ISSN 2783-2805

کاربرد روش تبدیل دیفرانسیلی در تعیین سطح آزاد نشت محیط متخلخل یک‌بعدی ۱
محمدصالح برادران - احمد آفتابی ثانی - سعید ابریشمی

تأثیر شرایط مرزی بر عملکرد لرزه‌ای خارج از صفحه میان‌قاب مصالح بنایی با در نظر گرفتن اندرکنش رفتار داخل صفحه ۱۹
دلارام استاد - جلیل شفائی

ارزیابی لرزه‌ای پل‌های بتنی چند دهانه با پایه‌های ساخته شده از بتن فوق توانمند با استفاده از منحنی شکنندگی ۴۵
حامد قدیمی مقدم - فرشته امامی - محمدرضا منصوری

مطالعه آسیبپذیری لرزهای دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت با استفاده از منحنی‌های شکنندگی ۷۱
مریم رحیمی - علیرضا فیروزفر - حمید علی الهی

بررسی آزمایشگاهی تأثیر افزودن الیاف فولادی بر مشخصات مکانیکی بتن غلتکی ۹۵
رامین چالشی - بابک گلچین - رامین مشک آبادی

بررسی تأثیر امولسیون پلیمری بر مقاومت برشی ماسه بادی ۱۱۱
مهسا هروی - اکبر چشمی

سال ۳۷، شماره ۱
بهار، ۱۴۰۳

دانشگاه فردوسی مشهد

نشریه مهندسی عمران فردوسی

فصلنامه علمی

شماره پیاپی ۴۵

نشریه مهندسی عمران فردوسی
سال ۳۷، شماره ۱، ۱۴۰۳
شماره پیاپی ۴۵

نشریه مهندسی عمران فردوسی

ISSN: 2008-7454

سردبیر: محمدرضا اصفهانی

مدیر مسئول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز: دانشگاه فردوسی مشهد

هیئت تحریریه:

دکتر محمدرضا اصفهانی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر کاظم بدو	استاد، دانشگاه ارومیه، دانشکده مهندسی
دکتر جعفر بلوری بزاز	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر احمد پویا	استاد، Ecole des Ponts Paris tech
دکتر سید حسین محمدزاده	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، دانشکده علوم پایه
دکتر سیداحسان سیدی حسینی نیا	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر غلامرضا رخشنده رو	استاد، دانشگاه شیراز، دانشکده راه و ساختمان
دکتر محمدحسین سبط	استاد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران
دکتر فرزاد شهابیان مقدم	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر امیر کاووسی	استاد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی، گروه راه و ترابری
دکتر سید محسن کرابی	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه عمران
دکترحسین گنجی دوست	استاد، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده مهندسی، گروه راه و ترابری
دکتر محمود فغفور مغربی	استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر مجتبی مغربی	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر فریدون مقدس نژاد	استاد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران
دکتر ابوالفضل محمدزاده مقدم	دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران
دکتر محمدرضا کیانوش	استاد، University of Ryerson

ویراستار ادبی: الهام دهقان

مسئول دفتر نشریه : تکتم هوشمند

ویرایش و صفحه آرایی : سیده عاطفه نوعی باغبان- تکتم هوشمند

این نشریه در کتابخانه منطقه‌ای علوم و تکنولوژی شیراز **(ISC)** نمایه می‌شود. http://www.srlst.com

نشانی: مشهد- دفتر نشریه - دانشکده مهندسی - دانشگاه فردوسی مشهد - صندوق پستی: ۱۱۱۱-۹۱۷۷۵

وب سایت : : **http://civil-ferdowsi.um.ac.ir** پست الکترونیکی : **civil-ferdowsi@um.ac.ir** **شماره تلفن:** ۰۵۱۳۸۸۰۶۰۲۴

چاپ : چاپخانه دانشگاه فردوسی مشهد

فهرست مطالب

کاربرد روش تبدیل دیفرانسیلی در تعیین سطح آزاد نشت محیط متخلخل یک‌بعدی ۱
محمدصالح برادران – احمد آفتابی ثانی – سعید ابریشمی

تأثیر شرایط مرزی بر عملکرد لرزه‌ای خارج از صفحه میان‌قاب مصالح بنایی با در نظر گرفتن اندرکنش رفتار داخل صفحه ۱۹
دلارام استاد – جلیل شفائی

ارزیابی لرزه‌ای پل‌های بتنی چند دهانه با پایه‌های ساخته شده از بتن فوق توانمند با استفاده از منحنی شکنندگی ۴۵
حامد قدیمی مقدم – فرشته امامی – محمدرضا منصوری

مطالعه آسیب‌پذیری لرزه‌ای دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت با استفاده از منحنی‌های شکنندگی ۷۱
مریم رحیمی - علیرضا فیروزفر - حمید علی الهی

بررسی آزمایشگاهی تأثیر افزودن الیاف فولادی بر مشخصات مکانیکی بتن غلتکی ۹۵
رامین چالشی - بابک گلچین - رامین مشک آبادی

بررسی تأثیر امولسیون پلیمری بر مقاومت برشی ماسه‌بادی ۱۱۱
مهسا هروی - اکبر چشمی

Ferdowsi Civil Engineering, 36, 4, 2024. (1-18)

Ferdowsi University of Mashhad

Ferdowsi Civil Engineering

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir

Iranian Concrete Institute

Pavement Engineering Association of Iran

Application of Differential Transform Method for Solving the Free Surface Seepage Problem of One-Dimensional Porous Media

Research Article

Mohammad Saleh Baradaran[1], Ahmad Aftabi Sani[2], Saeed Abrishami[3]

DOI: 10.22067/jfcei.2024.82170.1226

1- Introduction

In order to determine the location of free surface seepage, various methods, such as analytical solutions, empirical and approximate formulas, or numerical approaches through flow network simulations, are employed. Analytical methods for solving seepage in porous media are based on solving the governing differential equation with simplifying assumptions. While these assumptions are acceptable under specific conditions, the applicability of analytical methods is limited to problems with specific geometries and boundary conditions.

Numerical methods, including Finite Difference Method (FDM), Finite Element Method (FEM), and Finite Volume Method (FVM), are also utilized to determine the location of free surface seepage. The FDM for instance, discretizes the Laplace equation, transforming it into a system of linear algebraic equations. The domain is divided into a rectangular grid, with nodes at the corners representing the head values. Boundary conditions with specified head values are applied, while unknown head values at other nodes are estimated. Iterative techniques, such as the relaxation method, are often employed, requiring multiple iterations until convergence.

The FEM, another numerical approach, divides the flow domain into discrete elements and generates a system of equations for each element. Material properties and boundary conditions are specified for each element, and the system of equations is solved to obtain head values at nodes. This method is advantageous for complex seepage problems, allowing for the accurate modeling of intricate geometries and high-gradient areas by adjusting the element sizes.

To address the issue of unknown free surface locations, a conventional approach involves using an approximate free surface and refining it through trial and error. The Boundary Integral Equation Method is also employed to write equations for discrete points on the free surface. These equations, relying solely on boundary information, allow for determining the free surface location without solving the entire problem. This method proves useful when accurate solutions are only needed at specific points or sections.

In summary, the discussed analytical and numerical methods provide diverse approaches for analyzing seepage problems. Each method has its advantages and limitations, making them suitable for different scenarios based on different factors, such as geometry, boundary conditions, and the need for precise solutions at specific locations.

2-Materials and Methods

2-1- Differential Transform Method (DTM)

DTM is a semi-analytical numerical approach for solving functional equations. Zhou first introduced this method in 1986 for engineering applications, particularly in the analysis of linear and nonlinear initial value problems in electrical circuit analysis.

DTM utilizes the Taylor series expansion to represent the solution of various equations in the form of a power series. In the Taylor series method, calculating coefficients requires obtaining various derivatives of the function at a specific point, a task that becomes increasingly challenging at higher orders. DTM involves a recursive process to obtain the Taylor series solution of the assumed equation. However, unlike other methods, derivatives are not directly calculated; instead, a recursive process is employed for computation. Consequently, this approach significantly reduces the computational workload associated with higher-order derivatives. One-dimensional DTM, like other mathematical topics, consists of some theorems that solve equations based on these theorems. Some of the most used one-dimensional theorems of this method are shown in Table 1.

*Manuscript received April 29, 2023, Revised November 4, 2023, Accepted February 5, 2024.

[1] M.Sc., Department of civil engineering, Engineering Faculty, Islamic Azad University of Mashhad, Mashhad, Iran.

2 Corresponding author.Assistant Professor, Department of civil engineering, Engineering Faculty, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran. **Email**: aftabi@um.ac.ir

3 Assistant Professor, Department of civil engineering, Engineering Faculty, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran. **Email**: s.abrishami@um.ac.ir

Table 1. Commonly used one-dimensional DTM theorems

Main function	Differential transformed function
$w(x)=u(x)\pm v(x)$	$W(k)=U(k)\pm V(k)$
$w(x)=u(x)v(x)$	$W(k)=\sum_{r=0}^{k}U(r)V(k-r)$
$w(x)=\lambda u(x)$	$W(k)=\lambda U(k)$, $\lambda=\text{constant}$
$w(x)=x^m$	$W(k)=\delta(k-m)=\begin{cases}1 & k=m\\ 0 & k\neq m\end{cases}$
$w(x)=\frac{d\,u(x)}{dx}$	$W(k)=(k+1)U(k+1)$
$w(x)=\frac{d^2u(x)}{dx^2}$	$W(k)=(k+2)(k+1)U(k+2)$
$w(x)=\frac{d^r u(x)}{dx^r}$	$W(k)=(k+1)(k+2)...(k+r)U(k+r)$

2-2- One-dimensional Column of Porous Medium and Water with Free Surface

Figure 1 shows the pressure head distributed in the water column with height when the pressure at the top and bottom of the water column is known and the lower part of the water column contains a porous medium:

Figure 1: One-dimensional Water Column with Undefined Free Surface [9]

The problem of Figure 1 according to the research of Bardet and Tobita is expressed as follows (Eq. 1):

$$\begin{cases}\frac{d^2p}{dy^2}-\frac{1}{\varepsilon}\frac{dp}{dy}=0 & p\le\varepsilon\\ \frac{d^2p}{dy^2}=0 & p>\varepsilon\end{cases} \tag{1}$$

Moreover, the boundary conditions of the problem are (Eq. 2):

$$\begin{aligned}&p=0 \quad \text{at} \quad y=0\\ &p=p^* \quad \text{at} \quad y=h\end{aligned} \tag{2}$$

The physical (Eq. 3) and analytical (Eq. 4) solutions to the above problem are described as follows in the previous research.

$$\begin{cases}p=0 & y\le h-p^*\\ p=p^*+y-h & y>h-p^*\end{cases} \tag{3}$$

$$\frac{d}{\varepsilon}-\frac{h}{\varepsilon}=(1-\frac{P^*}{\varepsilon})(1-e^{\frac{-d}{\varepsilon}}) \tag{4}$$

In the next section, we will discuss the solution to the above problem using DTM. Next, we will show that the results of the above method will be in very good agreement with the results of the analytical method.

2-3- Solution by Differential Transform Method (DTM)

According to the definition of the DTM in equation (4), for the pressure values in the upper and lower part (porous medium). respectively, we will have:

$$\begin{aligned}&p_1(y)=P_1(0)+P_1(1)y+P_1(2)y^2+\cdots\\ &p_2(y)=P_2(0)+P_2(1)y+P_2(2)y^2+\cdots\end{aligned} \tag{5}$$

Now, in order to solve the problem in equation (5) using DTM, a differential transform must be taken from the above two equations. Starting from the second rule ($p>\varepsilon$) of Eq. (1) and according to the relations defined in Table 1, we have the equation by deriving it twice:

$$(k+2)(k+1)P_2(k+2)=0 \tag{6}$$

By placing different values of k and considering that a constant number is multiplied by different values of P_2, we can conclude that it is $P_2(2)=P_2(3)=...=P_2(n)=0$ and only two unknowns, $P_2(0)=P_2(1)$, remain. Therefore, according to the definition, the expansion of the second rule can be written as follows:

$$P_2(y)=P_2(0)+P_2(1)y \tag{7}$$

Similarly, according to the equations in Table 1, for the first rule of Eq. (1), we will have the same process as before:

$$P_1(y)=P_1(0)+P_1(1)\sum_{k=1}^{\infty}\frac{y^k}{\varepsilon^{k-1}k!} \tag{8}$$

So far, it has been determined that the solution of the above problem with DTM depends on four unknowns

$P_1(0), P_1(1), P_2(0), P_2(1)$, which will be obtained with four boundary conditions according to Figure (1). First, apply the two upper and lower boundary conditions of the water column, Eq. (2), and after applying the upper boundary condition $y = 0$, $P_1(0) = 0$ will be obtained and by applying the lower boundary condition, $y = h$ in the porous medium, $P_2(0) = P^* - P_2(1)h$ will be obtained. By applying the boundary condition at the intersection of water and porous medium, which expresses the equality of the two equations, P_1 and P_2, at the height of the free surface d with the value of ε , and also knowing that at the intersection of water and porous medium, the condition of flow continuity is established, we will reach the following result:

$$P_2(1) = P_1(1) \sum_{k=0}^{\infty} \frac{y^k}{\varepsilon^k \, k!} \tag{9}$$

Now, by placing the obtained values, simplifying and arranging them, in general, for different pressure values, it can be written that:

$$\begin{cases} p_1(y) = \left(\sum_{k=0}^{\infty} \frac{d^k}{\varepsilon^k \, k!} - 1 \right)^{-1} \sum_{k=1}^{\infty} \frac{y^k}{\varepsilon^{k-1} \, k!} \quad , \; p \le \varepsilon \\ p_2(y) = P^* - \sum_{k=0}^{\infty} \frac{d^k}{\varepsilon^k \, k!} \left(\sum_{k=0}^{\infty} \frac{d^k}{\varepsilon^k \, k!} - 1 \right)^{-1} [h + y] \quad , \; p > \varepsilon \end{cases} \tag{10}$$

Therefore, DTM could also achieve the exact solution of the problem, equation (4). It should be noted that the above solution is performed for the first time by DTM.

3. Results and Discussion

Knowing how to solve the problem analytically and physically and the extended pressure method, for a water column with a height of 10 m, a maximum pressure of 5 m, and a pressure head of 0.5 m, we will compare the results of the above methods with DTM according to Table 2:

According to the values obtained from Table 2, DTM has an acceptable accuracy compared to other methods and the analytical method. As can be seen from Figures 2 and 3, the solution by EP, analytical, and DTM methods shows the region of smooth transition between the porous and dry surface and the wet surface, if this transition is broken in the solution by physical method. Therefore, the solution to the above two methods does not show the exact location of the free surface of the leak like solving by physical method. It can also be stated that with the increase of the epsilon value, the answers of the differential transformation method and the analytical solution match each other.

Table 2. Comparison of the results obtained for one-dimensional water column pressure at a certain height by different methods

y (m)	*P* (m)		Error vs analytical method	
	EP	**DTM**	**EP**	**DTM**
0	0	0	0	0
0.5	0	0	0	0
1	0	0	0	0
1.5	0	0	0	0
2	0	0	0	0
2.5	10	0	0	0
3	20	30	-01	0
3.5	60	90	-03	0
4	0.019	0.025	-05	0
4.5	0.056	0.067	-0.011	0
5	0.167	0.184	-016	0
5.5	0.5	0.5	0	0
6	1	1	0	0
6.5	1.5	1.5	0	0
7	2	2	0	0
7.5	2.5	2.5	0	0
8	3	3	0	0
8.5	3.5	3.5	0	0
9	4	4	0	0
9.5	4.5	4.5	0	0
10	5	5	0	0

Figure 2. Comparison of the results obtained from the physical, analytical, and DTM methods in the one-dimensional water column with ε =0.1

Figure 3. Comparison of the results obtained from the physical, analytical, and DTM methods in the one-dimensional water column with ε =0.8

4 - Conclusion

In the present study, an attempt was made to solve the problem of the seepage of free surface in a one-dimensional column of water including a porous medium, whose governing equation is Laplace's equation, by DTM. The results were compared with other existing methods, such as physical solution and solution to the EP method. Some of the findings obtained from the current research are as follows:

- Solving by the DTM method can produce answers very close to the solution of EP methods and analytical solution, and these results, especially in the upper water column, are much more accurate than solving by the physical method.
- DTM solution, which is based on the expansion of the Taylor series of functions, has a smaller amount of calculations than the EP method and the analytical method, which is an advantage to prevent the occurrence of calculation errors in the prolongation of the complex calculation process.
- The EP and DTM methods, as well as the analytical method, have a smooth transition zone between the dry and porous environment and the wet environment, which in the case of the physical method, is a broken and sudden zone.

مهندسی عمران فردوسی

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir/

انجمن مهندسی روسازی ایران

انجمن بتن ایران

کاربرد روش تبدیل دیفرانسیلی در تعیین سطح آزاد نشت محیط متخلخل یک‌بعدی*

مقاله پژوهشی

محمدصالح برادران [۱] احمد آفتابی ثانی [۲] سعید ابریشمی [۳]

DOI: 10.22067/jfcei.2024.82170.1226

چکیده تاکنون روش‌های عددی متنوعی مانند تفاضلات محدود، حجم محدود و اجزای محدود برای حل مسئله سطح آزاد نشت، در محیط یک‌بُعدی و دوبُعدی، به کار رفته است. معادله ریاضی حاکم بر مسئله نشت در محیط متخلخل، معادله لاپلاس می‌باشد. روش‌های تفاضلات محدود و اجزای محدود، بر پایه شبکه‌بندی سطح مورد نظر و به دست آوردن مقادیر هد در این سطح، و تکرار این روند تا رسیدن به همگرایی مورد نظر، مبتنی هستند. در این مقاله، مسأله سطح آزاد نشت در ستون آب یک‌بعدی، برای اولین بار با استفاده از روش تبدیل دیفرانسیلی که روشی است مبتنی بر سری تیلور، با در نظر گرفتن شرایط مرزی موجود، حل گردیده است. نتایج حاصل از روش جدید، با پاسخ‌های روش تفاضل محدود و حل تحلیلی مسئله که در بخش پیوست قرار دارد، مقایسه گردیده و تطابق خوبی مشاهده می‌شود. همچنین با توجه به نتایج می‌توان بیان داشت که حل به روش تبدیل دیفرانسیلی از حجم محاسبات کمتری نسبت به روش فشار گسترده و روش تحلیلی برخوردار است و این امر، از بروز اشتباهات محاسباتی و خطاهای عددی و همچنین، طولانی شدن روند محاسبات پیچیده جلوگیری می‌کند.

واژه‌های کلیدی روش تبدیل دیفرانسیلی، محیط متخلخل، معادله لاپلاس، سطح آزاد نشت، روش فشار گسترده.

Application of Differential Transform Method for Solving Free-Surface Seepage Problem of One-Dimensional Porous Media

Mohammad Saleh Baradaran Ahmad Aftabi Sani Saeed Abrishami

Abstract *Several numerical methods, such as finite difference, finite volume, finite element, and so on, have been utilized to solve the problem of the free surface seepage in one-dimensional and two-dimensional domains. The governing equation of the seepage problem in porous media is the well-known Laplace equation. The finite difference and finite element methods are based on meshing the desired surface and obtaining the head values at this level; and repeating this process until convergence is reached. In this paper, a new method is proposed to solve the one-dimensional free-surface seepage problem in one-dimensional water column based on the Taylor-series expansion, entitled Differential Transform Method (DTM). It should be mentioned, up to now, DTM is employed to solve the various form of differential equations, but it has not been used in seepage problems. For some verification purposes, the obtained results are compared with the well-known finite difference method, and the good agreement is observed. Moreover, the analytical solution of the problem is attained by the use of mathematical techniques and it is reported in the paper as an appendix. Also, according to the results, it can be said that the DTM solution is more stable than the extended pressure and the analytical methods, and this prevents the occurrence of calculation errors in the lengthening of the calculation process.*

Key words Differential transform method, Porous media, Laplace equation, Free surface seepage, Extended pressure method.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۲/۰۲/۰۹ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۲/۱۱/۱۶ می‌باشد.

(۱) کارشناس ارشد، گرایش آب و سازه‌های هیدرولیکی، دانشکده مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی مشهد

(۲) استادیار گروه مهندسی عمران، گرایش آب و سازه‌های هیدرولیکی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد **Email**: aftabi@um.ac.ir

(۳) استادیار گروه مهندسی عمران، گرایش ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد

مقدمه

به طور کلی به منظور تعیین محل سطح آزاد نشت از روش‌های مختلفی مانند راه‌حل‌ها، فرمول‌های تقریبی و تجربی و یا حل از طریق رسم شبکه جریان استفاده می‌گردد. روش‌های تحلیلی حل تراوش در محیط‌های متخلخل مبتنی بر حل معادله دیفرانسیل حاکم با استفاده از فرضیات ساده‌کننده می‌باشد. این فرضیات در شرایط خاص قابل قبول هستند و لذا دامنه کاربرد روش‌های تحلیلی محدود به مسائل با هندسه خاص و شرایط مرزی خاص می‌شود.

همچنین می‌توان از روش‌های مختلف عددی نظیر روش تفاضل‌های محدود، روش اجزای محدود و روش حجم‌های محدود نیز در تعیین محل سطح آزاد نشت بهره گرفت. برای تحلیل نشت، یک مدل کلی که پدیده نشت را توصیف کند، بایستی در دسترس باشد. در صورت داشتن شرایط مرزی و خصوصیات خاک، این مدل می‌تواند برای تعیین هد و توزیع جریان و مقدار نشت به کار رود. معادله لاپلاس برای روش‌های مختلف در آنالیز نشت، مبنای ریاضی محسوب می‌شود.

