

شناسائی سیستم سدهای قوسی با استفاده از زیر فضای تصادفی بر پایه تحلیل همبستگی استاندارد

رضا تارینژاد^{۱*}، مهران پورقلی^۲، سامان یغمائی سابق^۳

۱- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

۲- استادیار گروه عمران، واحد سراب، دانشگاه آزاد اسلامی، سراب

۳- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

*r_tarinejad@tabrizu.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۵/۰۳/۱۹]

تاریخ دریافت: [۹۴/۱۰/۰۴]

چکیده - مشخصات دینامیکی استخراج شده از نتایج آزمایش‌های ارتعاش محیطی و اجباری بواسطه ناشناخته بودن ماهیت نیروهای ورودی، وجود نویزهای محیطی و خطاهای اندازه‌گیری همواره با عدم قطعیت‌هایی همراه است. از آنجا که روش‌های زیر فضای تصادفی از دقیق‌ترین و قوی‌ترین روش‌های آنالیز مودال است، در این نوشتار با استفاده از تئوری تحقق تصادفی و تحلیل همبستگی استاندارد، آنالیز مودالی ارائه شده که برخلاف روش‌های قبلی با استخراج بردارهای ارتونرمال فضای داده‌ها، فرآیند شناسائی را مستقیماً در فضای پیش‌بینی انجام می‌دهد. دقت بیشتر در حذف قطب‌های ناپایدار و سرعت بالای تحلیل می‌تواند از مزیت‌های این روش با توجه به ماهیت بهینه آن باشد. در اولین گام برای درستی آزمایشی الگوریتم پیشنهادی نتایج آزمایش ارتعاش اجباری سد شهید رجائی ساری که به روش تحریک سینوسی پایا انجام شده بود، دوباره تحلیل شده است. در نتیجه این تحلیل علاوه بر شناسائی مقادیر فرکانسی دقیق‌تر نسبت به نتایج قبل، سه مود اول سازه که با استفاده از روش چهار طیفی مشخص نشده بودند نیز شناسائی شدند. در ادامه برای بررسی قابلیت روش پیشنهادی در تحلیل نتایج ارتعاشات محیطی، مشخصات دینامیکی سد پاکویما با استفاده از داده‌های لرزه‌ای سال ۲۰۰۱ سن فرناندو استخراج شده است. فرکانس‌های مودی سازه با کمینه نویز (یک فرکانس مودی) و مقادیر میرائی بسیار دقیق‌تر در مقایسه با روش زیرفضا-داده شناسائی شدند. لازم به گفتن است که در هر دو مطالعه موردی، مدت زمان فرآیند شناسائی با توجه به همگرایی سریع‌تر پاسخ‌ها به نصف کاهش یافته است.

واژگان کلیدی: زیرفضا، همبستگی کانونی، ماتریس هانکل، مشخصات دینامیکی، تحلیل مودال، سد بتنی قوسی

۱- مقدمه

تحریک‌های ورودی یا ناشناخته بودن آن‌ها، روش‌هایی براساس داده-های خروجی تنها توسعه داده شده است که به آنالیز مودال محیطی^۲ معروف است [3]. امروزه زیرفضای تصادفی برپایه داده‌به‌عنوان قدرتمندترین روش آنالیز مودال عملیاتی شناخته می‌شود. تئوری این روش بین سال‌های ۱۹۷۴ تا ۱۹۷۶ بر اساس کواریانس ماتریس

احتمال وقوع آسیب در طول عمر بهره‌برداری سیستم‌های سازه‌ای بزرگ مانند پل‌ها و سدها، امری اجتناب‌ناپذیر است. اما در بیشتر موارد می‌توان با استفاده از آزمایش‌های دینامیکی همچون ارتعاشات محیطی، اجباری و آزاد به ویژگی‌های دینامیکی آن‌ها دست یافت و به دنبال آن، معایب و نواقص احتمالی موجود در سازه را قبل از وقوع هر گونه حادثه ناگواری، اصلاح و ترمیم نمود [1, 2]. برای تحلیل نتایج آزمایش‌های دینامیکی با توجه به عدم اندازه‌گیری

1 Output Only Methods
2 Operational Modal Analysis (OMA)
3 Data-driven Stochastic Subspace Identification (SSI-Data)

تصادفی متعادل ارائه شده به وسیله کاتایاما و پی سی روش آنالیز مودالی ارائه شد که انتظار می رود دقت، همگرایی و سرعت بیشتری در مقایسه با روش های قبلی زیرفضا داشته باشد.

برای درستی آزمایی روش ارائه شده، مشخصات دینامیکی سد شهید رجایی با استفاده از نتایج آزمایش ارتعاش اجباری استخراج شده است. فرآیند آزمایش به صورت تحریک سینوسی انجام گرفته که از دقیق ترین آزمایش های ارتعاش اجباری است. سپس به منظور بررسی دقت و قدرت روش پیشنهادی در تخمین مشخصات مودال و حذف مقادیر نویزی در تحلیل داده های محیطی، مشخصات دینامیکی سد پاکویما^۳ با استفاده از رکوردهای ثبت شده در زلزله ۲۰۰۱ سن فرناندو^۴، استخراج و با نتایج پژوهش های قبلی مقایسه شده است.

۲- مدل ارتعاش دینامیکی در فضای حالت

سازه های مرتعش به وسیله نیروهای دینامیکی غیرقابل اندازه گیری یا نامعلوم را می توان مطابق رابطه ۱، به صورت سیستم تصادفی تحریک شده با نویز سفید در فضای حالت مدل کرد.

$$\begin{aligned}x_{k+1} &= Ax_k + \omega_k \\ y_k &= Cx_k + \theta_k\end{aligned}\quad (1)$$

که در آن $x \in \mathbb{R}^n$ بردار حالت تصادفی، $y \in \mathbb{R}^m$ بردار داده های اندازه گیری شده یا خروجی، $\omega_k \in \mathbb{R}^{n \times n}$ بردار نویز محیطی، θ_k بردار نویز اندازه گیری، $A \in \mathbb{R}^{n \times n}$ و $C \in \mathbb{R}^{p \times n}$ ماتریس های سیستم است. به دلیل عدم آگاهی از ماهیت نویزهای محیطی و اندازه گیری فرض می شود که نویزها فرآیندی تصادفی با توزیع گوسی و مستقل از هم (نویز سفید) هستند. ماتریس کواریانس بردارهای نویز به صورت رابطه ۲ تعریف می شود.

$$E \left\{ \begin{bmatrix} \omega_k \\ \theta_k \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \omega_k^T & \theta_k^T \end{bmatrix} \right\} = \begin{bmatrix} Q & S \\ S^T & R \end{bmatrix} \delta_{pq} \quad (2)$$

که در آن $E\{\dots\}$ امید ریاضی، δ_{pq} دلتای کرونکر، $Q \in \mathbb{R}^{n \times n}$ ماتریس غیر منفی معین و $R \in \mathbb{R}^{p \times p}$ ماتریس مثبت معین است [21, 22]. اگر $\{y(k) \in \mathbb{R}^{i \times m}, k = 0, 1, \dots, N + 2k - 2\}$

