمانشی ورق مثل طول، زاویه ترک، جهت فیبر و شرایط مرزی برای بررسی کارایی روش المان محدود توسعه یافته تحت بارگذاری فشاری، کششی و برشی بررسی شده است [17].

ونگ و همکاران در سال 2016، روش المان محدود توسعه یافته تطبیقی جدیدی با استفاده از المان شش وجهی پارامتری برای مدل‌سازی سوراخ‌های کامپوزیت سه بعدی پیشنهاد کردند که قابلیت و دقت بالایی برای تحلیل مسئله دارد [18].

در سال 2016 تارینژاد و دامادپور با استفاده از مدل ساختمان سه طبقه و سد پاکویما به روش جدید ترکیب تبدیل موجک و تجزیه حوزه فرکانس⁶، موفق به شناسایی سیستم شده‌اند به طوری که اثرات خطای ناشی از ناهمزمانی⁷ رکوردها حین زلزله بررسی شده است [19].

ترکیب روش المان محدود توسعه یافته بر مبنای مدل ترک چسبنده (اجزای چسبنده ترک توسعه یافته) و تبدیل موجک پیوسته بمنظور ارائه الگو و روندی کارآمد برای پایش سلامت سازه‌ای⁸ سد بتنی دوقوسی کارون 3 به عنوان یکی از سدهای بلند کشور در تحقیق حاضر پیشنهاد می‌شود. علی‌رغم استفاده از روش المان محدود توسعه یافته به طور گسترده در بسیاری از زمینه‌ها، تاکنون از روش المان محدود توسعه یافته در زمینه شناسایی سیستم و تشخیص آسیب بر مبنای آن استفاده نشده است. در روش‌های شناسایی آسیب، عیب از پیش تعیین شده‌ای (مثلاً المان با سختی صفر) در

که یک وضعیت به عنوان حالت بدون نقص و وضعیت دیگر به عنوان حالت آسیب دیده و غیر سالم خواهد بود. از این رو، برای تشخیص اثرات آسیب در یک سازه بزرگ و پیچیده با استفاده از شناسایی سیستم، نیاز به مدل‌سازی دقیق عددی است تا نتایج بدست آمده از این مدل غیرخطی، با حالت بدون نقص مورد مقایسه و ارزیابی قرار گیرند. برای مدل‌سازی عددی سازه ترک خورده نیاز به روش‌های دقیقی است تا اثرات آن به صورت صحیح و بهینه اعمال شود. عبارت دیگر تهیه مدل عددی از سازه که بتواند رفتار آن را توجیه کند بسیار با اهمیت خواهد بود. روش‌های گوناگونی در این زمینه وجود دارد که محبوب‌ترین آنها المان محدود می‌باشد. اما مدل‌سازی ناپوستگی‌ها و از جمله ترک همواره از مشکلات موجود در آن بوده است.

بنابراین برای حل این مشکل بلیتسکو و همکارانش (1994) روش «بدون المان»² را که در آن فقط گره در محیط مدل در نظر گرفته می‌شود، بنیانگذاری کردند [2,1]. استفاده از مفهوم «تفکیک پیوستگی»³ که ملنک و بابوسکا [3] و دات و اودن [4] در سال 1996 ارائه کردند چشم‌انداز جدیدی برای مدل کردن ترک بوجود آورد و در سال 1999، موئس و همکارانش روشی بر پایه المان محدود که نیاز به مش‌بندی مجدد نداشت را براساس مفهوم تفکیک پیوستگی بنیانگذاری کردند [5].

در سال 2000 داکس و همکارانش با تکمیل روش موئس، روشی به نام المان محدود توسعه یافته⁴ را بنا نهادند [6]. برای اولین بار کاربرد روش المان محدود توسعه یافته در مدل کردن ترک‌های سه بعدی توسط سوکومار و همکارانش ارائه شد [7].

لطفی و همکاران در مطالعاتی [9,8] به بررسی ترک خوردگی لرزه‌ای سدهای بتنی با مدل‌سازی سدهای کوینا و سد بتنی قوسی پرداخته‌اند. آنها از مدل خرابی - پلاستیک با مکانیزم‌های میرایی مختلف و همچنین ترکیب تکنیک ترک نفوذی غیرمتعامد و ترک گسسته استفاده کرده‌اند. تکنیک ترکیبی استفاده شده بوسیله برنامه نوشته شده بر روی سد کوینا کارایی خوبی داشته است [8]. نتایج نشان می‌دهد مدل میرایی وابسته به خرابی، ترک خوردگی بیشتری داشته و الگوی ترک را بهتر پیش‌بینی می‌کند. همچنین اضافه کردن اندرکنش به مدل باعث تفاوت بیشتری در نتایج مکانیزم‌های میرایی می‌شود [9].

باو و همکاران در سال 2009، تبدیل هیلبرت-هوآنگ بهبود یافته 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].

چن و همکاران در سال 2009 کارایی ناحیه چسبنده⁵ بر مبنای روش المان محدود را برای مسائل شکست هیدرولیکی بررسی کردند. در واقع در مساله، فشار آب نیز در داخل ترک وجود دارد که باعث اعمال فشار به دیواره‌های ترک می‌شود. معادلات حاکم با استفاده از روابط اندرکنش سیال و جامد ارائه شده و مورد استفاده قرار گرفت [11].

در سال 2010 قائم‌مقامی و قائمیان [12] به مطالعه سد سفیدرود که

¹ Damage

² Element Free- Mesh Free

³ Partition of Unity

⁴ Extended finite element method

⁵ Cohesive zone

⁶ FDD-WT

⁷ Non-synchronous

⁸ Structural Health Monitoring (SHM)

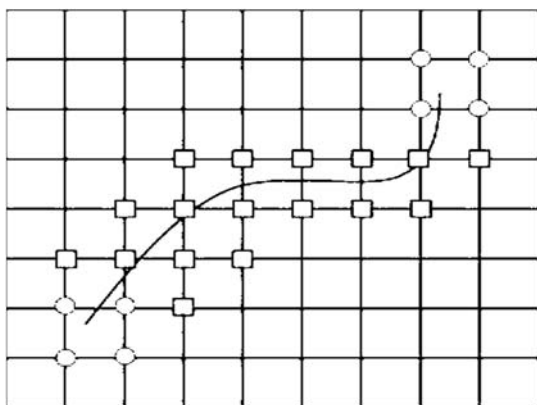


Fig. 1 The nodes enrichment representation in XFEM [20]

شکل 1 نمایش غنی‌سازی گره‌ها در روش المان محدود توسعه یافته [20]

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

برای استفاده از تابع فوق محور افقی 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 افقی ($y > 0$) دارای H برابر 1+ و در غیر اینصورت ($y < 0$) برابر 1- می‌شود.

غنی‌سازی در گره‌های اطراف نوک ترک از طریق تابع تکینه انجام می‌شود تا بهترین تطبیق را با شرایط واقعی جابجایی‌های اطراف نوک ترک پیدا کند. عبارتی که ایجاد حالت تکینه 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 تکینه‌سازی اضافه می‌شود که این عبارات از رابطه بین جابجایی‌های نقاط اطراف نوک ترک برحسب موقعیت آن نقاط و «ضرایب شدت تنش²» 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 x, y 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 x, y است که برای گره‌های اطراف المان‌های کاملاً بریده شده توسط ترک بدست می‌آید. $d_{\alpha I}$ و $b_{\alpha I}$ 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. بنابراین با روش المان محدود توسعه یافته، ترک به

سازه گنجانده شده و سپس به بررسی آن پرداخته می‌شود. ولی در روند پیشنهادی حاضر، کل سازه با استفاده از قابلیت روش المان محدود توسعه یافته مستعد آسیب بوده و هر ناحیه‌ای که به حد خرابی برسد، شروع به ترک خوردگی کرده و داخل بدنه گسترش پیدا خواهد کرد. اگرچه ممکن است سازه اصلاً ترک نخورد. این قابلیت مزیت بزرگی است که در ترکیب با تبدیل موجک پیوسته برای پایش آنلاین سلامت سازه‌ای محسوب می‌شود و هر لحظه با استفاده از آن می‌توان هرگونه تغییر در سیستم را شناسایی کرد. ضمن اینکه اثرات غیرخطی بودن سازه در نظر گرفته شده و الگوی ترک خوردگی لرزه‌ای بدنه سد بدست می‌آید.

2- روش المان محدود توسعه یافته

روش المان محدود توسعه یافته یکی از روش‌های جدید مدلسازی مسائل مکانیک شکست است. این روش نسبت به روش‌های پیشین دارای مزیت‌های بسیاری است. مدل کردن ناپیوستگی‌ها مثل ترک با روش المان محدود معمولی نیازمند آن است که مش از هندسه ناپیوستگی تبعیت کند. مدل کردن یک ترک در حال رشد پیچیده‌تر خواهد بود زیرا همانطور که ترک رشد می‌کند مش نیز باید بتواند خود را با هندسه جدید ترک در هر گام مطابقت دهد. در روش المان محدود توسعه یافته 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 تکینه در المان نوک ترک استفاده می‌گردد. در نتیجه اعمال توابع، درجه آزادی گره‌های اطراف المان نوک ترک و گره‌های اطراف طول ترک افزایش می‌یابد، که به آن غنی‌سازی گرهی مطابق روابط 1 و 2 گفته می‌شود:

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

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

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_I, c_I ضرایب مجهول مرتبط با توابع غنی‌ساز به ترتیب در جهات y و x است که در نهایت توسط این روابط، ضرایب مجهول a_I, c_I به درجات آزادی گره‌های اطراف ترک اضافه می‌شوند. مطابق شکل 1، 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 (گره‌های مربعی) 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 تکینه انجام خواهد گردید (گره‌های دایره‌ای).

