



# Numerical Evaluation of Seismic Behavior of Shallow Tanks Considering the Effect of Interaction

Seyed Mohamad Seyed Kolbadi<sup>1\*</sup> 

<sup>1</sup>Faculty Member, Department of Civil Engineering, Technical and Vocational University, Tehran, Iran.

## ARTICLE INFO

### Article Type:

Original Research

**Received:** 12.07.2023

**Revised:** 02.26.2024

**Accepted:** 03.04.2024

### Keyword:

Shallow Tank

Dynamic Analysis

Soil-Structure Interaction

Fluid-structure Interaction

### \*Corresponding Author:

Seyed Mohamad Seyed Kolbadi

**Email:** [MKolbadi@TVU.ac.ir](mailto:MKolbadi@TVU.ac.ir)

## ABSTRACT

Given the importance of surface water reservoirs and their application in various industries, comprehensive knowledge of the seismic behaviour of these facilities is required. In such structures, due to soil structure interaction and fluid structures, seismic behaviour without the help of software based on the numerical solution is not possible. Therefore, finite element software, Abaqus, is required. In this paper, a three-dimensional model of a solid rectangular surface tank and underlying soil was considered in addition to the effects of SSI and FSI. For a closer examination, the Drucker Prager nonlinear model was used to describe the behaviour of the soil and for modelling the interaction of water and reservoir to the normal behaviour Hard Contact was used; and for soil-structure interaction, Frictionless behaviour, the theory of Columbus, was used. By using sensitivity analysis, the sensitivity for the dynamic interaction parameters was obtained, and then the results were compared with the results of Iranian publication number 123. The results showed that the soil beneath the tank and soil-structure interaction had a great impact on the seismic behaviour of surface reservoirs. Furthermore, the effect of sloshing water was highly dependent on the intensity and frequency of the seismic load. Because the behaviour of water in the high-frequency earthquake is different, the low-frequency response often tends to increase the reservoir's behaviour.



## EXTENDED ABSTRACT

### Introduction

Thus far, many studies have been conducted in the field of seismic behaviour of reservoirs. Jacobsen was one of the first researchers who conducted many studies to investigate the dynamic behaviour of water reservoirs in 1949. In 1954, Hausner calculated the hydrodynamic pressure on a rigid tank and the height of liquid surface waves in cylindrical and rectangular tanks under the effect of horizontal oscillation of the support and presented the equivalent dynamic mass-spring system. Haroun expanded this research on flexible tanks. Haroun and Hausner presented a model in the form of a ring as a reliable method for analysing the dynamic behaviour of flexible tanks using the finite element method and the assumption of integral boundary for the fluid model and its surrounding shell. In 1992, Haroun investigated the experimental model for tanks located on the soil, considering the effect of the interaction between the soil and the tank. Then, numerical methods, particularly finite elements, were widely used to accurately model the behaviour of the fluid in addition to the behaviour of the tank. In 1987, Barton and Parker studied the seismic response of cylindrical tanks under earthquake records using a 3D finite element model.

### Methodology

In the method of separation and separation of sub-structures, the entire soil-structure system, shown in Figure (1), is separated into three sub-structures. Substructure I includes the free field of the building, substructure II includes the volume of removed soil, and substructure III includes the superstructure and its foundation. In the sub-structure separation method, it is assumed that the soil-structure interaction occurs only at the sub-structure's common boundary, the contact surface with the soil. The equation of motion of the substructures shown in Figure 1 can be written as per the following matrix:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{\dot{u}\} = \{\hat{Q}\} \quad (1)$$

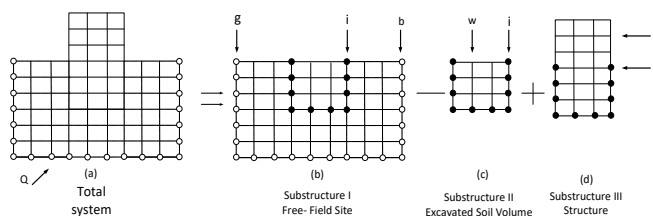


Figure 1. Separation of substructures to simplified calculations.

In this study, according to Figure (2), a surface cubic tank with a height of 10 meters, an external length of 20 meters, and a wall and floor thickness of 50 cm was used to perform the analysis. The dimensions of the soil island were chosen in such a way that the waves propagated in the environment were dissipated before reaching the boundary and no wave reflection occurred at the boundaries into the soil environment (seismic load was

applied horizontally and in the direction of the x-axis to model). Taking into account the considered location of the seismic bedrock being located at a depth of 10 meters from the ground surface, an earthen island with a height of 10 meters was modelled. In this model, a cube-shaped surface foundation with a dimension of 24 meters and a thickness of 1 meter was used. The height of the water inside the tank when full was 7 meters from the bottom of the tank.

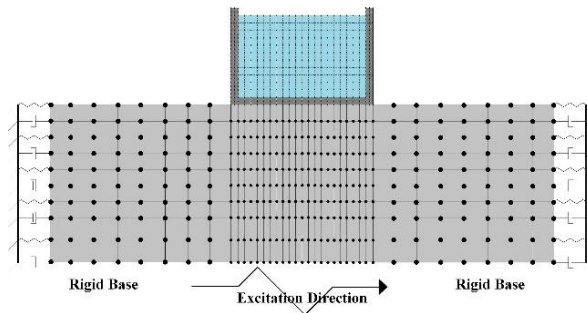


Figure 2. D finite element model of water tank.

Table 1. Mechanical characteristics of the base soil.

Mass Density ( $kg/m^3$ )	Angel Of Friction	Flow Stress Ratio (Mpa)	Dilation Angel	Damping		Young's Modulus ( $N/m^2$ )	Poisson Ratio
				$\alpha$	$\beta$		
1700	35	0.8	4.81	10	0	107.1e6	0.4

To find the parameter that had the greatest effect on the response of the tank (change in the horizontal position of the top of the tank in line with the application of the seismic load), a parameter called  $\lambda$  was defined, which is outside the percentage change part of the response to the percentage change of the desired parameter and obtained from the following relationship:

$$\lambda = \left| \frac{R}{\alpha} \right| \tag{2}$$

where  $\lambda$  is the sensitivity parameter, R is the percentage of response changes and  $\alpha$  is the desired percentage of changes.

### Results and discussion

In the present study, the sensitivity of the structural response (base stress and maximum displacement) to the important interaction parameters were measured. In this regard, the Tabas earthquake accelerometer was selected. In addition, the finite element results were compared with the results of 123 publications. It was found that the results of publication 123, in which neither the effect of water turbulence nor the flexibility of the tank was included, were approximately 40% higher than the finite element results.



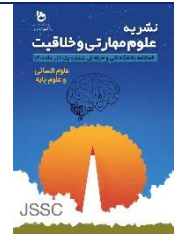
دانشگاه فنی و حرفه‌ای  
تهران

فصلنامه علمی دانشگاه فنی و حرفه‌ای

بهار ۱۴۰۳، دوره ۱، شماره ۱، ۱۴۷-۱۲۳

آدرس نشریه: <https://jssc.tvu.ac.ir/>

doi:10.48301/JSSC.2024.192177



## ارزیابی عددی رفتار لرزه‌ای مخازن سطحی با در نظر گرفتن اثر اندرکنشی

سید محمد سیدکلبادی<sup>۱\*</sup>

۱- عضو هیات علمی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه فنی و حرفه‌ای، تهران، ایران.

### چکیده

### اطلاعات مقاله

با توجه به اهمیت مخازن سطحی آب و کاربرد مختلف آن‌ها در صنایع گوناگون، بررسی و شناخت رفتار لرزه‌ای این تأسیسات لازم و ضروری می‌باشد. در چنین سازه‌هایی به علت وجود اندرکنش خاک-سازه و سیال-سازه، شناخت رفتار لرزه‌ای بدون کمک از نرم‌افزارهای مبتنی بر حل عددی، امکان‌پذیر نیست از این‌رو نرم‌افزار اجزا محدود Abaqus به خدمت گرفته شده است. در این مقاله ضمن در نظر گرفتن مدل سه‌بعدی Solid از یک مخزن مستطیلی شکل سطحی و خاک زیرین آن، اثر SSI و FSI نیز لحاظ شده است. به منظور بررسی دقیق‌تر، از مدل غیرخطی دراکر-پراگر برای توصیف رفتار خاک استفاده شده است. برای مدلسازی اندرکنش آب و مخزن، برای رفتار نرمال از Hard Contact و برای رفتار مماسی از Frictionless استفاده شده است همچنین برای لحاظ کردن اندرکنش خاک و سازه، از تئوری کلمب استفاده شده است. ابتدا با استفاده از آنالیز حساسیت، میزان حساسیت پارامترهای اندرکنشی برای حالت دینامیکی به دست آمد، سپس نتایج با نتایج نشریه ۱۲۳ ایران مقایسه شد. نتایج حاکی از این است که نوع خاک زیرین مخزن و اندرکنش خاک و سازه، تأثیر بسیاری در رفتار لرزه‌ای مخازن سطحی دارد. همچنین در نظر گرفتن اثر Sloshing آب، بسیار وابسته به شدت و فرکانس بار لرزه‌ای می‌باشد زیرا آب در فرکانس‌های بالای زلزله، رفتار متفاوتی خواهد داشت اما در فرکانس‌های پایین غالباً در جهت افزایش پاسخ مخزن رفتار می‌کند.

### نوع مقاله: مقاله پژوهشی

دریافت مقاله: ۱۴۰۲/۰۶/۱۹

بازنگری مقاله: ۱۴۰۲/۱۲/۰۷

پذیرش مقاله: ۱۴۰۲/۱۲/۱۴

### کلید واژگان:

مخزن سطحی

آنالیز دینامیکی

اندرکنش خاک و سازه

اندرکنش آب و سازه

\* نویسنده مسئول: سید محمد سیدکلبادی

پست الکترونیکی:

MKolbadi@TVU.ac.ir



©2024 the authors. Published by Technical and Vocational University, Tehran, Iran. This article is an open-access article distributed under the terms and conditions of the Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International (CC BY-NC 4.0 license) (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/>).