هانکل به وسیله فیوره و آکایک تحت عنوان تئوری تحقق تصادفی مطرح شده [5,4] و در اواسط دهه ۱۹۸۰ میلادی به وسیله پژوهشگرانی چون دی مور و مومن با استفاده از روش های آنالیز خطی پیشرفته همچون تجزیه های مقادیر تکین تحت عنوان روش های زیرفضا توسعه و بسط یافته است [6,7]. اما استفاده از این روش ها برای شناسایی سیستم های خطی به صورت جامع و بدون با انتشار اولین کتاب به وسیله اورشی و دی مور در سال ۱۹۹۶ آغاز شده است [8]. در سال ۲۰۰۰، پیتر روش زیرفضای تصادفی را برای شناسایی مشخصات دینامیکی سازه ها و همچنین آسیب شناسی آن ها استفاده کرد [9]. در روش های زیرفضا می توان با ساخت مدل فضای حالت با کمینه نویز، دقت فرآیند شناسایی را افزایش داد. قابلیت مباحث همبستگی استاندارد در ترکیب با دیدگاه های بهینه سازی بستری مناسب برای ساخت مدل هایی با نویز کمتر را فراهم کرد [10]. مفاهیم اولیه مربوط به شناسایی سیستم با استفاده از تحلیل های آماری چند متغیره مانند تحلیل همبستگی استاندارد و تحلیل مولفه های اصلی به وسیله هتلینگ در اوایل دهه ۱۹۳۰ معرفی شد [11]. همین پژوهشگر در سال ۱۹۶۳ روابط آنالیز خطی بین دو مجموعه متغیر آماری را با استفاده از تحلیل همبستگی کانونی ارائه کرد [12]. در سال ۱۹۷۵ آکایک با استفاده از این مفاهیم، فضای داده های یک پدیده تصادفی را با بردارهای گذشته و آینده تعریف کرده و با استفاده از تحلیل همبستگی کانونی الگوریتم نوینی برای تحقق تصادفی ارائه کرد [13]. دسائی با استفاده از بردارهای گذشته و آینده و همچنین تحلیل همبستگی استاندارد، فضای پیش بینی را معرفی کرده و بر اساس آن تحقق تصادفی متعادل را تعریف کرد [14, 15]. کارائی روش های همبستگی کانونی در ترکیب با مباحث جدید جبر خطی در حل مسائل شناسایی سیستم به خوبی به وسیله لاری مور نشان داده شده است [16, 17]. در اواسط دهه ۱۹۹۰ کاتایاما و پی سی با استفاده از مفاهیم بردارهای آینده و گذشته، بردارهای بهینه جدیدی را به وسیله تحلیل همبستگی کانونی استخراج کرده اند [۱۸, ۱۹] که با استفاده از این بردارهای بهینه تئوری تحقق تصادفی متعادل نوینی را ارائه کردند [10, 20]. با توجه به ماهیت بهینه روش ارائه شده به وسیله این پژوهشگران، بستر مناسبی برای شناسایی سیستم های بزرگ عمرانی فراهم شده است. از اینرو با استفاده از تئوری تحقق

مستقیماً در فضای پیش‌بینی انجام شود. اگر $\bar{p} = b^T f \in Y_F$ و $\bar{f} = a^T p \in Y_P$ دو بردار دلخواه در فضاهای گذشته و آینده باشند همبستگی متقابل بین آنها با توجه به معادله ۶ تشکیل می‌شود.

$$\rho = \frac{\Sigma(\bar{f}, \bar{p})}{\sqrt{\Sigma(\bar{p}, \bar{p})} \sqrt{\Sigma(\bar{f}, \bar{f})}} = \frac{aHb^T}{\sqrt{a^T T_- a} \sqrt{b^T T_+ b}} \quad (6)$$

با استفاده از روش ضرایب لاگرانژ اثبات می‌شود که که مقادیر بیشینه همبستگی تحت شرایط رابطه ۷ معادل مقادیر ویژه ماتریس هانکل نرمالیزه رابطه ۸ است.

$$\Sigma(\bar{p}, \bar{p}) = I_k \quad \Sigma(\bar{f}, \bar{f}) = I_k \quad (7)$$

$$H_N = T_+^{-1/2} H T_-^{-T/2} \quad (8)$$

برای محاسبه مقادیر ویژه ماتریس بالا، از تجزیه مقادیر تکین طبق رابطه ۹ بهره می‌بریم.

$$M^{-1} H L^{-T/2} = U \Sigma V^T \quad (9)$$

در این رابطه $T_- = M M^T$ و $T_+ = L L^T$ تجزیه چولسکی ماتریس‌های مربوطه، $U \in R^{n \times n}$ و $V \in R^{n \times n}$ ماتریس‌های متعامد ($U U^T = I_n$)، ($V V^T = I_n$) و $\Sigma \in R^{n \times n}$ ماتریس قطری مقادیر ویژه ماکزیمم یا همان مقادیر بیشینه همبستگی است. با توجه به این نکته که مقادیر ویژه ماتریس هانکل نرمالیزه همان بیشینه همبستگی رابطه ۶ است، از جایگذاری رابطه ۷ و ۸ در معادله ۶، بردار استاندارد گذشته بدست می‌آید:

$$\bar{p} = V^T M^{-1} p \quad (10)$$

با بازنویسی ماتریس هانکل از رابطه ۹ و جایگذاری آن در رابطه ۵، مطابق رابطه ۱۱ اثبات می‌شود که بردار استاندارد گذشته، یکی از بردارهای پایه فضای پیش‌بینی است [10, 14].

$$\begin{aligned} \hat{E}\{Y_F | Y_P\} &= E\{f p^T\} E\{p p^T\}^{-1} Y_P \\ &= H T_-^{-1} p \\ &= L U \Sigma V^T M^T (M M^T)^{-1} = L U \Sigma \bar{p} \end{aligned} \quad (11)$$

بر اساس فیلتر کالمن، فضای پیش‌بینی مطابق رابطه ۱۲ قابل تجزیه به ماتریس مشاهده‌پذیری (O_k) و بردار حالت (\hat{x}_k) است [8].

$$\hat{X} = \begin{bmatrix} C \\ CA \\ \vdots \\ CA^{k-1} \end{bmatrix} [\hat{x}_k \quad \hat{x}_{k+1} \quad \dots \quad \hat{x}_{k+N-1}] = O_k \hat{X}_k \quad (12)$$

در آزمایش ارتعاش محیطی باشد، فضای هیلبرت داده‌های بالا به شکل ماتریس هانکل رابطه ۳ است که از آن به فضای داده‌ها تعبیر می‌شود [23].

$$Y = \begin{bmatrix} p^{(k)} \\ y_i(0) & y_i(1) & \dots & y_i(N-1) \\ y_i(1) & y_i(2) & \dots & y_i(N) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ y_i(k-1) & y_i(k) & \dots & y_i(k+N-1) \\ y_i(k) & y_i(k+1) & \dots & y_i(k+N) \\ y_i(k+1) & y_i(k) & \dots & y_i(k+N+1) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ y_i(2k-1) & y_i(2k) & \dots & y_i(N+2k-2) \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$= \begin{bmatrix} Y_{0|k-1} \\ Y_{k|k-1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Y_P \\ Y_F \end{bmatrix} \in R^{2ki \times N}$$

در رابطه بالا، N تعداد داده‌های اصلاح‌شده و i تعداد کانال‌های اندازه‌گیری است. لازم به گفتن است که با انتخاب لحظه k بعنوان زمان حال، Y_P به عنوان زیرفضای گذشته و Y_F به عنوان زیرفضای آینده تعریف می‌شوند. به راحتی می‌توان نشان داد که $p(k)$ و $f(k)$ بردارهای پایه برای فضاهای Y_P و Y_F هستند.