برای معرفی هندسه ترک در روش المان محدود توسعه یافته از روش تعیین سطح¹ استفاده می‌شود. در واقع این روش کمک می‌کند تا گره‌هایی که باید غنی‌سازی شوند، مشخص شود. برای غنی‌سازی از طریق تابع پله‌ای واحد از یک تابع دو مقداری H به صورت رابطه (3) استفاده می‌شود:

² Stress intensity factor

¹ Level set method

(A-B) است. نقطه پیک نمودار (نقطه A) محل آغاز شکست می‌باشد که روابط زیادی برای تعیین آن ارائه شده است.

مکانیزم گسیختگی عبارت است از معیار جوانه‌زنی آسیب و قانون تکامل آن³. یکی از روابط معیار جوانه‌زنی آسیب که مبنای مدل استفاده شده در تحقیق حاضر نیز می‌باشد، معیار شکست حداکثر تنش اصلی⁴ مطابق با رابطه (7) است:

$$f = \left\{ \frac{\langle \sigma_{\max} \rangle}{\sigma_{\max}^0} \right\} \quad (7)$$

در رابطه 7، σ_{\max}^0 به معنای بیشترین تنش اصلی مجاز ماده است. نماد $\langle \cdot \rangle$ ، به برانتز ماکالای⁵ معروف است. هنگامی که آرگومان این تابع منفی شود، تابع مقدار صفر را برمی‌گرداند و برای مقادیر مثبت آرگومان، تابع برابر با مقدار آرگومانش می‌شود. بنابراین تغییر شکل فشاری خالص و یا تنش فشاری نمی‌تواند منجر به ایجاد آسیب شود. آسیب هنگامی شروع می‌شود که نسبت تنش اصلی حداکثر (رابطه 7) به مقدار یک برسد. ترک اضافه شده یا ترک اولیه هنگامی توسعه می‌یابد که پس از یک مرحله تعادل، معیار شکست با توجه به ترانس مدنظر f_{tol} در محدوده مشخص شده در رابطه (8) قرار بگیرد:

$$1.0 \leq f \leq 1.0 + f_{tol} \quad (8)$$

در این معیار هنگامی که تنش اصلی حداکثر ارضا شد، ترک جدید همیشه متعادل با تنش اصلی حداکثر اصلی تعریف می‌شود. پس از جوانه‌زنی ترک، رشد آن بر اساس ارتباط بین تنش چسبنده و باز شدن دهانه ترک محاسبه می‌شود. قانون تکامل آسیب در واقع سرعت کاهش سختی چسبندگی را هنگام ارضا شدن معیار جوانه‌زنی نشان می‌دهد. چهارچوب اصلی قانون تکامل آسیب این معیار، همان قانون تکامل آسیب در سطوح چسبنده است. از اینرو مولفه‌های عمودی و برشی متاثر از آسیب بر اساس روابط (9) تعریف می‌شوند:

$$t_n = \begin{cases} (1-D) \times T_n & , T_n \geq 0 \\ T_n & , T_n < 0 \end{cases} \\ t_s = (1-D) \times T_s \\ t_t = (1-D) \times T_t \quad (9)$$

که در رابطه (9)، T مولفه‌های تنش پیش‌بینی شده با رفتار جداسازی الاستیک بردار تنش برای حالت بدون آسیب و t مولفه‌های متاثر از آسیب است. زیرنویس‌های n ، s ، t به ترتیب بیانگر راستای عمودی و راستای برشی اول و دوم هستند. متغیر عددی D بیانگر مقدار آسیب است. مقدار اولیه متغیر D در ابتدا صفر است و به مرور با شروع و رشد آسیب مقدار آن از صفر به سمت یک پیش می‌رود. تا رسیدن به نقطه آغاز شکست، تغییر شکل ماده کاملاً الاستیک بوده که مقدار آن با توجه به تنش وارده، مدول یانگ و ضریب پواسون ماده قابل محاسبه است. بعد از ارضا شدن رابطه (7) و رسیدن به نقطه A ماده وارد فاز شکست شده و مقاومت خود را کم کم از دست خواهد داد [25]. برای تعیین معیار آسیب تنش حداکثر اصلی، با استفاده از آزمایش انجام شده بر روی نمونه برای تعیین مقاومت کششی، این عدد به عنوان تنش اصلی حداکثر مجاز برای مدل در نظر گرفته شده است.

4- تبدیل موجک پیوسته

منظور از توزیع زمان - فرکانس⁶، تکنیک‌ها و اصولی است که در تحلیل

صورت مجازی و مستقل از مش مدل می‌شود و نیاز به استفاده از مش ریز، المان تکینه در اطراف نوک ترک و ایجاد مش مجدد در بررسی رشد ترک نخواهد بود [21].

3- مدل ترک چسبنده¹

در حالتی که ناحیه فرآیند شکست در مقایسه با طول ترک و ابعاد مسئله قابل صرفنظر کردن نباشد، مثل مصالح نیمه ترد نظیر مصالح خاکی و بتن، استفاده از مدل مکانیک شکست الاستیک خطی منطقی نیست. بمنظور توصیف فرآیندهای غیرخطی که در محدوده نوک ترک رخ می‌دهد، بارنبلات در سال 1962 [22] و داگدایل در سال 1960 [23] مدل ترک چسبنده را به عنوان جایگزینی برای مدل مکانیک شکست خطی مطرح نمودند. مدل ترک چسبنده، رفتار غیرخطی در ناحیه نوک ترک را به حساب آورده و تکینگی میدان تنش در نوک ترک را که یک فرض غیر واقعی مکانیک شکست الاستیک خطی می‌باشد اصلاح می‌کند. مطابق شکل 2، نوک ترک در مدل ترک چسبنده به دو صورت تعریف می‌شود: یکی نوک ترک ریاضی که محلی است که در آن ناپیوستگی میدان جابجایی در مدل المان محدود توسعه یافته از بین می‌رود و دیگری نوک ترک واقعی که محلی است که در آن نیروی چسبنده در نوک ترک از بین می‌رود.

3-1- معیار کشش جدایش²

برای بررسی و مدلسازی رفتار مکانیکی مواد تحت اعمال تنش‌های مختلف، معیارهای شکستی منطبق با خصوصیات آنها ارائه می‌شود. معیار کشش جدایش بر مبنای مفهوم ترک چسبنده که در آن رفتار ماده تحت اعمال کشش و برش، به دو بخش قبل از جوانه زنی و آغاز شکست کامل ماده تقسیم می‌شود، همخوانی خوبی با رفتار مواد شبه ترد از جمله سنگ‌ها و مواد مصنوعی مانند بتن از خود نشان می‌دهد. در شکل 3، نمای کلی این معیار شکست نشان داده شده است که قابل تقسیم به دو بخش تغییر شکل الاستیک قبل از جوانه‌زنی ترک (O-A) و ایجاد و توسعه ترک در ماده

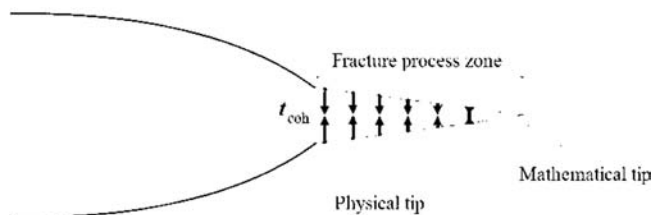


Fig. 2 Crack tip of cohesive crack model [24]

شکل 2 نوک ترک در مدل ترک چسبنده [24]

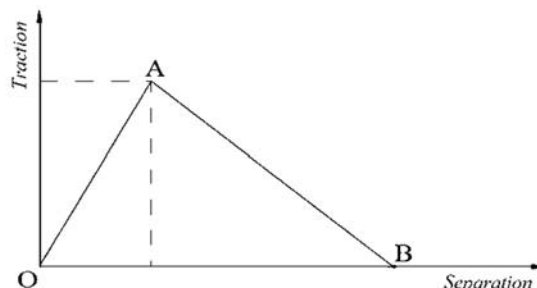


Fig. 3 Schematic diagram of traction separation law [25]

شکل 3 نمودار شماتیکی از معیار کشش - جدایش [25]

³ Damage evolution law

⁴ Maximum principal stress (MaxPS)