## مقدمه

با توجه به گسترش شهرها و پیشرفت صنایع، امروزه استفاده از مخازن به‌منظور نگهداری و ذخیره‌سازی آب و فراورده‌های نفتی یا انبار کردن مواد شیمیایی و خطرناک واحدهای صنعتی و حوضچه‌های اختلاط و موارد دیگر توسعه فراوانی یافته است. یکی از مهم‌ترین بارهای وارد شده بر این نوع سازه‌ها، بار ناشی از زلزله می‌باشد که با توجه به لرزه‌خیزی بالای کشور، محافظت و نیز استمرار بهره‌برداری از این گونه تأسیسات در زمان وقوع زلزله و نیز پس از آن ضروری می‌باشد. برای نمونه آسیب‌دیدگی مخازن آب در اثر زلزله باعث ایجاد مشکلات عدیده‌ای از قبیل اطفانشدن حریق ناشی از زلزله، دسترسی نداشتن به آب شرب و غیره خواهد شد.

تاکنون مطالعات متعددی در زمینه رفتار لرزه‌ای مخازن صورت گرفته است. (جاکوبسن، ۱۹۴۹)<sup>۱</sup> از اولین محققانی بود که مطالعات بسیاری برای بررسی رفتار دینامیکی مخازن آب در سال ۱۹۴۹ انجام داد. هوسنر<sup>۲</sup> در سال‌های ۱۹۵۴ و ۱۹۵۷ فشار هیدرودینامیکی وارد بر یک مخزن صلب و ارتفاع امواج سطحی مایع در مخازن استوانه‌ای و مستطیلی تحت تأثیر نوسان افقی تکیه‌گاه را محاسبه کرد و سیستم معادل دینامیکی جرم-فنر را ارائه کرد (هوسنر، ۱۹۵۴؛ هوسنر، ۱۹۵۷). هارون<sup>۳</sup>. این تحقیقات را برای مخازن انعطاف‌پذیر گسترش داد (هارون، ۱۹۸۰) هارون و هوسنر<sup>۴</sup> با استفاده از روش المان محدود و فرض مرز جدایی‌ناپذیر برای مدل سیال و پوسته اطراف آن، مدلی به‌صورت یک حلقه را به‌عنوان یک روش قابل‌اعتماد برای تحلیل رفتار دینامیکی مخازن انعطاف‌پذیر ارائه کردند (هارون و هوسنر، ۱۹۸۲). هارون در ادامه در سال ۱۹۹۲ مدل تجربی برای مخازن مستقر بر روی خاک با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک و مخزن را بررسی کرد. سپس روش‌های عددی به‌خصوص المان محدود به‌صورت گسترده مورد استفاده قرار گرفتند تا رفتار سیال علاوه بر رفتار مخزن به‌دقت مدل گردد. بارتون و پارکر<sup>۵</sup> در سال ۱۹۸۷ پاسخ لرزه‌ای مخازن استوانه‌ای روزمینی تحت رکورد زلزله را با استفاده از مدل اجزای محدود سه‌بعدی مطالعه کردند (بارتون و پارکر، ۱۹۸۷).

هدف از انجام این تحقیق، بررسی پارامتریک تأثیر اندرکنش خاک و سازه (مخزن) و آب و سازه بر رفتار لرزه‌ای مخازن سطحی بتنی می‌باشد. بر این اساس یک مخزن سطحی به‌صورت سه‌بعدی در نرم‌افزار آباکوس مدلسازی شد و با لحاظ کردن اندرکنش بین پوسته مخزن و سیال و نیز اندرکنش بین مخزن و توده خاک زیرین آن تا مرز سنگ کف لرزه‌ای پاسخ‌ها و نتایج به‌دست‌آمده از مدل‌ها مقایسه شده‌اند.

## روش‌شناسی

### اندرکنش

در این مطالعه از دو نوع اندرکنش استفاده شده است: اندرکنش زمین (خاک)-سازه (مخزن) و اندرکنش سیال (آب)-سازه (مخزن)

<sup>1</sup> Jacobsen

<sup>2</sup> Housner

<sup>3</sup> Haroun

<sup>4</sup> Haroun & Housner

<sup>5</sup> Barton & Parker

## مدلسازی اندرکنش سازه و زمین

در بررسی مسئله اندرکنش، عموماً از روش زیرسازه استفاده می‌شود. این روش که بر اساس اصل جمع آثار قوا بنا شده است، کل مجموعه به صورت زیرمجموعه‌هایی شامل سازه و خاک تقسیم‌بندی می‌گردد. بنابراین مسئله ساده‌سازی می‌شود و می‌توان پاسخها را باهم جمع کرد.

## معادله ارتعاشی حرکت

در روش جداسازی و تفکیک زیرسازه‌ها (چین، ۱۹۹۸)<sup>۱</sup> کل سیستم خاک-سازه، نشان داده شده در شکل (۱)، به سه زیرسازه<sup>۲</sup> تفکیک می‌شود: زیرسازه I شامل میدان آزاد ساختمانی است، زیرسازه II شامل حجم خاک برداشته شده و زیرسازه III شامل سازه رویی و پی آن است. در روش تفکیک زیرسازه‌ها، فرض بر این است که اندرکنش خاک و سازه فقط در مرز مشترک زیرسازه‌ها، سطح تماس با خاک، رخ می‌دهد. معادله حرکت زیرسازه‌ها، نشان داده شده در شکل (۱)، می‌تواند به فوم ماتریسی زیر نوشته شود:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{\dot{u}\} = \{\bar{Q}\} \quad (۱)$$

برای تحریک اعمالی هارمونیک، با فرکانس  $\omega$ ، بردار بار و جابه‌جایی می‌تواند به صورت زیر نوشته شود:

$$\{\bar{Q}\} = \{Q\} \exp(i\omega t) \quad (۲)$$

$$\{\dot{u}\} = \{u\} \exp(i\omega t) \quad (۳)$$

وقتی که  $\{Q\}$  و  $\{u\}$  بردارهای مختلط نیرو و جابه‌جایی در فرکانس  $\omega$  هستند. در نتیجه، برای هر فرکانس، معادله حرکت فرم زیر را خواهند داشت.

$$[C]\{Q\} = \{Q\} \quad (۴)$$

$$[C] = [K] - \omega^2 [M] \quad (۵)$$

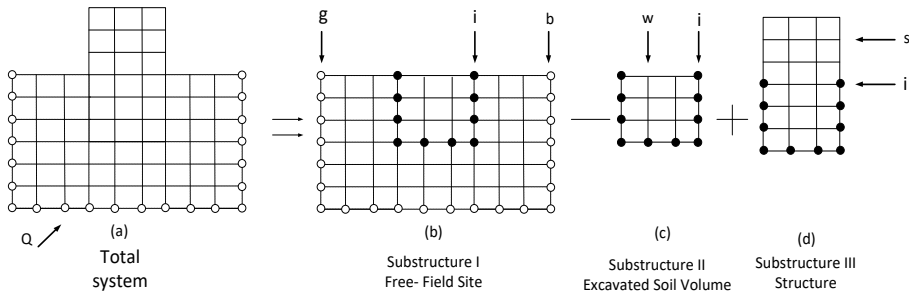
معادله حرکت برای سیستم اندرکنش خاک-سازه، به صورت زیر تفکیک می‌شود:

$$\begin{bmatrix} C_{ii}^{III} - C_{ii}^{II} + X_{ii} & -C_{iw}^{II} & C_{is}^{III} \\ -C_{wi}^{II} & -C_{ww}^{II} & 0 \\ -C_{si}^{III} & 0 & C_{ss}^{III} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ u_w \\ u_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} X_{ii} u_i \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (۶)$$

<sup>1</sup> Chin

<sup>2</sup> Substructure

وقتی که اندیس‌های I، II و III مربوط به سه زیرسازه و اندیس‌های i، W و s، به ترتیب، مربوط به درجات آزادی متناظر با گره‌های موجود در مرز خاک و سازه، حجم خاک برداشته شده و قسمت رویی سازه هستند (شکل ۱).



شکل ۱. جداسازی زیرسازه‌ها به منظور ساده کردن محاسبات (لیسمر و همکاران، ۱۹۹۹)!

در سمت چپ معادله، ماتریس سختی مختلط دینامیکی، وابسته به فرکانس، به سادگی نشان می‌دهد که براساس تقسیم‌بندی فوق، ماتریس سختی خاک برداشته شده از سختی دینامیکی سازه و میدان آزاد تفریق شده است. ماتریس وابسته به فرکانس  $[X_{ff}]$ ، ماتریس امپدانس نامیده می‌شود که مبدل زیرسازه I به دست می‌آید. بردار  $\{u_i\}$  یا  $\{u_f\}$  از حرکت میدان آزاد ساختگاه، در نقاط اندرکنشی نشان داده شده در زیرسازه I، به دست می‌آیند. در محاسبات تحلیل امپدانس و محاسبه بردار بار خارجی، اندرکنش در درجات آزادی  $i$  در نظر گرفته می‌شود.

#### الف- حل مسئله پاسخ ساختگاه

برای حل مسئله پاسخ ساختگاه، لازم است که مسئله مقدار ویژه برای مدل ساخته و حل شود. در محاسبات مربوط به امواج حجمی از زیرماتریس‌های محاسبه شده از مشخصات هر لایه، برای تشکیل دادن معادلات مقدار ویژه استفاده می‌شود.