کواریانس بردارهای آینده و گذشته در حالت داده‌های محدود از رابطه ۴ تخمین زده می‌شود [10].

$$E \left\{ \begin{bmatrix} p \\ f \end{bmatrix} \begin{bmatrix} p^T & f^T \end{bmatrix} \right\} = \begin{bmatrix} T_- & H^T \\ H & T_+ \end{bmatrix} = \frac{1}{N} \begin{bmatrix} Y_P Y_P^T & Y_P Y_F^T \\ Y_F Y_P^T & Y_F Y_F^T \end{bmatrix} \quad (4)$$

۳- زیرفضای تصادفی بر پایه همبستگی کانونی

در روش زیرفضای تصادفی برپایه داده، برای حذف نویزها از میانگین شرطی یا تصویر فضای آینده بر گذشته مطابق رابطه ۵ استفاده می‌شود [24, 25].

$$\hat{X} = \hat{E}\{Y_F | Y_P\} = E\{f p^T\} E\{p p^T\}^{-1} Y_P \quad (5)$$

که در آن \hat{X} فضای حاصل از تصویر بوده و به فضای پیش‌بینی معروف است.

برخلاف دیدگاه کواریانسی با توجه به قابلیت تحلیل همبستگی استاندارد، می‌توان بردارهای پایه فضای حاصل از تصویر را استخراج کرد تا به جای رفت و برگشت دوباره به این فضا مانند روش زیرفضای بر پایه داده، فرآیند شناسایی با دقت و سرعت بیشتر

۴-آنالیز مودال

آنالیز مودال با تجزیه مقادیر ویژه ماتریس حالت سیستم به شکل مجموعه روابط ۱۶ و ۱۷ آغاز می شود [26].

$$A = \psi[\mu_i]\psi^{-1} \quad (16)$$

$$\lambda_i^c = \frac{\ln(\mu_i)}{\Delta t} \quad (17)$$

که در آن μ_i قطب حالت گسسته، λ_i^c قطب حالت پیوسته و Δt بازه نمونه برداری است. با توجه به خواص مقادیر ویژه ماتریس ها، قطب های پیوسته حاوی فرکانس و نسبت میرایی سیستم به شکل مقادیر مختلط، مطابق رابطه ۱۸ است.

$$\lambda_i^c, \lambda_i^{c*} = -\xi_i i \omega_i + j \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2} \quad (18)$$

در پایان شکل های مودی در محل نصب سنسورها از رابطه ۱۹ بدست می آید.

$$\Phi = C\Psi \quad (19)$$

با مقایسه روابط ۱۱ و ۱۲، حالت سیستم بر حسب بردار استاندارد گذشته استخراج می شود (رابطه ۱۳).

$$\hat{x}_k = \Sigma^{1/2} \bar{p}_k \quad (13)$$

برای تکمیل معادله ارتعاش دینامیکی سیستم در فضای حالت باید \hat{x}_{k+1} نیز محاسبه شود. برخلاف روش زیرفضای داده محور، بردار حالت سیستم مستقیماً از حذف جمله اول بردار یک کانونی گذشته مطابق رابطه ۱۴ بدست می آید.

$$\hat{x}_{k+1} = \Sigma^{1/2} \bar{p}_{k+1} \quad (14)$$

در نهایت ماتریس های حالت سیستم از طریق حل معادله ۱۵ به روش کمینه مربعات بدست می آید.

$$\begin{bmatrix} A \\ C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \hat{x}_{k+1} \\ Y_k \end{bmatrix} (\hat{x}_k)^* \quad (15)$$

که در آن (*) نماد کمینه مربعات و Y_k ردیف k ام ماتریس هانکل داده ها است. در شکل (۱) فلوجارت روش ارائه شده است.

شکل (۱) فلوجارت مقایسه ای روش های زیرفضا مبتنی بر داده و همبستگی استاندارد

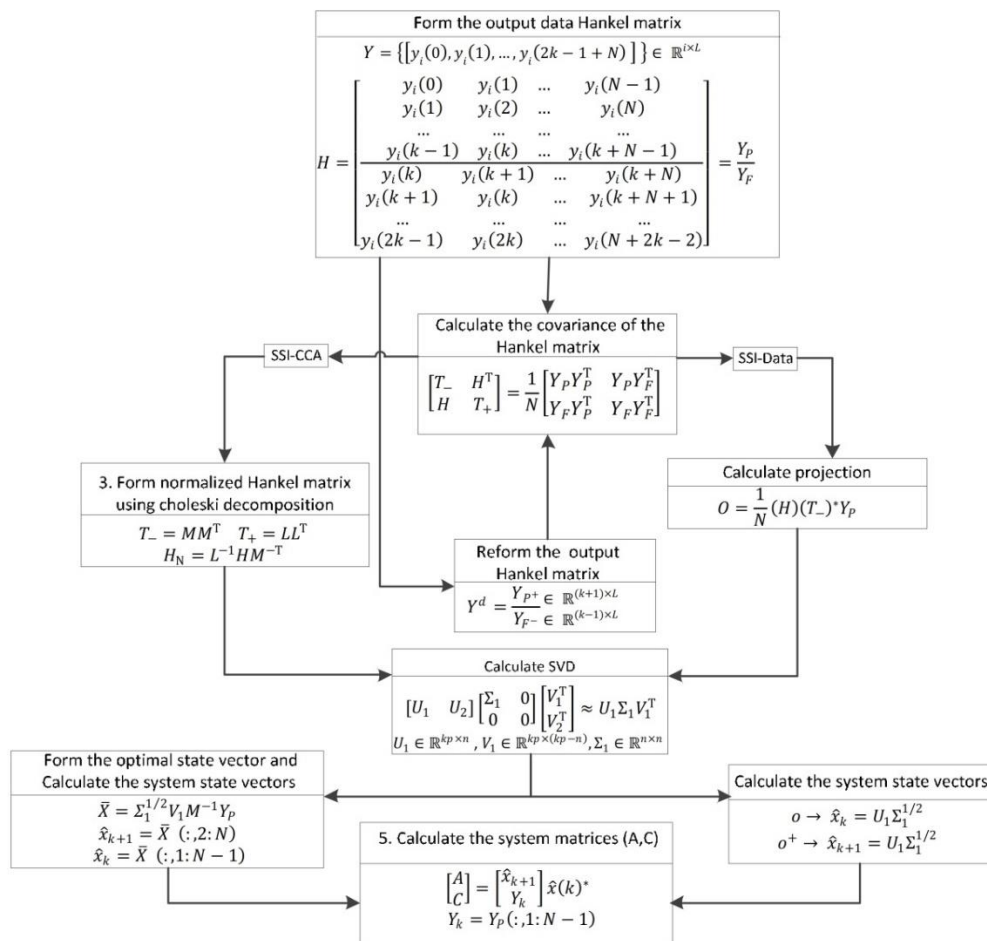


Fig 1. Comparative flowchart of SSI-Data and SSI-CCA methods

۵- نمودار پایداری

از لحاظ تئوری با محاسبه ماتریس‌های حالت سیستم و پیدا کردن مرتبه‌های غیر صفر و مقادیر قطب‌های مربوطه و بدست آوردن فرکانس‌ها و درصد میرایی، مسئله شناسائی سیستم تصادفی مورد نظر حل می‌شود. اما در عمل عدم قطعیت‌ها که ناشی از نویزهای محیطی و اندازه‌گیری است، باعث ایجاد قطب‌های ناپایدار در سیستم می‌شود. از معروف‌ترین ابزارها برای شناسائی قطب‌های حقیقی، نمودار پایداری است. اساس کار بر این اصل استوار است که قطب‌های واقعی با توجه به اینکه از مشخصات ذاتی سیستم است؛ در هر مرتبه با کمینه اختلاف از مرتبه قبلی، رویت می‌شوند. میزان این اختلاف به صورت درصد بیان می‌شود که به عنوان یک شرط قوی آن‌را برای مقادیر فرکانسی ۱٪ در نظر می‌گیرند. اگر n مرتبه سیستم باشد، شرایط فوق به زبان ریاضی به شکل رابطه ۲۰ بیان می‌شوند [27].