روش تفاضلات محدود، معادله لاپلاس را با منقطع کردن این معادلات به یک سری معادلات جبری خطی حل می‌نماید. ناحیه و حوضه جریان به یک شبکه مستطیلی با گره‌هایی در گوشه‌ها تقسیم شده، که این المان‌های مستطیلی، نشان‌دهنده یک هد می‌باشند. در نقاط یا در طول مرزهایی که هد ثابتی دارند مقادیر هد مشخص بوده، اما برای گره‌هایی که مقادیر اولیه برای هد نداریم، مقدار هد باید تخمین زده شود. با استفاده از قانون دارسی و این فرض که هد در هر گره مقدار میانگین گره‌های اطراف می‌باشد، N معادله جبری خطی با N هد مجهول به دست می‌آید که N برابر تعداد گره‌ها می‌باشد [1]. یک شبکه ساده با تعداد گره‌های محدود با دست قابل حل می‌باشد، اما معمولا N مقدار بزرگی دارد و روش‌های دیگری مانند Relaxation بایستی به کار رود [2]. معادلات گسسته سازی شده با روش تکراری حل می‌شود و این تکرار تا زمانی ادامه می‌یابد که تغییرات در هد برای هر گره از میزان تلورانس انتخابی کمتر شود [3-4]. فرایند Relaxation [5] یک روش عددی است که با موفقیت [6] برای تعیین راه‌حل‌های تقریبی مسائل پیچیده جریان به کار گرفته شده، که بر اساس حساب دیفرانسیل و انتگرال تفاضل‌های متناهی پایه‌گذاری شده است. در این روش شبکه‌بندی حوضه جریان به شکل یک شبکه مربعی با فواصل مساوی می‌باشد [7].

روش اجزای محدود، دومین راه‌حل عددی می‌باشد. این روش نیز بر اساس شبکه‌بندی استوار است (البته نه ضرورتا شبکه مستطیلی) که حوضه جریان را به المان‌های گسسته تقسیم می‌کند و N معادله با N مجهول ایجاد می‌کند. خصوصیات مواد مانند نفوذپذیری، برای هر المان مشخص و همچنین شرایط مرزی از قبیل هد و سرعت جریان نیز تعیین می‌شود. برای محاسبه هد در هر گره و جریان در المان‌ها بایستی یک دستگاه معادلات حل شود. روش اجزای محدود نسبت به روش تفاضلات محدود برای مسائل نشت پیچیده‌تر، دارای فوایدی است از جمله اینکه هندسه پچیده شامل لایه‌های مورب از مواد به سادگی قابل مدل کردن می‌باشد و با تغییر دادن اندازه المان‌ها، در مناطقی که گرادیان نشت یا سرعت بالاست، مدل دقیق‌تری می‌توان ایجاد کرد [8-20].

از آنجا که قسمتی از مقادیر مرزی بایستی در سطح به کار روند، حل مسئله بدون داشتن اطلاعاتی در مورد موقعیت سطح آزاد امکان‌پذیر نمی‌باشد. به عبارت دیگر موقعیت سطح آزاد نشت قسمتی از حل مسئله می‌باشد. راه حل مرسوم این است که مقادیر مرزی را با استفاده از یک سطح آزاد تقریبی به کار برده و سپس با استفاده از سعی و خطا اقدام به حل کامل مسئله می‌کنیم و محل سطح آزاد را در هر سعی و خطا بهبود می‌بخشیم [21,22]. روش معادله انتگرال مرزی برای نوشتن معادلات برای نقاط گسسته روی سطح آزاد به کار می‌رود. این معادلات تنها به اطلاعات مرزها بستگی پیدا می‌کنند و بنابراین موقعیت سطح آزاد را بدون حل کامل مسئله می‌توان تعیین کرد. در ضمن نتایج معادلات جبری موقعیت سطح آزاد را کاملا توصیف کرده و هیچ سعی و خطایی نیاز نمی‌باشد به غیر از موقعیتی که معادلات غیرخطی باشند. این روش مخصوصا زمانی مفید واقع می‌شود که حل در تعداد محدودی از نقاط یا تنها قسمتی از حل مورد نظر باشد. از آنجا که این روش تنها اطلاعات مرزها را استفاده می‌کند، یک مزیت مهم برای مسائلی است که نیازمند تعیین موقعیت سطح آزاد می‌باشند [23-25]. زمانی که ضریب هدایت هیدرولیکی در هر ناحیه از جریان متفاوت باشد، روش معادله انتگرال مرزی می‌تواند برای هر ناحیه به کار برده شود و سپس ناحیه‌ها را با استفاده از معادلات سازگار به هم مرتبط ساخت یا با هم ترکیب نمود [26].

روش تبدیل دیفرانسیلی اولین بار توسط ژو (Zhou) [27] برای تحلیل و بررسی مدارهای الکتریکی در حالت یک بعدی ارائه گردید. سپس شینگ هویی و چن کوانگ (Chen, C. o. K., & Ho, S. H) [28] روش تبدیل دیفرانسیلی را برای تحلیل ارتعاشات آزاد و اجباری یک تیر یکنواخت، بر روی پی غیر همگن، که تحت بار محوری کششی و بار عرضی قرار دارد، استفاده کردند. همچنین شینگ هویی و چن کوانگ روش تبدیل دیفرانسیلی را برای حالت دوبعدی گسترش داده و با ارائه چند قضیه ساده از آن، به اثبات آن‌ها پرداختند [29]. در ادامه، فاطما ایاز (Fatma Ayaz) به بیان روش تبدیل دیفرانسیلی دوبعدی پرداخته و با ارائه تعدادی از قضیه‌های این تبدیل، به اثبات آن‌ها پرداخت. وی با به‌کارگیری این روش، در حل تعدادی مسئله و مقایسه جواب آن‌ها با جواب دقیق، نحوه دقت روش را مورد صحت‌سنجی قرار داد همچنین با استفاده از قضایای تبدیل دیفرانسیل دوبعدی، سیستم‌های شامل دو معادله دیفرانسیل و دو مجهول را حل کرده و با مقایسه جواب‌های به دست آمده از روش‌های دیگر، توانایی روش تبدیل دیفرانسیلی در حل این گونه مسائل را نیز نشان داد [30-31].

مواد و روش‌ها

روش تبدیل دیفرانسیلی (Differential Transform Method) یک بعدی

در این قسمت، روش تبدیل دیفرانسیلی (DTM) در حالت یک بعدی به طور مختصر شرح داده خواهد شد. روش تبدیل دیفرانسیلی، روشی نیمه تحلیلی- عددی برای حل معادلات تابعی است. این روش اولین بار توسط ژو [27] در سال ۱۹۸۶ برای کاربردهای مهندسی معرفی گردید و از آن برای حل مسائل مقدار اولیه خطی و غیر خطی در تحلیل مدارهای الکتریکی استفاده شد.

روش تبدیل دیفرانسیلی از بسط سری تیلور برای جواب انواع معادلات به صورت یک چندجمله‌ای استفاده می‌کند. در روش سری تیلور، برای محاسبه ضرایب سری، باید مشتقات مختلف تابع را در یک نقطه معین به دست آورد، که این محاسبات در مراتب بالاتر بسیار سخت‌تر خواهد بود. روش تبدیل دیفرانسیلی یک فرایند تکراری برای به دست آوردن جواب سری تیلور معادله مفروض است، اما در این روش، مشتقات به طور مستقیم محاسبه نمی‌شوند، بلکه برای محاسبه مشتقات از یک فرایند تکراری استفاده می‌شود. به همین دلیل، در این روش، حجم محاسبات بسیار کاهش خواهد یافت. در این قسمت، نخست برای آشنایی با روش تبدیل دیفرانسیلی، مبانی آن را به طور خلاصه شرح داده و سپس پاره‌ای از قضیه‌های روش تبدیل دیفرانسیلی یک‌بعدی، نشان داده خواهد شد.

تابع یک متغیره $u(x)$ را در نظر بگیرید. فرض کنید $u(x)$ در دامنه D تعریف شده و نقطه معین x_0 در این دامنه قرار داشته با شد. در این حالت $u(x)$ به صورت یک سری تیلور به مرکز x_0 نمایش داده می‌شود:

$$u(x) = \sum_{k=0}^{\infty} \frac{u^{(k)}(x_0)}{k!}(x - x_0)^k \qquad (۱)$$

ضریب پشت جمله $(x - x_0)^k$ بسط مک لورن را تبدیل دیفرانسیلی تابع $u(x)$ می‌نامند و با $U(k)$ نمایش می‌دهند:

$$U(k) = \frac{1}{k!}\left[\frac{d^k}{dx^k}u(x)\right]_{x=x_0} ; k \geq 0 \qquad (۲)$$

که در آن $u(x)$ تابع ا صلی و $U(k)$ تبدیل دیفرانسیلی تابع $u(x)$ است. $U(k)$ ، در واقع، دنباله‌ای از اعداد حقیقی است.

تبدیل دیفرانسیلی معکوس دنباله $\{U(k)\}_{k=0}^{\infty}$ برابر است با:

$$u(x) = \sum_{k=0}^{\infty} U(k)\,(x - x_0)^k \qquad (۳)$$

وقتی که $x_0 = 0$ باشد، آن‌گاه تابع فوق به صورت زیر تبدیل می‌شود:

$$u(x) = \sum_{k=0}^{\infty} U(k)\,x^k \qquad (۴)$$

تبدیل دیفرانسیلی یک بعدی همانند دیگر مباحث ریا ضی، از تعدادی ق ضیه ت شکیل شده ا ست که حل معادلات بر مبنای این قضایا صورت می‌گیرد. در ادامه، تعدادی از پرکاربردترین ق ضیه‌های این روش در ف ضای یک‌بعدی در جدول (۱) نمایش داده شده است.

جدول ۱ برخی از قضایای روش تبدیل دیفرانسیلی [31]

تابع اصلی	تابع تبدیل یافته دیفرانسیلی
$w(x) = u(x) \pm v(x)$	$W(k) = U(k) \pm V(k)$
$w(x) = u(x)v(x)$	$W(k) = \sum_{r=0}^{k} U(r)V(k-r)$
$w(x) = \lambda u(x)$	$W(k) = \lambda U(k), \lambda = \text{constant}$
$w(x) = x^m$	$W(k) = \delta(k-m) = \begin{cases} 1 k = m \\ 0 k \neq m \end{cases}$
$w(x) = \frac{du(x)}{dx}$	$W(k) = (k+1)U(k+1)$
$w(x) = \frac{d^2u(x)}{dx^2}$	$W(k) = (k+2)(k+1)U(k+2)$
$w(x) = \frac{d^r u(x)}{dx^r}$	$W(k) = (k+1)(k+2)\ldots(k+r)U(k+r)$
$w(x) = e^{\lambda x}$	$W(k) = \frac{\lambda^k}{k!}; k = \text{constant}$

ستون یک‌بعدی با سطح آزاد

همان طور که در شکل (۱) مشاهده می‌شود، هد فشاری p توزیع شده در ستون آب با ارتفاع h، زمانی که فشار p در بالا و پایین ستون آب، معین و قسمت تحتانی ستون آب شامل محیطی متخلخل می‌باشد، نشان داده شده است:

شکل ۱ ستون آب یک‌بعدی با سطح آزاد نامشخص [32]

مسئله شکل (۱) که هدف از طرح آن، یافتن سطح آزاد نشت و یا به عبارتی سطح ایستابی در آن است، به صورت زیر مطابق با پژوهش بردت و توبیتا [32]، بیان می‌گردد:

$$\begin{cases} \frac{d^2p}{dy^2} - \frac{1}{\varepsilon}\frac{dp}{dy} = 0 p \leq \varepsilon \\ \frac{d^2p}{dy^2} = 0 p > \varepsilon \end{cases} \quad (۵)$$

همان طور که می‌بینیم، مسئله فوق شامل دو معادله دیفرانسیل مرتبه دو بوده و لذا به چهار شرط مرزی نیاز دارد:

$$\begin{matrix} p = 0 at y = 0 \\ p = p^* at y = h \end{matrix} \quad (۶)$$

شروط مرزی بیان شده، شامل فشار صفر در سطح بالا و مجاورت هوای آزاد و فشار معین انتهایی ستون آب بوده و دو شرط دیگر، شروط پیوستگی در محل تلاقی محیط متخلخل و آب می‌باشند.

با فرض اینکه مختصات y رو به پایین و $h > p^*$ بوده، حل بدیهی فیزیکی مسئله به صورت زیر است:

$$\begin{cases} p = 0 y \leq h - p^* \\ p = p^* + y - h y > h - p^* \end{cases} \quad (۷)$$

در بخش‌های بعد، به بیان حل به روش تبدیل دیفرانسیلی مسئله فوق می‌پردازیم. سپس نشان خواهیم داد نتایج روش فوق در تعامل بسیار خوبی با نتایج روش تحلیلی خواهد بود.

حل مسئله به روش تبدیل دیفرانسیلی

طبق تعریف روش تبدیل دیفرانسیلی در رابطه (۴)، برای مقادیر

p_1, p_2 که به ترتیب فشـار در قسـمت فوقانی و تحتانی (محیط متخلخل) هستند خواهیم داشت که:

$$\begin{aligned} p_1(y) &= P_1(0) + P_1(1)y + P_1(2)y^2 + \cdots \\ p_2(y) &= P_2(0) + P_2(1)y + P_2(2)y^2 + \cdots \end{aligned} \qquad (۸)$$

باید دقت کرد که در روابط (۸)، $p_1(y), p_2(y)$ که در سمت چپ معادلات هستند، p کوچک بوده که نشان دهنده توابع اصلی و مقادیر $P_1(0),\ldots,P_2(0),\ldots$ در سمت راست معادلات، با p بزرگ نوشته می‌شوند که نشان دهنده تبدیل یافته دیفرانسیلی تابع اصلی هستند. حال برای حل معادلات مسئله در رابطه (۵) با استفاده از DTM، باید از دو معادله فوق تبدیل دیفرانسیلی گرفته شود. از ضابطه دوم ($p > \varepsilon$) شروع کرده و طبق روابط تعریف شده در جدول (۱)، با دو بار مشتق‌گیری از رابطه برحسب y داریم:

$$(k+2)(k+1)P_2(k+2) = 0 \qquad (۹)$$

با جای‌گذاری مقادیر مختلف k می‌توان نوشت:

$$\begin{aligned} k &= 0 \;\rightarrow\; 2P_2(2) = 0 \\ k &= 1 \;\rightarrow\; 6P_2(3) = 0 \\ k &= 2 \;\rightarrow\; 12P_2(4) = 0 \\ &\vdots \end{aligned} \qquad (۱۰)$$

با مشاهده روند فوق و با توجه به این موضوع که عددی ثابت در مقادیر مختلف P_2 ضرب می‌شوند، می‌توان نتیجه گرفت که $P_2(2)=P_2(3)=P_2(4)=\ldots=P_2(n)=0$ بوده و تنها دو مجهول $P_2(0)=P_2(1)$ باقی می‌مانند. پس طبق تعریف، می‌توان بسط ضابطه دوم را به صورت زیر نوشت:

$$P_2(y) = P_2(0) + P_2(1)y \qquad (۱۱)$$

به طور مشـــابه، با توجه به روابط موجود در جدول (۱)، برای مشتق اول و دوم نسبت به y، با گرفتن تبدیل دیفرانسیلی از معادله اول و ترکیب آن‌ها، تبدیل یافته دیفرانسـیلی در $p \le \varepsilon$ معادله (۵)، خواهیم داشت:

$$(k+2)(k+1)P_1(k+2) = \frac{1}{\varepsilon}(k+1)P_1(k+1) \qquad (۱۲)$$

همانند قبل با جای گذاری مقادیر مختلف k در معادله فوق، می‌توان مقادیر مختلف $P_1(y)$ را به دست آورد و نوشت:

$$\begin{aligned}
k = 0 &\rightarrow P_1(2) = \frac{1}{\varepsilon}\cdot\frac{1}{2}P_1(1) \\
k = 1 &\rightarrow P_1(3) = \frac{1}{\varepsilon}\cdot\frac{1}{3}P_1(2) = \frac{1}{\varepsilon^2}\cdot\frac{1}{2\times 3}P_1(1) \\
&\quad = \frac{1}{\varepsilon^2}\cdot\frac{1}{3!}P_1(1) \\
k = 2 &\rightarrow P_1(4) = \frac{1}{\varepsilon}\cdot\frac{1}{4}P_1(3) \\
&\quad = \frac{1}{\varepsilon^3}\cdot\frac{1}{2\times 3\times 4}P_1(1) = \frac{1}{\varepsilon^3}\cdot\frac{1}{4!}P_1(1) \\
k = 3 &\rightarrow P_1(5) = \frac{1}{\varepsilon}\cdot\frac{1}{5}P_1(4) \\
&\quad = \frac{1}{\varepsilon^4}\cdot\frac{1}{2\times 3\times 4\times 5}P_1(1) = \frac{1}{\varepsilon^4}\cdot\frac{1}{5!}P_1(1)
\end{aligned} \qquad (۱۳)$$

با مشاهده روند فوق و ارتباط بین هر کدام از مقادیر $P_1(k)$ به مقادیر قبل از خود، می‌توان نتیجه گرفت که:

$$P_1(k) = \frac{1}{\varepsilon^{k-1}}\cdot\frac{1}{k!}P_1(1) \qquad (۱۴)$$

بسط تابع مجهول (رابطه ۸) برای قسمت اول آن را می‌توان به صورت باز شده زیر بازنویسی کرد:

$$P_1(y) = P_1(0) + P_1(1)y + P_1(2)y^2 + \cdots + P_1(k)y^k \qquad (۱۵)$$

و یا با توجه به رابطه به دســـت آمده در (۱۴) می‌توان به صورت خلاصه نوشت:

$$P_1(y) = P_1(0) + P_1(1)y + P_1(1)\sum_{k=2}^{\infty}\frac{1}{\varepsilon^{k-1}}\cdot\frac{1}{k!}y^k \qquad (۱۶)$$

با به کارگیری قضـایای ریاضـی در مورد سـیگما در رابطه (۱۵)، ابتدا مقدار $P_1(1)y$ را به داخل سـیگما برده و سـپس یک واحد از مقدار پایه آن سیگما کم کرده و می‌توانیم بنویسیم:

$$P_1(y) = P_1(0) + P_1(1)\sum_{k=1}^{\infty}\frac{y^k}{\varepsilon^{k-1}k!} \qquad (۱۷)$$

تا اینجا مشخص شد که حل مسئله فوق با DTM به چهار مجهول $P_1(0), P_1(1), P_2(0), P_2(1)$ وابسـته اسـت که این چهار مجهول با چهار شـرط مرزی طبق شـکل (۱) به دسـت خواهند آمد.

لازم به ذکر است که روابط به دست آمده در (۹) و (۱۲) به رابطه بازگشتی (Recursive Formula) در روش تبدیل دیفرانسیلی معروف هستند که نشان‌دهنده ارتباط میان تابع اصلی و مقادیر به دست آمده تبدیل دیفرانسیلی در آن تابع حول نقطه

مذکور می‌باشند. روابط بازگشتی در روش تبدیل دیفرانسیلی از اهمیت بالایی برخوردار هستند چون به دست آوردن آن‌ها با توجه به اینکه روش بر پایه بسط تیلور توابع است؛ یعنی رسیدن به پاسخ نهایی مسئله (البته پس از اعمال شرایط مرزی).

حال به سراغ اعمال شرایط مرزی برای یافتن مجهولات معادلات فوق، با درنظرگرفتن این موضوع که شرط $P_1(y)$ در قسمت فوقانی ستون آب و شرط $P_2(y)$ در قسمت پایینی آن اعمال شود، می‌رویم.

ابتدا دو شرط مرزی بالایی و پایینی ستون آب ـ رابطه (۶)ـ را اعمال کرده و پس از اعمال شرط مرزی بالایی در $y = 0$ $P_1(0) = 0$، به دست آمده و با اعمال شرط مرزی پایینی در $y = h$ که در محیط متخلخل موجود است، $P_2(0) = P^* - P_2(1)h$ به دست خواهد آمد.