(واس، ۱۹۷۲)<sup>۲</sup> بر اساس مدل ساختگاه با لایه‌های افقی و فرض تغییرات خطی تغییر شکل داخل هر لایه را تعیین کرد. مسئله مقدار ویژه می‌تواند به دو مسئله مقدار ویژه جبری مجزا، یکی موج رایلی<sup>۳</sup> و دیگری برای حرکت موج لاو<sup>۴</sup>، تقسیم شود.

با استفاده از مدل خاک تفکیک شده، معادله مقدار ویژه برای حرکت موج رایلی می‌تواند به فرم ماتریسی زیر نوشته شود:

$$([A]K^2 + i[B]K + [G] - \omega^2[M])\{V\} = 0 \quad (7)$$

در این مدل، در هر مرز بین دو لایه، دو درجه آزادی وجود دارد، در نتیجه هر سیستم n لایه؛ ۲n درجه آزادی خواهد داشت.

<sup>1</sup> Lysmer

<sup>2</sup> Waas

<sup>3</sup> Rayleigh

<sup>4</sup> Love

در معادله قبل،  $\omega$  فرکانس زاویه‌ای ارتعاش مد،  $K$  مقدار ویژه است و  $\{V\}$  بردار ویژه  $2n$  مؤلفه‌ای متناظر است. ابعاد ماتریس‌های  $[A]$ ،  $[B]$ ،  $[G]$  و  $[M]$ ؛  $2n \times 2n$  است و این ماتریس‌ها از جمع کردن ماتریس‌های مربوط زیرلایه‌ها به دست می‌آیند. اگر عمق لایه  $z$  از بالا  $h_j$ ، جرم حجمی آن  $\rho_j$ ، مدول برشی آن  $G_j$  و ثابت لایه آن  $\lambda_j$  باشد، این ماتریس‌ها به صورت زیر هستند:

$$[A_j] = \frac{h_j}{6} \begin{bmatrix} 2(\lambda_j + 2G_j) & 0 & (\lambda_j + 2G_j) & 0 \\ 0 & 2G_j & 0 & G_j \\ (\lambda_j + 2G_j) & 0 & 2(\lambda_j + 2G_j) & 0 \\ 0 & G_j & 0 & 2G_j \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$[B_j] = \frac{1}{6} \begin{bmatrix} 0 & -(\lambda_j - G_j) & 0 & (\lambda_j + G_j) \\ (\lambda_j - G_j) & 0 & (\lambda_j + G_j) & 0 \\ 0 & -(\lambda_j + G_j) & 0 & (\lambda_j - G_j) \\ -(\lambda_j + G_j) & 0 & -(\lambda_j - G_j) & 0 \end{bmatrix} \quad (9)$$

$$[G_j] = \frac{1}{h_j} \begin{bmatrix} G_j & 0 & G_j & 0 \\ 0 & (\lambda_j + 2G_j) & 0 & -(\lambda_j + 2G_j) \\ -G_j & 0 & G_j & 0 \\ 0 & -(\lambda_j + 2G_j) & 0 & (\lambda_j + 2G_j) \end{bmatrix} \quad (10)$$

$$[M_j]^{[c]} = \frac{\rho_j h_j}{6} \begin{bmatrix} 2 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 2 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 2 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 2 \end{bmatrix} \quad [M_j]^{[l]} = \frac{\rho_j h_j}{6} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (11)$$

ماتریس‌های  $[M_j]^{[c]}$  و  $[M_j]^{[l]}$ ، ماتریس‌های جرم پیوسته<sup>۱</sup> و جرم متمرکز<sup>۲</sup> هستند. با استفاده از تکنیک‌های عددی، پیشنهاد (واس، ۱۹۷۲)، معادله مقدار ویژه شماره (۷) می‌تواند حل شود. از حل معادله؛  $2n$  مود رایلی و  $2n$  عدد موج به دست می‌آید که از آنها در محاسبه شرایط مرزهای جاذب انرژی<sup>۳</sup>، در حالت وجود حرکات تغییر شکلی امواج در صفحه مدل سیستم، استفاده خواهد شد. براساس مدل خاک لایه‌ای، مسئله مقدار ویژه برای حرکت موج لاو می‌تواند به فرم زیر نوشته شود:

$$([A]K^2 + i[B]K + [G] - \omega^2[M])\{V\} = 0 \quad (12)$$

<sup>1</sup> Consistent mass

<sup>2</sup> Concentrated mass

<sup>3</sup> Transmitting boundary

در این شکل موج؛ در مرز هر لایه فقط یک درجه آزادی وجود دارد. ماتریس  $[A]$ ،  $[G]$  و  $[M]$  از ماتریس‌های زیر حاصل می‌شوند:

$$[A_j] = h_j G_j \begin{bmatrix} \frac{1}{3} & \frac{1}{6} \\ \frac{1}{6} & \frac{1}{3} \end{bmatrix} \quad (13)$$

$$[G_j] = \frac{G_j}{h_j} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (14)$$

$$[M_j]^{(e)} = \frac{\rho_j h_j}{6} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix} \quad (15)$$

$$[M_j]^{(i)} = \frac{\rho_j h_j}{2} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (16)$$

از حل معادله (۱۲)،  $n$  مود موج لاو به‌دست می‌آید که در محاسبه شرایط امواج گذرا، برای حرکات ارتعاشی خارج از صفحه سیستم، استفاده می‌شوند.

مرزهای جاذب انرژی در امتداد افقی با استفاده از یک حل تحلیلی دقیق و در امتداد قائم به‌وسیله یک تابع جابه‌جایی سازگار، به روش اجزای محدود، فرموله می‌شوند. این مرزها به‌طور دقیق، انرژی را در امتداد افق عبور می‌دهند. برای مسائل دوبعدی، واس با استفاده از رابطه تنش و کرنش در هر لایه و مقادیر و بردارهای ویژه، به‌دست‌آمده برای حرکات امواج ریلی، رابطه نیرو و تغییر مکان را برای یک سیستم لایه‌ای، در حوزه فرکانس، به‌صورت زیر نوشته است:

$$\{P\} = [R]\{u\} \quad (17)$$

وقتی که  $\{u\}$  بردار تغییر مکان  $2n$  مؤلفه‌ای،  $\{P\}$  نیروهای مربوطه و  $\{R\}$  سختی دینامیکی سیستم لایه‌ای، در جهت افق نیم بی‌نهایت است که می‌تواند از رابطه زیر حاصل شود:

$$[R] = i[A][V][K][V]^{-1} + [D] \quad (18)$$

در معادله ۱۸ پس از تمام ماتریس‌های  $2n \times 2n$  است. ماتریس  $[A]$  در رابطه (۸) تعریف شده است؛ ماتریس  $[V]$  شامل تمام  $2n$  شکل مودی، ماتریس  $K$  یک ماتریس قطری، شامل مقادیر ویژه حرکت موج ریلی و ماتریس  $[D]$  از جمع مشخصات زیرلایه‌ها به‌دست می‌آید. ماتریس مربوط به لایه  $j$ ام به‌صورت زیر است:

$$[D] = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 0 & \lambda_j & 0 & -\lambda_j \\ G_j & 0 & -G_j & 0 \\ 0 & \lambda_j & 0 & -\lambda_j \\ G_j & 0 & -G_j & 0 \end{bmatrix} \quad (19)$$

ماتریس  $[R]$  در محاسبه ماتریس نرمی دینامیکی، برای حل مسئله امیدانس، مورد استفاده قرار می‌گیرد. (چن، ۱۹۸۰)<sup>۱</sup> با استفاده از سیستم خاکی  $n$  لایه، معادله حرکت برای امواج مایل  $SV$  را نوشت. معادله حرکت سیستم خاکی، قرار گرفته تحت اثر امواج  $SV$ ، می‌تواند به صورت زیر نوشته شود:

$$([A]K^2 + [\bar{B}]K + [G] - \omega^2[M])\{u\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_b \end{Bmatrix} \quad (20)$$

ماتریس‌های  $[A]$ ،  $[G]$  و  $[M]$  از جمع زیرماتریس‌های تعریف شده در روابط (۸)، (۱۰) و (۱۱) به دست می‌آیند. ماتریس  $[B]$  از جمع زیرماتریس‌های  $[\bar{B}_j]$ ، تعریف شده به صورت زیر، به دست می‌آید:

$$[\bar{B}_j] = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 0 & (3G_j - M_j) & 0 & -(G_j - M_j) \\ (3G_j - M_j) & 0 & (G_j - M_j) & 0 \\ 0 & (G_j - M_j) & 0 & (3G_j - M_j) \\ -(G_j - M_j) & 0 & (3G_j - M_j) & 0 \end{bmatrix} \quad (21)$$

وقتی که  $M_j$  و  $G_j$  مدول‌های مقیدکننده و برشی لایه  $j$ ام هستند؛ بردار  $\{P_b\}$  یک بردار دو مؤلفه‌ای است که بردار بار در پایین لایه (بستر سنگی) را تعریف می‌کند. از حل معادله (۲۰) بردار تغییر مکان  $\{u\}$  به دست می‌آید. حرکت میدان آزاد، در هر فاصله  $x$  می‌تواند با استفاده از معادله زیر به دست آورده شود:

$$\{u(x)\} = \delta \cdot \exp(-ikx) \quad (22)$$

$\delta$  ضریب مشارکت مودی است که با اعمال حرکت کنترلی در نقطه محاسبه می‌شود. روش‌های زیرسازه، فقط برای آنالیزهای خطی معتبر هستند اما به خوبی شناخته شده است که خاک‌ها، در پاسخ به بارگذاری دینامیکی، رفتار غیرخطی وابسته به کرنش از خود نشان می‌دهند. رفتار غیرخطی خاک را می‌توان با استفاده از روش معادل خطی، پیشنهاد (سید و ادريس، ۱۹۶۹)<sup>۲</sup> در نظر گرفت. در این روش؛ مشخصات غیرخطی خاک به وسیله مشخصات خطی معادل، شامل مدول برشی و ضریب میرایی، تخمین زده می‌شود.