$$\frac{f_i^n - f_i^{n-1}}{f_i^{n-1}} < 0.01 \quad \frac{\xi_i^n - \xi_i^{n-1}}{\xi_i^{n-1}} < 0.05 \quad (20)$$

۶- بیشینه خطای پیش‌بینی

پس از رسم نمودار پایداری، مدل‌های زیادی بعنوان پاسخ ارائه می‌شوند که از بین آن‌ها فقط یکی بعنوان مدل بهینه است. برای انتخاب مرتبه مدل با کمینه خطا یا مدل بهینه از معیار خطای پیش‌بینی نهایی استفاده خواهد شد (رابطه ۲۱).

$$FPE(n) = \frac{1}{N} (\sum_{n=1}^{N-1} (y_n - \hat{y}_n)^2) \left(\frac{N+n+1}{N-k-1} \right) \quad (21)$$

که در آن y_n داده‌های اندازه‌گیری شده و \hat{y}_n مقادیر تخمینی است [28].

۷- مطالعه موردی

برای بررسی کارایی الگوریتم مورد نظر در تخمین پارامترهای مودال و تشخیص مقادیر نویزی با توجه به ماهیت روش ارائه شده، بررسی مشخصات دینامیکی سد شهید رجائی ساری با استفاده از نتایج آزمایش ارتعاش اجباری و سد پاکویما از روی داده‌های لرزه‌ای در نظر گرفته شده است.

۷-۱- آزمایش‌های دینامیکی سد شهید رجائی

سد شهید رجائی در ۴۰ کیلومتری جنوب شهر ساری روی رودخانه تجن در محل تنگه سلیمان برای تامین و تنظیم آب کشاورزی دشت ساری، تولید برق و... احداث شده است. شکل (۲) نمای کلی از موقعیت سد همراه با سازه‌ها و تاسیسات جانبی آن‌را نشان می‌دهد.

آزمایش‌های ارتعاشی روی مدل واقعی یکی از مناسب‌ترین راه‌ها برای شناخت هر چه بهتر ویژگی‌های دینامیکی سازه‌ها، به ویژه سدها است. به همین دلیل برای شناسائی مشخصات دینامیکی سد شهید رجائی، مجموعه آزمایش‌های دینامیکی شامل آزمایش ارتعاش محیطی و تعاش اجباری به وسیله تارینژاد و همکاران (۱۳۷۹) روی این سد انجام شده است. لازم به یاد آوری است ابتدا و به دلیل سادگی بیشتر، آزمایش‌های ارتعاش محیطی انجام و سپس آزمایش‌های ارتعاش اجباری انجام شده است. در آزمایش ارتعاش محیطی از عوامل محیطی مانند باد، ترافیک و... که از مهم‌ترین عوامل تحریک سازه است، استفاده شده است. همچنین به منظور تحریک قوی‌تر سد از باز و بسته کردن دریچه‌ها نیز استفاده شده است. برای انجام آزمایش ارتعاش اجباری نیز از دو واحد لرزاننده با بیشینه نیروی تحریک ۳ تن استفاده شده است [1].

۷-۲- شناسائی مشخصات دینامیکی سد شهید رجائی

با توجه به کیفیت داده‌های موجود از رکوردهای کانال واقع در تراز تاج سد که در شکل (۳) نشان داده، استفاده شده است. نمونه‌برداری با توجه به نتایج آنالیز المان محدود و همچنین رعایت پدیده انعکاس فرکانسی، با نرخ ۰/۱۲ انجام گرفته است.

یکی از اصلی‌ترین گام‌ها در روش‌های زیر فضا انتخاب ابعاد مناسب برای فضای داده‌ها (ماتریس هانکل) و همچنین مرتبه پیشنهادی برای سیستم است. بیشینه بعد ماتریس هانکل با توجه به تعداد داده‌ها و کانال‌های اندازه‌گیری، بدست می‌آید. برای کنترل کفایت بعد ماتریس هانکل و همچنین مرتبه سیستم، از معیار کمینه خطای پیش‌بینی استفاده خواهد شد. با توجه به همگرایی معیار بیشینه خطای نهائی از مرتبه ۲۰ به بعد در شکل (۴)، بعد فضای ۲۰۰ و مرتبه در نظر گرفته شده برای سیستم کافی به نظر می‌رسد.

مود اول با توجه به این نکته که نتایج حاصل از ارتعاش محیطی است، همان گونه که انتظار نیز می رفت به واسطه قدرت تحریک بیشتر در آزمایش های ارتعاش اجباری مقادیر میرائی بیشتری محاسبه شده است [31].

۷-۴- سد پاکویما

سد پاکویما که ساخت آن در سال ۱۹۲۸ به اتمام رسیده است، یک سد بتنی قوسی به ارتفاع ۱۱۳ متر و طول تاج ۱۸۰ متر است که در کوه های سن گابریل در ۵ مایلی شمال سن فرناندو در جنوب کالیفرنیا، واقع شده است. ضخامت بدنه سد از ۳ متر در تاج تا ۳۰ متر در کف متغیر است و یک سد قوسی ضخیم محسوب می شود. این سد فقط برای بارهای استاتیکی بدون در نظر گرفتن نیروهای زلزله طراحی شده است. در شکل (۶) نمائی از پایین دست سد و در شکل (۷) موقعیت ۱۷ شتاب نگار نصب شده روی آن در موقعیت های مختلف نشان داده شده است [29-33].

شکل (۴) کمینه خطای پیش بینی سد شهید رجایی

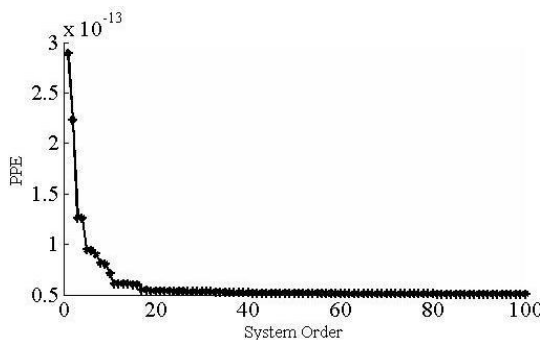


Fig. 4. Final prediction error of the Shahid-Rajae dam

شکل (۵) نمودار پایداری سد شهید رجایی

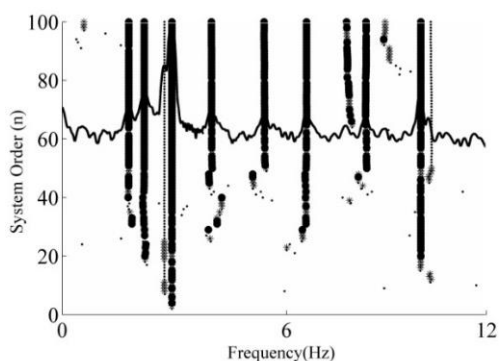


Fig. 5. Chart of Rajai dam stability

همان گونه که در شکل (۵) دیده می شود مقادیر فرکانسی همخوانی خوبی با قله های نمودار میانگین چگالی طیفی داده ها دارند.