حال به اعمال شرط مرزی در محل مشترک آب و محیط متخلخل که بیان کننده برابر بودن دو رابطه P_1, P_2 در ارتفاع سطح آزاد d با مقدار ε است، پرداخته و خواهیم داشت:

$$P_1(d) = P_2(d) = \varepsilon \qquad (۱۸)$$

با استفاده از رابطه (۱۱) در ارتفاع d می‌توان نوشت:

$$P_2(d) = P_2(0) + P_2(1)d = \varepsilon \qquad (۱۹)$$

از مراحل قبل می‌دانیم که $P_2(0) = P^* - P_2(1)h$ است. بنابراین با جای‌گذاری این عبارت در رابطه (۱۹) و خلاصه‌نویسی، می‌توان آن را به صورت زیر بازنویسی نمود:

$$P^* - P_2(1)(h - d) = \varepsilon \qquad (۲۰)$$

همانند قبل، با استفاده از مقدار به دست آمده $P_1(0) = 0$ از اعمال شرط مرزی و قرار دادن آن در رابطه (۱۷) در ارتفاع d خواهیم داشت:

$$P_1(d) = P_1(1)\left[\sum_{k=1}^{\infty} \frac{d^k}{\varepsilon^{k-1} k!}\right] = \varepsilon \qquad (۲۱)$$

همچنین با دانستن این موضوع که در محل مشترک آب و محیط متخلخل، شرط پیوستگی جریان نیز باید برقرار باشد، به نتیجه زیر خواهیم رسید:

$$y = d, P = \varepsilon \Rightarrow \frac{\partial P_1}{\partial y} = \frac{\partial P_2}{\partial y} \qquad (۲۲)$$

با استفاده از روابط به دست آمده در (۱۱) و (۱۷) برای $P_1(y), P_2(y)$ و مشتق‌گیری مرتبه اول نسبت به y طبق رابطه (۲۲) از آن‌ها، نتایج زیر حاصل می‌شود:

$$\frac{\partial P_2}{\partial y} = P_2(1); \frac{\partial P_1}{\partial y} = P_1(1)\sum_{k=0}^{\infty}\frac{y^k}{\varepsilon^k k!} \qquad (۲۳)$$

با نتایج به دست آمده از رابطه فوق (۲۳) و اعمال شرط پیوستگی (رابطه ۲۲) در محل مشترک آب و محیط متخلخل، می‌توان نوشت:

$$P_2(1) = P_1(1)\sum_{k=0}^{\infty}\frac{y^k}{\varepsilon^k k!} \qquad (۲۴)$$

در ادامه، برای نشان دادن این امر که حل DTM به همان حل دقیق ارائه شده در بخش حل تحلیلی منجر شود، روابط بین مجهولات این دو حل را روشن می‌سازیم. با اندکی تأمل می‌توان دریافت که عملا $P_1(0) = c_1 + c_2$ و همچنین $P_2(0) = c_4, P_2(1) = c_3$ هستند:

$$\begin{cases} P_1(0) = c_1 + c_2 \\ \varepsilon P_1(1) = c_2 \;\rightarrow\; P_1(1) = \dfrac{1}{\varepsilon} c_2 \end{cases} \qquad (۲۵)$$

با توجه به اینکه $P_1(0) = 0$ می‌باشد، $c_1 = -c_2$ به دست خواهد آمد. حال با استفاده از رابطه $P_2(0) = P^* - P_2(1)h$ که از قبل به دست آمده و قرار دادن ضرایب تعریف شده c_3, c_4 در آن، رابطه $c_4 = P^* - c_3 h$ نتیجه خواهد شد. با جای‌گذاری مقادیر $P_2(1) = c_3, P_1(1) = \frac{1}{\varepsilon}c_2$ در رابطه (۲۴) می‌توان آن را به صورت زیر بازنویسی نمود:

$$c_3 = c_2 \frac{1}{\varepsilon}\sum_{k=0}^{\infty}\frac{y^k}{\varepsilon^k k!} \qquad (۲۶)$$

با قرار دادن مقادیر به دست آمده برای $P_2(1), P_2(0)$ برحسب ضرایب c_3, c_4، در رابطه (۱۹) و فاکتورگیری از عامل مشترک و ساده‌سازی آن، می‌توان نوشت:

$$P_1(1)(d - h)\sum_{k=0}^{\infty}\frac{y^k}{\varepsilon^k k!} = \varepsilon - P^* \qquad (۲۷)$$

هم‌چنین از شرط مرزی مشترک آب و محیط متخلخل که از یک سو منجر به رابطه (۲۱) شد، پس از ساده‌سازی داریم:

$$P_1(1) = \left(\sum_{k=0}^{\infty}\frac{y^k}{\varepsilon^k k!} - 1\right)^{-1} = -\frac{1}{2} + \left(\frac{\varepsilon}{y}\right) + \frac{1}{12}\left(\frac{y}{\varepsilon}\right) - \frac{1}{720}\left(\frac{y}{\varepsilon}\right)^3 + \cdots = \frac{1}{-1 + e^{y/\varepsilon}} \qquad (۲۸)$$

حال با جای‌گذاری رابطه به دست آمده برای $P_1(1)$ از روابط بیان شده، به صورت کلی برای مقادیر مختلف فشار می‌توان

نوشت که:

$$\begin{cases} p_1(y) = \left(\sum_{k=0}^{\infty}\frac{d^k}{\varepsilon^k k!} - 1\right)^{-1}\sum_{k=1}^{\infty}\frac{y^k}{\varepsilon^{k-1}k!}p \le \varepsilon \\ p_2(y) = P^* - \left[\sum_{k=0}^{\infty}\frac{d^k}{\varepsilon^k k!}\left(\sum_{k=0}^{\infty}\frac{d^k}{\varepsilon^k k!} - 1\right)^{-1}\right]h + \\ \left[\sum_{k=0}^{\infty}\frac{d^k}{\varepsilon^k k!}\left(\sum_{k=0}^{\infty}\frac{d^k}{\varepsilon^k k!} - 1\right)^{-1}\right]yp > \varepsilon \end{cases} \quad (۲۹)$$

بنابراین، روش تبدیل دیفرانسیلی نیز توانست به حل دقیق مسئله (رابطه ۴۵) که در پیوست به صورت کامل ارائه شده است، دست یابد. لازم به ذکر است که، حل فوق برای نخستین بار است که به روش تبدیل دیفرانسیلی انجام می‌شود. با توجه به شکل (۱) و معلوم بودن مقادیر h, ε, p^* طبق فرض مسئله، پس از جای‌گذاری در رابطه (۲۸)، محل سطح آزاد نشت در ارتفاع d از بالای ستون یک‌بعدی آب شکل (۱)، به دست خواهد آمد.

نتایج و بحث

با توجه به حل فوق و جای‌گذاری موارد به دست آمده، می‌توان حل DTM مسئله را به صورت زیر بازنویسی کرد:

با دانستن حل مسئله به صورت تحلیلی، فیزیکی [32] و روش فشار گسترده (Extended Pressure) [32]، برای ستونی آب به ارتفاع $h = 10m$ و فشار حداکثر $P^* = 5m$ و هد فشاری پایه $\varepsilon = 0.5m$، به مقایسه نتایج حاصل از روش‌های فوق با روش تبدیل دیفرانسیلی (رابطه ۲۹) مطابق جدول (۲) می‌پردازیم:

جدول ۲ مقایسه نتایج به دست آمده برای فشار ستون آب یک‌بعدی در ارتفاع مشخص به روش‌های مختلف

ارتفاع y (m)	فشار P (m)				مقدار خطا نسبت به روش تحلیلی	
	حل فیزیکی [32]	حل تحلیلی	روش فشار گسترده [32] (EP)	روش تبدیل دیفرانسیلی (DTM)	فشار گسترده	تبدیل دیفرانسیلی
0	0/00	0/00	0/00	0/00	0/00	0/00
0/5	0/00	0/00	0/00	0/0000143	0/00	0/00
1	0/00	0/00	0/00	0/0000533	0/00	0/00
1/5	0/00	0/00	0/00	0/000159	0/00	0/00
2	0/00	0/00	0/00	0/000447	0/00	0/00
2/5	0/00	0/001	0/001	0/00123	0/00	0/00
3	0/00	0/003	0/002	0/003360	-0/001	0/00
3/5	0/00	0/009	0/006	0/009149	-0/003	0/00
4	0/00	0/024	0/019	0/024885	-0/005	0/00
4/5	0/00	0/067	0/056	0/067660	-0/011	0/00
5	0/00	0/183	0/167	0/183934	-0/0016	0/00
5/5	0/5	0/5	0/5	0/5	0/00	0/00
6	1	1	1	1	0/00	0/00
6/5	1/5	1/5	1/5	1/5	0/00	0/00
7	2	2	2	2	0/00	0/00
7/5	2/5	2/5	2/5	2/5	0/00	0/00
8	3	3	3	3	0/00	0/00
8/5	3/5	3/5	3/5	3/5	0/00	0/00
9	4	4	4	4	0/00	0/00
9/5	4/5	4/5	4/5	4/5	0/00	0/00
10	5	5	5	5	0/00	0/00

با توجه به مقادیر به دست آمده از جدول (۲)، می‌توان دریافت که روش تبدیل دیفرانسیلی در مقایسه با روش‌های دیگر از دقت قابل قبولی نسبت به روش تحلیلی برخوردار بوده است. البته باید توجه کرد که حل فیزیکی مسئله فوق نسبت به دیگر روش‌ها از دقت پایینی بهره برده و این نکته را باید در نظر گرفت که حل به روش تبدیل دیفرانسیلی (DTM) از حجم کمتری از محاسبات برخوردار است. در ادامه، نتایج عددی به دست آمده از این روش‌ها (جدول۲)، در شکل (۲) ارائه می‌گردد. همچنین با توجه به شکل (۲) (یا مقادیر جدول ۲)، با در نظر گرفتن مقدار هد فشاری بیش از ۰٫۵ متر به عنوان هد پایه، می‌توان دریافت که سطح آزاد نشت در فاصله ۵٫۵ متری از بالای ستون آب شکل (۱) قرار دارد. این امر از قرار دادن مقادیر معلوم در رابطه (۲۸) نیز قابل محاسبه است.

شکل ۲ مقایسه نتایج به دست آمده از روش تبدیل دیفرانسیلی و روش دیگر در ستون آب یک‌بعدی به ارتفاع ده متر با $\varepsilon = 0.5m$

شکل ۳ مقایسه نتایج به دست آمده از روش‌های فیزیکی، حل تحلیلی و تبدیل دیفرانسیلی در ستون آب یک بعدی با $\varepsilon = 0.1m$

شکل ۴ مقایسه نتایج به دست آمده از روش‌های فیزیکی، حل تحلیلی و تبدیل دیفرانسیلی در ستون آب یک بعدی با $\varepsilon = 0.8m$

همان طور که از شکل‌های (۲-۴) پیداست، حل به روش فشار گسترده (EP)، تحلیلی (Analytical) و تبدیل دیفرانسیلی (DTM)، نشان‌دهنده منطقه انتقال آرام بین سطح متخلخل و خشک و سطح مرطوب است در صورتی که این انتقال در حل به روش فیزیکی به صورت شکسته بوده و با توجه به این امر، حل به دو روش فوق، بیانگر محل دقیق سطح آزاد نشت همانند حل به روش فیزیکی نیستند. همچنین می‌توان بیان کرد که با افزایش مقدار ε ، پاسخ‌های روش تبدیل دیفرانسیلی و حل تحلیلی بر یکدیگر بیشتر منطبق می‌گردند.

نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، سعی بر آن شد تا مسئله سطح آزاد نشت در ستون یک‌بعدی آب شامل محیطی متخلخل که معادله حاکم بر آن همان معادله لاپلاس است، به روش تبدیل دیفرانسیلی حل گردد و نتایج آن با روش‌های موجود دیگر مانند حل فیزیکی و حل به روش فشار گسترده مقایسه گردد. برخی از یافته‌های به دست آمده از پژوهش حاضر به شرح زیر می‌باشند:

۱. حل به روش تبدیل دیفرانسیلی قادر به تولید جواب‌هایی بسیار نزدیک به جواب روش‌های فشار گسترده و حل تحلیلی است و این نتایج به خصوص در ستون فوقانی آب، بسیار دقیق‌تر از حل به روش فیزیکی می‌باشند.

۲. حل به روش تبدیل دیفرانسیلی که بر پایه بسط سری تیلور تابع می‌باشد، از حجم محاسبات کمتری نسبت به روش فشار گسترده و روش تحلیلی برخوردار است و همین مزیتی است تا از بروز اشتباهات محاسباتی در طولانی شدن روند محاسبات پیچیده جلوگیری گردد.

۳. روش‌های فشار گسترده و تبدیل دیفرانسیلی و همچنین روش تحلیلی، دارای ناحیه انتقالی آرام بین محیط خشک و متخلخل و محیط مرطوب می‌باشند که این امر در مورد روش فیزیکی، به صورت ناحیه شکسته و ناگهانی می‌باشد. همین موضوع باعث می‌شود که محل دقیق سطح آزاد نشت، در روش فیزیکی، به نسبت دیگر روش‌های بیان شده، آشکارتر گردد و بتوان آن را راحت‌تر تشخیص داد.

فهرست علائم

P	هد فشاری، m
y	ارتفاع، m
ε	هد پایه، m

پیوست: حل تحلیلی ستون آب یک‌بعدی

برای اثبات درستی حل به روش DTM، و مقایسه نتایج آن، در این بخش به حل تحلیلی مسئله نشت در ستون یک‌بعدی آب پرداخته‌ایم. از بخش اول معادله (۵) شروع کرده و داریم:

$$\frac{d^2p_1}{dy^2}-\frac{1}{\varepsilon}\cdot\frac{dp_1}{dy}=0 \qquad (۳۰)$$

معادله دیفرانسیل معمولی فوق، یک معادله خطی همگن با ضرایب ثابت مرتبه دو با جواب عمومی $p=Ae^{\lambda y}$ است. با جای‌گذاری این پاسخ در معادله (۳۰) داریم:

$$Ae^{\lambda y}(\lambda^2-\frac{1}{\varepsilon}\lambda)=0 \qquad (۳۱)$$

بدیهی است بخش اول نمی‌تواند صفر باشد. بنابراین با صفر قراردادن پرانتز، دو جواب $\lambda=0$, $\lambda=1/\varepsilon$ به دست خواهد آمد. یعنی:

$$p_1=c_1e^{0y}+c_2e^{\frac{1}{\varepsilon}y} \qquad (۳۲)$$

معادله دوم (۵) با دو بار انتگرال‌گیری مستقیم حل می‌شود. در نتیجه خواهیم داشت:

$$p_2=c_3y+c_4 \qquad (۳۳)$$

هنگامی که $y=d$ باشد، که d خود مقداری نامعین در محل اشتراک دو مرز p_1 و p_2 یعنی $p=\varepsilon$ است و باید از پیوستگی توابع d در y=d به دست آید، می‌توان معادلات به دست آمده برای مقادیر p_1 و p_2 را به صورت زیر نوشت:

$$p_1=c_3d+c_4=\varepsilon \qquad (۳۴)$$

$$p_2=c_1+c_2e^{\frac{d}{\varepsilon}}=\varepsilon \qquad (۳۵)$$

در محل پیوستگی مرز که بیان می‌کند $p=\varepsilon$ است، می‌توانیم بنویسیم:

$$\frac{\partial p_1}{\partial y}=\frac{\partial p_2}{\partial y} \qquad (۳۶)$$

با اعمال شرط فوق یعنی مشتق‌گیری مرتبه اول از معادلات (۳۴– ۳۵) نسبت به y و برابر قراردادن آن‌ها خواهیم داشت:

$$c_3=\frac{1}{\varepsilon}c_2e^{\frac{y}{\varepsilon}} \qquad (۳۷)$$

از معادله (۵) داریم که اگر $y=0$ باشد آن‌گاه $p=0$ می‌باشد، پس با قراردادن شرط فوق در معادله p_1 خواهیم داشت:

$$c_1+c_2=0 \qquad (۳۸)$$

هم‌چنین دوباره از معادله (۵) داریم که اگر $y=h$ در نظر گرفته شود آن‌گاه $p=p^*$ می‌باشد، پس با قرار دادن شرط فوق در معادله p_2 خواهیم داشت:

$$p^*=c_3h+c_4 \qquad (۳۹)$$

با توجه به معادلاتی که برای ضرایب c_1 تا c_4 به دست آمده، به طور خلاصه می‌توانیم بنویسیم که:

$$c_3=(\frac{1}{\varepsilon}e^{\frac{d}{\varepsilon}})c_2$$
$$c_1=-c_2$$
$$c_4=p^*-c_3h=p^*-\frac{h}{\varepsilon}e^{\frac{d}{\varepsilon}}c_2 \qquad (۴۰)$$

با جای‌گذاری ضرایب به دست آمده در روابط (۳۵) و (۳۴) همان طور که می‌بینیم، همه برحسب c_2 به د ست آمده و می‌توانیم بنویسیم که:

$$c_1+c_2e^{\frac{d}{\varepsilon}}=\varepsilon \xrightarrow{c_1=-c_2} c_2(e^{\frac{d}{\varepsilon}}-1)=\varepsilon \qquad (۴۱)$$

در نتیجه:

$$c_2=\frac{\varepsilon}{(e^{\frac{d}{\varepsilon}}-1)} \qquad (۴۲)$$

با جای‌گذاری مقادیر به دست آمده از رابطه (۴۰) برای c_3,c_4 در رابطه (۳۴) می‌توانیم رابطه زیر را به دست آوریم:

$$c_2e^{\frac{d}{\varepsilon}}=(\frac{d}{\varepsilon}-\frac{h}{\varepsilon})+p^*=\varepsilon \qquad (۴۳)$$

با توجه به این معادله و همچنین معادلات به دست آمده برای ضرایب c و ارتباط بین آن‌ها طبق رابطه (۴۰)، می‌توان هر ضریب c_1 تا c_4 را به طور مستقل، همانند زیر به دست آورد:

$$c_1=-\frac{\varepsilon}{\left(e^{\frac{d}{\varepsilon}}-1\right)};c_2=\frac{\varepsilon}{\left(e^{\frac{d}{\varepsilon}}-1\right)};$$

$$c_3=\frac{e^{\frac{d}{\varepsilon}}}{\left(e^{\frac{d}{\varepsilon}}-1\right)};c_4=p^*-\frac{he^{\frac{d}{\varepsilon}}}{(e^{\frac{d}{\varepsilon}}-1)} \qquad (۴۴)$$

سپس با جای‌گذاری ضرایب به دست آمده از رابطه (۴۴) در معادله (۴۳) و همچنین تقسیم طرف راست بر ε و ساده‌سازی آن به معادله زیر می‌رسیم:

$$\frac{d}{\varepsilon}-\frac{h}{\varepsilon}=(1-\frac{p^*}{\varepsilon})(1-e^{-\frac{d}{\varepsilon}}) \quad (۴۵)$$

همان طور که مشاهده گردید، با استفاده از حل تحلیلی، مقدار d که در ابتدا نامعلوم بود و فقط می‌دانستیم که در محل مرز مشترک p_1 و p_2 است، طبق رابطه (۴۵) به دست آمد. با توجه به اینکه در رابطه (۴۵)، طبق فرضیات مسئله شکل (۱)، مقادیر h, ε, p^* معلوم هستند، با جای‌گذاری آن‌ها می‌توان به مقدار مجهول d دست یافت. همچنین تمامی ثوابت مجهول موجود در پاسخ و توابع مجهول فشار در هر دو بخش شکل (۱) به دست آمدند.

سپاسگزاری

مراجع

[1] USACE. Seepage analysis and control for dams. (1993)

[2] M. Baudin, C. Berthon, F. Coquel, M. Roland, "A relaxation method for two-phase flow models with hydrodynamic closure law," *Numerische Mathematik*, vol. 99, no. 3, pp. 411-440, (2005).

[3] S. S. Motsa, P. G. Dlamini and M. Khumalo, "Spectral relaxation method and spectral quasilinearization method for solving unsteady boundary layer flow problems." *Advances in Mathematical Physics*, (2014).

[4] M. T. Ayvaz, M. Tuncan, H. Karahan, A. Tuncan, "An extended pressure application for transient seepage problems with a free surface," *Journal of Porous Media*, vol. 8, no. 6, pp. 613-625 (2005).

[5] Southwell, R. V. Relaxation methods. (1946).

[6] F. Coquel, E. Goquel. B. Perthame. A. In, P. Rascle, "Some new Godunov and relaxation methods for two-phase flow problems," *Godunov Methods, Springer*, vol. 1, pp. 179-188, (2001).

[7] Harr, M. E. Groundwater and seepage. Courier Corporation. (2012).

[8] K. J. Bathe, M. R. Khoshgoftaar, M. R, "Finite element free surface seepage analysis without mesh iteration," *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 3, no, 1, pp. 13-22, (1979).

[9] M. H. Bazyar, A. Graili, "A practical and efficient numerical scheme for the analysis of steady state unconfined seepage flows," *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 36, no. 16, pp. 1793-1812, (2012).

[10] K. Chaiyo, P. Rattanadecho, S. Chantasiriwan, "The method of fundamental solutions for solving free boundary saturated seepage problem," *International Communications in Heat and Mass Transfer*, vol. 38, no. 2, pp. 249-254, (2011).

[11] J. T. Chen, C. C. Hsiao, Y. P.Chiu, Y. T. Lee, "Study of free-surface seepage problems using hypersingular equations," *Communications in numerical methods in engineering*, vol. 23, no. 8, pp. 755-769, (2007).

[12] A. Cividini and G. Giancarlo, "Finite-element approach to the erosion and transport of fine particles in granular soils," *International Journal of Geomechanics*. vol. 4, no. 3, pp. 191-198, (2004).

[13] Fengzhi, L. Scaled Boundary Finite-element Method for Seepage Free Surfaces Analysis [J]. Chinese Journal of Computational Physics, 5 (2009).

[14] M. I. Herreros, M, Mabssout, M. Pastor, "Application of level-set approach to moving interfaces and free surface problems in flow through porous media," *Computer methods in applied mechanics and engineering*, vol. 195, no, 1-3, pp. 1-25, (2006).

[15] M. J. Kazemzadeh-Parsi, F. Daneshmand, "Three dimensional smoothed fixed grid finite element method for the solution of unconfined seepage problems," *Finite Elements in Analysis and Design*, vol. 64, pp. 24-35, (2013).

[16] M. J. Kazemzadeh-Parsi, F. Daneshmand, "Unconfined seepage analysis in earth dams using smoothed fixed grid finite element method," *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 36, no. 6, pp. 780-797, (2012).

[17] S. S. Athani, Shivamanth, C. H. Solanki, G. R. Dodagoudar, "Seepage and stability analyses of earth dam using finite element method," *Aquatic Procedia*, vol. 4, pp. 876-883, (2015).

[18] G. Li, J. Ge, J, Y. Jie, "Free surface seepage analysis based on the element-free method,". *Journal of Tsinghua University (Science and Technology) ((Mechanics research communications))*, p. 11, (2002).

[19] M. Bazyar, A. Talebi, "Transient seepage analysis in zoned anisotropic soils based on the scaled boundary finite-element method," *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 39, no. 1, pp. 1-22, (2015).

[20] Y. Jie, G. Jie, Z. Mao, G. Li, "Seepage analysis based on boundary-fitted coordinate transformation method," *Computers and Geotechnics*, vol. 31, no. 4, pp. 279-283, (2004).

[21] J. Zhang, Q. Xu, Z. Chen, "Seepage analysis based on the unified unsaturated soil theory," *Mechanics Research Communications*, vol. 28, no. 1, pp. 107-112, (2001).

[22] H. Zheng, H. C. Dai, D. F. Liu, "A variational inequality formulation for unconfined seepage problems in porous media," *Applied Mathematical Modelling*, vol. 33, no. 1, pp. 437-450, (2009).

[23] K. Chaiyo, P. Rattanadecho, S. Chantasiriwan, "The method of fundamental solutions for solving free boundary saturated seepage problem," *International Communications in Heat and Mass Transfer*, vol. 38, no. 2, pp. 249-254, (2011).

[24] M, Li., Diao, N-r. Diao, Z-H. Fang, Analysis of seepage flow in a confined aquifer with a standing column well, *Journal of Hydrodynamics, Ser. B*, vol. 19, no. 1, pp. 84-91, (2007).