⁵ Macaulay bracket

⁶ Time-Frequency distribution

¹ Cohesive crack model

² Traction separation laws

$$W_{a,b} = \int_{-\infty}^{+\infty} x(t)\psi_{a,b}^*(t)dt \quad (12)$$

همان‌طور که اشاره شد، در معادلات (11) و (12)، ضریب b پارامتر انتقال و ضریب a پارامتر مقیاس نامیده می‌شود. ضریب $1/\sqrt{a}$ نیز جهت نرمالیزه کردن انرژی بکار می‌رود. پارامتر انتقال b ، وظیفه انتقال تابع را در طول زمان بر عهده دارد؛ با بزرگ شدن a در رابطه بالا، موجک اصلی کشیده می‌شود و بخش بزرگی از سیگنال را پوشش می‌دهد که به تبع آن محتوای فرکانسی پایین را آشکار می‌سازد. با کاهش پارامتر a ، موجک اصلی منقبض شده و بخش کوچکی از سیگنال را پوشش می‌دهد. نحوه محاسبه تبدیل موجک سیگنال $x(t)$ چنین می‌باشد که پس از انتخاب موجک اصلی (مادر) سیگنال مورد نظر را بر روی $\psi_{a,b}$ تصویر کرده و تبدیل موجک آن با محاسبه انتگرال بدست می‌آید. این عمل به ازای تمامی مقادیر b و a برای بدست آوردن تبدیل موجک محاسبه می‌شود. مقدار انتگرال محاسبه شده در هر گام را با c نشان می‌دهند که نشان دهنده آن است که موجک مربوطه با این قسمت از سیگنال تا چه حدی همبسته می‌باشد. هر چه مقدار c بیشتر باشد، تشابه نیز بیشتر می‌گردد. در تحقیق حاضر موجک مورلت اصلاح شده، به عنوان تابع موجک مادر انتخاب شده است. این تابع به صورت رابطه (13) تعریف می‌شود:

$$\psi(t) = \frac{1}{\sqrt{\pi f_b}} e^{i2\pi f_c t} e^{-t^2/f_b} \quad (13)$$

که در آن پارامتر پهنای باند و پارامتر فرکانس مرکزی موجک است. پارامتر پهنای باند f_b شکل موجک اصلی را کنترل می‌کند؛ این قابلیت در موجک مورلت سنتی یا رایج، وجود نداشت. تبدیل فوری موجک مورلت اصلاح شده اتساع یافته، به صورت رابطه (14) می‌باشد:

$$\psi(af) = e^{-f_b \pi^2 (af - f_c)^2} \quad (14)$$

با ماکزیمم کردن تابع $\psi(af)$ می‌توان به رابطه $af = f_c$ دست یافت. این رابطه بیان‌گر اینست که فرکانس فوری f به وسیله پارامترهای a و f_c تعریف می‌شود. عمده تفاوت موجک‌های مورلت رایج و اصلاح شده، به پارامتر پهنای باند برمی‌گردد. در موجک مورلت رایج، برای تجزیه و تحلیل تمامی سیگنال‌ها، از مقدار عددی $f_b = 2$ استفاده می‌شود و همین امر منجر به ایجاد رزولوشن پایین به خصوص در تحلیل سیگنال‌های باند پهن می‌شود. بنابراین موجک مورلت اصلاح شده، به دلیل برخورداری از مزیت پارامترهای قابل تنظیم f_c و f_b ، قادر به تجزیه هر نوع سیگنال (به ویژه سیگنال‌های باند پهن) با رزولوشن و قدرت تفکیک پذیری بی‌نظیر می‌باشد. همچنین مودهای نزدیک به هم به طور کامل تفکیک و جدا می‌شوند و در اغلب موارد نواحی اثر انتهایی نیز به طور مؤثر و به قدر کفایت حذف می‌شوند [26].

5- مدلسازی عددی سد کارون 3

سد کارون 3 به عنوان یکی از بلندترین سدهای بتنی دوقوسی در حال بهره‌برداری کشور از اهمیت ویژه‌ای برخوردار می‌باشد. عملکرد مطابق انتظار این سازه و اطمینان از این مسئله، جایگاه ویژه‌ای در صنعت سدسازی کشور دارد. سد کارون 3 از نوع بتنی دوقوسی با طول تاج 462 متر، عرض تاج 5.5 متر، ارتفاع از پی 205 متر و ضخامت در پی 29.5 متر می‌باشد. نمایی از بدنه سد، مخزن و سازه‌های جنبی در شکل 4 ارائه شده است.

برای تحلیل سد از پارامترهای قبلاً بدست‌آمده که مبنای طراحی سد کارون 3 می‌باشند استفاده می‌شود. مدول الاستیسیته 29.5 گیگاپاسگال، ضریب پواسون 0.2، دانسیته بتن 2400 کیلوگرم بر مترمکعب و مقاومت

سیگنال استفاده می‌شود که از یک سو، محتوای زمانی - فضایی را در نظر می‌گیرد و از سوی دیگر محتوای طیفی، تا اینکه نتایج قوی‌تری را نسبت به حالتی که دو حوزه را جداگانه در نظر می‌گیریم بدست آوریم. چگالی انرژی زمانی و چگالی انرژی فرکانسی جهت تشریح موقعیت فیزیکی کافی نمی‌باشند زیرا آنچه را که رخ می‌دهد بطور کامل نشان نمی‌دهند. با توجه به ورود به ناحیه غیرخطی، روش‌های زمان-فرکانس 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 بهتر است.

یکی از روش‌های مهم و پیشرفته در حوزه زمان-فرکانس، روش تبدیل موجک می‌باشد؛ این روش با تجزیه و توزیع سیگنال در هر دو حوزه زمانی و فرکانسی، قادر به تعیین مشخصات و محتوی داخلی آن می‌باشد. برترین ویژگی روش تبدیل موجک، خاصیت آنالیز چند رزولوشنی آن می‌باشد؛ در واقع همین خصوصیت برجسته، عامل اصلی روی آوردن از تبدیل فوری زمان کوتاه به تبدیل موجک است. بنابراین می‌توان یک سیگنال تاریخچه زمانی را با استفاده از روش تبدیل موجک به حوزه زمان-فرکانس برده و آن را به مؤلفه‌های فرکانسی غالب تجزیه و سیگنال‌های تک فرکانس غالب را به منظور محاسبه میرایی ایجاد نمود. تبدیل موجک پیوسته¹ به صورت کانولوشن² سیگنال $x(t)$ و نمونه‌های مختلف موجک‌های اتساع و انتقال یافته از موجک مادر، تعریف می‌شود:

$$CWT_x^\psi(a,b) = \frac{1}{\sqrt{|a|}} \int_{-\infty}^{+\infty} x(t)\psi\left(\frac{t-b}{a}\right)dt \quad (10)$$

که در آن a و b ، به ترتیب پارامترهای انتقال³ و مقیاس⁴ می‌باشند و CWT نیز ضریب تبدیل موجک نامیده می‌شود. در رابطه (10)، ψ^* تابع پنجره است که اصطلاحاً موجک مادر نامیده می‌شود. مفهوم انتقال دقیقاً مشابه با مفهوم انتقال زمانی در تبدیل فوری زمان کوتاه است که میزان جابجایی پنجره را معلوم می‌کند و به وضوح، اطلاعات زمانی تبدیل را دربردارد. اما بر خلاف تبدیل فوری زمان کوتاه، در تبدیل موجک به طور مستقیم پارامتر فرکانس نداریم. در عوض، پارامتر مقیاس را داریم که به طور معکوس با فرکانس ارتباط دارد. با توجه به هدف تحقیق، نوع کاربرد و شرایط سیگنال، ممکن است یک موجک خاص انتخاب شود. تبدیل موجک را می‌توان تبدیل فوری‌ای در نظر گرفت که ابعاد پنجره آن متغیر می‌باشد که تغییرات ابعاد پنجره بستگی به ماهیت سیگنال مورد بررسی دارد. به عبارت دیگر بر خلاف تبدیل‌های زمان-فرکانس که دارای طول پنجره‌های ثابت در حوزه زمان و فرکانس هستند، طول این پنجره‌ها در حوزه زمان و فرکانس متغیر هستند، بنابراین از این لحاظ نسبت به تبدیل‌های زمان-فرکانس دارای انعطاف بیشتری در پردازش سیگنال‌های ناماننا هستند. طبق رابطه (10)، چنین می‌توان بیان کرد که تبدیل موجک از ضرب داخلی تابع $x(t)$ و نسخه انتقال یافته و مقیاس شده تابع موجک $\psi_{a,b}(t)$ بدست می‌آید. تابع موجک به صورت رابطه (11) می‌باشد [26]:

$$\psi_{a,b}(t) = \frac{1}{\sqrt{|a|}} \psi\left(\frac{t-b}{a}\right) \quad (11)$$

در نتیجه تبدیل موجک ارائه شده در رابطه (10) به صورت رابطه (12) نیز قابل نمایش است:

¹ Continuous wavelet transform

² Convolution

³ Location parameter

⁴ Scaling parameter

چسبنده بر پایه خواص بتن آن ساخته می‌شود. با توجه به مقاومت مجاز کششی بتن بدنه، ماکزیمم تنش اصلی مطابق با معیار کشش جدایش، برابر 3.76 مگاپاسگال می‌باشد. برآورد خرابی از نوع انرژی با انرژی شکست 300 نیوتن بر متر در نظر گرفته شده است. ضریب ویسکوزیته برای چسبندگی پایدارسازی آسیب⁴ بمنظور همگرا کردن آنالیز غیرخطی برابر 10^{-6} است.