شکل (۲) نمای کلی از سد شهید رجائی و سازه های جانبی آن []

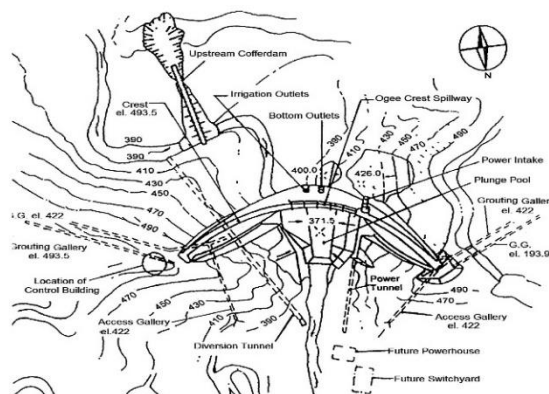


Fig. 2. Location and general view of Shahid-Rajae Dam [1]

شکل (۳) رکورد شتاب کانال واقع در تراز تاج سد

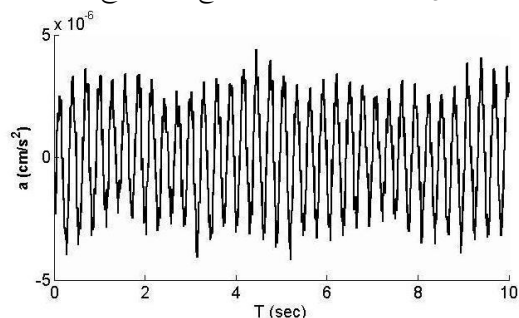


Fig. 3. The recorded response of the dam in the crest level

در اولین گام پس از رسم نمودار پایداری همان گونه که در شکل (۵) و جدول (۱) مشاهده می شود، سه فرکانس از چهار فرکانس اول سازه که در نتایج آزمایش ارتعاش محیطی و همچنین المان محدود شناسائی شده اما در نتایج ارتعاش اجباری نتایج مشاهده نشده بود، تخمین زده شده است. در سه فرکانس اول تخمین زده شده خطای روش چهار طیفی کمینه بین ۲ تا ۱۶ درصد است در صورتی که در روش ارائه شده ۸۱/۰ تا ۵ درصد است میانگین خطای روش زیر فضا، ۸۲/۲ درصد و بیشینه خطای آن ۵/۵ درصد در مود هفتم است که در مقایسه با میانگین خطای ۳۶/۴ درصدی و بیشینه خطای ۱۴ درصدی روش چهار طیفی، به مراتب بهتر عمل کرده است.

در مورد مقادیر میرائی هم بجز مودهای سوم و پنجم، اعداد محاسبه شده در دو روش همبستگی مناسبی با هم دارند. البته در سه

جدول (۱) مشخصات دینامیکی سد شهید رجایی

Mode No.	Frequency (Hz)				Damping (%)			
	Finite Element		(Tarinejad et al., 2014)	SSI-CCA	(Tarinejad et al., 2014)		SSI-CCA	
	Full Reservoir	Empty Reservoir	Ambient vibration	Forced vibration	Forced vibration	Ambient vibration	Forced vibration	
1	1.67	1.83	1.40	-	-	1.32	-	-
2	2.02	2.45	2.27	-	2.43	1.21	-	1.37
3	2.49	2.95	2.44	-	2.85	1.12	-	2.08
4	3.41	3.86	2.93	-	3.59	1.05	-	1.10
5	4.08	4.78	3.58	3.58	4.65	0.95	1.10	2.16
6	6.01	7.25	-	5.86	6.06	-	1.60	1.97
7	7.61	8.13	-	7.23	7.19	-	2.30	2.19
8	8.23	9.75	-	7.86	8.27	-	2.90	2.67
9	8.86	10.70	-	8.63	8.77	-	2.00	2.25
10	10.61	12.32	-	10.23	10.24	-	3.10	2.95

Table 1. Dynamic properties of Shahid-Rajae dam

سد نشان داده شده است.

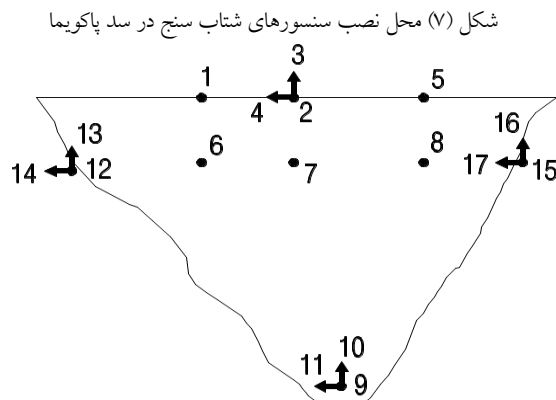


Fig. 7. Location of the 17 accelerometers at the Pacoima dam

شدت پائین زلزله ۲۰۰۱ سن فرناندو باعث شد تا مطالعات گسترده‌ای برای شناسایی مشخصات سیستم سد و چگونگی رفتار آن در حین زمین لرزه به وسیله‌ی آلوز انجام شود. که از جمله آن می‌توان به شناسایی سیستم سد با استفاده از کمینه کردن خطای مربعات غیر خطی کانال‌های ۱ تا ۸ بعنوان خروجی سیستم نسبت به وردی‌های آن (از کانال‌های ۹ تا ۱۷) و همچنین آزمایش ارتعاش اجباری سال ۲۰۰۲ به منظور بررسی عملکرد سد پس از زمین‌لرزه و برای کالیبراسیون مدل المان محدود آن، اشاره کرد [32].

در این پژوهش با توجه به توصیه‌های آلوز، شتاب‌نگارهای تراز تاج سد و ۸۰ در صد ارتفاع سد (کانال‌های ۱ تا ۸) در شناسایی سیستم سد با استفاده از الگوریتم‌های زیرفضا برپایه داده و زیر فضا-

شکل (۶) نمایی از پایین دست سد پاکویما

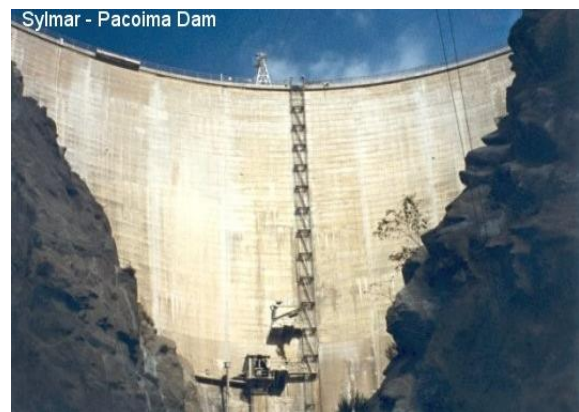


Fig. 6. General view of the Pacoima dam

۷-۵- شناسایی سیستم سد پاکویما با استفاده از داده‌های زلزله

۲۰۰۱ سن فرناندو

بعد از زلزله مخرب ۱۹۷۱ سن فرناندو در سال ۱۹۷۳، اولین آزمایش ارتعاش اجباری روی سد پاکویما به وسیله‌ی رمینر انجام گرفته است. در طول این آزمایش، مخزن سد خالی بوده و گزارشی از میزان میرایی نشده است [33]. آزمایش ارتعاش اجباری دیگری نیز روی این سد در سال ۱۹۸۰ به وسیله‌ی هال و همکاران انجام گرفته است. در طول آزمایش ارتفاع آب ۲۳ متر زیر تاج سد بوده است. در این آزمایش برای تخمین مقادیر میرایی از روش نیم‌توان استفاده شده است. لازم به گفتن است کیفیت داده‌ها در تعیین میرایی‌ها و مشخصات سازه‌ای مناسب نبوده است [34]. در جدول (۲)، نتایج مجموعه آزمایش‌های ارتعاش اجباری انجام گرفته روی