[25] A. Leontiev, W. Huacasi, "Mathematical programming approach for unconfined seepage flow problem," *Engineering analysis with boundary elements*, vol. 25, no. 1, pp. 49-56, (2001).

[26] A. Naji, D. Ouazar, D, A. H. D. Cheng, "Locating the saltwater-freshwater interface using nonlinear programming and h-adaptive BEM," *Engineering analysis with boundary elements*, vol. 21, no. 3, pp. 253-259, (1998).

[27] J. K. Zhou, "Differential transformation and its applications for electrical circuits," In: China, Wuhan, Huazhong University Press, (1986).

[28] S. H. Ho, C. K. Chen, "Analysis of general elastically end restrained non-uniform beams using differential transform," *Applied Mathematical Modelling*, vol. 22, no. 4-), pp. 219-234, (1998).

[29] C. K. Chen, S. H. Ho, "Solving partial differential equations by two-dimensional differential transform method," *Applied Mathematics and computation*, vol. 106, no. 2-3, pp. 171-179, (1999).

[30] F. Ayaz, "On the two-dimensional differential transform method," *Applied Mathematics and computation*, vol. 143, no. 2-3, pp. 361-374, (2003).

[31] F, Ayaz., "Solutions of the system of differential equations by differential transform method," *Applied Mathematics and computation*, vol. 147, no. 2, pp. 547-567, (2004).

[32] J.-P. Bardet, T. Tobita, "A practical method for solving free-surface seepage problems," *Computers and Geotechnics*, vol. 29, no. 6, pp. 451-475, (2002).

Ferdowsi Civil Engineering, 36, 4, 2024. (19-44)

Ferdowsi University of Mashhad

Ferdowsi Civil Engineering

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir

Iranian Concrete Institute

Pavement Engineering Association of Iran

Effect of Boundary Conditions on the Seismic Performance of Out-of-Plane Masonry Infills by Considering In-Plane Behavior Interaction

Research Article

Delaram Ostad[1], Jalil Shafaei[2]

DOI: 10.22067/JFCEI.2024.79409.1187

1- Introduction

Infill masonry walls are widely used for interior partitions and exterior walls in reinforced concrete (RC) structures in many parts of the world. On the other hand, frame structures with ordinary solid masonry infill were often found to have a poor deformation capacity. Serious damage and loss of the stability of many masonry infill walls have been reported during recent earthquakes. The capacity of masonry infills is defined in two distinct modes, namely in-plane force and out-of-plane force. There is considerable evidence that the in-plane and out-of-plane modes interact with each other due to the multifaceted nature of seismic events. Therefore, the effects of interaction modes also have to be taken into account. The interaction effect of the out-of-plane behavior on the in-plane behavior of masonry infill in terms of resistance and deformation capacity is one of the behaviors that are very difficult to simulate and control in laboratory conditions because the laboratory conditions are different from each other [3]. But in-plane and out-of-plane interaction behaviors can be identified to some extent by modeling in finite element software. Some researchers consider the interaction effect of in-plane and out-of-plane significant, while others consider this effect negligible, and this difference in the opinion of researchers is a worrying issue. All studies showed that the detached parts of the masonry infill without contact with the frame are quite vulnerable to out-of-plane loading.

2- Numerical modeling

In this paper, the laboratory models of Mansouri et al. (2014) have been used for analytical models [4]. Analytical specimens, as shown in Fig. 1, consist of a single-bay single-story RC frame and an RC frame with solid masonry infill, with a scale of 1:2. The dimensions of the masonry infill are 2100×1300×106 and the dimensions of the brick are 31×49×106 (thickness×height×length) in millimeters.

Fig. 1. Geometry and reinforcing details of reinforced concrete frame and infill-frame masonry (dimensions in millimeters) [32]

The masonry infill with four different connections with the surrounding frame according to Fig. 2 was investigated:

1. The frame is connected to the masonry infill on four sides (Fig. 2-a).
2. The frame is connected to the masonry infill on three sides, the upper infill is a brick away from the beam of the frame (Fig. 2-b).
3. The frame is connected to the middle frame of the building materials on both sides, and the side vertical lips of the infill are far a brick away from the surrounding frame (Fig. 2-c).
4. The frame is connected to the infill of the building materials on one side, and the side vertical lips and the

*Manuscript received December 2, 2022, Revised January 16, 2023, Accepted, March 3, 2023.

[1] Ph.D. Student, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran.

[2] Corresponding author. Assistant Professor, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran.

Email: jshafaei@shahroodut.ac.ir

upper lip of the infill are as far as a brick away from the surrounding frame (Fig. 2-d).

Fig. 2. Different connections of infill masonry with frame

3- Finite Element Analysis

The numerical models are generated in finite element ABAQUS soft. Static non-linear analysis (pushover) was performed for the models of the masonry-infilled frame with different boundary conditions. The results of the finite element study on the interaction of in-plane and out-of-plane masonry infills with different boundary conditions are described. The effect of interaction on the seismic response of masonry infill was analytically studied using nonlinear statistics, or a so-called pushover. The ultimate strength and effective stiffness of specimens can be estimated based on the developed bilinear force-displacement curves.

3-1 Out-of-plane loading

In this step, the out-of-plane pressure is applied on the entire surface of masonry infills equal to the ground acceleration from (1 g) to (10 g). The first specimen of the masonry infilled frame is connected to its surrounding frame on all four sides and has no distance from its surrounding frame. The acceleration level (10 g) predominantly provided the greatest displacement in the out-of-plane direction.

3-2 Out-of-plane loading after in-plane loading

Specimens were analyzed under in-plane loading and then under out-of-plane loading. During the in-plane step, the frame was applied and analyzed with the levels of drift of 0.5%, 1%, 2%, and 3%. During the out-of-plane step, the damaged model was analyzed under a monotonic out-of-plane pressure of 10 g. During the out-of-plane step, the RC frame was restrained for out-of-plane displacement.

3-3 In-plane loading after out-of-plane loading

Specimens were analyzed under out-of-plane loading and then under in-plane loading. During the out-of-plane step, the damaged model was analyzed under a monotonic out-of-plane pressure of 1 g. During the in-plane step, the frame was applied and analyzed with a level of drift of 6%. Analytical specimens then were loaded at different levels of ground accelerations in the out-of-plane direction and the amount of a reduction of strength and effectiveness was measured with in-plane loading capacity.

4- Conclusions

In this study, RC frames infilled with solid masonry blocks were examined using a nonlinear finite element approach to investigate the performance of four infill support configurations. The results of the investigations in this paper can be summarized as follows:

The masonry infill connected on four sides has higher stiffness and strength in out-of-plane loading than a masonry infill connected on three sides. The stiffness variations of masonry infill occur, at very high accelerations because at very low accelerations, the displacement of the infill does not occur in the out-of-plane direction. The masonry infill is connected from four sides in the relative displacement of 0.5%, 1%, 2%, and 3%. The more the relative displacement is the more the out-of-plane capacity drops. Therefore, the reduction of stiffness and strength is directly related to the damage in-plane.

In the masonry infill connected to the frame on three sides, when the relative displacement of the in-plane is 0.5%, the hardness drops more that the specimen where the relative displacement of the in-plane is 3%. The reason could be that the specimen with a relative in-plane displacement of 3% sticks to its surrounding frame with the arching action of the infill, and in this case, the stiffness increases. The loss of the connection between the infill and the frame leads to a greater loss in load-bearing and deformation capabilities. In the investigation of the in-plane behavior with the damage of the out-of-plane, the specimen with a one-way connection had the greatest decrease in stiffness, which was calculated to be about 40%.

مهندسی عمران فردوسی، ۳۷، ۱، ۱۴۰۳. (۱۹-۴۴)

مهندسی عمران فردوسی

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir/

انجمن مهندسی روسازی ایران

انجمن بتن ایران

تأثیر شرایط مرزی بر عملکرد لرزه‌ای خارج از صفحه میان‌قاب مصالح بنایی با در نظر گرفتن اندرکنش رفتار داخل صفحه*

مقاله پژوهشی

دلارام استاد[۱] جلیل شفائی[۲]

DOI: 10.22067/JFCEI.2024.79409.1187

چکیده *خسارت‌های مشاهده شده در طی زمین لرزه‌های گذشته، نشان می‌دهد آسیب‌دیدگی میان‌قاب‌ها در داخل صفحه و کاهش سطح تماس میان‌قاب و قاب پیرامونی منجر به افزایش آسیب‌پذیری در خارج از صفحه می‌شود. با توجه به شرایط متفاوت تماس میان‌قاب با قاب بتنی پیرامونی، اندرکنش و تأثیر رفتار خارج از صفحه بر روی رفتار داخل صفحه یکی از موضوعات جدید در زمینه بررسی عملکرد لرزه‌ای میان‌قاب‌های مصالح بنایی می‌باشد. در این مقاله، تأثیر شرایط مرزی مختلف میان‌قاب با قاب بتن مسلح که عبارتند از چهار لبه متکی به قاب، سه لبه متکی به قاب، دو لبه افقی متکی به قاب و یک لبه متکی به قاب، با تحلیل سه نوع بارگذاری که عبارتند از: ۱) بارگذاری خارج از صفحه تنها، ۲) بارگذاری خارج از صفحه بعد از بارگذاری داخل صفحه، ۳) بارگذاری داخل صفحه بعد از بارگذاری خارج از صفحه با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS ارزیابی شده است. نتایج نشان داد که عدم وجود اتصال مناسب بین ساختار قاب و میان‌قاب آسیب‌پذیری در جهت خارج از صفحه را افزایش می‌دهد و از فروپاشی آن‌ها جلوگیری نمی‌کند. آسیب قبلی ناشی از بارگذاری داخل صفحه که به حداکثر جابه‌جایی نسبی ۳٪ رسیده است، می‌تواند حدود ۷۰ درصد ظرفیت خارج از صفحه میان‌قاب را کاهش دهد؛ در نتیجه مقاومت و سختی تحت تأثیر شرایط مرزی و نوع بارگذاری قرار گرفته‌اند.*

واژه‌های کلیدی میان‌قاب مصالح بنایی، اندرکنش داخل و خارج از صفحه، شرایط مرزی، تحلیل اجزای محدود.

The effect of Boundary Conditions on the Seismic Performance of Out-of-Plane Masonry Infills by Considering In-Plane Behavior Interaction

Delaram Ostad Jalil Shafaei

Abstract *The observed damage during the past earthquakes shows that the damage of the masonry infill in the in-plane and the reduction of the contact surface between the masonry infill and the surrounding frame led to an increase in the vulnerability out-of-plane. Considering the different contact conditions of the masonry infill with the surrounding concrete frame, the interaction, and influence of the out-of-plane on the in-plane behavior of the masonry infills, which is a new topic in the field of seismic performance of the masonry infills. In this paper, the effect of different boundary conditions the masonry infill and the reinforced concrete frame, which include four edges supported by the frame, three edges supported by the frame, two horizontal edges supported by the frame, and one edge supported by the frame, by analyzing three types of loading, which are: 1-out-of-plane loading only, 2-the out-of-plane loading after in-plane loading, 3-the in-plane loading after out-of-plane loading, have been evaluated by using the finite element software ABAQUS. The results demonstrated that the absence of proper connection between the frame structure and the infill increases the out-of-plane direction vulnerability, and does not prevent their collapse. Previous damage due to in-plane loading, which reached a maximum drift of 3%, can reduce about 70% of the out-of-plane capacity of the infill frame, and consequently, the strength and stiffness were affected by the boundary conditions and type loading.*

Key words Masonry infill, In-plane and out-of-plane interaction, Boundary condition, Finite element analysis.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۱/۸/۱۱ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۲/۱۲/۱۲ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکترای عمران-سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود.

(۲) نویسندهٔ مسئول، دانشیار عمران-سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود.

Email: jshafaei@shahroodut.ac.ir

مقدمه

دیوار یا میان‌قاب‌های مصالح بنایی سهمی در تحمل بارهای قائم ندارند. ظرفیت دیوارهای مصالح بنایی در دو حالت مجزای نیروی داخل صفحه و نیروی خارج از صفحه تعریف می‌شود. شواهد بسیار زیادی وجود دارد که حالت‌های داخل صفحه و خارج از صفحه با یکدیگر اندرکنش دارند و از این رو باید این تأثیر را به حساب آورد. در هنگام زلزله، میان‌قاب علاوه بر نیروهای داخل صفحه (نیروی افقی و نیروی قائم) تحت تأثیر نیروهای خارج از صفحه (نیروی عمود بر صفحه) نیز قرار می‌گیرد. این نیروهای خارج از صفحه می‌توانند نیروهای انتقالی از اعضای دیگر مانند دال بوده و یا نیروی اینرسی ناشی از شتاب خارج از صفحه خود دیوار باشند [1]. در بسیاری از زلزله‌ها یا حتی طوفان‌های شدید میان‌قاب‌های مصالح بنایی در جهت خارج از صفحه (عمود بر صفحه) دچار شکست می‌شوند (شکل ۱).

مقاومت خارج از صفحه میان‌قاب‌های مصالح بنایی عمدتا ناشی از عملکرد قوسی می‌باشد که تابعی از لاغری میان‌قاب، شرایط مرزی و مقاومت فشاری میان‌قاب است [2]. کنترل تأثیرات اندرکنش رفتار خارج از صفحه میان‌قاب مصالح بنایی بر رفتار داخل صفحه از جهت مقاومت و تغییر شکل در شرایط آزمایشگاهی بسیار مشکل است، زیرا شرایط آزمایشگاهی با یکدیگر متفاوت است [3]. رفتار اندرکنش داخل صفحه و خارج از صفحه با مدل‌سازی در نرم‌افزار اجزای محدود تا حدودی قابل شناسایی است. در چند سال اخیر پس از زلزله‌های متعددی که رخ داده است با خسارت‌های مشاهده شده از جمله خرابی سازه‌های مصالح بنایی، بررسی تأثیر اندرکنش داخل صفحه و خارج از صفحه بارهای لرزه‌ای امری مهم و حیاتی می‌باشد که مورد توجه محققان قرار گرفته است. مطالعات آزمایشگاهی بر روی رفتار خارج از صفحه را می‌توان در سه دسته متمایز خلاصه نمود: دسته اول شامل میان‌قاب‌های مصالح بنایی غیر مسلح در معرض فشار ناگهانی هوا و انفجار می‌باشد، دسته دوم شامل بارگذاری میان‌قاب با استفاده از محرک هیدرولیکی یا کیسه هوا و به ترتیب تحت اثر بار استاتیکی متمرکز و یا گسترده عمود بر سطح دیوار در قسمت مرکزی و یا در کل سطح نمونه می‌باشد، دسته سوم مربوط به کاربرد میز لرزان جهت وارد کردن شتاب زمین در جهت خارج از صفحه میان‌قاب می‌باشد.

اسپانیا، ۲۰۱۱

کرمانشاه، ۲۰۱۶

نپال، ۲۰۱۵

شکل ۱ مشاهده آسیب زلزله‌های گذشته در جهت خارج از صفحه

اولین مطالعاتی که در رفتار خارج از صفحه میان‌قاب‌های مصالح بنایی بررسی شد توسط داو و سی در سال ۱۹۸۹ بود. آن‌ها یک روش تحلیلی برای محاسبه ظرفیت باربری ترک‌خوردگی و نهایی خارج از صفحه میان‌قاب‌های محصور در قاب‌های فولادی برای دو نوع شرایط مرزی میان‌قاب با سه لبه متکی به قاب و یک لبه آزاد و میان‌قاب با هر چهار لبه متکی به قاب ارائه کردند. سپس، با مقایسه نتایج آزمایش‌ها و روش تحلیلی فوق، پیشنهاداتی را برای مقاصد طراحی بیان نمودند [4]. کاریدیس در سال ۱۹۹۲ اثر عدم تماس میان‌قاب به قاب در قسمت بالایی را قابل ملاحظه می‌دانستند [5]. بعد از آن آنجل و آبرامز در سال ۱۹۹۴ روشی را برای به دست آوردن ظرفیت بار جانبی یکنواخت میان‌قاب‌های مصالح بنایی غیر مسلح در دو حالت آسیب دیده و سالم ارائه نمودند، این محققان مشاهده کردند که ظرفیت خارج از صفحه قاب‌های میان‌پر مصالح بنایی به دلیل جابه‌جایی داخل از صفحه تا نصف ظرفیت خارج از صفحه

کاهش پیدا می‌کند؛ این کاهش ظرفیت خارج از صفحه به نسبت ظرفیت لاغری بستگی دارد [6]. نگرو و تایلور نیز در سال ۱۹۹۶ گزارش دادند اگر فاصله میان‌قاب به قاب در قسمت بالایی کمتر از ۱۰ میلی‌متر باشد اثر این فاصله بر ظرفیت خارج از صفحه میان‌قاب ناچیز است [7]. دافینس و همکاران در سال ۲۰۰۲ چهار حالت مختلف اتصال بین میان‌قاب و قاب را بررسی کردند، در حالتی که اتصال بین میان‌قاب و تیر بالایی وجود داشته باشد، مشاهده شد که پایداری میان‌قاب برای بارهای لرزه‌ای به دلیل پدیده عملکرد قوسی در خمش تأمین می‌شود. گاهی ممکن است اتصال بالایی به صورت غیر استاندارد اجرا شود، مثلا اتصال نیمه‌پر باشد و یا فاصله کوچکی حدود سه میلی‌متر وجود داشته باشد. در حالتی که بارهای لرزه‌ای قائم پس از بارهای افقی اعمال می‌شود، اندازه فاصله کوچک بین ملات و تیر بالایی بسیار حائز اهمیت می‌باشد، چرا که به دلیل این فاصله جابه‌جایی نسبی بزرگی بین تکیه‌گاه پایینی و بالای میان‌قاب ایجاد می‌شود. بنابراین مسئله پایداری میان‌قاب‌های مصالح بنایی آزمایش شده، مسئله مربوط به مقاومت نیست؛ بلکه بیشتر مربوط به حرکت‌شناسی، مثلا جابه‌جایی آجرها می‌باشد [8]. آندو و همکاران در سال ۲۰۰۶ گزارش نمودند که عدم اتصال کامل میان‌قاب به تیر بالایی قاب در قاب فولادی باعث کاهش سختی اولیه می‌شود، اما بر روی ظرفیت نهایی تأثیری ندارد. کاهش سختی اولیه قاب میان‌پر مصالح بنایی به علت عدم تماس کامل قاب به میان‌قاب در مراحل اولیه بارگذاری و در نتیجه کاهش سهم باربری میان‌قاب می‌شود، همچنین پیشنهاد داده شد با تعبیه یک ورق باربر در گوشه‌ها می‌توان این مشکل را حل نمود [9]. تسنیمی و زمردی در سال ۲۰۱۰ با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود دایانا به بررسی اندرکنش نیروهای داخل صفحه و خارج از صفحه در میان‌قاب‌های مصالح بنایی در قاب بتن مسلح پرداختند. مشاهده کردند اندرکنش قابل توجهی بین نیروهای خارج از صفحه و داخل صفحه وجود دارد به طوری که با افزایش نیروهای خارج از صفحه، ظرفیت داخل صفحه میان‌قاب کاهش می‌یابد. در نظر گرفتن شرایط مرزی قاب با میان‌قاب‌های مصالح بنایی که از دو طرف اتصال دارد هم‌خوانی بهتری با مقادیر روابط تجربی مقاومت خارج از صفحه میان‌قاب مصالح بنایی ارائه شده توسط محققان دارد [10]. کمارانی و همکاران در سال ۲۰۱۱ به بررسی تأثیر اندرکنش داخل صفحه و خارج از صفحه میان‌قاب‌های مصالح بنایی پرداختند. برای آزمایش میان‌قاب‌های مورد مطالعه سه نوع مختلف از پروتکل بارگذاری آزمایش را ارائه دادند: ۱) بارگذاری خارج از صفحه میان‌قاب بعد از بارگذاری داخل صفحه میان‌قاب، ۲) بارگذاری داخل صفحه میان‌قاب بعد از بارگذاری خارج از صفحه میان‌قاب و ۳) ترکیب بارگذاری هم‌زمان خارج از صفحه و داخل صفحه میان‌قاب. نتایج آزمایشگاهی بارگذاری در داخل صفحه میان‌قاب بعد از بارگذاری شدید در خارج از صفحه میان‌قاب نشان می‌دهد که سختی داخل صفحه افت می‌کند، اما مقاومت داخل صفحه میان‌قاب افت چندانی را تجربه نمی‌کند. اگر هم زمان نمونه‌ها در داخل صفحه و در خارج از صفحه بارگذاری شوند، میان‌قاب رفتار پایداری با ظرفیت خارج از صفحه کافی را از خود نشان می‌دهد [11]. دولت‌شاهی در سال ۲۰۱۲ با در نظر گرفتن مطالعات اندکی که در رابطه با اندرکنش دیوارهای مصالح بنایی در داخل صفحه و خارج از صفحه وجود دارد، چهارچوبی برای حل این عدم قطعیت‌ها با انجام آزمایش‌های تجربی، عددی و تحلیلی مطرح کرد. این آزمایش‌ها شامل بارگذاری چرخه‌ای استاتیکی داخل صفحه و خارج از صفحه تحت شرایط مرزی مختلف بود. وی اظهار داشت، بارگذاری خارج از صفحه تحت کنترل- جابه‌جایی از ظرفیت داخل صفحه کم نمی‌کند، اما در بارگذاری خارج از صفحه تحت نیرو- کنترل از ظرفیت داخل از صفحه کاسته می‌شود [12].