5-1- نتایج تحلیل سد سالم و روش اجزای چسبنده ترک توسعه یافته

زلزله کوینا یکی از شدیدترین رکوردهای گزارش شده در سطح دنیا می‌باشد که باعث ایجاد ترک‌های شدید در سد بتنی وزنی کوینا شده است. مطابق شکل 6، شتابنگاشت زلزله کوینا باعث ترک خوردگی بدنه سد و همچنین آسیب دیدگی موضعی در نواحی تکیه گاهی سد کارون 3 شده است. بنابراین با استفاده از تحلیل مدل المان محدود توسعه یافته سد، نواحی مستعد آسیب، ترک خورده و در داخل بدنه گسترش پیدا خواهد کرد و حتی ممکن است کل سازه دچار شکست و گسیختگی شود. لازم به ذکر است که اثر درزهای اجرایی در نظر گرفته نشده است. ترک خوردگی از ثانیه 4.09 شروع شده و تا ثانیه 4.14 منجر به رشد ترک 53 متری در داخل بدنه سد می‌شود. در شکل 7، هندسه سه بعدی ترک عمیق ایجاد شده در بدنه نشان داده شده است. بنابراین الگوی ترک خوردگی کلی بدنه سد کارون 3 حین زلزله پیش‌بینی شده و قابل بررسی است تا نقاط ضعف آن تقویت شود. در اشکال 8 تا 10 به ترتیب مقایسه تغییر مکان عرضی، طولی و قائم نقطه وسط تاج سد تحت زلزله آورده شده است. بیشترین محدوده تغییر مکان مربوط به حالت طولی می‌باشد در حالیکه محدوده تغییر مکان عرضی و قائم یکسان است. همچنین الگوی تغییر مکان طولی و قائم شبیه بهم می‌باشد، چراکه شتابنگاشت اعمالی زلزله در جهت طولی و قائم یکسان است. در حالیکه الگوی تغییر مکان عرضی متفاوت با دو تغییر مکان دیگر است. ماکزیمم تغییر مکان طولی، عرضی و قائم به ترتیب با تحلیل المان محدود، برابر 0.151، 0.021- و 0.033 و با تحلیل



Fig 4 Karun 3 dam and its reservoir and appurtenant

شکل 4 نمایی از بدنه سد کارون 3، مخزن و سازه‌های جنبی

نهایی فشاری بتن 35 مگاپاسگال می‌باشد. میرایی سد به روش رایلی با نسبت میرایی بحرانی 3 درصد با استفاده از فرکانس طبیعی اول و سوم سازه بدست آمده است. رفتار سد با استفاده از نرم‌افزار آباکوس ابتدا به صورت الاستیک خطی با المان C3D8R، گام زمانی 0.01 و بطول 10 ثانیه در نظر گرفته می‌شود. مدل المان محدود و مش بندی مناسب آن پس از حساسیت‌سنجی در شکل 5 ارائه شده است. شتابنگاشت اعمال شده بر اساس مولفه‌های افقی و قائم زلزله کوینا می‌باشد که با بزرگنمایی 3 برابر وارد شده است. برای مولفه طولی¹ و قائم² از مولفه افقی و برای مولفه عرضی³ از مولفه قائم زلزله کوینا استفاده شده است. اعمال مولفه‌های زلزله و بزرگنمایی آن به صورتی بوده است که در نهایت ترک در داخل بدنه سد به دور از تکیه‌گاه اتفاق افتد. بارهای استاتیکی شامل وزن و فشار آب هیدرواستاتیک است. برای آسیب و گسترش ترک از روش المان محدود توسعه یافته مطابق با مش بندی شکل 5 استفاده می‌شود. مدل المان محدود توسعه یافته سد با توجه به مدل ترک

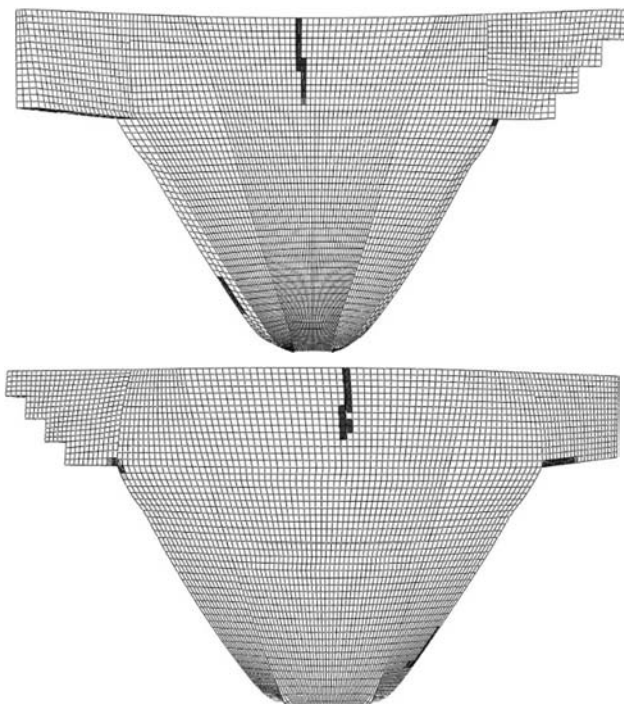


Fig. 6 The downstream and upstream face of Karun 3 dam cracks

شکل 6 ترک‌های سد کارون 3 در رویه پایین دست و بالادست

⁴ Damage stabilization cohesive

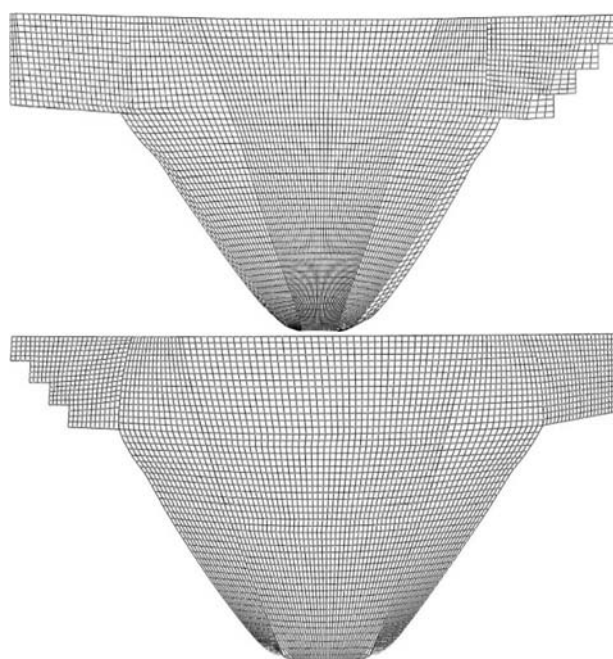


Fig 5 Finite element model of Karun 3 dam

شکل 5 مدل المان محدود سد کارون 3

¹ Longitudinal
² Vertical
³ Transversal

المان محدود توسعه یافته بر مبنای مدل ترک چسبنده بتن، برابر 0.163 - 0.023 و 0.042 می باشد. ملاحظه می شود که الگوی ترک خوردگی سد سالم و آسیب دیده تا قبل از ایجاد ترک بسیار شبیه به هم می باشد. ولی پس از گسترش ترک متفاوت خواهد بود. در حالت کلی ترک خوردگی باعث افزایش تغییر مکان های سد شده است.

5-2- شناسایی سیستم سد کارون 3

در این مرحله شناسایی سیستم مدل المان محدود سد به منظور شناسایی مشخصات دینامیکی و پارامترهای مودال با استفاده از تبدیل موجک پیوسته، به عنوان مینا یا اثر انگشت برای مقایسه با نتایج سازه آسیب دیده انجام می شود. بنابراین کد متلبی برای بدست آوردن تبدیل موجک پیوسته پاسخ های سد کارون 3 نوشته شده است. در اشکال 11 تا 13 به ترتیب اسکلوگرام (مقیاس نگار) تغییر مکان طولی و عرضی نقطه وسط تاج سد و ترکیب مولفه افقی و قائم زلزله کوبینا نشان داده شده است. با توجه به اینکه الگوی تغییر مکان طولی و قائم شبیه بهم می باشد، لذا فقط مقیاس نگار تغییر مکان طولی ارائه شده است. با استفاده از مقیاس نگار تغییر مکان طولی و عرضی فرکانس های طبیعی سیستم قابل تشخیص است. با توجه به شکل 13، می توان گفت که وجود فرکانس های دیگر به صورت پر انرژی در مقیاس نگار پاسخ سازه ناشی از اثرات تحریک ورودی به سیستم است. در جدول 1، مقایسه ای بین 3 فرکانس طبیعی اول سد حاصل از تبدیل موجک و نرم افزار آباکوس ارائه شده است. ملاحظه می شود که با وجود قابلیت بالای تبدیل موجک در شناسایی سیستم، پاسخ طولی و قائم دقت بیشتری نسبت به پاسخ عرضی در تشخیص فرکانس طبیعی سیستم دارد.

6- شناسایی آسیب بر مبنای شناسایی سیستم

در این مرحله بایستی پارامترهای مودال بدست آمده از سازه آسیب دیده با پارامترهای مودال سازه سالم مورد مقایسه قرار گیرد. سپس براحتی می توان اثرات ترک خوردگی و رفتار غیرخطی بر روی سد را ارزیابی کرد. با بررسی و مقایسه پنجره زمان-فرکانس (اسکلوگرام) پاسخ سازه و پارامترهای مودال بدست آمده از مدل عددی، می توان به سیر تغییرات فیزیکی بوجود آمده در سازه، زمان شروع ترک خوردگی و نیز تشخیص محل آسیب صورت گرفته، با استفاده از مقایسه شکل مدهای ارتعاشی در حالت سالم و آسیب دیده پرداخت.