### حل معادله ارتعاشی حرکت

در حالت تحریک پایدار دینامیکی سیستم خاک-سازه، معادله (۶) در فرکانس‌های هارمونی مجزای انتخاب می‌شود، شکل می‌دهد و حل می‌شود. در حالت تحریک هارمونیک نتایج  $(u_f, u_g)$ ، توابع تبدیل مختلط هارمونیک شتاب هستند

<sup>1</sup> Chen

<sup>2</sup> Seed & Idriss

که نشان‌دهنده پاسخ کل سیستم به حرکت ورودی هارمونیک در نقطه کنترل می‌باشند. حرکت‌های گذرا مثل زلزله، با استفاده از تکنیک تبدیل فوریه مجزا تحلیل می‌شوند. با استفاده از این تکنیک‌ها، حرکت ورودی پایه مشخص شده در  $N$  نقطه مجزا، به صورت یکنواخت روی پرپود  $T$  توزیع می‌شوند. نتیجه نهایی بعد از جمع کردن به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\begin{Bmatrix} u_x(t) \\ u_f(t) \end{Bmatrix} = \text{Re} \sum_{j=0}^{N/2} \begin{Bmatrix} u_{xj} \\ u_{fj} \end{Bmatrix} \exp(i\omega_j t) \quad (23)$$

مقادیر مجزا  $\{u(t)\}$  در فاصله‌های زمانی  $\Delta t$  می‌تواند به وسیله تبدیل معکوس فوریه روی  $\{u_f\}$ ، حل برای یک ورودی هارمونیک منفرد، محاسبه شود. برای حل کامل، سیستم معادلات خطی باید تشکیل و برای تمام فرکانس‌های FFT حل شود که مستلزم حجم و زمان کار کامپیوتری بالایی می‌باشد. برای به حداقل رساندن هزینه، می‌توان از یک فرکانس حدبالا<sup>۱</sup> و همچنین از یک روش درون‌یابی کارا استفاده کرد به نحوی که دامنه‌های پاسخ مختلط  $u_f$  و  $u_s$  در یکسری فرکانس مهم انتخاب شده محاسبه می‌شوند و مقادیر پاسخ در دیگر فرکانس‌های FFT می‌تواند به وسیله درون‌یابی مشخص شوند (تجیریان، ۱۹۸۱).

### اندرکنش سازه- سیال

جریان سیال، اهمیت ویژه‌ای دارد؛ در نتیجه تغییر مکان‌های بزرگ و نامحدود به صورت جریان، امکان‌پذیر است؛ برای مثال، در این مورد می‌توان به حرکت خودرو در مقابل هوا اشاره کرد. همچنین، حرکت سیال از روی سرریز سد، می‌تواند نمونه‌ای از این حالت باشد. در این نوع از اندرکنش، قوانین جریان سیال حاکم است و معمولاً سیال به صورت تراکم‌ناپذیر عمل می‌کند (تراکم‌پذیری سیال، در حالت کلی به تغییرات چگالی آن مربوط است ولی در سیالات از نوع مایعات، به محدود بودن مدول بالک<sup>۳</sup> و مخالف صفر بودن کرنش حجمی مربوط می‌شود).

### نوع دوم اندرکنش

تغییر مکان، حاصل از اندرکنش بسیار کوتاه‌مدت و محدود است. در این حالت، قوانین موج، حاکم است و به صورت شوک یا ضربه، ایجاد موج حجمی و مرزی می‌کند؛ مانند انفجار درون محفظه بسته و برخورد یک گلوله یا جسم به سطح آب که در آن، تغییرات چگالی بسیار با اهمیت است. همچنین در این حالت مدول، بالک به شدت تحریک می‌شود.

### نوع سوم اندرکنش

تغییر مکان‌های نسبتاً طولانی‌مدت و محدود در سیال وجود دارد. در این حالت، مدت حرکت از سکون تا حد ماکزیمم آن در حد ثانیه و کسری از آن می‌باشد. مثال‌هایی از این مورد شامل امواج سطحی ثقیلی، امواج ناشی از زلزله در مخزن آب، امواج صوتی (آکوستیک) و ضربه کوچ<sup>۴</sup> می‌باشد. در این حالت، تراکم‌پذیری بسته به مورد می‌تواند با اهمیت شود. در حالت کلی‌تر برای مثال حرکت کشتی در داخل سیال، با در نظر گرفتن امواج سطحی می‌تواند ترکیبی از دو حالت اول و سوم باشد (حریری اردبیلی و همکاران، ۲۰۱۲).

<sup>1</sup> Cut-off frequency

<sup>2</sup> Tajirian

<sup>3</sup> Bulk modulus

<sup>4</sup> Water hammer

با توجه به استفاده از نرم افزار آباکوس در این مطالعه و برای جلوگیری از فرورفتگی گره های مش سیال در هم که باعث خروج از تحلیل می گردد؛ شدت و مدت زمان تحلیل، به نحوی انتخاب گردیدند که این مشکل هنگام تحلیل پیش نیاید و تلاطم، بدون آشفتگی رخ دهد بنابراین در این تحقیق از نوع سوم اندرکنش سازه- سیال و مشخصات آب، استفاده گردیده است.

### معادله حرکت در اندرکنش نوع سوم

رابطه اولر فقط با در نظر گرفتن فشار هیدرودینامیک به صورت زیر نوشته می شود:

$$\rho \frac{D\vec{V}}{Dt} = -\vec{\nabla}p \quad (24)$$

در نتیجه، فرضیات حاکم بر معادله اولر (در اندرکنش نوع سوم) عبارت است از: جابه جایی های کوچک، حرکت غیر چرخشی و صرف نظر از ویسکوزیته یا اثر چسبندگی. با توجه به سه فرض بالا، معادله حاکم بر آب مخزن همان معادله اولر است. با در نظر گرفتن فشار هیدرودینامیک در معادلات داریم:

$$\rho \frac{D\vec{V}}{Dt} = -\vec{\nabla}p \rightarrow \rho \frac{\partial \vec{V}}{\partial t} + \rho (\vec{\nabla} \cdot \vec{V}) \vec{V} = -\vec{\nabla}p \quad (25)$$

با توجه به این که دامنه جابه جایی و سرعت در اندرکنش نوع سوم بسیار محدود است؛ می توان از عبارت دوم سمت چپ رابطه، صرف نظر کرد؛ بنابراین شکل نهایی معادله اولر حاکم بر حرکت به صورت زیر به دست می آید:

$$\rho \frac{\partial \vec{V}}{\partial t} = -\vec{\nabla}p \quad (26)$$

رابطه تنش و کرنش حجمی در آب با استفاده از مدول بالک،  $K$ ، به صورت زیر است (فرض تراکم پذیری خطی در آب):

$$\begin{aligned} \sigma &= -p = K \varepsilon_v \\ \varepsilon_v &= \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = \vec{\nabla} \cdot \vec{U} \\ \vec{U} &= \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (27)$$

که در این رابطه بردار  $U$ ، بردار جابه جایی است. با در نظر گرفتن نرخ تغییرات از دو طرف رابطه فوق نسبت به زمان:

$$\frac{\partial p}{\partial t} = -K \frac{\partial}{\partial t} (\vec{\nabla} \cdot \vec{U}) = -K \left( \vec{\nabla} \cdot \frac{\partial \vec{U}}{\partial t} \right) = -K (\vec{\nabla} \cdot \vec{V}) \quad (28)$$

همچنین با ضرب داخلی اوپراتور دیورژانس<sup>۱</sup> در دو طرف معادله اویلر حاکم بر حرکت سیال داریم:

$$\rho \frac{\partial \vec{V}}{\partial t} = -\vec{\nabla} p \rightarrow \vec{\nabla} \cdot \vec{\nabla} \cdot \rho \frac{\partial \vec{V}}{\partial t} = -\nabla^2 p \rightarrow \rho \frac{\partial}{\partial t} (\vec{\nabla} \cdot \vec{V}) = -\nabla^2 p \quad (29)$$

با استفاده از دو رابطه (۳۰) و (۲۶) معادله حاکم بر رفتار سیال در اندرکنش نوع سوم به رابطه زیر منجر می‌شود که به معادله هلمهولتز<sup>۲</sup> معروف است:

$$\begin{cases} \frac{\rho}{K} \cdot \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} = \nabla^2 p \\ C^2 = \frac{K}{\rho} \end{cases} \rightarrow \nabla^2 p = \frac{1}{C^2} \cdot \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \quad (30)$$

که در آن، C سرعت انتشار صوت (موج فشاری) در محیط سیال است. این موج در سیال ارتجاعی مفروض صرفاً یک مود ارتعاشی دارد و آن هم ارتعاش طولی است. بنابراین، وجود موج‌های برشی در جبهه انتشار موج منتفی است و حرکت‌هایی مثل حرکت شکل<sup>۲</sup> وجود ندارد. دلیل آن هم حاکم‌بودن K بر رفتار سیال است (همان رابطه تراکم‌پذیری خطی) (حریری اردبیلی و همکاران، ۲۰۱۲).



شکل ۲. موج فشاری یا حجمی (حریری اردبیلی و همکاران، ۲۰۱۲).