بررسی پیشینه تحقیقات و بررسی پژوهش‌های آزمایشگاهی، عددی و تحلیلی دیگر محققان از جمله لیو و همکاران در سال (۲۰۱۱) و رابینوییچ و مداح در سال (۲۰۱۱) محققانی دیگری از جمله پریرا و همکاران در سال (۲۰۱۱) و هاک و همکاران در سال (۲۰۱۴) و آخوندی و همکاران در سال (۲۰۱۵ و ۲۰۱۶ و ۲۰۲۰)، فورتادو و همکاران [13] در سال (۲۰۱۵) و میسیر و همکاران در سال (۲۰۱۶)، وانگ در سال (۲۰۱۷)، آنیک در سال (۲۰۲۰)، دی دومینیکو و همکاران در سال (۲۰۲۱) مشاهده شد که این مطالعات با شرایط مرزی مختلف و تغییر پارامترهای گوناگونی از مشخصات قاب و میان‌قاب صورت پذیرفته است تا روش‌هایی برای آنالیز و تحلیل قاب‌های دارای میان‌قاب مصالح بنایی به دست آوردند که با زلزله واقعی مطابقت داشته باشد [14-24]؛ اما تا به امروز هنوز به نتیجه واحدی نرسیده‌اند. برخی از محققان اثر اندرکنش داخل صفحه و خارج از صفحه را قابل ملاحظه و برخی دیگر این اثر را قابل صرف نظر شدن می‌دانند؛

این تفاوت نظر محققان موضوع نگران کننده است که آیا این تناقض را می‌توان در پاره‌ای از موارد به مشخصات قاب آزمایشگاهی مرجع، در کارهای آزمایشگاهی آن‌ها اختصاص داد [2]. هدف از مقاله حاضر بررسی و ارزیابی آسیب‌پذیری میان‌قاب مصالح بنایی در زلزله و تأثیر شرایط مرزی مختلف در عملکرد رفتار خارج از صفحه میان‌قاب‌های مصالح بنایی پرداخته شده است. شرایط مرزی عبارتند از چهار لبه متکی به قاب، سه لبه متکی به قاب و لبه بالای میان‌قاب آزاد است، دو لبه افقی متکی به قاب و دو لبه قائم آزاد و یک لبه پایین میان‌قاب متکی به قاب؛ که تحت سه نوع بارگذاری: ۱) بارگذاری میان‌قاب مصالح بنایی در جهت خارج از صفحه تحت شتاب‌های مختلف. ۲) بارگذاری خارج از صفحه بعد از بارگذاری داخل از صفحه درجابه‌جایی‌های نسبی ۰/۵٪، ۱٪، ۲٪ و ۳٪ و بررسی آسیب‌های خارج از صفحه. ۳) بارگذاری داخل صفحه تا ۶٪ جابه‌جایی نسبی پس از بارگذاری خارج از صفحه و بررسی آسیب داخل صفحه در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس مورد بررسی قرار گرفت.

مدل‌های پیش بینی ظرفیت خارج از صفحه میان‌قاب‌های مصالح بنایی

ظرفیت پیش‌بینی خارج از صفحه میان‌قاب‌های مصالح بنایی بر اساس دو مدل پیش‌بینی می شود: ۱) مدل‌های مبتنی بر عملکرد خمشی میان‌قاب در خارج از صفحه. ۲) مدل‌های مبتنی بر عملکرد قوسی میان‌قاب در خارج از صفحه.

مدل‌های مبتنی بر عملکرد خمشی میان‌قاب در خارج از صفحه

در مدل‌های مبتنی بر عملکرد خمشی، ظرفیت خارج از صفحه میان‌قاب به وسیله حداکثر فشار جانبی یکنواخت عمود بر صفحه، که باعث فروپاشی میان‌قاب می‌گردد، محاسبه می‌شود. اکثر فرمول‌های تحلیلی که در ادبیات فنی برای این مدل مطرح شده است، بر اساس عملکرد خمشی است که ظرفیت خارج از صفحه میان‌قاب را تعیین می‌کنند. نظریه تیموشینکو برای تعیین حداکثر فشار جانبی عمود بر صفحه میان‌قاب، اولین روشی بود که ارائه شد [25]. اما پس از آن با توجه به اینکه رفتار واقعی میان‌قاب، حتی در مراحل اولیه بارگذاری خارج از صفحه میان‌قاب یک رفتار غیرخطی شدید می‌باشد. محققان دیگری از جمله هسلتاین و هندری [26-28] روش‌های دیگری را بر مبنای تئوری خطوط گسیختگی و عملکرد قوسی دو جهته مشابه دال‌های دوطرفه پیشنهاد دادند، که از میان این محققان، هسلتاین [28] روشی را پیشنهاد داد که حداکثر بار خارج از صفحه میان‌قاب را، بر مبنای مقاومت خمشی عمود بر درز ملات محاسبه می‌کند. هندری و همکاران [26,27] برای ارزیابی مقاومت خمشی خارج از صفحه میان‌قاب یک واحد طول یا یک نوار یک متری از صفحه میان‌قاب را در نظر گرفتند و مقاومت خارج از صفحه به صورت فشاری به صفحه اعمال می‌شود. محدودیت‌های واقعی که در سه مدل اشاره شده فوق وجود، این مسئله است که در هر سه مدل، برای محاسبه ظرفیت خارج از صفحه میان‌قاب، صرفا رفتار خمشی است که رفتار میان‌قاب را کنترل می‌کند. با این‌حال، نتایج آزمایشگاهی نشان داده است که مکانیزم مقاومتی غالب در خارج از صفحه میان‌قاب، ناشی از عملکرد قوسی میان‌قاب می‌باشد. در واقع مکانیزم عملکرد قوسی یک مسیر جدید انتقال بار را برای باربری در خارج از صفحه میان‌قاب، بین قاب و میان‌قاب ترک خورده، تعیین می‌کند.

مدل‌های مبتنی بر عملکرد قوسی میان‌قاب در خارج از صفحه

مشاهدات آزمایشگاهی و تحلیلی محققان گذشته نشان می‌دهد، که عملکرد قوسی میان‌قاب بعد از ترک‌خوردگی میان‌قاب در خارج از صفحه می‌تواند یک مسیر نیروی جایگزین برای تحمل تقاضاهای نیرویی و جابه‌جایی خارج از صفحه میان‌قاب باشد. به این ترتیب که بعد از ظهور اولین ترک در میانه ارتفاع میان‌قاب، میان‌قاب به صورت یک جسم صلب حول انتهای تکیه‌گاهی خود دوران کرده و نیروهای خارج از صفحه میان‌قاب توسط یک میدان فشاری همان طور که در شکل (۲-الف) نشان داده است، به تکیه‌گاه‌های خود که در واقع قاب‌ها هستند، منتقل می‌شود. عملکرد قوسی میان‌قاب در خارج از صفحه را می‌توان توسط مدل محاسباتی و ایده‌آل شده به صورت یک قوس سه مفصله همان‌طور که در شکل (۲-ب) نشان داده شده است، بیان کرد. بر اساس مدل عملکرد قوسی میان‌قاب، گسیختگی در خارج از صفحه بر اساس یکی از دو حالت خردشدگی مصالح بنایی و ایجاد فاصله بین قاب و میان‌قاب، اتفاق می‌افتد.

(الف) عملکرد قوسی میان‌قاب در خارج از صفحه

(ب) شمایی از سه نقطه ایده‌آل برای عملکرد قوسی

شکل ۲ مکانیسم عملکرد قوسی میان‌قاب در خارج از صفحه [2]

تأثیر شرایط مرزی بر روی عملکرد قوسی

اولین بار در مدل‌های آزمایشگاهی مک داول و همکاران در سال ۱۹۵۶ مشاهده گردید که بر خلاف شکست ناشی از شکل‌پذیری، شکست به صورت عملکرد قوسی یا فشاری بر روی دیوارهای غیر مسلح مصالح بنایی رخ می‌دهد. مک داول با شروع به تحقیق در مورد عملکرد قوسی فرض کرد که چرا دیوارهای مصالح بنایی نیرویی شش برابر نیرویی که توسط دال حمایت می‌شود را به دست می‌آورند. وی استدلال کرد که این امر به دلیل نیروهای فشاری اضافی است که از طریق عملکرد قوسی ایجاد می‌شود. این فرضیه تأیید شد و امروزه یک نظریه جهانی به عنوان تئوری عملکرد قوسی نامیده می‌شود [29].

برای عملکرد قوسی سه شرایط مرزی به صورت کلی در نظر گرفته می‌شود: ۱) میان‌قاب در چهار طرف به قاب متصل است (عملکرد قوسی دو جهته)، (شکل ۳-الف)، ۲) میان‌قاب در سه جهت به قاب متصل است (عملکرد قوسی یک جهته)، (شکل ۳-ب، پ) و ۳) میان‌قاب در بالا و پایین به قاب متصل است (عملکرد قوسی یک جهته)، (شکل ۳-ب، پ). به صورت کلی اگر میان‌قاب در هر چهار جهت اتصال داشته باشد، عملکرد قوسی (دو جهت افقی و دو جهت قائم) اتفاق می‌افتد. اگر میان‌قاب از سه جهت اتصال داشته باشد (از سمت تیر بالای قاب اتصال ندارد)، عملکرد در یک جهت اتفاق می‌افتد و قابلیت تحمل بار و تغییر شکل کاهش می‌یابد. عملکرد قوسی یک طرفه شامل قوس افقی و یا عمودی است که یک قوس سه مفصله است و عملکرد قوسی با سه مفصل کمترین مقاومت خارج از صفحه را در مقایسه با میان‌قاب‌هایی که از چهار جهت اتصال دارند، از خود نشان می‌دهند.

(الف) چهار طرف اتصال (عملکرد قوسی سه مفصله)

(ب) دو طرف اتصال افقی (عملکرد قوسی سه مفصله)

(پ) دو طرف اتصال افقی (عملکرد قوسی دو مفصله)

شکل ۳ عملکرد قوسی تحت شرایط مرزی مختلف [30]

شکست خارج از صفحه قاب میان‌پر مصالح بنایی ناشی از عملکرد قوسی

شکست خارج از صفحه میان‌قاب‌های مصالح بنایی به عنوان یک شکست غیر سازه‌ای باعث آسیب جانی ساکنان می‌شود. طوری که ابتدا مرکز میان‌قاب خرد شده و سپس به سمت بیرون پرتاب می‌شود، این مد شکست در میان‌قاب‌هایی با نسبت ابعادی زیاد و ضخامت کم (لاغر) رخ می‌دهد و در میان‌قاب‌هایی با ابعاد معمولی انتظار رخ دادن نمی‌رود [30]. علاوه بر آن شکست خارج از صفحه قاب میان‌پر در طبقات بالایی ساختمان‌های بلند اتفاق می‌افتد که شتاب کف طبقه در اثر حرکت زمین زیاد است. در طبقات پایین‌تر شتاب کف طبقه با برش‌های زیاد طبقه ترکیب می‌شود، میان‌قاب در هر چرخه بارگذاری تمایل به خارج شدن از داخل قاب پیرامونی را دارند که این نوع شکست بستگی به شرایط مرزی اتصال میان‌قاب به قاب پیرامونی خود و عمکلرد قوسی نیز دارد به طوری که اگر میان‌قاب مصالح بنایی از هر چهار طرف به قاب پیرامونی متکی باشد و شکست با بیرون آمدن خارج از صفحه میان‌قاب از وسط آن اتفاق می‌افتد (شکل ۴-الف و ۵-الف). در میان‌قاب‌هایی که در سه طرف به قاب متکی باشد و به تیر فوقانی متصل نشده‌اند، شکست میان‌قاب با جدا شدن و بیرون آمدن میان‌قاب از قسمت فوقانی اتفاق می‌افتد (شکل ۴-ب و ۵-ب). در حالتی که میان‌قاب مصالح بنایی از دو طرف به قاب پیرامونی متکی و لبه‌های قائم آزاد باشد و شکست میان‌قاب به صورت افقی در جهت خارج از صفحه میان‌قاب از وسط آن اتفاق می‌افتد (شکل ۵-پ).

(الف) ترک میانه در وسط میان‌قاب

(ب) شکست در اثر عدم انسجام دیوار به بالای قاب

شکل ۴ حالت‌های مختلف شکست میان‌قاب در خارج از صفحه [23]

(الف) چهار طرف اتصال به قاب (ب) سه طرف اتصال به قاب (پ) دو طرف اتصال به قاب

شکل ۵ عملکرد قوسی میان‌قاب مصالح بنایی در شرایط مرزی مختلف [23]

مدل‌سازی عددی

مشخصات هندسی مدل‌ها

در این مقاله برای بررسی اندرکنش خارج صفحه و داخل صفحه قاب میان‌پر مصالح بنایی تحت شرایط مرزی مختلف از مدل آزمایشگاهی قاب با میان‌قاب مصالح بنایی آزمایشگاهی منصوری و همکاران برای مدل عددی استفاده شده است [31]. این مدل مرجع یک قاب بتنی یک طبقه-یک دهانه و یک قاب میان‌پر مصالح بنایی با مقیاس ۱:۲ تحت بار جانبی داخل صفحه است. شکل (۶) مشخصات اجرایی قاب بتن مسلح غیر لرزه‌ای را نشان می‌دهد. ابعاد میان‌قاب که در داخل قاب بتنی قرار گرفته برابر با ۱۰۶×۱۳۰۰×۲۱۰۰ و ابعاد آجر ۳۱ × ۴۹ × ۱۰۶ به ترتیب (ضخامت × ارتفاع × طول) بر حسب میلی‌متر است. الگوی آجرچینی میان‌قاب‌های مصالح بنایی در شکل (۷) نشان داده شده است. مشخصات مصالح میان قاب مصالح بنایی در جدول (۱) نشان داده شده است.

شکل ۶ ابعاد و جزئیات اجرایی قاب بتن مسلح (اندازه بر حسب میلی‌متر) [31]

شکل ۷ الگوی آجر چینی قاب با میان‌قاب مصالح بنایی

جدول ۱ مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی [31]

مصالح	مشخصات	مقدار (MPa)
بتن	مقاومت فشاری	۲۱/۹
آجر	مقاومت فشاری	۹/۱۶
ملات ماسه سیمان	مقاومت فشاری	۸/۳۳
میلگردهای طولی	مقاومت تسلیم	۴۳۸/۳
	مقاومت نهایی	۶۴۵
میلگردهای عرضی	مقاومت تسلیم	۳۹۶/۳
	مقاومت نهایی	۵۰۹/۳

(الف) چهار طرف اتصال (ب) سه طرف اتصال (پ) دو طرف اتصال (ت) یک طرف اتصال

شکل ۸ شمای اتصال مختلف میان‌قاب به قاب بتن مسلح

در این مقاله چهار شرایط مرزی مختلف مطابق شکل (۸) در بارگذاری خارج از صفحه بررسی گردید:

۱. قاب به میان‌قاب در چهار طرف اتصال دارد (شکل ۸-الف).
۲. قاب به میان‌قاب در سه طرف اتصال دارد، لبه‌های بالایی میان‌قاب به اندازه یک آجر با قاب پیرامونی خود فاصله دارد (شکل ۸-ب).
۳. قاب به میان‌قاب در دو طرف اتصال دارد، لبه‌های قائم کناری میان‌قاب به اندازه یک آجر با قاب پیرامونی خود فاصله دارد (شکل ۸-پ).
۴. قاب به میان‌قاب در یک طرف اتصال دارد، لبه‌های قائم کناری و لبه بالایی میان قاب به اندازه یک آجر با قاب پیرامونی خود فاصله دارد (شکل ۸-ت).

شرایط بارگذاری

مدل‌های عددی میان‌قاب‌های مصالح بنایی با بازشو در سه سطح بارگذاری با تحلیل غیرخطی بررسی می‌شوند:

۱. بارگذاری خارج از صفحه تحت شتاب‌های مختلف.
۲. بارگذاری خارج از صفحه پس از بارگذاری داخل صفحه در جابه‌جایی‌های نسبی ۰/۵٪ ، ۱٪، ۲٪ و ۳٪.
۳. بارگذاری داخل‌صفحه تا ۶٪ جابه‌جایی نسبی پس از بارگذاری خارج از صفحه (1g).

مقدار نیروی خارج از صفحه به عنوان وزن واحد سطح دیوار در سطح شتاب‌های مختلف در جدول (۲) نشان داده شده است.

جدول ۲ مقدار بار خارج از صفحه در سطح شتاب‌های مختلف

بارگذاری در سطح شتاب‌های مختلف	مقدار بار خارج از صفحه بر سطح (N/mm^2)
1g	۰/۰۰۲
2g	۰/۰۰۴
4g	۰/۰۰۸
6g	۰/۰۱۲
8g	۰/۰۱۶
10g	۰/۰۲

مدل اجزای محدود

هندسه و مش‌بندی

نرم‌افزار تحلیل اجزای محدود آباکوس دارای چندین نوع المان است که برای هر مدل باید عنصر مناسب انتخاب شود تا از نتایج

اطمینان حاصل شود. در این مقاله از المان‌های کاهش یافته سه‌بعدی هشت گره با نقطه ادغام گاوسی در المان‌ها (C3D8R) برای شبیه‌سازی قاب‌های بتن مسلح و از آجر و المان جامد (TRUSS T3D2) برای شبیه‌سازی طولی و عرضی استفاده شده است [32]. تجزیه و تحلیل حساسیت مش برای اطمینان از مناسب بودن نوع و اندازه مش انتخاب شده، انجام شد.

رویکرد مدل‌سازی

مدل‌سازی عددی مواد شکننده مانند بتن و مصالح بنایی در چند دهه گذشته عمدتا در سه گروه میکرو، ماکرو و مزو طبقه‌بندی می‌شوند، شکل (۹).

ماکرو. رویکردهای مقیاس ماکرو برای سازه‌های بزرگ و به‌ویژه برای تحلیل لرزه‌ای ترجیح داده می‌شوند. تجزیه و تحلیل مقیاس ماکرو با بسیاری از مفروضات ساده شده برای کاهش قابل توجه زمان محاسباتی همراه است [33].

میکرو. در رویکرد مدل سازی در مقیاس میکرو، هر قسمت از میان‌قاب‌های مصالح بنایی با استفاده از روش اجزای محدود به طور دقیق مدل‌سازی می‌شود. مدل‌سازی در مقیاس میکرو بالاترین سطح دقت را دارد و عمدتا پاسخ دقیق سازه در کنار مسیر دقیق ترک‌ها نقطه مورد توجه است. با این حال، زمان ایجاد یک مدل عددی کامل و تجزیه و تحلیل تقاضای محاسباتی بسیار قابل توجه است. مشکل اصلی در تجزیه و تحلیل در مقیاس میکرو، زمان محاسباتی زیاد برای ساخت مدل عددی و اجرای آنالیز است [34].

مزو. در مدل‌سازی اجزای محدود در مقیاس مزو، آجر و ملات به طور مشخص توسط دو نوع عنصر تعریف می‌شوند. برای هر دو نوع عنصر، رفتار خطی و غیرخطی به طور جداگانه تعریف شده است تا به سطح دقت بهتری دست یابد. آجرها به نصف ضخامت ملات منبسط می‌شوند و برهمکنش بلوک‌های منبسط شده مختلف توسط مدل تماس چسب سطحی شبیه‌سازی شده است. ملات مدل‌سازی نمی‌شود و تنها خصوصیات مکانیکی آن در نرم‌افزار تعریف می‌شود. در مقیاس مزو مسیر دقیق ترک مهم نیست، بلکه رفتار کلی سازه مهم است [35].

از نظر سطح دقت و تقاضای محاسباتی، مدل‌سازی در مقیاس مزو جایی بین تحلیل مقیاس میکرو و ماکرو است. در بین رویکردهای میکرو و ماکرو، رویکرد مدل‌سازی میکرو با جزئیات بیشتری همراه است که در آن اندرکنش بین واحدهای بنایی و اتصالات به صراحت با استفاده از عناصر رابط در نظر گرفته می‌شود. روش‌های تحلیل مبتنی بر رویکردهای مزو و مقیاس ماکرو معمولا با برخی فرضیات ساده‌سازی برای بهبود کارایی محاسباتی همراه هستند و واضح است که دقت تحلیل کمتر از تحلیل میکرو است. بنابراین، برای سازه‌های بزرگ، استفاده از تجزیه و تحلیل در مقیاس مزو و ماکرو منطقی‌تر و راحت‌تر است. با توجه به زمان محاسباتی زیاد مرتبط با تجزیه و تحلیل در مقیاس میکرو و مزو، تجزیه و تحلیل مقیاس ماکرو برای سازه‌های بزرگ و به ویژه برای تجزیه و تحلیل لرزه‌ای ترجیح داده می‌شود. در این مقاله از مدل‌سازی در مقیاس مزو استفاده شده است.