شکل (۱۰) نمودار پایداری به روش زیرفضا-همبستگی سد پاکویما

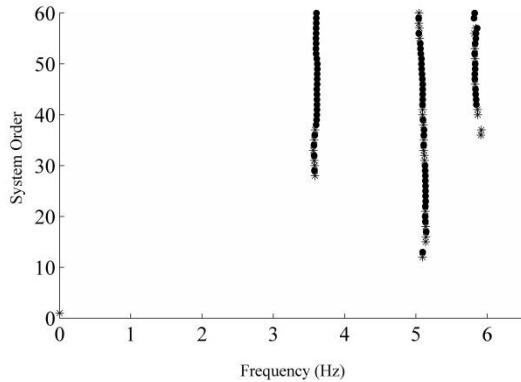


Fig. 10. Stabilization diagram of the Pacoima dam computed using SSI-CCA

شکل (۱۱) کمیته خطای پیش بینی روش داده محور سد پاکویما

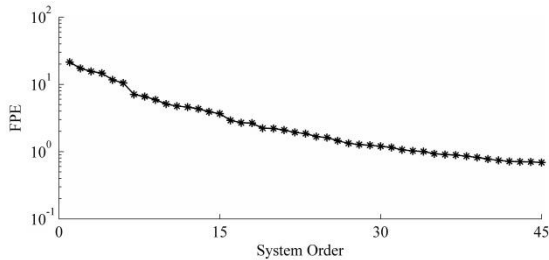


Fig. 11. Final Prediction Error index of the Pacoima dam provided by SSI-data

شکل (۱۲) نمودار پایداری روش داده محور سد پاکویما

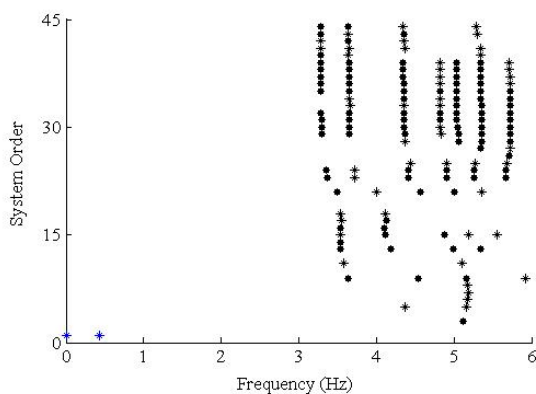


Fig. 12. Stabilization diagram for the Pacoima dam using SSI-data

در شناسایی سیستم با استفاده از داده‌های ارتعاش محیطی، به علت ناشناخته بودن ورودی‌ها، نرمال کردن اشکال مودی نسبت به جرم امکان پذیر نیست. به همین دلیل برای رسم اشکال مودی در روش-های زیرفضا پس از تعیین فرکانس‌ها و درصد‌های میرایی اصلی سیستم، قطب‌های پایدار معادل آن‌ها با رابطه ۱۸ بازسازی می‌شوند.

همبستگی استفاده شده است. در شکل (۸) به‌عنوان نمونه رکورد کانال ۲ تراز تاج سد که در هر ۰/۰۰۵ ثانیه به مدت ۴۱ ثانیه نمونه برداری شده، نشان داده شده است. پس از انجام چند سعی و خطا با توجه به همگرایی معیار خطای پیش‌بینی نهائی مطابق شکل‌های (۹ و ۱۱) مرتبه ماتریس هانکل برای هر دو روش، ۳۰۰ انتخاب می‌شود. با رسم نمودار پایداری و مشخص شدن قطب‌های پایدار فرآیند شناسایی به اتمام می‌رسد. در جدول (۳) خلاصه نتایج ارائه شده است.

جدول (۲) مشخصات دینامیکی سد پاکویما

Forced vibration	Mode	Frequency (Hz)	Damping (%)
1971	symmetric	5.10	-
	antisymmetric	5.56	-
1980	symmetric	5.45	7.30
	antisymmetric	5.60	9.80
2002	symmetric	5.35-5.45	4-7
	antisymmetric	5.65-5.75	4.5-5.5

Table 2. Modal parameters of the Pacoima dam

شکل (۸) رکورد زلزله ۲۰۰۱ سن‌فرناندو در تراز ۲

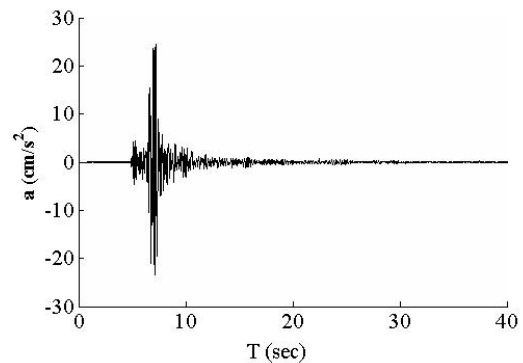


Fig. 8. San Fernando 2001 acceleration records at level 2

شکل (۹) خطای پیش‌بینی نهائی سد پاکویما به روش زیرفضا-همبستگی

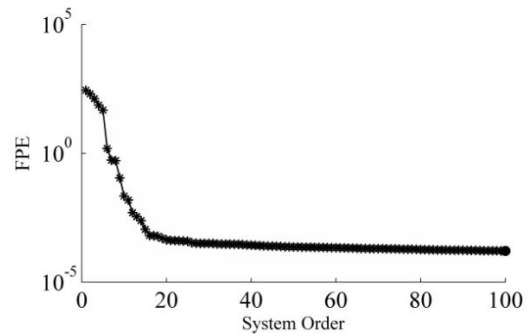


Fig. 9. final Prediction error index of the Pacoima dam provided by SSI-CCA

جدول (۳) مشخصات دینامیکی استخراج شده از رکوردهای زلزله سن فرناندو ۲۰۰۱

Mode	MODE-ID		SSI-CCA		SSI-Data		FEM
	Frequency (Hz)	Damping (%)	Frequency (Hz)	Damping (%)	Frequency (Hz)	Damping (%)	Frequency (Hz)
a	-	-	3.61	10.25	3.28-3.64	3.07-4.17	-
b	-	-	-	-	4.34-4.82	3.24-1.52	-
1	4.73-4.83	6.20	5.07	5.87	5.03-5.34	1.62-1.77	5.35-5.46
2	5.06	7.3-6.6	5.83	6.65	5.72	1.14	5.65-5.75

Table3.Modal parameters of the Pacoima Dam identified by various methods

درصد در تخمین مقادیر میرائی عملکرد مناسبی نداشته است. با توجه به شکل‌های (۱۳ و ۱۴) می‌توان مشاهده کرد که زیرفضا بر پایه تحلیل همبستگی به خوبی توانسته شکل‌های مودی را در مقایسه با روش آلود شکل (۱۵) محاسبه کند. برای مقایسه شکل‌های مودی بین روش‌های زیرفضا، از معیار تضمین مودی^۱ مطابق رابطه (۲۰) استفاده می‌شود.