## روش انجام تحقیق

### نحوه مدل‌سازی اندرکنش

در این مقاله از مدل معمول در تعریف اندرکنش سطوح تماس یعنی مدل اصطکاک کولمب استفاده شده است. این مدل با استفاده از المان Contact که در ادامه توضیح داده خواهد شد اعمال گردیده است. مدل اصطکاک کولمب، رفتار اصطکاکی بین سطوح تماس را با استفاده از یک ضریب اصطکاک  $\mu$  مشخص می‌کند. در ابتدا ضریب اصطکاک پیش‌فرض برابر صفر است بنابراین جابه‌جایی مماسی، صفر خواهد بود تا زمانی که کشش سطحی از یک مقدار بحرانی برای تنش

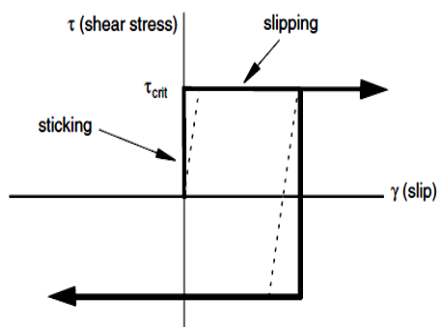
<sup>1</sup> Divergence

<sup>2</sup> Helmholtz

برشی، تجاوز کند که بستگی به فشار تماس عمودی دارد و مطابق معادله ۲۸ تعیین می‌گردد (شرکت داسو سیستم سیمولا، ۲۰۱۱):<sup>۱</sup>

$$\tau_{crit} = \mu p \quad (28)$$

که در آن  $\mu$  ضریب اصطکاک و  $p$  فشار تماس بین دو سطح می‌باشد. این معادله مقدار حدی تنش برشی را برای سطوح تماس شرکت‌کننده در برخورد مشخص می‌کند. سطوح تماس، لغزشی بر روی هم نخواهند داشت تا زمانی که تنش برشی در بین آنها برابر تنش برشی اصطکاکی حدی شود که نمودار رفتاری، در شکل (۳) نشان داده شده است.



شکل ۳. رفتار اصطکاکی سطوح تماسی (شرکت داسو سیستم سیمولا، ۲۰۱۱).

دو سطح لازم برای تخصیص عبارتند از: سطح داخلی دیوار در تماس با خاک و سطح خاک در تماس با دیوار. همچنین دو نوع رفتار نرمال و رفتار مماسی برای مشخصات اندرکنش در نظر گرفته شده است. رفتار نرمال اندرکنش خاک و سازه از نوع تماس سخت<sup>۲</sup> در نظر گرفته شده است. این نوع از رفتار، خصوصیات زیر را دارد:

- الف) سطوح انتخابی تا وقتی که تماس کامل برقرار نکنند فشار تماسی را انتقال نمی‌دهند.
- ب) در هنگام تماس بین دو سطح، هیچ محدودیتی برای مقدار فشار تماسی انتقالی وجود ندارد.
- ج) این نوع تماس، نفوذ احتمالی یک سطح در سطح تابع را به حداقل ممکن می‌رساند.

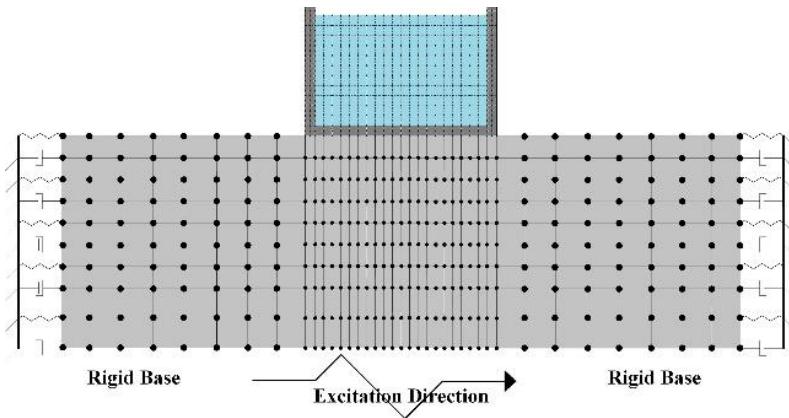
### مشخصات هندسی مدل مورد مطالعه

در این مطالعه طبق شکل ۴ از یک مخزن مکعبی شکل سطحی با ارتفاع ۱۰ متر، طول خارجی ۲۰ متر و ضخامت دیوارها و کف برابر ۵۰ سانتی‌متر برای انجام آنالیز استفاده شده است. عرض جزیره خاکی برابر ۵۰ متر و طول آن برابر ۱۰۰ متر در نظر گرفته شده است. ابعاد جزیره خاکی به گونه‌ای انتخاب شده است که امواج منتشرشده در محیط، پیش از رسیدن به مرز، مستهلک شوند و در مرزها هیچ‌گونه انعکاس موجی به داخل محیط خاک صورت نگیرد (بار لرزه‌ای به صورت افقی و در جهت محور X ها به مدل اعمال شده است). با توجه به اینکه در محل در نظر گرفته شده، سنگ بستر لرزه‌ای در عمق ۱۰ متری سطح زمین قرار دارد، جزیره خاکی با ارتفاع ۱۰ متر مدلسازی شده است. در این مدل از یک

<sup>1</sup> Dassault Systèmes Simulia Corp

<sup>2</sup> Hard contact

فونداسیون سطحی مکعبی شکل با بعد ۲۴ متر و ضخامت ۱ متر استفاده شده است. ارتفاع آب داخل مخزن در حالت پر برابر ۷ متر از کف مخزن می‌باشد (عندلیب، ۲۰۱۲؛ انشاییان، ۲۰۰۷).



شکل ۴. مدل دوبعدی المان محدود مخزن آب.

## مدل رفتاری مصالح

### مشخصات خاک

پاسخ سازه وابسته به مدل رفتاری تعریف شده در مدل اجزای محدود می‌باشد بنابراین تعریف دقیق مشخصات مکانیکی مصالح از جمله تعریف رفتار غیرخطی مصالح و غیرخطی هندسی (متفاوت بودن دوره نوسانی طبیعی خاک و سازه) می‌تواند به صحت نتایج، اعتبار ببخشد. شبیه‌سازی بخش غیرخطی رفتار خاک با استفاده از مدل خمیری دراکر پراگر اصلاح شده (کلاهکی) انجام شده است که برای آن نیز باید سطح تسلیم، قانون جریان و قانون سخت‌شدگی را مشخص کرد. سطح گسیختگی دراکر پراگر از رابطه (۲۹) به دست می‌آید (شرکت داسو سیستم سیمولا، ۲۰۱۱):

$$F_s = t - p \tan \beta - d = 0 \quad (29)$$

که در آن  $d(\theta, f_i)$  و  $\beta(\theta, f_i)$  به ترتیب نشان‌دهنده زاویه اصطکاک ماده و چسبندگی آن می‌باشد و می‌تواند تابع  $\theta$  و دیگر موارد تعریف شده باشد.  $t$  و  $P$  به ترتیب مقدار تنش انحرافی و تنش فشاری معادل هستند (شرکت داسو سیستم سیمولا، ۲۰۱۱). همچنین رفتار پلاستیک آن استفاده شده است. رابطه (۳۲) معیار تسلیم مدل دراکر-پراگر به صورت زیر است:

$$F = \alpha J_1 + \sqrt{J_{2D}} - K = 0 \quad (32)$$

در رابطه بالا  $J_1$  ثابت اول تانسور تنش و  $J_{2D}$  ثابت دوم تانسور تفاضل‌های تنش می‌باشد. مقادیر  $K$  و  $\alpha$  با توجه به مقادیر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی خاک، از طریق روابط زیر محاسبه می‌شوند.

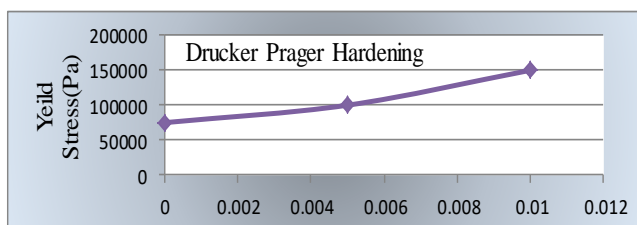
$$\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \quad (33)$$

$$K = \frac{6C \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \quad (34)$$

خاک مبنای انتخاب شده بر اساس آییننامه ۲۸۰۰ ایران، نوع IV می باشد و مشخصات آن در جدول (۱) آمده است. همچنین مشخصات رفتار غیرخطی خاک در شکل (۵) ارائه شده است.

جدول ۱. مشخصات مکانیکی خاک مینا.

Mass Density ( $kg/m^3$ )	Angel Of Friction	Flow Stress Ratio (Mpa)	Dilation Angel	Damping		Young's Modulus ( $N/m^2$ )	Poisson Ratio
				$\alpha$	$\beta$		
۱۷۰۰	۳۵	۰.۸	۴.۸۱	۱۰	۰	۱۰۷.۱۶۶	۰.۴



شکل ۵. سخت شونده گی تنش - کرنش دراکر - پراگر (شرکت داسو سیستم سیمولا، ۲۰۱۱).

برای بررسی تأثیر نوع خاک بر اندرکنش خاک و سازه از سه نوع خاک نرم، متوسط و سخت در مدلسازی استفاده شده و نتایج حاصله با هم مقایسه می شوند. مشخصات خاک مورد استفاده در مدل ها در جدول ۲ آمده است.

جدول ۲. مشخصات خاک مورد استفاده در مدل.

نوع	Kg/m	E(Mpa)	$\nu$	$\phi$	C	$\psi$
سخت	۲۰۰۰	۱۰	۰/۴	۳۵	۰/۸	۴/۸۱
متوسط	۱۷۰۰	۷	۰/۴	۳۵	۰/۸	۴/۸۱
نرم	۱۵۰۰	۵	۰/۴	۳۵	۰/۸	۴/۸۱

در جدول بالا  $\phi$ ، C و  $\psi$  ترتیب زاویه اصطکاک داخلی خاک، نرخ تنش جاری شدن و زاویه اتساع خاک می باشند.