(الف) رویکرد ماکرو [33] — (ب) رویکرد میکرو [34] — (پ) رویکرد مزو [35]

شکل ۹ رویکرد مدل‌سازی میان‌قاب مصالح بنایی

رفتار چسبنده مبتنی بر سطح

برای بررسی شکست مواد مختلف از مدل چسبنده به طور گسترده استفاده شده است. این مفهوم را می‌توان برای مواردی استفاده کرد که مقاومت رابط و کل سازه در نظر گرفته شود. المان‌های چسبنده اغلب بین دو سطح قرار می‌گیرند و در صورت وجود جابه‌جایی نسبی باعث ایجاد تنش در سطوح می‌شوند. سه مدل رفتاری مختلف شامل تنش تک محوری، پیوسته و کشش-جداشدگی را می‌توان برای المان‌های چسبنده تعریف کرد. به طور کلی تأثیر رفتار مواد چسبنده بر رفتار سازه بیشتر تحت تأثیر رفتار مصالح اطراف می‌باشد [36,37]. مدل رفتار چسبنده مبتنی بر سطح از سه بخش تشکیل شده است: رفتار جداسازی کشش الاستیک خطی، معیار شروع آسیب و معیار تکامل آسیب که به ترتیب در روابط (۱، ۲ و ۳) تعریف شده‌اند [38]:

$$t = \begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{Bmatrix} \begin{bmatrix} k_{nn} & k_{ns} & k_{nt} \\ k_{ns} & k_{ss} & k_{st} \\ k_{nt} & k_{st} & k_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \\ \delta_t \end{Bmatrix} = KS \quad (۱)$$

$$\left\{\frac{(t_n)}{t_n^0}\right\}^2 + \left\{\frac{(t_s)}{t_s^0}\right\}^2 + \left\{\frac{(t_t)}{t_t^0}\right\}^2 = 1 \quad (۲)$$

$$t_n = \begin{cases} (1-D)\overline{t_n} & \overline{t_n} \geq 0 \\ \overline{t_n} & \text{otherwise} \end{cases}$$
$$t_s = (1-D)\overline{t_s} \qquad t_t = (1-D)\overline{t_t} \quad (۳)$$

t_n، t_s، t_t به ترتیب تنش نرمال و تنش‌های برشی به وجود آمده روی سطح بر اثر جابه‌جایی نسبی هستند. تغییر مکان‌های نسبی دو سطح به ترتیب در جهت عمود و دو جهت موازی را با s_n، s_s، s_t نشان داده می‌شوند. بالانویس، t^0، در رابطه (۲) مقادیر اوج را نشان می‌دهد. در رابطه بالا منظور از ماتریس k، ماتریس سختی المان رابط است. در اینجا $\overline{t_n}$، $\overline{t_s}$، $\overline{t_t}$ اجزای تنش تماسی هستند که توسط رفتار جداسازی کششی الاستیک برای جداسازی‌های جاری بدون آسیب پیش‌بینی می‌شوند. مقادیر عددی سختی در راستای برشی و نرمال با رابطه (۴) محاسبه می‌شود [38,39]:

$$K_{nn} = \frac{E_u E_m}{h_m(E_U - E_m)}$$
$$K_{ss} = K_{tt} = \frac{G_u G_m}{h_m(G_U - G_m)} \quad (۴)$$

در رفتار تنش- جداشدگی موضوع مهمی که باید بررسی شود نحوه رفتار سطوح پی از بین رفتن چسبندگی آن‌ها است. این رفتار به صورت رفتار فشاری و اصطکاک مدل‌سازی می‌گردد، پس ضریب اصطکاک به عنوان تابعی از رفتار فشاری در نظر گرفته می‌شود. هنگامی که سطوح در تماس با یکدیگر نیستند، فشاری بین آن‌ها منتقل نمی‌شود، ولی هنگامی که دو سطح با یکدیگر در تماس هستند، نیروی فشاری می‌تواند بین آن‌ها منتقل گردد. رفتار سطوح در راستای عمودی، به صورت مدل تماس سخت در نظر گرفته می‌شود. یعنی هنگامی که چسبندگی سطوح یا یا به اصطلاح ملات بین واحد بنایی از بین می‌رود، این دو سطح هیچ نفوذی بر یکدیگر نداشته و رفتار سخت خواهند داشت. همچنین در راستای برشی فرض می‌شود که تا قبل از شروع کاهش سختی چسبندگی، فقط مدل رفتاری چسبنده فعال بوده و مدل اصطکاک غیر فعال است. هنگامی که کاهش سختی چسبندگی شروع می‌شود، مدل اصطکاک فعال شده و سهمی از تنش برشی را بر عهده می‌گیرد. فعل و انفعالات بین آجرهای بنایی بین سطوح تماس با تنظیم رفتار نرمال و مماسی تعریف می‌شود.

مشخصات اولیه مصالح بتنی و آجری از جمله مقاومت فشاری، مدول الاستیسیته، چگالی و ضریب پواسون بر اساس مقاله منصوری و همکاران انتخاب گردیده است [31]. به منظور صحت‌سنجی بین نتایج تحلیلی و نتایج آزمایشگاهی و انطباق منحنی‌های بار- تغییرمکان نمونه‌های تحلیلی و آزمایشگاهی برای تعریف رفتار بتن آسیب دیده پلاستیک در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس پارامترهای نظیر زاویه اتساع، خروج از مرکزیت، انرژی شکست در کشش و برش، سختی ملات در زاویه اتساع مقدار بلند شدگی در اثر تغییر شکل برشی را مشخص می‌کند [40]. خروج از مرکزیت، تابع پتانسیل جریان در ابتدا محور افقی تنش هیدرواستاتیک را با زاویهٔ ۹۰ درجه قطع می‌کند که تحت این شرایط، این تابع در واقع یک منحنی خواهد بود. σ_{bo}/σ_{co} نسبت تنش فشاری حداکثر دو محوره به تک محوره است، مقدار این پارامتر بین ۱ تا ۱/۲۷ متغیر است [41]. پارامتر k در واقع شکل مقطع عرضی سطوح بارگذاری را تعیین می‌کند، مقدار این پارامتر بین ۰/۵ تا ۱ است. اگر مقدار این پارامتر برابر با یک در نظر گرفته شود، شکل مقطع عرضی سطح تسلیم شبیه دراکر- پراگر می‌گردد [42]. پارامتر ویسکوزیته، در تحلیل اجزای محدود بر اساس تئوری بتن آسیب دیده پلاستیک دارای پتانسیل بسیار زیادی برای واگرایی زودرس است، زاویه اتساع در بتن آسیب دیده پلاستیک مقدار آن بسیار ناچیز است و در سربارهای قابل توجه مقدار آن در حد صفر است. البته این پارامتر از آزمایش مستقیم و استاندارد حاصل نمی‌شود، برای مصالح بنایی مقدار آن ۵ تا ۲۰ در نظر گرفته می‌شود. در واقع پارامتر زاویه اتساع (انبساط برشی)، مقدار بلندشدگی در اثر جابه‌جایی برشی را مشخص می‌کند، این پدیده اثر زبری سطح است که به این صورت نمایان

می‌شود. بایستی توجه شود که مقدار انبساط برشی بستگی به مقدار تنش فشاری محصورشدگی دارد و با افزایش این تنش فشاری، زاویه اتساع کم می‌شود. همچنین، با شروع لغزش و تحت تنش‌های فشاری زیاد، به علت از بین رفتن ناهمواری‌های سطحی و صاف شدن سطوح قبل از لغزش، زاویه اتساع به سمت صفر میل می‌کند [12,43]. جداول (۳) و (۴) خواص مکانیکی آجرهای بنایی و پارامترهای رابط برشی مورد استفاده در مطالعات پارامتری در کار فعلی را نشان می‌دهد.

روش‌های تحلیل

با توجه به روش‌های عددی، تجزیه و تحلیل مقیاس مزو را می‌توان به طور عمده به تحلیل دینامیکی ضمنی و صریح طبقه‌بندی کرد. در روش ضمنی، در هر مرحله زمانی تکرار برای حل یک سیستم معادلات مورد نیاز است. در تجزیه و تحلیل که دامنه جابه‌جایی بزرگ در نظر گرفته شود از نظر محاسباتی و زمانی گسترده می‌شود. روش ضمنی نیاز به تکرار برای دستیابی به تحمل همگرایی مطلوب دارد. بر خلاف روش ضمنی، روش صریح نیازی به تکرار و تشکیل ماتریس سختی مماس ندارد. اما راه حل‌های صریح معایبی نیز دارند. به عنوان مثال، از آنجایی که به تعادل نمی‌رسد، خطر همگرایی به جواب‌های اشتباه وجود دارد. علاوه بر این، نتیجه نهایی می‌تواند به گام زمانی انتخاب شده بستگی داشته باشد و همچنین به دامنه‌های کوچک‌تری نیاز دارد که تجزیه و تحلیل زمان بیشتری می‌گیرد.

حل دینامیکی صریح

در این مقاله از روش حل دینامیکی صریح استفاده شده که یک روش دینامیکی است، تحلیل‌های غیرخطی با استفاده از یک حل کننده صریح برای کاهش مسائل همگرایی انجام می‌شود. روش تحلیل دینامیکی صریح برای داشتن یک تحلیل پایدار، بازه‌های زمانی کوچک زیادی را در نظر می‌گیرد. این روش از اپراتور تفاضل مرکزی صریح مشتق شده است. اپراتور تفاضل مرکزی صریح، معادله تعادل دینامیکی را در آغاز افزایش t برآورد می‌کند. برای پیشبرد مسیر حل، شتاب در زمان t، سرعت در زمان $t + \Delta t/2$ و جابه‌جایی در زمان $t + \Delta t$ محاسبه می‌شوند. نتایج به دست آمده از این شیوه زمانی صحیح و پایدار خواهد بود که Δt در نظر گرفته شده به اندازه کافی کوچک باشد تا بتواند روند تغییر سرعت و شتاب در گره‌ها را دنبال کند. بنابراین برای ایجاد شرایط پایداری از پارامتری با عنوان حد پایداری استفاده شده است. این پارامتر به معنی بالاترین فرکانس در سیستم تعریف می‌شود. به عبارت دیگر، حد پایداری با استفاده از رابطه (۵) زیر برآورد می‌شود [39]:

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega_{max}}\left(\sqrt{1+\xi^2}-\xi\right) \qquad (۵)$$

جدول ۳ مشخصات مکانیکی بتن آسیب دیده پلاستیک

پارامتر ویسکوزیته	k	σ_{bo}/σ_{co}	خروج از مرکزیت	زاویه اتساع	مصالح	نمونه شاهد
۰/۰۰۱	۰/۶۶۷	۱/۱۶	۰/۱	۳۰	بتن	قاب بتن مسلح
۰/۰۰۱	۰/۶۶۷	۱/۱۶	۰/۱	۳۰	بتن	میان‌قاب با بازشو و بدون بازشو
۰/۰۰۱	۰/۶۷	۱/۱۶	۰/۱	۱۰	آجر	

جدول ۴ مشخصات مکانیکی المان رابط و ملات قاب میان‌پر مصالح بنایی

رفتار مماسی	رفتار نرمال		رفتار چسبنده						نمونه شاهد
		رفتار کشش-جداشدگی			خرابی				
			شروع خرابی		تکامل خرابی				
tan □		k_{tt} (N/mm³)	k_{ss} (N/mm³)	k_{nn} (N/mm³)	$C=1.4f_t$ (N/mm²)	f_t (N/mm²)	G_f^{II} (N.mm/mm²)	G_f^{I} (N.mm/mm²)	
۰/۷۵	Hard	۵۰	۵۰	۱۱۰	۰/۲۲۴	۰/۱۶	۰/۰۵	۰/۰۱۲	SOLID

در رابطه بالا ζ به عنوان بخشی از میرایی بحرانی در حالت بالاترین فرکانس است.

رفتار پلاستیک المان‌های آجری

مدل مواد پلاستیسیته آسیب دیده بتن (CDP) در آباکوس برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی آجرها استفاده شد. این مدل مواد به طور خاص برای بتن نوشته شده است. با این حال، می‌توان از آن برای سایر مواد شکننده از جمله آجر استفاده کرد. این مدل فرض می‌کند که دو مکانیسم اصلی شکست برای مواد شکننده، ترک‌خوردگی کششی و خردشدگی فشاری است. در این مدل مواد، موقعیت سطح تسلیم همیشه به ترتیب توسط دو متغیر، کرنش پلاستیک کششی و فشاری کنترل می‌شود. همچنین این مدل قابل استفاده برای بارگذاری یک طرفه و رفت و برگشتی می‌باشد (شکل ۱۰) .

شکل ۱۰ رفتار بتن در بارگذاری تک‌محوره [41]

مقیاس‌سازی جرمی

روش مقیاس‌سازی جرمی باعث می‌شود تحلیل مدل بدون افزایش نرخ بارگذاری در زمان کمتری انجام شود. همان طور که در بخش حل دینامیکی صریح اشاره شد حد پایداری مدل کوچک‌ترین نمو زمانی پایدار همه المان‌ها است و نمو زمانی پایدار خود وابسته به چگالی ماده را افزایش می‌دهد که منجر به افزایش نمو زمانی پایدار خواهد داشت. زمانی که نمو زمانی پایدار افزایش پیدا می‌کند و در مجموع به تعداد نموهای کمتری نیاز خواهد بود و این گونه زمان محاسباتی کاهش می‌یابد. در این مقاله برای مقیاس کردن مدل نرم‌افزاری از مقیاس جرمی ۰/۰۰۰۵ استفاده گردیده است.

روش دو خطی

منحنی‌های نیرو- جابه‌جایی برای نمونه‌های تحلیلی نقطه تسلیم مشخصی ندارند. ظرفیت شکل‌پذیری، همان طور که در شکل (۱۱) نشان داده شده است، با استفاده از یک روش تقریب دوخطی ایده‌آل پیشنهاد شده توسط Paulay و Priestley تعیین شد. ظرفیت شکل‌پذیری به عنوان نسبت جابه‌جایی نهایی (δ_U) به جابه‌جایی هنگام تسلیم (δ_y) محاسبه شد. با جابه‌جایی نهایی (δ_U)، که به عنوان مقدار جابه‌جایی مربوط به افت ۲۰ درصدی جابه‌جایی تسلیم نیرو حداکثر، (δ_y) تعیین می‌شود که با رسم خطی بین مبدأ و نقطه روی نیرو تعیین می‌شود. منحنی جابه‌جایی مربوط به اولین تسلیم آرماتور طولی تیر یا ۷۵ درصد نیروی نهایی، P_U، هر کدام کمتر بود، و سپس این خط را تا P_U رسم کنید. شاخه پس از تسلیم منحنی نیرو- جابه‌جایی ایده‌آل دوخطی با استفاده از یک روش گرافیکی تکراری رسم می‌شود به طوری که مناطق زیر و بالای منحنی دوخطی ایده‌آل برابر هستند. ظرفیت شکل‌پذیری و سختی مؤثر به ترتیب با استفاده از روابط (۶) و (۷) تعیین شد.

$$K_e = \frac{P_u}{\delta_y} \qquad (۶)$$

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \qquad (۷)$$

شکل ۱۱ دوخطی سازی نمودار نیرو-جابه‌جایی [44]

صحت‌سنجی

در مطالعه حاضر، به چگونگی رفتار قاب بتن مسلح غیر لرزه‌ای یک طبقه- یک دهانه و یک قاب بتن مسلح میان‌پر مصالح بنایی (آجری) ساخته شده که تحت بار جانبی یک طرفه داخل صفحه قرار گرفته، پرداخته شده است. از نمونه آزمایشگاهی منصوری و همکاران برای صحت‌سنجی استفاده شده است [31]. قاب RC با استفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی و قاب پر شده مصالح بنایی با تحلیل دینامیکی صریح و مدل‌سازی مزو مورد تحلیل قرار گرفت و نتایج عددی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شد. پس از آن، برای کالیبراسیون شبیه‌سازی عددی قاب‌های پر شده تحت

بارگذاری خارج از صفحه، از نمونه آزمایشی فورتادو استفاده شده است [13]. صحت‌سنجی شامل مقایسه حالت شکست و منحنی نیرو- جابه‌جایی نمونه‌های آزمایشی و مدل عددی مربوطه است.

صحت‌سنجی رفتار داخل صفحه

قاب بتن مسلح (RC) تحت بارگذاری یکنواخت داخل صفحه تا ۳ درصد رانش ادامه داشت. ابتدا مفصل پلاستیک در دو سر تیر و سپس در انتهای ستون‌ها ایجاد شد. نمونه‌های قاب با میان‌قاب مصالح بنایی (Solid) که تحت بارگذاری یکنواخت داخل صفحه قرار گرفتند تا ۴/۳ درصد رانش ادامه داشت. ایجاد شکاف در محل اتصال بین میان‌قاب مصالح بنایی و قاب مشاهده شد، که نشان دهنده تسلط حالت لغزشی در محل مرزهای ملات بر رفتار کلی میان‌قاب مصالح بنایی است. درصد اختلاف پارامترهای مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل‌پذیری نمونه‌های تحلیلی و آزمایشگاهی در جدول (۵) و نمودار نیرو- جابه‌جایی آزمایشگاهی و تحلیلی در شکل (۱۲) نشان داده شده است.

صحت‌سنجی رفتار خارج از صفحه

برای صحت‌سنجی بارگذاری خارج از صفحه از مدل آزمایشگاهی فورتادو استفاده شده است [13]. ترک‌های افقی، عمودی و مورب در درزهای ملات و در نقاط مختلف از جمله مرکز میان‌قاب ایجاد شد که نشان می‌دهد عملکرد قوس دو طرفه در میان‌قاب رخ داده است. مقایسه پارامترهای مورد بررسی شامل مقاومت و سختی مؤثر و شکل‌پذیری نمونه تحلیلی و آزمایشی در جدول (۵) نشان داده شده است. نمودار نیرو- جابه‌جایی نمونه تحلیلی و آزمایشگاهی در شکل (۱۳) مطابقت خوبی دارند.

نتایج و بحث

در این بخش، نتایج ارائه شده برای بررسی بیشتر اندرکنش داخل صفحه و خارج از صفحه مصالح بنایی با شرایط مرزی مختلف شرح داده شده است. اثر اندرکنش بر پاسخ لرزه‌ای میان‌قاب‌های مصالح بنایی، تحت سه نوع بارگذاری مورد تحلیل قرار گرفت. نمونه‌ها با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی یا به اصطلاح پوش اور مورد مطالعه تحلیلی قرار گرفته است. مدل‌ها و نتایج تحلیلی بر اساس منحنی‌های نیرو-جابه‌جایی ارائه و توصیف شده‌اند. مقاومت نهایی و سختی مؤثر نمونه‌ها را می‌توان بر اساس منحنی‌های دوخطی نیرو- جابه‌جایی تخمین زد.

(الف) صحت‌سنجی قاب بتن مسلح

(ب) صحت‌سنجی قاب میان‌پر مصالح بنایی

شکل ۱۲ مقایسه نمونه شاهد آزمایشگاهی با نمونه تحلیلی برای صحت‌سنجی بارگذاری داخل صفحه

شکل ۱۳ مقایسه نمونه شاهد آزمایشگاهی با نمونه تحلیلی برای صحت‌سنجی بارگذاری خارج از صفحه

جدول ۵ مقایسه نمونه شاهد آزمایشگاهی با نمونه تحلیلی برای صحت‌سنجی

نمونه	نوع نمونه	مقاومت نهایی (kN)	سختی مؤثر (kN/mm)	شکل‌پذیری	سطح زیرنمودار (mm)	٪ اختلاف سطح زیر دو نمودار
SOLID	آزمایشگاهی	۱۱۵	۷/۲	۴/۱۶	۵۳۴۱/۸	٪ ۲/۹
	تحلیلی	۱۰۶	۹	۵	۵۵۶۸/۲	
فورتادو	آزمایشگاهی	۷۵	۶/۴۵	۳/۵۵	۲۲۸۱/۴۴	٪ ۱۱/۹
	تحلیلی	۷۵/۴	۶/۸۵	۳/۷۱	۲۵۵۴/۵	

(الف) اتصال در چهار طرف

(ب) اتصال در سه طرف

(پ) اتصال در دو طرف

(ت) اتصال در یک طرف

شکل ۱۴ بارگذاری در جهت خارج از صفحه تنها در سطح شتاب‌های مختلف و اتصالات مختلف قاب میان‌پر مصالح بنایی

رفتار خارج از صفحه

بارگذاری خارج از صفحه بر روی تمام سطح میان‌قاب‌های مصالح بنایی با اتصالات مختلف برابر با شتاب زمین از (۱g) تا (۱۰g) اعمال گردید. هیچ بار محوری در نظر گرفته نشده است. تیر پایین قاب به طور کامل مهار شده تا یک تیر فونداسیون صلب را شبیه‌سازی کند. منحنی‌های نیرو- جابه‌جایی در شکل (۱۴) نشان داده شده است. نمونه اول قاب میان‌پر از هر چهار طرف به قاب پیرامونی خود متصل است و هیچ درزی و انفصالی از قاب اطراف خود ندارد؛ در سطح شتاب (۱۰g) بیشترین مقاومت خارج از صفحه و جابه‌جایی در جهت خارج از صفحه را دارد (شکل ۱۴-الف). نمونه دوم دارای سه لبه اتصال به قاب پیرامون خود و لبه بالایی میان‌قاب به قاب اتصالی ندارد و دارای انفصال است که تا سطح شتاب (۴g) افزایش مقاومت دارد و از سطح شتاب (۶g) شکست می‌خورد و مقاومت آن کاهش پیدا می‌کند (شکل ۱۴-ب). نمونه سوم دو لبه افقی (بالا و پایین) میان‌قاب به قاب اطراف اتصال دارد و دو لبه قائم میان‌قاب دارای انفصال است و هیچ اتصالی به قاب اطراف ندارد، در این نمونه با افزایش سطح شتاب‌ها افزایش مقاومت داشت و از شتاب (۱۰g) مقاومت افت می‌کند، اما نسبت به نمونه دوم که از سه طرف اتصال دارد مقاومت بیشتری دارد، پس مقاومت نمونه‌ای که میان‌قاب از بالا و پایین اتصال دارد بیشتر است و مقاومت اتصال کناره‌ها ضعیف‌تر است (شکل ۱۴-پ). نمونه چهارم فقط در لبه پایینی به قاب متکی است و در سه لبه دیگر آزاد است، به طوری که در شتاب‌های (۱g) هم مقاومت اندکی در جهت خارج از صفحه دارد و نمونه شکسته می‌شود (شکل ۱۴-ت).

مقایسه کلی بین نمونه‌های تحلیلی نشان داده شده است، هر چه میان‌قاب مصالح بنایی از اطراف به قاب بتن مسلح اتصال داشته باشد، مقاومت و سختی مؤثر بالاتری نیز دارد، به طوری که در نمونه‌ای که از چهار طرف میان‌قاب مصالح بنایی با قاب اطراف اتصال دارد مقاومت، سختی مؤثر و شکل‌پذیری آن از دیگر نمونه‌های تحلیلی در سطح‌های مختلف شتاب بیشتر است. بعد از آن نمونه‌هایی که از بالا و پایین به قاب بتن مسلح اتصال دارد در جهت خارج از صفحه بیشترین مقاومت، سختی و شکل‌پذیری را دارد اما اگر بالای میان‌قاب اتصال نداشته باشد و در کناره و پایین آن نیز اتصال داشته باشد، مقاومت و سختی افت قابل توجهی را نشان می‌دهد. میان‌قاب اگر در یک جهت فقط اتصال داشته باشد، با سطح شتاب (۱g) مقاومت و سختی مؤثر خود را از دست داده و فرو می‌ریزد. تغییر سختی فقط در شتاب‌های بسیار بالا اتفاق می‌افتد. دلیل این امر ناشی از این مسئله است که در شتاب‌های کوچک تغییر مکان میان‌قاب در جهت خارج از صفحه بسیار کوچک است، در واقع می‌توان گفت میان‌قاب که در تماس کامل با قاب پیرامون خود است به علت عملکرد قوسی دو طرفه در جهت خارج از صفحه خود بسیار پایدار می‌باشد.