6-1- شناسایی زمان شروع آسیب

اشکال 14 و 15 به ترتیب مقیاس نگار جابجایی طولی و عرضی نقطه وسط تاج سد ترک خورده را نشان می دهد. با مقایسه اشکال 14 و 15 به ترتیب با اشکال 11 و 12، می توان گفت پس از رخداد ترک فرکانس های طبیعی سیستم کاهش می یابد. در واقع تأثیر ترک در ساختار سازه به صورت تغییرات موضعی سختی است که این تغییرات در ساختار دینامیکی سازه اثر

جدول 1 مقایسه فرکانس های طبیعی سد کارون 3

Table 1 Comparison of natural frequencies of Karun 3 dam

پارامتر	تبدیل موجک پیوسته (هرتز)		آباکوس (هرتز)
	پاسخ عرضی	پاسخ طولی و قائم	
فرکانس طبیعی اول	2.27	2.17	2.24
فرکانس طبیعی دوم	2.58	2.58	2.72
فرکانس طبیعی سوم	2.75	3.03	3.40

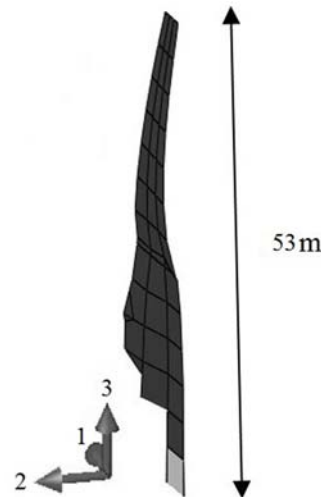


Fig.7 The 3D central crack pattern of Karun 3 dam

شکل 7 هندسه سه بعدی ترک مرکزی سد کارون 3

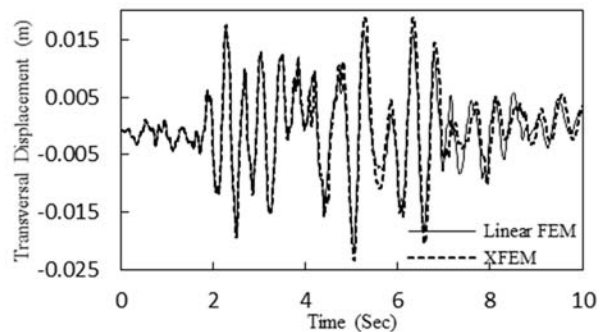


Fig. 8 Comparison of dam crest midpoint transversal displacement

شکل 8 مقایسه تغییر مکان عرضی نقطه وسط تاج سد

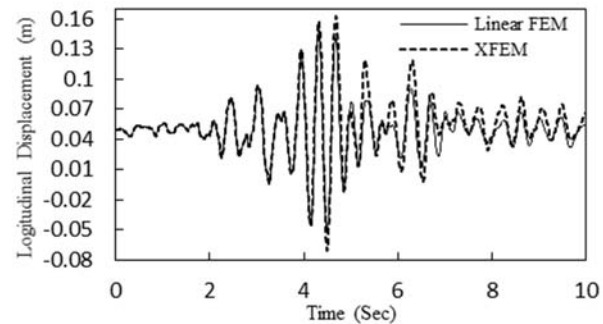


Fig. 9 Comparison of crest midpoint longitudinal displacement

شکل 9 مقایسه تغییر مکان طولی نقطه وسط تاج سد

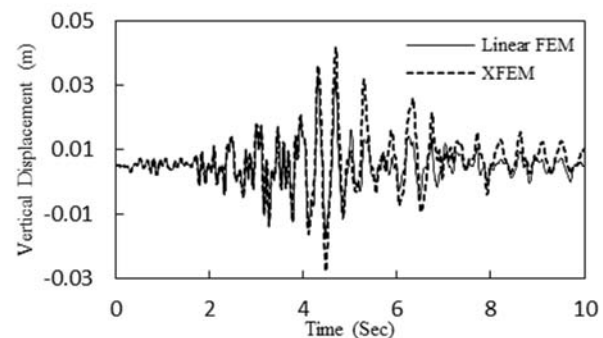


Fig. 10 Comparison of crest midpoint vertical displacement

شکل 10 مقایسه تغییر مکان قائم نقطه وسط تاج سد

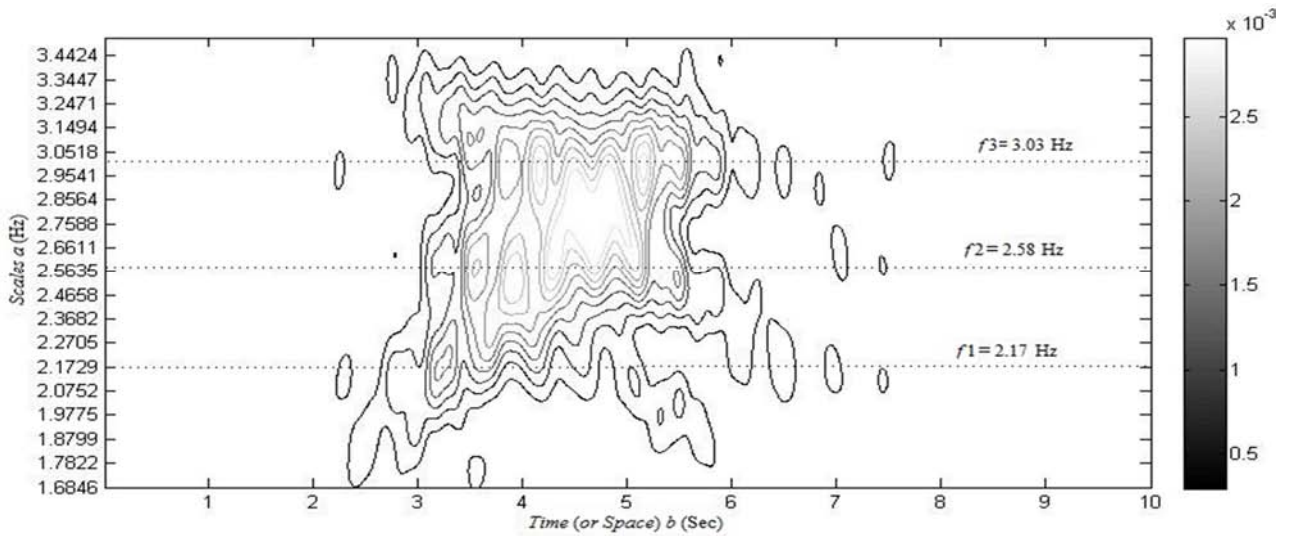


Fig. 11 The scalogram of intact dam crest midpoint longitudinal displacement (Sec-Hz)

شکل 11 مقیاس نگار پاسخ جابجایی طولی نقطه وسط تاج سد سالم (ثانیه - هرتز)

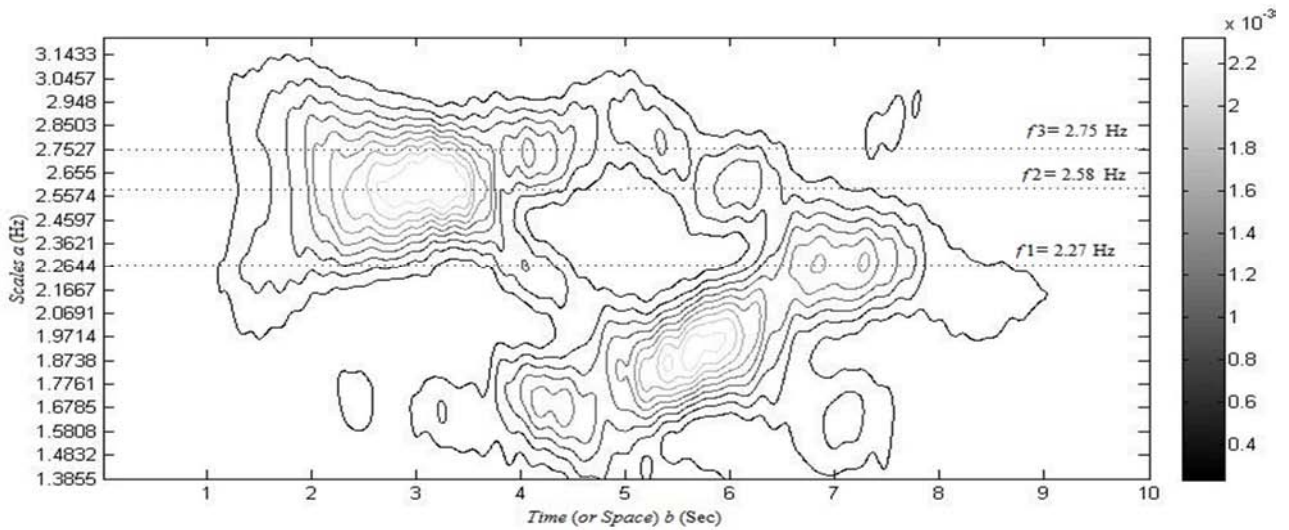


Fig. 12 The scalogram of intact dam crest midpoint transversal displacement (Sec-Hz)