### مشخصات بتن

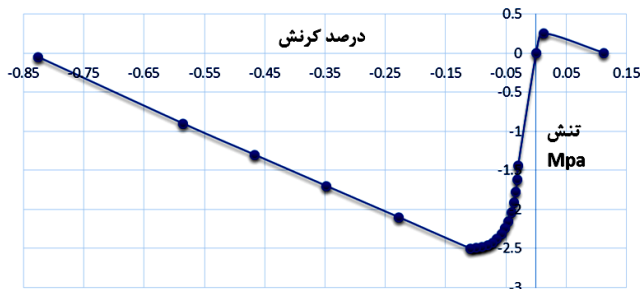
از آنجا که اثر اندرکنشی سازه با محیط پیرامون خود در این مقاله بررسی شده لذا رفتار غیر خطی بتن در نظر گرفته نشده است. مشخصات بتن مورد استفاده برای مخزن و پی در جدول (۳) آمده است.

## جدول ۳. مشخصات بتن مورد استفاده در مخزن و پی.

$\rho(Kg/m^3)$	$\nu$	$E(Gpa)$
۲۵۰۰	۰/۲	۱۹/۷

این مدل با استفاده از رفتار غیر خطی بتن در ناحیه فشاری و رفتار خطی در ناحیه کششی بر طبق شکل (۶) بیان شده است (شرکت داسو سیستم سیمولا، ۲۰۱۱).

## مدل رفتاری فشاری و کششی بتن



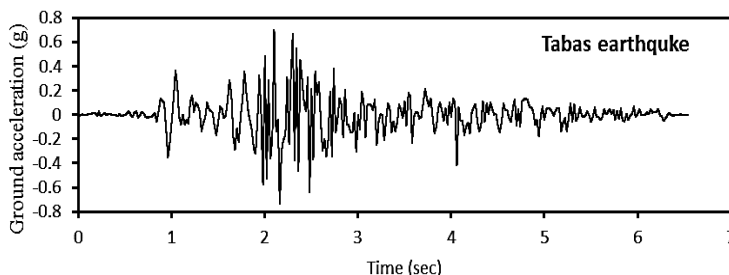
شکل ۶. مدل رفتاری فشاری و کششی بتن.

## مشخصات سیال

برای سیال داخل مخزن از آب با چگالی  $1000 \text{ Kg/m}^3$ ، ویسکوزیته دینامیکی  $0.013 \text{ N.Sec/m}^2$  و سرعت موج برشی  $1500$  متر بر ثانیه در نظر گرفته شده است.

## بار لرزه‌ای وارده

برای انجام تحلیل‌های دینامیکی، تحریک لرزه‌ای از طریق مرزهای پایین که بنا به فرض بر روی سنگ بستر لرزه‌ای قرار دارد به صورت تاریخچه زمانی تغییرمکان بر مدل مورد استفاده اعمال می‌گردد. نوع این تحریکات به صورت گذرا بوده و راستای آن نیز در جهت محور Xها می‌باشد. برای اعمال این تحریک از یک ثانیه نخست رکورد زلزله طیس استفاده شده است که شتابنگاشت و یک ثانیه نخست جابجایی مربوط به این رکورد در شکل (۷) نمایش داده شده است. لازم به ذکر است از آنجایی که شدت زلزله طیس به قدری است که مقادیر تنش‌ها به مقدار پلاستیک می‌رسند و باعث واگرا شدن معادلات دیفرانسیل می‌گردد لذا فقط یک ثانیه نخست آن به مدل اعمال شده است. همچنین از آنجا که صرفاً تاثیر پارامترهای موثر بر پاسخ سازه مورد بررسی قرار گرفته است لذا بار لرزه ای فقط در راستای افقی به توده خاکی اعمال شده است.



شکل ۷. شتابنگاشت زلزله طبس.

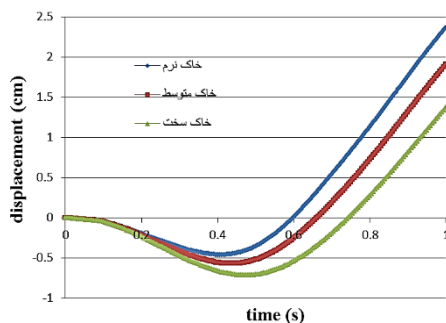
## بحث و نتیجه گیری

### نتایج حاصل از تحلیل‌های پارامتریک

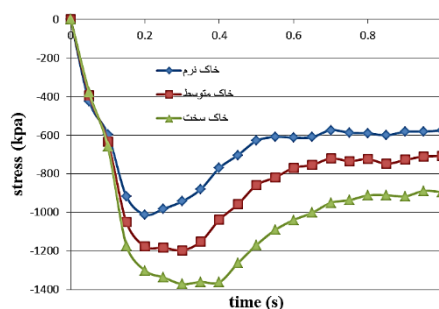
عوامل متعددی بر پاسخ لرزه‌ای مخازن سطحی تأثیرگذار هستند که از آن جمله می‌توان به نوع خاک، چگالی خاک، مدول الاستیسیته خاک، ضریب اصطکاک بین سازه (پی) و خاک، ارتفاع سیال داخل مخزن، سختی پی، انعطاف‌پذیری جداره مخزن اشاره کرد. در این بررسی سعی شده که چگونگی تأثیر چند عامل اول مورد مطالعه قرار گیرد.

### تأثیر نوع خاک

تاریخچه زمانی تغییر مکان افقی در راستای اعمال بار لرزه‌ای در بالای مخزن برای انواع خاک در شکل (۸) نمایش داده شده است. با توجه به این نمودار ملاحظه می‌شود که در خاک نرم، تغییر مکان افقی بالای مخزن بیشتر از خاک متوسط و خاک سخت است. در واقع هرچه سرعت موج برشی در خاک کمتر شود، اثر اندرکنش خاک و سازه در تحلیل بیشتر شده و در نتیجه سازه نرم‌تر شده و تغییر مکان بالای مخزن افزایش می‌یابد. افزایش اثر اندرکنش خاک و سازه باعث افزایش میرایی سازه، کاهش تغییر مکان ورودی زلزله و کاهش فرکانس سازه (افزایش پریرود سازه و در نتیجه نرم‌تر شدن آن) می‌گردد. تأثیر نوع خاک بر میزان تنش برشی بوجود آمده در پای مخزن (در محل اتصال مخزن به فونداسیون) در شکل (۹) نمایش داده شده است. همانگونه که مشاهده می‌شود در خاک نرم، میزان تنش در پای مخزن کمتر از خاک متوسط و خاک سخت است. همانطوری که قبلاً بیان شد با کاهش سرعت موج برشی در خاک، اثر اندرکنش خاک و سازه بیشتر شده و در نتیجه تنش کمتر می‌شود (در اثر کاهش ورودی لرزه‌ای و افزایش میرایی، تنش کاهش می‌یابد).



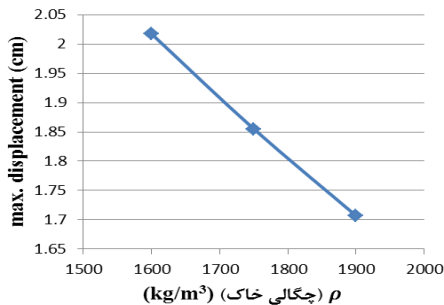
شکل ۸. تاریخچه زمانی تغییر مکان افقی در بالای مخزن.



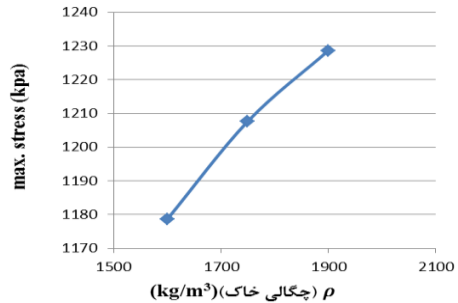
شکل ۹. تاریخچه زمانی تنش برشی در محل اتصال مخزن به پی.

### تأثیر چگالی خاک

ماکزیمم تغییر مکان افقی در راستای اعمال بار لرزه‌ای در بالای مخزن برای خاک‌های دارای چگالی‌های مختلف در شکل (۱۰) نمایش داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود با کاهش چگالی خاک، ماکزیمم تغییر مکان در بالای مخزن افزایش می‌یابد. با کاهش چگالی، خاک نرم‌تر می‌شود و اثر اندرکنشی خاک و سازه افزایش می‌یابد و در نتیجه، سازه نرم‌تر می‌شود و تغییر مکان ماکزیمم افزایش می‌یابد. ماکزیمم تنش برشی به‌وجودآمده در پای مخزن در شکل (۱۱) مشاهده می‌شود. با کاهش چگالی خاک، خاک نرم‌تر می‌شود و اثر اندرکنشی افزایش می‌یابد و ماکزیمم تنش کمتر می‌شود.



شکل ۱۰. تغییرات ماکزیمم تغییر مکان در بالای مخزن بر حسب چگالی خاک.



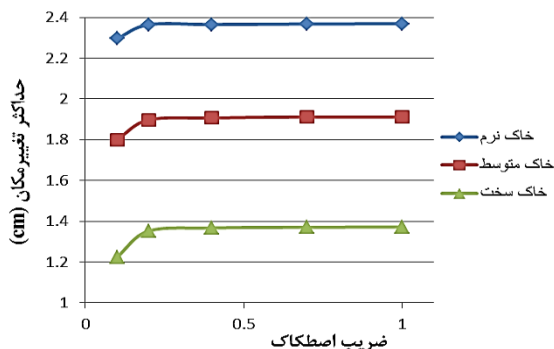
شکل ۱۱. تغییرات ماکزیمم تنش پای مخزن بر حسب چگالی خاک.

### تأثیر مدول الاستیسیته خاک

ماکزیمم تغییر مکان افقی در راستای اعمال بار لرزه‌ای در بالای مخزن برای خاک‌های دارای مدول الاستیسیته مختلف در شکل (۱۲) نمایش داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود با کاهش مدول الاستیسیته خاک، ماکزیمم تغییر مکان در بالای مخزن افزایش می‌یابد. با کاهش مدول الاستیسیته، خاک نرم‌تر می‌شود و اثر اندرکنشی خاک و سازه افزایش می‌یابد و در نتیجه سازه نرم‌تر می‌شود و تغییر مکان ماکزیمم افزایش می‌یابد. ماکزیمم تنش برشی به‌وجودآمده در پای مخزن در شکل (۱۳) مشاهده می‌شود. با کاهش مدول الاستیسیته خاک، خاک نرم‌تر می‌شود و اثر اندرکنشی افزایش می‌یابد و ماکزیمم تنش کمتر می‌شود.