بارگذاری خارج از صفحه پس از بارگذاری داخل صفحه

در این بخش، نمونه‌ها تحت بارگذاری داخل صفحه و سپس تحت بارگذاری خارج از صفحه مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفتند. در مرحله داخل صفحه، قاب با سطح جابه‌جایی نسبی (به ترتیب ۰/۵٪، ۱٪، ۲٪ و ۳٪) بارگذاری شد. بعد از آن در طول مرحله خارج از صفحه، میان‌قاب آسیب دیده تحت فشار یکنواخت خارج از صفحه تا (۱۰g) بارگذاری گردید. در مرحله خارج از صفحه، قاب RC برای جابه‌جایی خارج از صفحه مهار شد. هیچ بار محوری در هر دو مرحله بارگذاری در نظر گرفته نشد. در هر دو مرحله، تیر پایین قاب به طور کامل مهار شد تا یک تیر پی صلب را شبیه‌سازی کند. پس از آن، تأثیر آسیب داخل صفحه بر رفتار خارج از صفحه بررسی می‌شود.

بررسی میان‌قاب مصالح بنایی با اتصال کامل از چهار طرف با قاب بتن مسلح. همان طور که شکل (۱۵) نشان داده شد، در نمونه‌های که قاب میان‌پر مصالح بنایی که در چهار طرف با قاب بتن مسلح اتصال دارد، زمانی که ابتدا بارگذاری داخل صفحه و بعد بارگذاری خارج از صفحه در نمونه انجام شد، سختی و مقاومت افت قابل توجهی کرد. حتی آسیب‌دیدگی‌ها در داخل صفحه با کاهش مقاومت و سختی ارتباط مستقیمی دارد. به طوری که مشاهده شد هر چه جابه‌جایی نسبی در داخل صفحه افزایش پیدا کند، ظرفیت میان‌قاب مصالح بنایی در خارج از صفحه کاهش پیدا می‌کند. با توجه به نتایج دو خطی در جدول (۶) نمونه با جابه‌جایی نسبی ۰/۵٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه

به ترتیب ۹٪ و ۶۴٪ نسبت به نمونه بدون آسیب‌دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۱٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۴۶٪ و ۸۶٪ نسبت به نمونه بدون آسیب‌دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۲٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۵۵٪ و ۹۰٪ نسبت به نمونه بدون آسیب‌دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۳٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۶۰٪ و ۹۱٪ نسبت به نمونه بدون آسیب‌دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند، تغییر شکل‌های پلاستیک نمونه‌های مورد نظر در شکل (۱۶) نشان داده شده است.

شکل ۱۵ تأثیر آسیب‌دیدگی داخل صفحه با جابه‌جایی‌های نسبی مختلف بر مقاومت خارج از صفحه نمونه چهار طرف اتصال

جدول ۶ نتایج دو خطی نمونه با چهار طرف اتصال دارای سطح شتاب (۱۰g) در جابه‌جایی نسبی مختلف

نمونه قاب میان‌پر با چهار طرف اتصال	مقاومت نهایی (kN)	سختی مؤثر (kN/mm)
خارج از صفحه (۱۰g)	۴۱/۶	۱۱
داخل صفحه (۰/۵٪) + خارج از صفحه (۱۰g)	۴۱	۴
داخل صفحه (۱٪) + خارج از صفحه (۱۰g)	۲۲/۵	۱/۷۵
داخل صفحه (۲٪) + خارج از صفحه (۱۰g)	۱۸/۵	۱/۱۵
داخل صفحه (۳٪) + خارج از صفحه (۱۰g)	۱۶/۵	۱

Ip (%1)+ Oop (10g)

Ip (%0.5)+ Oop (10g)

شکل ۱۶ تغییر شکل‌های پلاستیک و آسیب‌های نمونه قاب میان‌پر در چهار طرف اتصال

شکل ۱۷ تأثیر آسیب‌دیدگی داخل صفحه با جابه‌جایی نسبی مختلف بر مقاومت خارج از صفحه میان‌قاب با سه طرف اتصال

بررسی میان‌قاب مصالح بنایی با سه طرف اتصال با قاب بتن مسلح. برای بررسی آسیب‌دیدگی میان‌قاب در اثر جابه‌جایی داخل صفحه و تأثیر آن در ظرفیت خارج از صفحه، چهار سطح جابه‌جایی نسبی ۰/۵٪، ۱٪ ، ۲٪ و ۳٪ بر روی سازه در نظر گرفته شد. ابتدا قاب بتن مسلح دارای میان‌قاب مصالح بنایی که از سه طرف اتصال دارد در جهت داخل صفحه پوش داده شد، سپس بارگذاری در جهت خارج از صفحه در سطح شتاب‌های مختلف از (۱g) تا (۱۰g) با تحلیل استاتیکی غیر خطی روی میان‌قاب‌های مصالح بنایی انجام شد. در شکل (۱۷) مشاهده می‌شود در سطح شتاب (۱۰g) در حالتی که جابه‌جایی نسبی داخل صفحه ۰/۵٪ است. نسبت به نمونه‌ای که جابه‌جایی نسبی داخل صفحه ۳٪ است در ابتدا سختی با افت بیشتری مواجه می‌شود. علت آن این است که جابه‌جایی نسبی داخل صفحه ۰/۵٪ باعث پر شدن فضای بین میان‌قاب مصالح بنایی و قاب بتن مسلح نمی‌شود، پس سختی آن از نمونه‌ای که جابه‌جایی نسبی ۳٪ دارد کمتر است. حالتی که نمونه دارای جابه‌جایی نسبی داخل صفحه ۳٪ به علت افزایش حجم میان‌قاب مصالح بنایی به قاب پیرامونی خود می‌چسبد، در این حالت سختی نمونه مورد نظر افزایش پیدا می‌کند. با توجه به نتایج دو خطی در جدول (۷) نمونه با جابه‌جایی نسبی ۰/۵٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۴۲٪ و ۶۸٪ نسبت به نمونه بدون آسیب‌دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۱٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۲۵٪ و ۷۱٪ نسبت به نمونه بدون آسیب‌دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۲٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۳۴٪ و ۷۶٪ نسبت به نمونه بدون آسیب‌دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. نمونه با جابه‌جایی نسبی ۳٪ مقاومت نهایی و سختی نمونه به ترتیب ۴۲٪ و ۷۷٪ نسبت به نمونه بدون آسیب‌دیدگی در داخل صفحه کاهش پیدا می‌کند. وجود فاصله بین قاب و میان‌قاب اثر قابل ملاحظه‌ای در رفتار داخل صفحه و خارج از صفحه میان‌قاب دارد. تغییر شکل‌های پلاستیک نمونه‌های مورد نظر در شکل (۱۸) نشان داده شده است.

جدول ۷ نتایج دو خطی نمونه با سه طرف اتصال دارای سطح شتاب (۱۰g) در جابه‌جایی نسبی مختلف

نمونه قاب میان‌پر با سه طرف اتصال	مقاومت نهایی (kN)	سختی مؤثر (kN/mm)
خارج از صفحه (۱۰g)	۲۴	۴/۳۶
داخل صفحه (۰/۵٪) + خارج از صفحه (۱۰g)	۱۴	۱/۴
داخل صفحه (۱٪) + خارج از صفحه (۱۰g)	۱۸	۱/۲۸
داخل صفحه (۲٪) + خارج از صفحه (۱۰g)	۱۶	۱/۰۶
داخل صفحه (۳٪) + خارج از صفحه (۱۰g)	۱۵	۱

شکل ۱۸ تغییر شکل‌های پلاستیک و آسیب‌های نمونه قاب میان‌پر در سه جهت اتصال در بارگذاری خارج از صفحه

شکل ۱۹ مقایسه منحنی نیرو-جابه‌جایی داخل صفحه در قاب سه و چهار طرف اتصال

مقایسه میان‌قاب مصالح بنایی با سه طرف و چهار طرف اتصال با قاب بتن مسلح. نمونه‌هایی که قاب میان‌پر مصالح بنایی که در سه طرف با قاب بتن مسلح اتصال دارد و میان‌قاب به فاصله یک آجر از بالای تیر قاب بتن مسلح فاصله دارد؛ ابتدا تحت اثر بارگذاری داخل صفحه تا رانش ۶٪ بررسی گردید. شکل (۱۹) نشان می‌دهد زمانی که میان‌قاب در بارگذاری داخل صفحه در سه جهت اتصال دارد، مقاومت نهایی، سختی مؤثر به ترتیب ۱۸٪ و ۳۳٪ نسبت به نمونه دارای چهار جهت اتصال دارد، کاهش می‌یابد. در حالتی که میان‌قاب از چهار طرف اتصال دارد عمکرد قوسی دو طرفه اتفاق می‌افتد اما زمانی که میان‌قاب مصالح بنایی از سه طرف با قاب اطراف در ارتباط است در جابه‌جایی‌های زیاد خارج از صفحه به علت افزایش حجم میان‌قاب در اثر افزایش بارگذاری خارج از صفحه، میان‌قاب به تیر بالایی می‌چسبد و عمل قوسی دو طرفه در آن شکل می‌گیرد. لذا مقاومت خارج از صفحه میان‌قاب در این حالت دچار تغییر زیادی نمی‌شود.

بارگذاری داخل صفحه پس از بارگذاری خارج از صفحه

در این بخش، نمونه‌ها تحت بارگذاری خارج از صفحه و سپس تحت بارگذاری داخل صفحه مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفتند. در طول مرحله خارج از صفحه، مدل تحت فشار یکنواخت خارج از صفحه تا (۱g) تحلیل شد. در مرحله داخل صفحه، قاب با سطح جابه‌جایی نسبی ۶٪ اعمال و تحلیل شد. در هر دو مرحله، تیر پایین قاب به طور کامل مهار شد تا یک تیر پی صلب را شبیه‌سازی کند. میزان کاهش مقاومت و اثربخشی با ظرفیت

(الف) چهار طرف اتصال

بارگذاری داخل صفحه اندازه‌گیری شد. پس از آن، تأثیر آسیب‌های خارج از صفحه بر رفتار داخل صفحه با مقایسه منحنی‌های نیرو- جابه‌جایی بررسی شد. همان طور که در شکل (۲۰) مشاهده می‌گردد، میان‌قاب زمانی که در جهت خارج از صفحه بارگذاری می‌شود وارد محدوده غیر خطی شده و زمانی که در خارج از صفحه دچار آسیب می‌شود در داخل صفحه افت شدید مقاومت و سختی را تجربه می‌کند. با توجه به نتایج دو خطی نمونه‌ها در جدول (۸) زمانی که قاب میان‌پر مصالح بنایی در چهار طرف اتصال دارد، مقاومت نهایی، سختی مؤثر و شکل‌پذیری به ترتیب ۶٪ ، ۲۵٪ ، ۲۰٪ نسبت به نمونه‌ای که در خارج از صفحه دچار آسیب نشده است و فقط بارگذاری در جهت داخل صفحه شده است، کاهش می‌یابد. اگر قاب میان‌پر مصالح بنایی از سه طرف اتصال داشته باشد، مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل‌پذیری به ترتیب ۱۳٪، ۳۳٪ ، ۲۴٪ نسبت به نمونه‌ای که در خارج از صفحه دچار آسیب نشده است، کاهش پیدا می‌کند. اگر قاب میان‌پر مصالح بنایی از دو طرف اتصال داشته باشد، (از بالا و پایین میان‌قاب مصالح بنایی)، مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل‌پذیری به ترتیب ۱۱/۵٪ ، ۴۰٪ ، ۳۵٪ نسبت به نمونه‌ای که در جهت خارج از صفحه آسیب ندیده، کاهش پیدا کرده است. زمانی که میان‌قاب مصالح بنایی از یک طرف اتصال داشته باشد، مقاومت نهایی، سختی مؤثر، شکل‌پذیری به ترتیب ۱۳/۷۵٪ ، ۳۰٪ ، ۱۹/۸٪ نسبت به نمونه‌ای که در جهت خارج از صفحه آسیب ندیده، کاهش پیدا کرده است. تغییر شکل‌های پلاستیک نمونه‌ها در بارگذاری داخل صفحه با تأثیر بارگذاری خارج از صفحه در شکل (۲۱) نشان داده شده است.

(ب) سه طرف اتصال

(پ) دو طرف اتصال

(ت) یک طرف اتصال

شکل ۲۰ منحنی نیرو-جابه‌جایی داخل صفحه برای قاب‌های آسیب دیده در سطح شتاب (۱۰g) در جهت خارج از صفحه

(الف) چهار طرف اتصال

(ب) سه طرف اتصال

(پ) دو طرف اتصال

(ت) یک طرف اتصال

شکل ۲۱ تغییر شکل‌های پلاستیک قاب با میان‌قاب مصالح بنایی در بارگذاری داخل صفحه و تأثیر آسیب خارج از صفحه

جدول ۸ نتایج دو خطی نمونه‌های بارگذاری شده با اتصالات مختلف

نوع اتصال قاب و میان‌قاب	نوع بارگذاری	مقاومت نهایی (kN)	سختی مؤثر (kN/mm)	شکل‌پذیری
چهار طرف اتصال	داخل صفحه (۶٪)	۱۰۱	۸/۸	۶/۷
	خارج از صفحه (۱g) + داخل صفحه (۶٪)	۹۵	۶/۵۷	۵/۳۴
سه طرف اتصال	داخل صفحه (۶٪)	۸۶	۷/۱	۶/۴
	خارج از صفحه (۱g) + داخل صفحه (۶٪)	۷۴	۴/۷۵	۵
دو طرف اتصال	داخل صفحه (۶٪)	۸۱	۶/۷۵	۶/۴
	خارج از صفحه (۱g) + داخل صفحه (۶٪)	۷۰	۴/۶	۵
یک طرف اتصال	داخل صفحه (۶٪)	۸۰	۶/۱۵	۵/۹۲
	خارج از صفحه (۱g) + داخل صفحه (۶٪)	۶۹	۴/۳	۴/۷۵

نتیجه‌گیری

در این مقاله با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس، قاب با میان‌قاب مصالح بنایی با شرایط مرزی مختلف تحت سه نوع بارگذاری شامل: ۱) بارگذاری خارج از صفحه، ۲) بارگذاری خارج از صفحه بعد از بارگذاری داخل صفحه، ۳) بارگذاری داخل صفحه بعد از بارگذاری خارج از صفحه مورد بررسی قرار گرفته‌اند. نتایج حاصل عبارتند از:

۱. میان‌قاب مصالح بنایی که از چهار طرف اتصال دارد، نسبت به میان‌قاب مصالح بنایی که از سه طرف اتصال دارد، در بارگذاری خارج از صفحه حدود ۵۰٪ مقاومت بالاتری دارد.

۲. تغییر سختی میان‌قاب‌های مصالح بنایی در شتاب‌های بسیار بالا اتفاق می‌افتد، زیرا در شتاب‌های بسیار پایین تغییر مکان میان‌قاب در جهت خارج از صفحه اتفاق نمی‌افتد.

۳. با بررسی تأثیر آسیب‌های داخل صفحه بر بارگذاری خارج از صفحه، مشاهده شد هر چه جابه‌جایی نسبی بیشتر شود ظرفیت خارج از صفحه افت بیشتری می‌کند. به طوری که کاهش سختی با آسیب‌های داخل صفحه ارتباط مستقیمی دارد. به طوری که در میان‌قاب مصالح بنایی که از چهار طرف به میان‌قاب اتصال دارد، حدود ۳۰٪ از جابه‌جایی نسبی ۰/۵٪ تا ۳٪ کاهش سختی دیده شد.

۴. در بررسی آسیب داخل صفحه در بارگذاری خارج از صفحه میان‌قاب‌های مصالح بنایی که با قاب از سه طرف اتصال دارند هنگامی که جابه‌جایی نسبی داخل صفحه ۰/۵٪ است نسبت به نمونه‌ای که جابه‌جایی نسبی داخل صفحه ۳٪ است، سختی با افت بیشتری مواجه می شود. به علت اینکه نمونه دارای جابه‌جایی نسبی داخل صفحه ۳٪، با افزایش حجم میان‌قاب به قاب پیرامونی خود می‌چسبد در این حالت سختی نمونه مورد نظر افزایش پیدا می‌کند.

۵. در بررسی آسیب خارج از صفحه در بارگذاری داخل صفحه در اتصالات مختلف میان‌قاب مصالح بنایی به قاب بتن مسلح، در چهار نوع اتصال افت مقاومت و سختی مشاهده گردید اما کمترین افت مقاومت و سختی را نمونه با چهار طرف اتصال مشاهده شد.

۶. قاب میان‌پر مصالح بنایی در اتصالات مختلف در بررسی آسیب خارج از صفحه در بارگذاری داخل صفحه بیشترین کاهش سختی را نمونه با اتصال یک‌طرفه داشته است که در حدود ۴۰٪ محاسبه گردید.

نشانه‌ها و علائم

E	مدول الاستیسیته مصالح بنایی، (N/mm^2)
f_t	مقاومت کششی درز ملات، (N/mm^2)
G_f^I	انرژی شکست در کشش، $(N.mm/mm^2)$
G_f^{II}	انرژی شکست در برش، $(N.mm/mm^2)$
c	مقاومت برشی
E_u	مدول الاستیسیته واحد مصالح بنایی
G_u	مدول برشی واحد مصالح بنایی
h_u	ارتفاع واحد مصالح بنایی
σ_{bo}	تنش فشاری دو محوره
Δt	حد پایداری
k_{ss}	سختی ملات در جهت برشی محور ۱، (N/mm^3)
k_{tt}	سختی ملات در جهت برشی محور ۲، (N/mm^3)
k_{nn}	سختی ملات در جهت عمودی (کششی)، (N/mm^3)
ν	ضریب پواسون
$\emptyset$	ضریب اصطکاک
K	سختی المان رابط
E_m	مدول الاستیسیته ملات
G_m	مدول الاستیسیته ملات
h_m	ارتفاع ملات
σ_{co}	تنش فشاری تک‌محوره
P_U	مقاومت نهایی
δ_y	جابه‌جایی تسلیم
δ_u	جابه‌جایی نهایی
K_e	سختی مؤثر
μ	شکل‌پذیری
IP	In Plane
Oop	Out of Plane

واژه نامه

نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس	ABAQUS Finite Element Software

نرم‌افزار اجزای محدود دیانا	DIANA Finite Element Software
مدل مواد پلاستیسیته آسیب دیده بتن	Concrete Damage Plasticity
تحلیل دینامیکی ضمنی	Analysis Implicit Dynamic
تحلیل دینامیکی صریح	Dynamic Explicit Analysis
رفتار چسبنده مبتنی بر سطح	Surface based cohesive behavior
زاویه اتساع	Dilation Angle
خروج از مرکزیت	Eccentricity
حرکت‌شناسی	Kinematic
مقیاس‌سازی جرمی	Mass Scaling
مدل‌سازی ماکرو	Macro Modeling
مدل‌سازی میکرو	Micro Modeling
مدل‌سازی مزو	Messo Modeling
تماس سخت	Hard contact
پارامتر ویسکوزیته	Viscosity Parameter

سپاسگزاری

مراجع

[1] M. A. Najafgholipour, M. R. Maheri, P. B. Lourenço, "Capacity interaction in brick masonry under simultaneous in-plane and out-of-plane loads," *Construction and building materials*, vol. 38, pp. 619-626, (2013).

[2] P. G. Asteris, L. Cavaleri, F. Di Trapani, A. K. Tsaris, "Numerical modelling of out-of-plane response of infilled frames: State of the art and future challenges for the equivalent strut macromodels," *Engineering Structures*, vol. 132, pp. 110-122, (2017).

[3] S. Kadysiewski and K. M. Mosalam, "Modeling of unreinforced masonry infill walls considering in-plane and out-of-plane interaction," *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, Berkeley, (2009).

[4] J. Dawe and C. Seah, "Out-of-plane resistance of concrete masonry infilled panels," *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 16, no. 6, pp. 854-864, (1989).

[5] P. Carydis, H. Mouzakis, J. Taflambas, and E. Vougioukas, "Response of infilled frames with brickwalls to earthquake motions," *Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 2829-2834, (1992).

[6] R. Angel, D. Abrams, D. Shapiro, J. Uzarski, M. Webster, "Behavior of reinforced concrete frames with masonry infills," Civil Engineering Studies SRS-589, (1994).

[7] P. Negro and C. Taylor, "Effect of infills on the global seismic behaviour of R/C frames: results of pseudodynamic and shaking table tests," *in Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Pergamon, Jun, pp. 23-28, (1996).

[8] A. Dafnis, H. Kolsch, H- G. Reimerdes, "Arching in masonry walls subjected to earthquake motions," *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, no. 2, pp. 153-159, (2002).

[9] B. Ng andu, D. R. W. Martens, A. T. Vermeltfoort, "The contribution of CASIEL infill walls to the shear resistance of steel frames," *HERON-ENGLISH EDITION-*, vol. 51, no. 4, p. 201, (2006).

[10] A. Tasnimi and E. Zomorodi, "The effect of onplane behavior on inplane interaction of URM infilled RC frame under lateral loads," *14 th European Conference on Earthquake Engineering*, (2010).

[11] S. Komaraneni, D. C. Rai, V. Singhal, "Seismic behavior of framed masonry panels with prior damage when subjected to out-of-plane loading," *Earthquake Spectra*, vol. 27, no. 4, pp. 1077-1103, (2011).

[12] K. M. Dolatshahi, A. J. Aref, *Computational, analytical and experimental modeling of masonry structures*. University of at Buffalo the State University of New York, (2012).

[13] A. Furtado, H. Rodrigues, A. Arêde, H. Varum, "Experimental characterization of the in-plane and out-of-plane behaviour of infill masonry walls," *Procedia Engineering*, vol. 114, pp. 862-869, (2015).