شکل 12 مقیاس نگار پاسخ جابجایی عرضی نقطه وسط تاج سد سالم (ثانیه - هرتز)

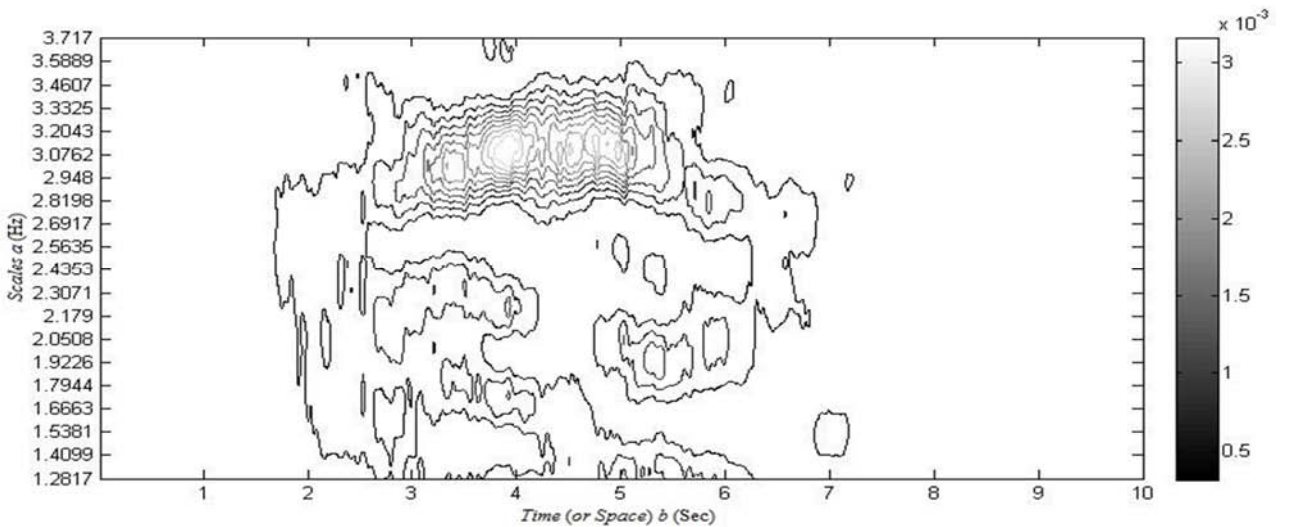


Fig. 13 The scalogram of Koyna earthquake horizontal and vertical components summation (Sec-Hz)

شکل 13 مقیاس نگار ترکیب مولفه افقی و قائم زلزله کوینا (ثانیه - هرتز)

در این مرحله بایستی شکل مودهای ارتعاشی بدست آمده از سازه آسیب دیده با شکل مودهای ارتعاشی سازه سالم مورد مقایسه قرار گیرد. سپس براساس می توان به تشخیص محل آسیب صورت گرفته پرداخت. بدین منظور از پاسخ های تغییر مکان طولی سد در نقاط مختلف طره مرکزی و تراز تاج سد با فواصل مساوی 20 متری استفاده شده است. برای تعیین اشکال مودی ابتدا باید یک کانال مرجع از بین نقاط مختلف در نظر گرفته شود.

سپس اشکال مودی با توجه به دامنه و فاز ضرایب تبدیل موجک در فرکانس های طبیعی سازه (فرکانس های تشدید) تعیین می شوند که این مقادیر، از نسبت پاسخ های اندازه گیری شده در کانال متحرک به کانال مرجع به دست می آید. در اشکال 16 و 17، به ترتیب مقایسه اشکال مودی سازه سالم و آسیب دیده برای طره مرکزی و پلان تراز تاج ملاحظه می شود. همچنین در شکل 18، نتایج نرم افزار آباکوس برای 3 مود اول (بزرگنمایی 30 برابر) ارائه شده است.

با توجه به اشکال 16 تا 18، دو مشکل عمده وجود دارد. اولاً با توجه به نزدیک بودن فرکانس های طبیعی سازه سد کارون 3، با عوض کردن مولفه فرکانسی سیگنال، تمامی اشکال مودی بدست آمده در محدوده فرکانس طبیعی اول تا سوم سد کاملاً شبیه بهم بوده و تغییری نمی کند. این مسئله

قابل توجهی دارد. بنابراین ترک خوردگی باعث کاهش سختی و صلبیت سیستم سد کارون 3 شده است. واضح است که در این مرحله هرچه ترک در بدنه سد بیشتر رشد کرده باشد، پنجره زمان - فرکانس (اسکلوگرام) قابلیت بهتری برای شناسایی ترک خوردگی و تغییرات فیزیکی سیستم خواهد داشت. به خصوص در مورد سد کارون 3 که نزدیکی فرکانس های طبیعی سازه و نیز اثر تحریک ورودی در سیستم، تحلیل نتایج را پیچیده می کند. با توجه به شکل 14، ملاحظه می شود پس از ترک خوردگی هر 3 فرکانس طبیعی سازه کاهش پیدا می کند بطوریکه پس از آن اندکی افزایش یافته تا به مرز پایداری برسد. بنظر می رسد مقداری تاخیر در کاهش فرکانس پس از ترک خوردگی علی الخصوص در مورد فرکانس دوم و سوم وجود داشته باشد. در شکل 15 نیز بطور کلی فرکانس های طبیعی نسبت به شکل 12 به صورت پراثری وجود ندارد و حالت کم رنگ تری دارد. با مقایسه اشکال 14 و 15، کاهش در فرکانس طبیعی سیستم در پاسخ طولی و قائم نسبت به پاسخ عرضی نمود بیشتری دارد. همچنین امکان شناسایی آسیب بهتری با استفاده از مقیاس نگار پاسخ طولی و قائم نسبت به مقیاس نگار پاسخ عرضی وجود دارد.

2-6- شناسایی مکان آسیب

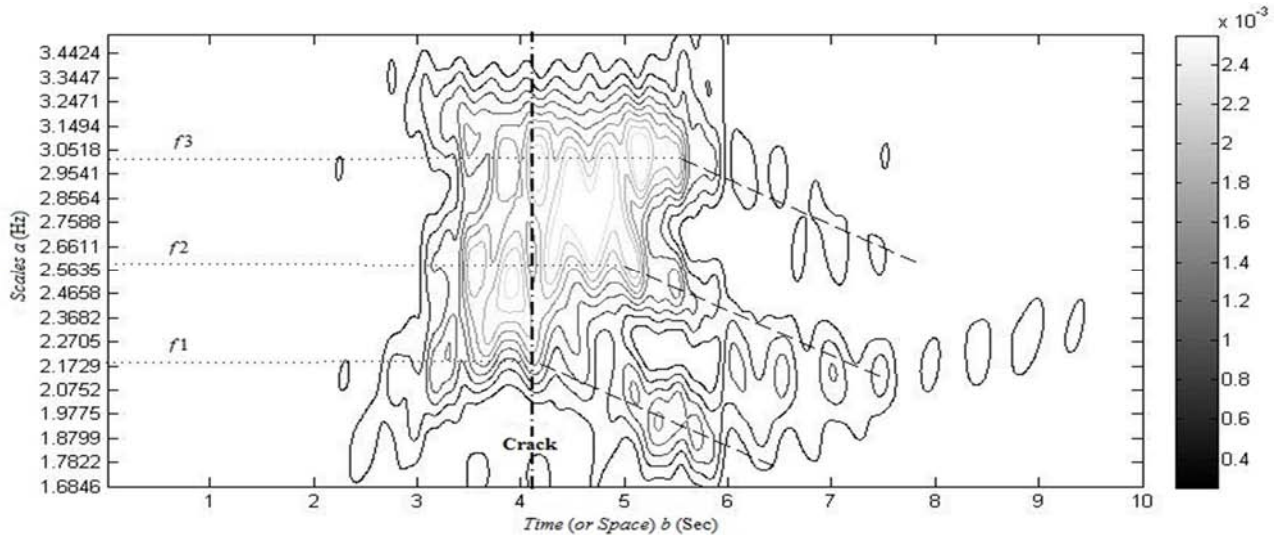


Fig. 14 The scalogram of cracked dam crest midpoint longitudinal displacement (Sec-Hz)

شکل 14 مقیاس نگار پاسخ جابجایی طولی نقطه وسط تاج سد آسیب دیده (ثانیه - هرتز)