### تأثیر ضریب اصطکاک بین خاک و پی مخزن

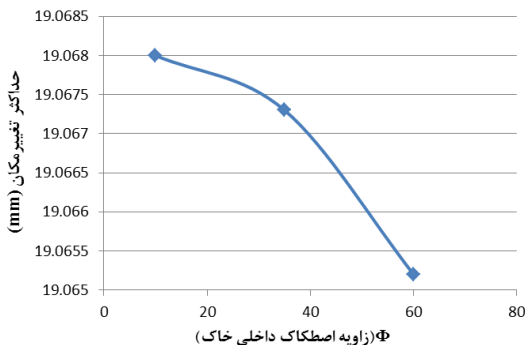
به‌منظور بررسی اثر اندرکنشی بر پاسخ لرزه‌ای مخزن سطحی، ضریب اصطکاک بین سطوح پی و خاک برابر با مقادیر ۰/۱، ۰/۲، ۰/۴، ۰/۷ و ۱ در نظر گرفته می‌شود. با این فرض که دیگر پارامترهای مؤثر بدون تغییر نگاه داشته شوند. نمودار ماکزیمم تغییر مکان افقی در راستای اعمال بار لرزه‌ای در بالای مخزن بر حسب ضریب اصطکاک در سه نوع خاک سخت، متوسط و نرم در شکل (۱۴) نمایش داده شده است. با افزایش ضریب اصطکاک بین سطوح پی و خاک، ماکزیمم تغییر مکان در بالای مخزن افزایش می‌یابد. در واقع با افزایش ضریب اصطکاک بین سطوح پی و خاک، لغزش بین سطوح، کاهش و تغییر مکان ورودی زلزله به مخزن افزایش می‌یابد و در نتیجه ماکزیمم تغییر مکان در بالای مخزن نیز افزایش می‌یابد.



شکل ۱۴. نمودار تغییرات حداکثر تغییر مکان در بالای مخزن بر حسب ضریب اصطکاک.

### تأثیر میزان زاویه اصطکاک داخلی خاک

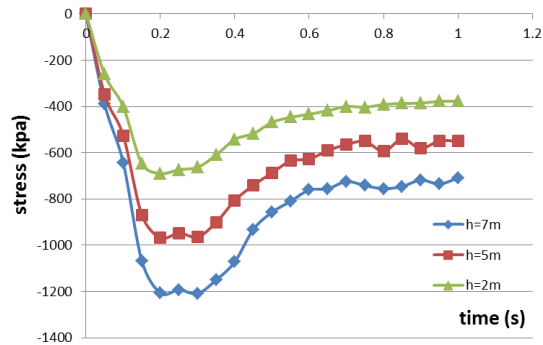
ماکزیم تغییر مکان افقی در راستای اعمال بار لرزه‌ای در بالای مخزن برای خاک‌های دارای زاویه اصطکاک داخلی مختلف در شکل (۱۵) نمایش داده شده است. همان‌طور که انتظار می‌رفت با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک، حداکثر تغییر مکان بالای مخزن کاهش می‌یابد. در اثر افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک درگیری بین دانه‌های خاک، افزایش و اثر اندرکنشی، کاهش و در نتیجه تغییر مکان ماکزیم در بالای مخزن کاهش می‌یابد.



شکل ۱۵. تغییرات ماکزیم تغییر مکان بالای مخزن بر حسب زاویه اصطکاک داخلی خاک.

### تأثیر ارتفاع سیال (آب) داخل مخزن

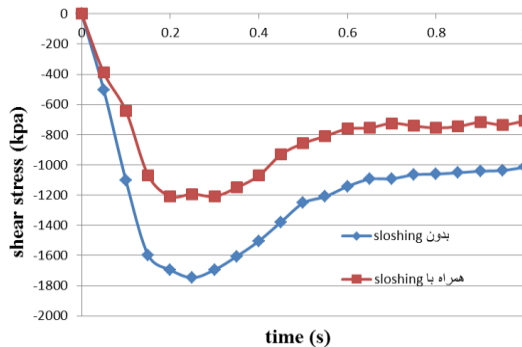
به‌منظور بررسی تأثیر ارتفاع آب داخل مخزن بر پاسخ لرزه‌ای آن، ارتفاع آب داخل مخزن برابر با ۵، ۷ و ۲ متر در نظر گرفته شد و میزان جابه‌جایی در بالای مخزن و تنش در پای مخزن در خاک متوسط محاسبه شده است. شکل (۱۶) تاریخچه زمانی تنش برشی در پای مخزن را در سه حالت ارتفاع آب داخل مخزن و در خاک متوسط نشان می‌دهد. با افزایش ارتفاع آب داخل مخزن، فشار هیدرودینامیک آب وارد شده به جداره مخزن افزایش می‌یابد و از طرف دیگر نیز باعث افزایش جرم مخزن می‌شود و در نتیجه نیروی زلزله بیشتری به مخزن وارد می‌گردد، در نتیجه تنش در پای مخزن افزایش می‌یابد.



شکل ۱۶. نمودار تاریخچه زمانی تنش برشی در پای مخزن در سه حالت ارتفاع آب داخل مخزن.

### تأثیر sloshing

در شکل (۱۷) مشاهده می‌شود که تنش برشی پای مخزن با در نظر گرفتن تلاطم آب، از نظر اندازه، پاسخ‌های بیشتری دارد. این به این دلیل است که با توجه به دامنه زلزله و فرکانس بار لرزه‌ای اعمال شده، مقادیر تنش علاوه بر تأثیرپذیری از اینرسی ناشی از جرم آب وابسته به فشار هیدرو دینامیک ناشی از کسر جرمی متلاطم آب است. در واقع در فراکانس‌های پایین زلزله، شیب آب مخزن در خلاف جهت شتاب افقی است که این خود باعث تشکیل فشار نامتقارن بر روی دیواره‌های مخزن می‌گردد و در نتیجه، بر ایند این دو فشار در خلاف جهت حرکت مخزن است که نیرویی مازاد بر اینرسی تولید می‌کند.



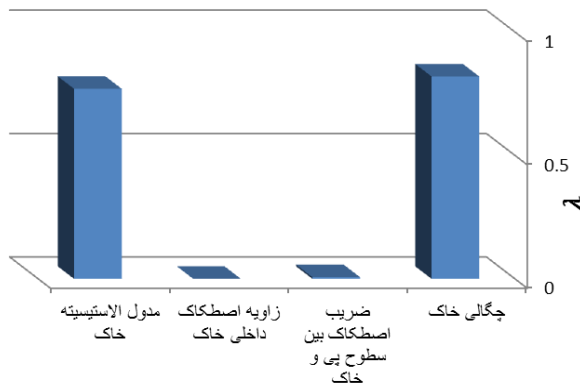
شکل ۱۷. نمودار تاریخچه زمانی تنش برشی در پای مخزن جهت بررسی اثر sloshing

به منظور یافتن پارامتری که بیشترین تأثیر را بر پاسخ مخزن (تغییر مکان افقی بالای مخزن در راستای اعمال بار لرزه‌ای) دارد، پارامتری تحت عنوان  $\lambda$  تعریف شده است که خارج قسمت درصد تغییرات پاسخ به درصد تغییرات پارامتر مورد نظر می‌باشد و از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\lambda = \left| \frac{R}{\alpha} \right| \quad (35)$$

که  $\lambda$  پارامتر حساسیت،  $R$  درصد تغییرات پاسخ و  $\alpha$  درصد تغییرات مورد نظر است.

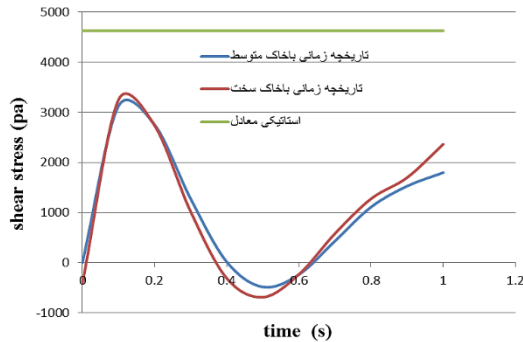
نمودار شکل (۱۸) بیانگر این مطلب است که پاسخ سازه نسبت به تغییرات چگالی و مدول لاستیسیتیته خاک حساس تر است و تغییرات ضریب اصطکاک بین سطوح پی و خاک و زاویه اصطکاک داخلی، تأثیر محسوسی بر پاسخ نمی‌گذارد.



شکل ۱۸. حساسیت پاسخ مخزن نسبت به پارامترهای مورد نظر.