$$MAC = \frac{|\psi^T \phi|^2}{|(\psi^T \psi)(\phi^T \phi)|} \quad (20)$$

شکل (۱۳) شکل‌های مودی روش زیرفضا-همبستگی

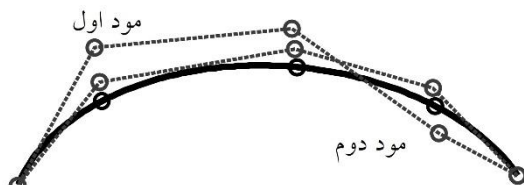


Fig 13. Identified mode shapes using SSI-CCA

شکل (۱۴) شکل‌های مودی روش زیرفضا- داده

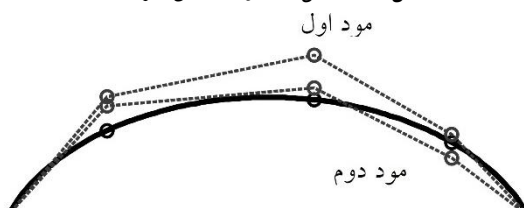


Fig 14. Identified mode shapes using SSI-Data

شکل (۱۵) شکل‌های مودی روش حداقل مربعات غیر خطی

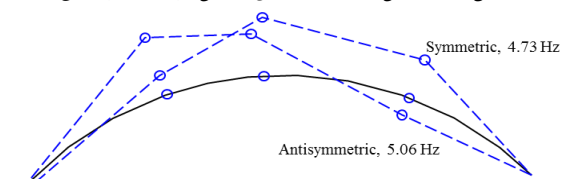


Fig 15. Identified mode shapes using MODE-ID

سپس با مرجع قرار دادن یکی از قطب‌ها نسبت به سایر قطب‌ها، نسبت آن‌ها محاسبه می‌شوند. در این نمونه با مرجع قرار دادن ایستگاه شماره ۵ شکل‌های مودی مطابق نمودارهای (۱۳ و ۱۴) رسم شده‌اند.

۶-۷- بررسی مشخصات دینامیکی سد پاکویما

همان‌گونه که انتظار می‌رفت، همگرایی روش پیشنهادی با توجه به شکل‌های (۹ و ۱۱) به مراتب بالاتر از روش داده محور است. در مطالعات پیشین مطابق جدول‌های (۲ و ۳)، دو مود اصلی برای سد شناسائی شده اما روش زیرفضا-داده ۷ مود ارتعاشی و زیرفضا-همبستگی ۳ مود را استخراج کرده است. با تطابق مقادیر فرکانسی با نتایج روش‌های قبلی، مودهای اصلی سازه انتخاب شده‌اند. در روش پیشنهادی فرکانس مود اول کاملاً در نمودار پایداری واضح بوده ولی در روش داده‌محور در یک بازه با سه فرکانس مودی مشخص شده است.

لازم به گفتن است که در روش داده‌محور دسته‌بندی فرکانسی جدول (۳) با توجه به شکل‌های مودی مربوطه انجام گرفته است. اولین فرکانس مودی هردو روش در محدوده نتیجه آزمایش ارتعاش اجباری سال ۱۹۷۳ بوده و بطور متوسط ۶ درصد با نتیجه آلود اختلاف دارند. فرکانس‌های مودی دومدر حالی که حدود ۵ درصد با یکدیگر اختلاف دارند و مطابقت خیلی خوبی با نتایج آزمایش-های ارتعاش اجباری و مدل المان محدود دارند ولی حدود ۲۵ درصد با نتایج آلود اختلاف دارند.

در تخمین مقادیر میرائی که همواره یکی از مشکلات رایج روش‌های آنالیز محیطی است، الگوریتم پیشنهادی به طور معناداری مقادیر میرائی را نسبت به نتایج روش حداقل مربعات غیر خطی تخمین زده است. اما الگوریتم زیرفضا-داده با اختلاف بالای ۵۰

Reference

۹- مراجع

- [1] Tarinejad, R., Ahmadi, M.T., Harichandran, R.S. 2014 "Full-scale experimental modal analysis of an arch dam: The first experience in Iran", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 61, pp. 188-196.
- [2] Ren, W.-X., Zong, Z.-H., 2004 "Output-only modal parameter identification of civil engineering structures", *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 17, No. 3-4, pp. 429-444.
- [3] Fu, Z.-F., He, J., 2001, *Modal analysis*, Butterworth-Heinemann.
- [4] Faurre, P. L., 1976 "Stochastic realization algorithms", *Mathematics in Science and Engineering*, Vol. 126, pp. 1-25.
- [5] Akaike, H., 1974 "Stochastic theory of minimal realization", *Automatic Control, IEEE Transactions on*, Vol. 19, No. 6, pp. 667-674.
- [6] Moonen, M., De Moor, B., Vandenberghe, L., Vandewalle, J., 1989 "On-and off-line identification of linear state-space models", *International Journal of Control*, Vol. 49, No. 1, pp. 219-232.
- [7] Moonen, M., Vandewalle, J., 1990 "Qsvd approach to on-and off-line state-space identification", *International Journal of Control*, Vol. 51, No. 5, pp. 1133-1146.
- [8] Van Overschee, P., De Moor, B. L., 1996, *Subspace identification for linear systems: Theory, implementation, applications*, Kluwer academic publishers Dordrecht.
- [9] Peeters, B., 2000, *System identification and damage detection in civil engineering*, PhD Thesis, Leuven, Belgium.
- [10] Katayama, T., 2006, *Subspace methods for system identification*, Springer.
- [11] Hotelling, H., 1933 "Analysis of a complex of statistical variables into principal components", *Journal of educational psychology*, Vol. 24, No. 6, pp. 417.
- [12] Hotelling, H., 1936 "Relations between two sets of variates", *Biometrika*, pp. 321-377.
- [13] Akaike, H., 1975 "Markovian representation of stochastic processes by canonical variables", *SIAM Journal on Control*, Vol. 13, No. 1, pp. 162-173.
- [14] Desai, U. B., Pal, D., Kirkpatrick, R. D., 1985 "A realization approach to stochastic model reduction", *International Journal of Control*, Vol. 42, No. 4, pp. 821-838.
- [15] Desai, U. B., Pal, D., 1982 "A realization approach to stochastic model reduction and balanced stochastic realizations", in *21st IEEE Conference on Decision and Control*, pp. 1105-1112.
- [16] Larimore, W. E., 1983 "System identification, reduced-order filtering and modeling via canonical variate analysis", in *American Control Conference*, pp. 445-451.
- [17] Larimore, W. E., 1990 "Canonical variate analysis in identification, filtering, and adaptive control", in *Decision and Control, 1990., Proceedings of the 29th IEEE Conference on*, pp. 596-604.
- [18] Picci, G., Katayama, T., 1996 "Stochastic realization with exogenous inputs and 'subspace-

که در آن Ψ و φ شکل‌های مودی مربوطه است.

برای مود اول و دوم این معیار به ترتیب ۹۲٪ و ۷۵٪ است که نشان از همبستگی مناسب بین شکل‌های مودی روش‌های زیرفضا دارد. به دلیل عدم دسترسی به مقادیر مودی روش آلود، محاسبه ضریب همبستگی برای آن امکان پذیر نبود.

۸- نتیجه گیری

این پژوهش با استفاده از تحلیل همبستگی استاندارد آنالیز مودالی در حوزه روش‌های زیرفضا ارائه شده که برخلاف روش‌های قبلی با محاسبه بردارهای پایه فضای پیش‌بینی، فرآیند شناسایی را مستقیماً در فضای بهینه انجام می‌دهد.