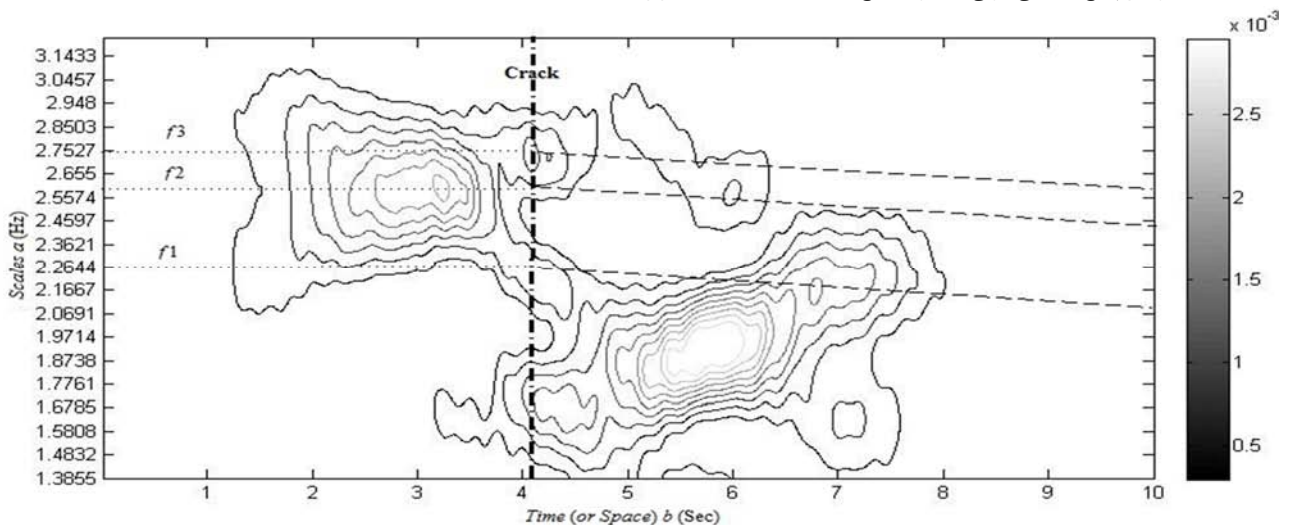


Fig. 15 The scalogram of cracked dam crest midpoint transversal displacement (Sec-Hz)

شکل 15 مقیاس نگار پاسخ جابجایی عرضی نقطه وسط تاج سد آسیب دیده (ثانیه - هرتز)

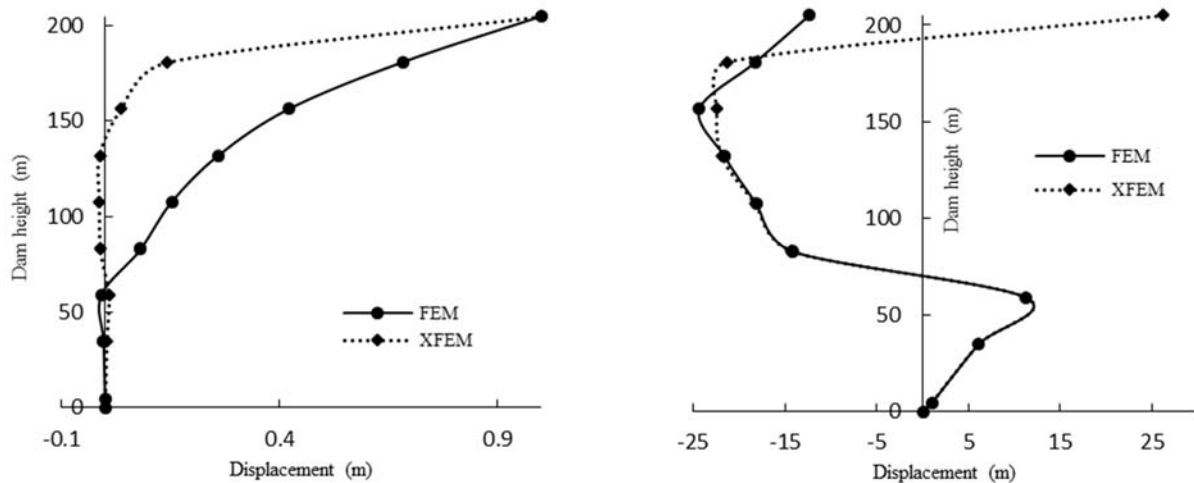


Fig. 16 Comparison of the cantilever mode shapes of Karun 3 intact and cracked dam normalized to abutment (right) and crest (left) using WT

شکل 16 مقایسه شکل مودی طره مرکزی سد کارون 3 همپایه شده نسبت به تکیه‌گاه (راست) و تاج (چپ) برای سازه سالم و آسیب دیده با استفاده از تبدیل موجک

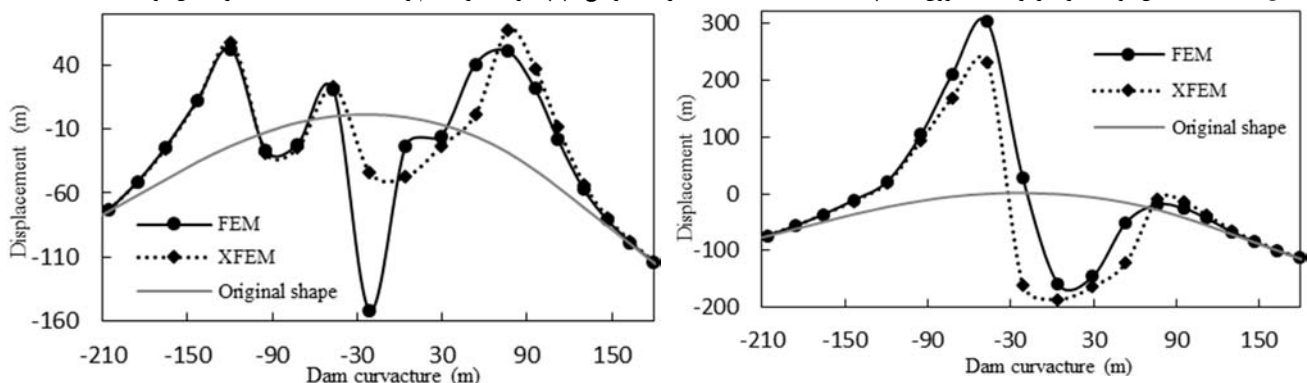


Fig. 17 Comparison of crest mode shapes of Karun 3 intact and cracked dam normalized to right abutment (right) and left abutment (left) using WT

شکل 17 مقایسه شکل مودی تراز تاج سد کارون 3 همپایه شده نسبت به تکیه‌گاه راست (راست) و تکیه‌گاه چپ (چپ) برای سازه سالم و آسیب دیده با استفاده از تبدیل موجک

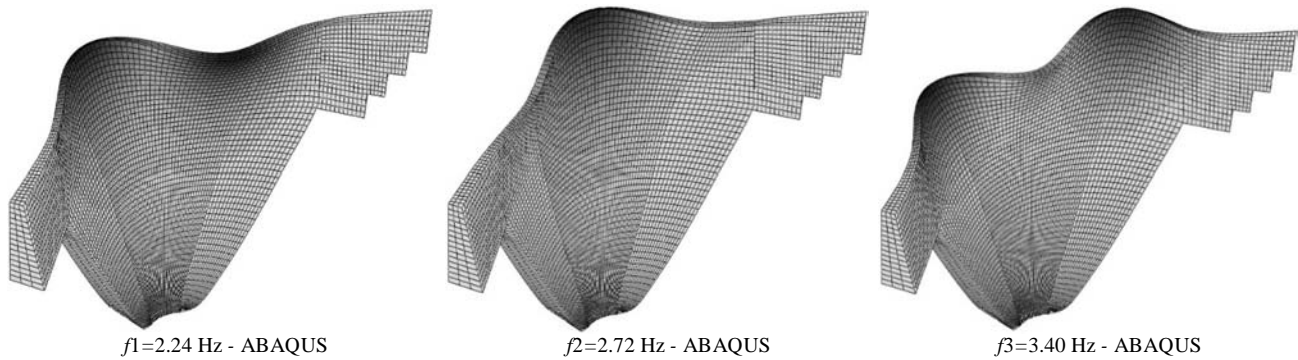


Fig. 18 Results of the first 3 mode shapes of Karun 3 dam obtained from Abaqus software

شکل 18 نتایج 3 شکل مودی اول سد کارون 3 با استفاده از نرم‌افزار آباکوس

پایه اثر ورودی (زلزله اعمالی)، باید ضرایب اصلاح شکل مودی با استفاده از میزان‌سازی مودی² اعمال گردد. با توجه به مشکلات ارائه شده، چون هدف تحقیق حاضر شناسایی آسیب بر پایه شناسایی سیستم می‌باشد، بنابراین شکل مودی‌های بدست آمده به همین صورت مبنای تحلیل بوده و از آنها استفاده می‌شود.

با توجه به شکل 16، برای شکل مودی طره مرکزی ملاحظه می‌شود که

ناشی از تداخل مودی می‌باشد که اثر شکل مودی غالب موجود در سیگنال باعث تغییر در فاز اشکال مودی دیگر می‌شود تا نتیجه به صورت یک شکل ثابت در محدوده فرکانس اول تا سوم مطابق اشکال 16 و 17 ارائه شود. برای رفع مشکل باید اثر اشکال مودی دیگر از شکل مودی مورد نظر حذف گردد.

ثانیاً انتخاب کانال مرجع در پیدا کردن شکل مودی طره مرکزی و شکل مودی در پلان تراز تاج از اهمیت بسزایی برخوردار است. مطابق شکل 16 و 17 ملاحظه می‌شود که، با تغییر کانال مرجع شکل مودی متفاوتی بدست خواهد آمد. در واقع با تغییر کانال مرجع، فاز و دامنه نقاط دیگر نسبت به آن کانال عوض شده و باعث عدم ثابت شکل مودی می‌شود. همانطور که در بخش 6 اشاره گردید، از آنجایی که روش پردازش سیگنال (تبدیل موجک

¹ White Gaussian noise

² Modal scaling

ترک خوردگی لرزه‌ای و رفتار غیرخطی بر روی سد را ارزیابی کرد.