### مقایسه نتایج به دست آمده از آنالیز تاریخچه زمانی با روش استاتیکی معادل توصیه شده در نشریه ۱۲۳

در نشریه ۱۲۳ (ضوابط و معیارهای طرح و محاسبه مخازن آب زمینی) برای تعیین نیروی هیدرودینامیک ناشی از ارتعاش آب و سازه در مخازن سطحی از تئوری دوجرمی هاووزنر استفاده شده و روابطی برای مخازن سطحی با جداره صلب ارائه شده است (سازمان برنامه و بودجه ایران، ۲۰۱۶). به منظور مقایسه نتایج به دست آمده از آنالیز تاریخچه زمانی با روش استاتیکی معادل توصیه شده در (سازمان برنامه و بودجه ایران، ۲۰۱۶)، مقدار تنش برشی در پای مخزن بر اساس روابط مندرج در این نشریه محاسبه شده‌اند و سپس مقدار به دست آمده با نتایج حاصل از آنالیز تاریخچه زمانی مقایسه شده‌اند. برای محاسبه مقدار تنش برشی در پای مخزن در نرم افزار آباکوس، به علت عدم قطعیت در تنش برشی حاصل از یک نقطه در پای مخزن، تنش برشی در صفحه زیرین مخزن محاسبه شده و سپس میانگین گیری شده است. نمودار تنش برشی در پای مخزن با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی در دو نوع خاک متوسط و سخت و همچنین با استفاده از روش استاتیکی معادل در شکل (۱۹) نمایش داده شده است. تنش برشی در پای مخزن در روش استاتیکی معادل از تنش برشی حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی، بیشتر است. در روش استاتیکی معادل ذکر شده در (سازمان برنامه و بودجه ایران، ۲۰۱۶) جداره مخزن صلب فرض شده و اثر اندرکنش خاک و مخزن نیز نادیده گرفته شده است. این فرضیات منجر به افزایش تنش برشی در روش استاتیکی معادل نسبت به روش تحلیل تاریخچه زمانی گشته است. همان طور که در بالا ذکر شد در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک و سازه منجر به کاهش نیروها و تنش های به وجود آمده در سازه می شود. با توجه به نتیجه به دست آمده در این بررسی می توان بیان کرد که روش استاتیکی معادل ذکر شده در (سازمان برنامه و بودجه ایران، ۲۰۱۶)، برای طراحی مخازن با جداره انعطاف پذیر منجر به نتایج غیراقتصادی می شود. البته این مورد نیاز به بررسی بیشتر و انجام مطالعات دقیق تر برای مخازن با جداره انعطاف پذیر و ابعاد مختلف دارد. همانطور که پیش تر اشاره شد در خاک سخت به علت کاهش اثر اندرکنشی میزان تنش افزایش می یابد.



شکل ۱۹. تنش برشی در پای مخزن با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی و روش استاتیکی معادل.

### نتیجه‌گیری

در این مطالعه سعی شده است حساسیت پاسخ سازه (تنش پایه و جابه‌جایی بیشینه) نسبت به پارامترهای مهم اندرکنشی سنجیده شود. در این راستا شتابنگاشت زلزله طیس انتخاب شد. همچنین نتایج اجزای محدود با نتایج (سازمان برنامه و بودجه ایران، ۲۰۱۶) مقایسه گردید. مشخص شد که نتایج (سازمان برنامه و بودجه ایران، ۲۰۱۶) که نه تأثیر تلاطم آب و نه انعطاف‌پذیری مخزن در آن لحاظ شده است، حدود ۴۰ درصد بیشتر از نتایج اجزا محدود می‌باشد. همچنین بر اساس مطالعات انجام‌گرفته در این تحقیق نتایج زیر حاصل گردید:

- ۱- با کاهش سختی خاک، اثر اندرکنشی افزایش می‌یابد و در نتیجه سازه نرم‌تر شده (چرخه سازه افزایش می‌یابد) و در نتیجه تغییر مکان بالای مخزن افزایش می‌یابد. افزایش اثر اندرکنشی، از یک طرف باعث افزایش میرایی سازه و از طرف دیگر باعث کاهش ورودی لرزه‌ای به سازه می‌شود بنابراین تنش برشی در پای مخزن کاهش می‌یابد.
- ۲- با افزایش ضریب اصطکاک بین سطوح پی مخزن و خاک، از میزان لغزش دو سطح نسبت به یکدیگر کاسته می‌شود و میزان ورودی لرزه‌ای به مخزن افزایش می‌یابد که منجر به افزایش تغییر مکان در بالای مخزن می‌شود.
- ۳- با افزایش ارتفاع آب داخل مخزن، علاوه بر افزایش جرم و افزایش نیروی زلزله واردشده به مخزن، منجر به افزایش نیروی هیدرودینامیک واردشده به جداره مخزن می‌شود و در نتیجه تنش برشی در پای مخزن افزایش می‌یابد.
- ۴- افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک، درگیری بین دانه‌های خاک افزایش می‌یابد و اثر اندرکنشی، کاهش و در نتیجه تغییر مکان ماکزیمم در بالای مخزن کاهش می‌یابد.
- ۵- تنش برشی پای مخزن با در نظر گرفتن تلاطم آب، از نظر اندازه پاسخ‌های بیشتری دارد. این به این دلیل است که با توجه به دامنه زلزله و فرکانس بار لرزه‌ای اعمال‌شده مقادیر تنش علاوه بر تأثیرپذیری از اینرسی ناشی از جرم آب وابسته به فشار هیدرو دینامیک ناشی از کسر جرمی متلاطم آب است.
- ۶- روش استاتیکی معادل ذکرشده در (سازمان برنامه و بودجه ایران، ۲۰۱۶) محافظه‌کارانه است و استفاده از آن برای مخازن انعطاف‌پذیر توجیه اقتصادی ندارد. پیشنهاد می‌شود با انجام مطالعات دقیق‌تر دو ضریب برای اصلاح روابط طراحی در (سازمان برنامه و بودجه ایران، ۲۰۱۶) برای مخازن انعطاف‌پذیر سطحی با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه اضافه گردد.

## فهرست علائم

فرکانس بار هارمونیک اعمالی	$\omega$	عمق لایه زام	hj
جرم حجمی لایه زام	$\rho_f$	مدول برشی لایه زام	Gj
ثابت لامه لایه زام	$\lambda_f$	سرعت انتشار موج فشاری	Vc
ضریب اصطکاک	$\mu$	فشار تماس بین دو سطح	p
زاویه اصطکاک داخلی خاک	$\phi$	ثابت اول تانسور تنش	J <sub>1</sub>
چگالی خاک	$\rho$	ثابت دوم تانسور تفاضل تنش	J <sub>2D</sub>
ضریب پواسون	$\nu$	چسبندگی خاک	C
زاویه اتساع خاک	$\psi$	مدول الاستیسیته	E

## References

- Andelib, R. (2012). *Three-dimensional seismic investigation of flexible cylindrical above-ground tanks by considering the interaction of soil and structure* [Master, Sharif University of Technology]. Tehran, Iran. <https://library.sharif.ir/parvan/resource/382940/>
- Barton, D. C., & Parker, J. V. (1987). Finite element analysis of the seismic response of anchored and unanchored liquid storage tanks. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 15(3), 299-322. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290150303>
- Chen, J-C. (1980). *Analysis of local variations in free field seismic ground motion* [Ph.D, University of California]. Berkeley, California. <https://www.proquest.com/openview/fd350fffa3e3813855ced73e5fbadc0f/1?pq-origsite=gscholar&cbl=18750&diss=y>
- Chin, C-C. (1998). *Substructure subtraction method and dynamic analysis of pile foundations*. [PH.D, University of California]. Berkeley, California. <https://www.proquest.com/openview/a0402d7f1d70150ab268b8684036dfcd/1?pq-origsite=gscholar&cbl=18750&diss=y>
- Dassault Systèmes Simulia Corp. (2011). *Abaqus 6.11: GUI Toolkit Reference Manual*. [http://abaqusdocs.eait.uq.edu.au/v6.11/pdf\\_books/GUI.pdf](http://abaqusdocs.eait.uq.edu.au/v6.11/pdf_books/GUI.pdf)
- Enshaeian, A. (2007). *Investigating the three-dimensional seismic performance of buried tanks* [Master, Sharif University of Technology]. Tehran, Iran. <https://library.sharif.ir/parvan/resource/288585/>
- Hariri Ardebili, M. A., Seyed Kolbadi, S. M., Heshmati, M., & Mirzabozorg, M. (2012). Nonlinear Analysis of Concrete Structural Components Using Co-axial Rotating Smearred Crack Model. *Journal of Applied Sciences*, 12(3), 221-232. <https://doi.org/10.3923/jas.2012.221.232>
- Haroun, M. A. (1980). *Dynamic analyses of liquid storage tanks*. California Institute of Technology. <https://authors.library.caltech.edu/records/9akc1-j0d88>
- Haroun, M. A., & Housner, G. W. (1982). Complications in Free Vibration Analysis of Tanks. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 108(5), 801-818. <https://doi.org/10.1061/JMCEA3.0002871>
- Housner, G. W. (1954). *Earthquake pressures on fluid containers*. California Institute of Technology. <https://authors.library.caltech.edu/records/ewgr-ay603>
- Housner, G. W. (1957). Dynamic pressures on accelerated fluid containers. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 47(1), 15-35. <https://doi.org/10.1785/bssa0470010015>

- Jacobsen, L. S. (1949). Impulsive hydrodynamics of fluid inside a cylindrical tank and of fluid surrounding a cylindrical pier\*. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 39(3), 189-204. <https://doi.org/10.1785/bssa0390030189>
- Lysmer, J., Ostadan, F., & Chin, C. C. (1999). *SASSI2000: theoretical manual and users manual*. University of California.
- Nobakht, M. B. (2016). Design and Analysis of Ground Concrete Water Reservoirs (First Revision) (No. 123). Program and Budget Organization of Iran. <https://shaghoor.ir/Files/123-r1.pdf>
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1969). Influence of Soil Conditions on Ground Motions During Earthquakes. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 95(1), 99-137. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001260>
- Tajirian, F. F. (1981). *Impedance matrices and interpolation techniques for 3-D interaction analysis by the flexible volume method* [Ph.D, University of California ]. Berkeley, California. <https://www.proquest.com/openview/ab44c7bac252674b6c5ca65025b6a4d1/1?pq-origsite=gscholar&cbl=18750&diss=y>
- Waas, G. (1972). *Earth Vibration Effects and Abatement for Military Facilities: Analysis Method for Footing Vibrations Through Layered Media*. United States Army Engineer Waterways Experiment Station, Soils and Pavements Laboratory. <https://erdc-library.erdcdren.mil/jspui/handle/11681/21555>