برای بررسی قابلیت روش ارائه شده در شناسایی سیستم‌های عمرانی از داده‌های لرزه‌ای که جزء واقعی‌ترین و قوی‌ترین ارتعاشات محیطی است و تحریک سینوسی پایا که از دقیق‌ترین آزمایش‌های ارتعاش اجباری هستند، استفاده شده است. از بهترین نتایج این پژوهش می‌توان به موارد زیر اشاره کرد.

- سرعت تحلیل بالاتر نسب به روش زیرفضای داده محور به دلیل انجام فرآیند در فضای بهینه و استفاده کمتر از حل معادلات به روش حداقل مربعات، به طوریکه مدت زمان تحلیل نتایج لرزه‌ای سد پاکویما در مقایسه با روش زیرفضا- داده تقریباً به نصف کاهش یافته است.

- افزایش دقت در تشخیص قطب‌های ناپایدار حاصل از نتایج ارتعاش محیطی، روش پیشنهادی در مقایسه با نتایج قبلی یک قطب ناپایدار دارد ولی در روش زیرفضا داده چهار قطب نویزی مشاهده شده است.

- افزایش دقت در محاسبه مقادیر میرایی به گونه‌ای که نتایج حاصل از داده‌های لرزه‌ای در روش زیرفضا-همبستگی به مراتب دقت بیشتری در مقایسه با روش زیرفضا-داده دارند.

- حساسیت و قدرت تشخیص قطب‌های پایدار به گونه‌ای که در آزمایش ارتعاش اجباری سد شهید رجایی سه مود اول سازه که در روش قبلی شناسایی نشده بود، به راحتی و دقت زیاد در مقایسه با نتایج المان محدود و آزمایش ارتعاش محیطی شناسایی شده است.

- [26] Peeters, B., De Roeck, G., 1999 "Reference-based stochastic subspace identification for output-only modal analysis", *Mechanical systems and signal processing*, Vol. 13, No. 6, pp. 855-878.
- [27] Yi, J.-H., Yun, C.-B., 2004 "Comparative study on modal identification methods using output-only information", *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 17, No. 3-4, pp. 445-466.
- [28] Aibinu, A. M., Najeeb, A. R., Salami, M. J. E., Shafie, A. A., 2008 "Optimal model order selection for transient error autoregressive moving average (tera) mri reconstruction method", in *International Conference on Medical system Engineering (ICMSE)*.
- [29] Tarinejad, R., Damadipour, M., 2014 "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.
- [30] Tarinejad, R., Damadipour, M., 2016 "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.
- [31] Farrar, C. R., Cornwell, P. J., Doebling, S. W., Prime, M. B., 2000, *Structural health monitoring studies of the alamosa canyon and i-40 bridges*, Thesis, Los Alamos National Lab., NM (US).
- [32] Alves, S. W., 2005, *Nonlinear analysis of pacoima dam with spatially nonuniform ground motion*, Thesis, California Institute of Technology.
- [33] Reimer, R., Clough, R., Raphael, J., Evaluation of the pacoima dam accelerogram, in *Proceeding of*.
- [34] Hall, J. F., 1988 "The dynamic and earthquake behaviour of concrete dams: Review of experimental behaviour and observational evidence", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 7, No. 2, pp. 58-121.
- methods' identification", *Signal Processing*, Vol. 52, No. 2, pp. 145-160.
- [19] Katayama, T., 1997 "Subspace-based system identification-a view from realization theory", *Systems, Control and Information Engineers*, Vol. 41, pp. 380-387.
- [20] Katayama, T., Kawauchi, H., Picci, G., 2002 "Subspace identification of closed loop systems by stochastic realization", in *Preprints 15th IFAC World Congress*.
- [21] Chen, C.-T., 1995, *Linear system theory and design*, Oxford University Press, Inc.
- [22] Chen, H.-F., Kumar, P., Van Schuppen, J., 1989 "On kalman filtering for conditionally gaussian systems with random matrices", *Systems & Control Letters*, Vol. 13, No. 5, pp. 397-404.
- [23] Peeters, B., 2000, *System identification and damage detection in civil engineering*, ph.D. Thesis, Faculteit Toegepaste Wetenschappen Arenbergkasteel, Katholieke Universiteit Leuven, Heverlee (Belgium).
- [24] Peeters, B., De Roeck, G., 2000 "Reference based stochastic subspace identification in civil engineering", *Inverse Problems in Engineering*, Vol. 8, No. 1, pp. 47-74.
- [25] Tarinejad, R., Pourgholi, M., 2015 "Processing of ambient vibration results using stochastic subspace identification based on canonical correlation analysis", *Modares Mechanical Engineering*, Vol. 15, No. 7. (In Persian)

System Identification of Arch Dams Using Stochastic Subspace based on Standard Correlation Analysis

Reza Tarinejad ^{1*}, Mehran Pourgholi ², Saman Yaghmaei-Sabegh ³

1- Assoc. Prof., Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran

2- Assist. Prof., Department of Civil Engineering, Sarab Branch, Islamic Azad University, Sarab, Iran

3- Assoc. Prof., Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran

* r_tarinejad@tabrizu.ac.ir

Abstract:

As a conventional method, the finite element model is used for static and dynamic analysis of structures such as dams and bridges. Nevertheless, these models are not able to describe the accurate behavior of structures against dynamic loads, because of some simplifications used in numerical modeling process, including loading, boundary conditions etc. Nowadays, modal testing is used to solve these problems. The dynamic tests, including forced, free and environmental vibration tests, are used in system identification of civil structures. Considering either unknown nature of inputs or unsuccessful steps of measuring them, some methods have been developed to analyze the results of dynamic tests which are based on measuring only output data and are known as operational modal analysis. Some of such methods are Peak Picking (PP), Frequency Domain Decomposition (FDD) and stochastic subspace methods. However, unknown nature of applied forces, the presence of environmental noise and measurement errors may result in some uncertainties within the results of these tests. In this article, a modal analysis is presented within a stochastic subspace which is among the most robust and accurate system identification techniques. In contrast to the previous methodologies, this analysis identifies dynamic properties in optimized space -instead of data space- by extracting ortho-normal vector of data space. Given the optimum nature of the proposed method, more accuracy may be served in detection and removal of unstable poles as well as high-speed analysis. In order to evaluate the proposed method in terms of civil systems detection, seismic and steady-state sinusoidal excitations were used. The former is selected from the most real and strong environmental vibrations and the latter is from the most precise forced vibration tests. In the first step, 2001 San Fernando earthquake data were analyzed using SSI-CCA and SSI-data methods. Data processing rate in the SSI-CCA method is almost twice as much as that in SSI-data method, and it is just because of processing in an optimum space while lowering the use of least squares method to compute system vector. Furthermore, there is one unstable pole in the results of the proposed method while 4 noisy characteristics were recognized in the results of SSI-Data method. Estimated damping ratio comprised the major difference observed in the results presented by above-mentioned methods. Modal damping ratio -estimated by the proposed method- were 60% closer to the previous results compared to those of the previous subspace method. Mode shapes of both subspace methods with MAC value of 92% and 75% for the first and the second modes, respectively, are well correlated with each other. Due to the lack of access to the mode shape vectors of Alves's method, it was not feasible to calculate the corresponding MAC value. In the following, forced vibration test results of Shahid-Rajaei Dam conducted by steady sinusoidal excitation in 2000 and analyzed by a method known as four spectral, are re-processed using the SSI-CCA method. As results indicate, by using the proposed method the first three modes, which were not on the preliminary results, are obtained. In addition, other modes are in good agreement with the results of the finite element method.

Keywords: Hankel Matrix, Canonical Correlation Analysis, Stochastic Subspace, Modal Analysis