8- مراجع

- [1] T. Belytschko, Y. Y. Lu, L. Gu, Element free Galerkin methods, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 37, No. 2, pp. 229-256, 1994.
- [2] M. Fleming, Y. Chu, B. Moran, T. Belytschko, Y. Lu, L. Gu, Enriched element-free Galerkin methods for crack tip fields, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 40, No. 8, pp. 1483-1504, 1997.
- [3] J. M. Melenk, I. Babuška, The partition of unity finite element method: basic theory and applications, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 139, No. 1, pp. 289-314, 1996.
- [4] C. A. Duarte, J. T. Oden, An h-p adaptive method using clouds, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 139, No. 1, pp. 237-262, 1996.
- [5] N. Moes, J. Dolbow, T. Belytschko, A Finite Element Method for Crack Growth Without Remeshing, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 46, No. 1, pp. 131-150, 1999.
- [6] C. Daux, N. Moes, J. Dolbow, N. Sukumar, T. Belytschko, Arbitrary cracks and holes with the extended finite element method, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 48, No. 12, pp. 1741-1760, 2000.
- [7] N. Sukumar, N. Moës, B. Moran, T. Belytschko, Extended finite element method for three-dimensional crack modelling, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 48, No. 11, pp. 1549-1570, 2000.
- [8] V. Lotfi, R. Espandar, Seismic analysis of concrete arch dams by combined discrete crack and non-orthogonal smeared crack technique, *Engineering Structures*, Vol. 26, No. 1, pp. 27-37, 2004.
- [9] O. Omid, S. Valliappan, V. Lotfi, Seismic cracking of concrete gravity dams by plastic-damage model using different damping mechanisms, *Finite Elements in Analysis and Design*, Vol. 63, pp. 80-97, 2013.
- [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] Z. Chen, A. Bunger, X. Zhang, R. G. Jeffrey, Cohesive zone finite element-based modeling of hydraulic fractures, *Acta Mechanica Solida Sinica*, Vol. 22, No. 5, pp. 443-452, 2009.
- [12] A. Ghaemmaghami, M. Ghaemian, Shaking table test on small-scale retrofitted model of Sefid-rud concrete buttress dam, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 39, No. 1, pp. 109-118, 2010.
- [13] J. Pan, C. Zhang, Y. Xu, F. Jin, A comparative study of the different procedures for seismic cracking analysis of concrete dams, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 31, No. 11, pp. 1594-1606, 2011.
- [14] A. Byfut, A. Schröder, hp-adaptive extended finite element method, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 89, No. 11, pp. 1392-1418, 2012.
- [15] G. Bhardwaj, I. Singh, B. Mishra, Numerical simulation of plane crack problems using extended isogeometric analysis, *Procedia Engineering*, Vol. 64, pp. 661-670, 2013.
- [16] S. Zhang, G. Wang, X. Yu, Seismic cracking analysis of concrete gravity dams with initial cracks using the extended finite element method, *Engineering Structures*, Vol. 56, pp. 528-543, 2013.
- [17] A. Nasirmanesh, S. Mohammadi, XFEM buckling analysis of cracked composite plates, *Composite Structures*, Vol. 131, pp. 333-343, 2015.
- [18] Z. Wang, T. Yu, T. Q. Bui, N. A. Trinh, N. T. H. Luong, N. D. Duc, D. H. Doan, Numerical modeling of 3-D inclusions and voids by a novel adaptive XFEM, *Advances in Engineering Software*, Vol. 102, pp. 105-122, 2016.
- [19] R. Tarinejad, M. Damadipour, Extended FDD-WT method based on correcting the errors due to non-synchronous sensing of sensors, *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol. 72, pp. 547-566, 2016.
- [20] Q. Xiao, B. Karihaloo, Improving the accuracy of XFEM crack tip fields using higher order quadrature and statically admissible stress recovery, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 66, No. 9, pp. 1378-1410, 2006.
- [21] S. Mohammadi, *Extended finite element method: for fracture analysis of structures*, London: Wiley, pp. 61-75, 2008.
- [22] G. I. Barenblatt, The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture, *Advances in applied mechanics*, Vol. 7, No. 1, pp. 55-129, 1962.
- [23] D. Dugdale, Yielding of steel sheets containing slits, *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, Vol. 8, No. 2, pp. 100-104, 1960.
- [24] N. Moës, T. Belytschko, Extended finite element method for cohesive crack growth, *Engineering fracture mechanics*, Vol. 69, No. 7, pp. 813-833, 2002.
- [25] ABAQUS, V. 6.14, *Online Documentation Help, Theory manual: Dassault Systems*, Accessed on 10 May 2016; <http://abaqus.software.polimi.it/v6.14>.
- [26] A. Mertins, *Signal Analysis: Wavelets, Time-Frequency Transforms and Applications*, London: Wiley, pp. 51-88, 1999.

در حالت همپایه شده نسبت به تکیه‌گاه (شکل سمت راست)، از محلی که رفتار شکل مودی سازه آسیب دیده در مقایسه با سازه سالم متفاوت می‌شود، ترک خوردگی اتفاق افتاده است. بطوریکه با نزدیکتر شدن به تاج سد، اختلاف جابجایی بیشتر شده و محل آسیب مشهودتر است. ولی در حالت همپایه شده نسبت به تاج (شکل سمت چپ)، اگر چه می‌توان گفت در محلی که بیشترین اختلاف جابجایی وجود دارد، آسیب اتفاق افتاده است. اما امکان تشخیص محدوده آسیب بطور دقیق وجود ندارد. بنابراین شکل مودی طره مرکزی در حالت همپایه شده نسبت به تکیه‌گاه، قابلیت بیشتری برای تشخیص آسیب در تاج دارد.

با توجه به شکل 17، در حالت همپایه شده نسبت به تکیه‌گاه راست (شکل سمت راست)، در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها رفتار سازه سالم و آسیب دیده شبیه به هم است. ولی رفته رفته با دور شدن از تکیه‌گاه‌ها رفتار سازه متفاوت شده تا اینکه دقیقاً در محل آسیب و ترک خوردگی بیشترین اختلاف وجود دارد. در حالت همپایه شده نسبت به تکیه‌گاه چپ (شکل سمت چپ)، ملاحظه می‌شود که مشابهت بیشتری بین رفتار سازه سالم و آسیب دیده در نیمه چپ بدنه نسبت به نیمه راست وجود دارد. همچنین بطور واضح در نقطه‌ای با بیشترین اختلاف جابجایی آسیب وجود دارد. در حالت کلی دامنه حرکتی نسبت به فرم اولیه بدنه در حالت همپایه شده به تکیه‌گاه راست (شکل سمت راست) نسبت به حالت همپایه شده نسبت به تکیه‌گاه چپ (شکل سمت چپ) بیشتر است. ولی امکان تشخیص آسیب و ترک خوردگی با استفاده از حالت همپایه شده نسبت به تکیه‌گاه چپ بهتر است.

7- نتیجه گیری

در این تحقیق شناسایی آسیب بر مبنای شناسایی سیستم سد بتنی دوقوسی کارون 3 با استفاده از روند پیشنهادی بر مبنای ترکیب روش اجزای چسبیده ترک توسعه یافته و تبدیل موجک پیوسته انجام شد. با بررسی اسکلوگرام (بنجره زمان-فرکانس) پاسخ‌های نقطه وسط تاج مدل عددی سد کارون 3، با وجود قابلیت بالای تبدیل موجک در شناسایی سیستم، پاسخ طولی و قائم دقت بیشتری نسبت به پاسخ عرضی در تشخیص فرکانس طبیعی سیستم و بررسی وقوع آسیب دارد. پس از رخداد ترک هر 3 فرکانس طبیعی سازه کاهش پیدا می‌کند بطوریکه پس از آن اندکی افزایش یافته تا به مرز پایداری برسد. کاهش در فرکانس طبیعی سیستم در پاسخ طولی و قائم نسبت به پاسخ عرضی نمود بیشتری دارد. با استفاده از مقایسه شکل مودهای ارتعاشی طره مرکزی و پلان تراز تاج سد در حالت سالم و آسیب دیده می‌توان به تشخیص دقیق محل آسیب و محدوده ترک پرداخت بطوریکه در نقطه‌ای که بیشترین اختلاف دامنه بین دو حالت وجود دارد، ترک خوردگی اتفاق افتاده است. با توجه به نزدیکی فرکانس‌های طبیعی سازه و نیز اثر تحریک ورودی در سیستم، مشکلاتی در انتخاب کانال مرجع برای همپایه‌سازی و همچنین تداخل مودی به وجود می‌آید که تحلیل نتایج را پیچیده می‌کند. برای شکل مودی تاج سد و طره مرکزی، به ترتیب امکان تشخیص آسیب و ترک خوردگی با استفاده از حالت همپایه شده نسبت به تکیه‌گاه چپ و پایه سد بهتر است. بنابراین، با بررسی و ارزیابی منظم پارامترهای مودال بدست آمده از شناسایی سیستم سد بتنی دوقوسی بر مبنای روند پیشنهادی می‌توان الگویی کارآمد برای پایش آنلاین سلامت سازه‌ای ارائه کرد و اثرات