[14] M. Liu, Y. Cheng, and X. Liu, "Shaking table test on out-of-plane stability of infill masonry wall," *Transactions of Tianjin University*, vol. 17, no. 2, pp. 125-131, (2011).

[15] O. Rabinovitch and H. Madah, "Finite element modeling and shake-table testing of unidirectional infill masonry walls under out-of-plane dynamic loads," *Engineering Structures*, vol. 33, no. 9, pp. 2683-2696, (2011).

[16] M. F. P. Pereira, M. Pereira, J. Ferreira, and P. B. Lourenço, "Behavior of masonry infill panels in RC frames subjected to in plane and out of plane loads," (2011).

[17] S. Hak, P. Morandi, and G. Magenes, "Out-of-plane experimental response of strong masonry infills," *in 2nd European conference on earthquake engineering and seismology*, vol. 1, (2014).

[18] F. Akhoundi, G. Vasconcelos, P. B. Lourenço, C. A. O. F. Palha, and A. Martins, "Out-of-plane behavior of masonry infill walls," (2015).

[19] F. Akhoundi, G. Vasconcelos, P. Lourenço, and L. Silva, "Out-of-plane response of masonry infilled RC frames: Effect of workmanship and opening," *in Brick and Block Masonry:* pp. 1147-1154, (2016).

[20] F. Akhoundi, G. Vasconcelos, P. Lourenço, "Experimental out-of-plane behavior of brick masonry infilled frames," International Journal of Architectural Heritage, vol. 14, no. 2, pp. 221-237, (2020).

[21] I. S. Misir, O. Ozcelik, S. C. Girgin, U. Yucel, "The behavior of infill walls in RC frames under combined bidirectional loading," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 20, no. 4, pp. 559-586, (2016).

[22] C. Wang, "Experimental investigation on the out-of-plane behaviour of concrete masonry infilled frames," (2017).

[23] F. Anić, D. Penava, L. Abrahamczyk, and V. Sarhosis, "A review of experimental and analytical studies on the out-of-plane behaviour of masonry infilled frames," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 18, no. 5, pp. 2191-2246, (2020).

[24] M. Di Domenico, M. T. De Risi, P. Ricci, G. M. Verderame, G. Manfredi, "Empirical prediction of the in-plane/out-of-plane interaction effects in clay brick unreinforced masonry infill walls," *Engineering Structures*, vol. 227, p. 111438, (2021).

[25] S. Timoshenko and S. Woinowsky-Krieger, Theory of plates and shells. McGraw-hill New York, Vol. 2, pp. 240-246, (1959).

[26] A. W. Hendry, "The lateral strength of unreinforced brickwork," *The Structural Engineers* , (1973).

[27] A. Hendry and A. Kheir, "The lateral strength of certain brickwork panels," *Proceedings of the Fourth International Brick Masonry Conference*, p. 4. (1976).

[28] B. A. Haseltine, "Design of laterally loaded wall panels," (1975).

[29] E. L. McDowell, K. E. McKee,E. Sevin, "Arching action theory of masonry walls," *Journal of the Structural Division*, vol. 82, no. 2, pp. 915-1-915-18, (1956).

[30] FEMA 356 F E."Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings," *Federal Emergency Management Agency*: Washington, DC, USA, (2000).

[31] A. Mansouri, M. S. Marefat, M. Khanmohammadi, "Experimental evaluation of seismic performance of low-shear strength masonry infills with openings in reinforced concrete frames with deficient seismic details," *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 23, no. 15, pp. 1190-1210, (2014).

[32] K. M. Dolatshahi and M. Yekrangnia, "Out-of-plane strength reduction of unreinforced masonry walls because of in-plane damages," *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, vol. 44, no. 13, pp. 2157-2176, (2015).

[33] B. Pantò, I. Caliò, P. B. Lourenço, "A 3D discrete macro-element for modelling the out-of-plane behaviour of infilled frame structures," *Engineering Structures*, vol. 175, pp. 371-385, (2018).

[34] P. Laurenco, J. G. Rots, and J. Blaauwendraad, "Two approaches for the analysis of masonry structures: micro and macro-modeling," *HERON*, vol. 40, no. 4, (1995).

[35] A. J. Aref and K. M. Dolatshahi, "A three-dimensional cyclic meso-scale numerical procedure for simulation of unreinforced masonry structures," *Computers & Structures*, vol. 120, pp. 9-23, (2013).

[36] D. S. Dugdale, "Yielding of steel sheets containing slits," *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, vol. 8, no. 2, pp. 100-104, (1960).

[37] G. I. Barenblatt, "The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture," *Advances in applied mechanics*, vol. 7, pp. 55-129, (1962).

[38] C. H. Zhai, J. C. Kong, X. H. Wang, "A finite element model for simulating out-of-plane behavior of masonry infilled RC frames," *Applied Mechanics and Materials*, vol. 166, pp. 849-852, (2012).

[39] K. M. Dolatshahi, A. J. Aref, M. Yekrangnia, "Bidirectional behavior of unreinforced masonry walls," *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, vol. 43, no. 15, pp. 2377-2397, (2014).

[40] P. Lourenco, "Computational strategies for masonry structures//Ph. D. Thesis. Delft University of Technology. Delft. The Netherlands, (1996).

[41] I. ABAQUS, "ABAQUS Theory User Manual," ed: Version, (2014).

[42] A. Committee, "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary," *American Concrete Institute*, (2008).

[43] P. B. Lourenço, "A user/programmer guide for the micro-modeling of masonry structures" vol. 3, no. 1.31, p. 35, (1996).

[44] J. Shafaei, A. Hosseini, and M. S. Marefat, "Seismic retrofit of external RC beam–column joints by joint enlargement using prestressed steel angles," *Engineering Structures*, vol. 81, pp. 265-288, (2014).

Ferdowsi Civil Engineering, 36, 4, 2024. (45-70)

Ferdowsi University of Mashhad

Ferdowsi Civil Engineering

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir

Iranian Concrete Institute

Pavement Engineering Association of Iran

Seismic Evaluation of Multi-Span Reinforced Concrete Bridges with Ultra-High-Performance Concrete Piers Using Fragility Curves

Research Article

Hamed Ghadimi Moghaddam[1], Fereshteh Emami[2], Mohammad Reza Mansoori[3]

DOI: 10.22067/jfcei.2024.84877.1261

1- Introduction

Bridges are important and vital structures that facilitate traffic at non-level intersections and reduce traffic in transportation networks. These important structures have a lower redundancy compared to buildings, resulting in a higher probability of damage in these structures than residential buildings. Therefore, scientists in the past two decades have focused on the design, evaluation, and utilization of materials with advanced specifications in the field of civil engineering. One of these emerging materials is ultra-high-performance concrete (UHPC) which, in addition to its fine and homogeneous granulation structure, has advanced mechanical characteristics, such as high compressive and tensile strengths. Consequently, it has become one of the efficient materials in the construction of concrete bridges, especially in the discussion of deck repair, pier construction and repair, and cast-in-place connection elements. There are various methods to evaluate Bridges. one of the most accurate methods is incremental dynamic analysis (IDA). This analysis is performed using a set of time history analysis (THA), allowing the structure to be checked under the effect of real earthquake records at each step to reach the collapse point. Finally, fragility curves are drawn using IDA curves and using statistical and probabilistic methods, such as normal distribution function and cumulative distribution function, and statistical parameters, including mean and standard deviation. These curves illustrate the probability of damage occurrence in the structure based on predefined performance levels and states. This study aims to evaluate the probability of damage and performance differences in concrete BRIDGES with UHPC piers considering the impact of far-field and near-field earthquake records. The assessment will specifically focus on bridges with piers heights of 5 and 8 meters and compare its performance difference with conventional concrete, such as C25 concrete, under the same conditions.

2- Materials

The use of UHPC in all components of a bridge is not economically justified due to its high construction cost. Therefore, conventional concrete (C25) has been utilized in the construction and modeling of the bridge deck, with only the bridge piers incorporating UHPC. This allows comparing the performance of piers made with this UHPC with those made with conventional concrete. The specifications of UHPC and conventional concrete are presented in Table 1.

Table 1. Specifications of conventional concrete (C25) and UHPC

Modulus of Elasticity (Ton/m^2)	Poisson's Ratio (U)	(MPa)Tensile Strength	Compressive Strength (MPa)	Concrete type
2400000	0.2	3	25	Conventional Concrete (C25)
4743609	0.18	10	177.75	UHPC

3-Modeling

The bridges modeled in this paper are three-span continuous concrete bridges with a span length of 20 m, a total length of 60 m, and a width of 9.2 m, which provides the possibility of creating a traffic lane in each direction. This bridge configuration allows for the establishment of a traffic lane in both directions. The presented bridge prototype features three-column supports that act as

*Manuscript received October 18, 2023, Revised, January 16, 2024, Accepted, March 18, 2024.

[1] MSc Student of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran.

[2] Corresponding author. Assisstant Professor of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran. **Email:**f-emami@srbiau.ac.ir.

[3] Assisstant Professor of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran.

transverse frames and are isolated from the deck using elastomeric bearings. The model is developed in the CSI-Bridge software, utilizing the frame element approach. In addition, the utilization of elastomeric bearings allows for realistic representation of the bridge's response to dynamic loads. The CSI-Bridge software provides a comprehensive platform for modeling and analyzing bridges, making it well-suited for the detailed investigation of the bridge's performance under various loading conditions. The details of the modeled bridge in the CSI-Bridge software based on the frame element are shown in Figure 1.

(a)

(b)

Fig. 1. Modeled bridge in the CSI-Bridge software in both: (a) simple and (b) extruded configurations

4-IDA Analysis

In the IDA, a total of seven far-field and seven near-field earthquake records were used based on ATC-63. The seismic parameter used in this study was the maximum ground acceleration and the engineering demand parameter of the relative displacement of the bridge piers. The horizontal components of the bridge were applied in the longitudinal and transverse direction of the bridge. The relative displacement in the longitudinal direction was considered the main criterion in all models due to the very small relative displacement in the transverse direction compared to the longitudinal direction of the bridge.

Finally, by conducting a series of THA with incremental steps of 0.1, IDA curves for each bridge sample categorized by seismic fields were obtained. With using probabilistic tools, the normal distribution function and cumulative distribution function and statistical parameters, such as mean and standard deviation, the fragility curves based on damage states defined in HAZUS were derived. Figure 2 shows the results obtained from the fragility curves of bridge that have 5 m piers height, with piers made of UHPC and conventional concrete under the effect of earthquakes in both far-field and near-field zones.

(a)

(b)

Fig. 2. Fragility curves of modeled bridges with 5 m pier height under the effect of :(a) far-field and (b) near-field earthquake records

5-Conclusion

The results obtained from the analysis of fragility curves indicate that UHPC, based on its homogeneous structure and advanced mechanical properties, provides high compressive strength. Through the creation of proper confinement, UHPC not only enhances the elastic region's capacity but also increases the base capacity in the plastic region by introducing greater hardening and reinvigorating the piers capacity. Consequently, the possibility of damage occurrence in UHPC-based bridges is lower across all defined performance levels compared to bridges with conventional concrete piers. This demonstrates the substantial impact of UHPC in improving the resistance and stability of structures, achieving a minimum of 7.14% and a maximum of 26.09% improvement in the ultimate damage and collapse levels, compared to ordinary concrete.

This significant improvement in structural behavior and the increased potential of constructed elements suggest that UHPC can be effectively utilized for reducing cross-sections, optimizing designs, and achieving more aesthetically pleasing architectural configurations.

مهندسی عمران فردوسی، ۳۷، ۱، ۱۴۰۳. (۴۵-۷۰)

مهندسی عمران فردوسی

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir/

انجمن مهندسی روسازی ایران

انجمن بتن ایران

ارزیابی لرزه‌ای پل‌های بتنی چند دهانه با پایه‌های ساخته شده از بتن فوق توانمند با استفاده از منحنی شکنندگی*

مقاله پژوهشی

حامد قدیمی مقدم[۱] فرشته امامی[۲] محمدرضا منصوری[۳]

DOI: 10.22067/jfcei.2024.84877.1261

چکیده *پل‌ها نقش حیاتی در اتصال مسیرهای حمل و نقل، مدیریت ترافیک، و دسترسی به مکان‌های استراتژیک نظامی، سیاسی و اجتماعی ایفا می‌کنند که اهمیت آن‌ها به‌ویژه در زمان بحران آشکار می‌شود. زمین‌لرزه‌ها جزو حوادث غیر قابل پیش‌بینی هستند که عملکرد شریان‌های حیاتی حمل و نقل را مختل می‌کنند و منجر به تخریب این سازه‌های مهم می‌شوند. استفاده از فناوری‌های نوآورانه، مانند بتن فوق توانمند، به‌عنوان یک راه امیدوارکننده برای افزایش انعطاف‌پذیری سازه و کاهش آسیب مطرح می‌شود. این بتن به واسطه طرح اختلاطی که دارد دارای ساختاری یکپارچه و همگن، نفوذپذیری پایین و دوام بالا است که می‌تواند موجب افزایش ظرفیت مقاومت پل در برابر نیروهای لرزه‌ای و محدودکردن انتشار آسیب شود. یکی از مؤثرترین روش‌ها برای ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌ها، تحلیل شکنندگی است، روشی که با استفاده از شاخص‌های آسیب، سطوح آسیب را تحت اثر پارامترهای لرزه‌ای بیان می‌کند. این مطالعه عملکرد لرزه‌ای پل‌های شهری با سیستم تیر- دال بتنی با پایه‌هایی ساخته شده از بتن فوق توانمند با ارتفاع ۵ و ۸ متر را ارزیابی می‌کند؛ که تجزیه و تحلیل آن با استفاده از نرم‌افزار CSI Bridge انجام شده و شتاب‌نگاشت‌های مناسبی از حوزه دور و نزدیک جهت تحلیل دینامیکی افزاینده (IDA) و محاسبه سطوح خسارت انتخاب گردید؛ نتایج بیان می‌کند احتمال فراگذشت آسیب در پایه‌های ساخته شده با بتن فوق توانمند نسبت به پایه‌های ساخته شده با بتن معمولی کمتر است. با بررسی سطوح شدت در میانه خسارت مشاهده می‌گردد که ظرفیت نهایی بتن فوق توانمند در سطح عملکرد فروریزش حداقل ۷ درصد و حداکثر ۲۶ درصد بهبود عملکرد نسبت به بتن معمولی داشته است.*

واژه‌های کلیدی پل، بتن فوق توانمند، تحلیل دینامیکی افزاینده، منحنی شکنندگی، شاخص‌های آسیب.

Seismic Evaluation of Multi-Span Reinforced Concrete Bridges with Ultra High-Performance Concrete Piers Using Fragility Curves

Hamed Ghadimi Moghaddam Fereshteh Emami Mohammad Reza Mansoori

Abstract *Bridges play a vital role in transportation, traffic management, and providing access to strategic locations, especially during crises. Earthquakes are unpredictable events that disrupt critical transportation routes and damage important structures. Innovative technologies, such as Ultra High-Performance Concrete (UHPC), offer hope for enhancing structural flexibility and reducing damage. UHPC, known for its uniformity, low permeability, and durability, increases the resistance of bridges to seismic forces and limits the spread of damage. One of the most effective methods for assessing seismic vulnerability is Fragility Analysis. This study evaluates urban bridges with UHPC concrete columns supporting cast-in-place concrete T-beam superstructures. The analysis was conducted using CSI Bridge software, and appropriate ground motion records were selected for Incremental Dynamic Analysis (IDA) and damage level calculations. The results indicate that the probability of damage exceeding a certain threshold in UHPC concrete piers is lower compared to those made of ordinary concrete. Examining damage intensity levels reveals that highperformance concrete, in Collapse state scenario, improves performance by a minimum of 7.14% and up to 26.09% in the best-case scenario compared to Conventional concrete.*

Key words Bridge, Ultra High-Performance Concrete, Incremental Dynamic Analysis, Fragility Curve,Damage index.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۲/۷/۲۶ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۲/۱۲/۲۷ می‌باشد.

(۱) دانشجوی کارشناسی ارشد زلزله، گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران.

(۲) نویسندهٔ مسئول، استادیار گروه سازه و زلزله، گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران. **Email:**f-emami@srbiau.ac.ir

(۳) استادیار گروه سازه و زلزله، گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران.

مقدمه

پل‌ها یکی از اجزای حیاتی شبکه‌های حمل و نقل محسوب می‌شوند که مناطق مختلف را به هم متصل کرده و عبور و مرور را تسهیل می‌نمایند. از نظر تاریخی عمدتا جهت عبور و مرور طراحی می‌شدند، در حالی که پل‌های معاصر نقش به‌سزایی در تقاطع‌های غیر هم‌سطح جهت کاهش زمان عبور و مرور و کاهش حجم ترافیک دارند که یکی از مؤثرترین عناصر شریانی به شمار می‌روند. این سازه‌ها بسته به نوع مصالح مصرفی و شیوه بهره‌برداری و نگه‌داری، عمری بین ۳۰ تا ۸۰ سال دارند که با استفاده از مصالح با مشخصات و دوام برتر می‌توان عمر آن‌ها را تا چند قرن افزایش داد [1]. در میان انواع پل‌ها با مصالح مختلف، پل‌های بتنی دارای جایگاه برجسته‌ای هستند که نه‌تنها به دلیل یکپارچگی ساختاری بلکه به دلیل جذابیت زیبایی‌شناختی در طراحی و معماری نیز شهرت دارند. دغدغه‌های جوامع امروزی در زمینه توسعه پایدار، طراحی و ساخت پل، استفاده از روش‌ها و مصالحی است که ساخت و ساز سریع پل‌ها را میسر ساخته و ضمن ایجاد سازه‌ای مقاوم و کارآمد، از مشکلات و معضلات ناشی از ساخت در محل جلوگیری می‌کند [2]. یکی از دستاوردهای مهم در زمینه تکنولوژی بتن، ساخت بتنی مقاوم و با خواص فوق‌العاده تحت عنوان بتن فوق توانمند است که اولین بار در سال ۱۹۹۰ با بهره‌گیری از خصوصیات ۳ نوع بتن خود تحکیم (SCC)، بتن توانمند (HPC)، بتن مسلح حاوی الیاف (FRC) ساخته شده است و با ساختاری یکپارچه و دانه‌بندی همگن، نه تنها مقاومت فشاری بالایی را فراهم کرده، بلکه تحت کشش نیز عملکرد مناسبی از خود نشان می دهد [3-5]. در راستای ساخت و ساز سریع پژوهشی در سال ۲۰۱۵ در آمریکا بر روی اتصالات بتنی پایه به فونداسیون با استفاده از بتن فوق توانمند انجام گرفت که توانایی ستون‌ها در افزایش ظرفیت نهایی را نشان داد [6]. در راستای ساخت و ساز سریع پل‌ها، پژوهشی بر روی اتصالات UHPC موجود در بین شاه‌تیرهای پیش‌ساخته پیش‌تنیده انجام گرفت که امکان استفاده از این اتصال را در پل‌ها با دهانه‌های طولانی فراهم می‌کرد و تحت بارگذاری‌های شدید دینامیکی در محدوده خطی باقی می‌ماند [2]. این نتایج ارزشمند باعث شد تا گام مهمی در زمینه استفاده از اجزای پیش ساخته برداشته شود چرا که یکی از مشکلات در زمینه ساخت و ساز سریع مقاومت پایین اتصالات ساخته شده در محل بود و بتن فوق توانمند فرصتی را برای ایجاد اتصالات ساده فراهم کرده بود که این اتصالات عملکرد مناسبی در زمینه بهره‌برداری طولانی مدت سازه داشته باشند [7].

علاوه بر کاربردی که بتن فوق توانمند در زمینه اتصالات اجزای پل دارد، از عملکرد مناسبی در زمینه ساخت و ترمیم عرشه پل‌ها نیز برخوردار است. در سال ۲۰۱۹ تحقیقی بر روی عرشه پل کامپوزیتی که با استفاده از بتن مسلح و لایه‌ای از بتن فوق توانمند ساخته شده بود انجام گرفت که استفاده از لایه بتن فوق توانمند ظرفیت نهایی عرشه را افزایش داد و نقش به‌سزایی در کنترل عرض ترک داشت [8]. علی رغم وجود تمامی برتری‌های ذکر شده و نتایج موجود، بتن فوق توانمند جزو مصالح نوآورانه و نوظهور به شمار می‌آید و به علت فقدان آئین‌نامه‌های طراحی و اطلاعات لازم در زمینه عملکرد لرزه‌ای این نوع بتن در عناصر اصلی سازه و پل‌ها می‌بایست مدل‌سازی و بررسی عملکرد لرزه‌ای بتن فوق توانمند در اجزاء مختلف پل و مقایسه آن با مصالح مرسوم بر اساس تحقیقات آزمایشگاهی صورت گیرد. در سال ۲۰۲۱ پایه‌های مستطیلی تو خالی ساخته شده با بتن فوق توانمند در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی شد استفاده از بتن فوق توانمند در این مدل‌سازی نشان داد که در مناطق با شدت لرزه‌ای کم تا حد قابل توجهی می‌توان نسبت میلگردها را کاهش داد [9]. تحقیقی بر روی ضخامت لایه بتنی ساخته شده با بتن فوق توانمند انجام شد؛ نتایج نمودار تنش–کرنش ایجاد شده نشان داد با کاهش ضخامت لایه بتنی، کرنش اوج و مدول الاستیسیته تغییری نکرد اما مقاومت فشاری آن افزایش یافت [10]. با وجود برتری‌های قابل ملاحظه بتن فوق توانمند نسبت به بتن معمولی که در نتایج مدل‌سازی‌ها و تحقیقات آزمایشگاهی نشان داده شد؛ بتن فوق توانمند در زمینه کشش دارای مشکلات و ضعف‌هایی می‌باشد که محققان در راستای بهبود این مشکل از الیاف‌های گوناگون استفاده کردند که نتایج نشان داد استفاده از الیاف در بتن فوق توانمند نه تنها باعث بهبود عملکرد این بتن در کشش شده است بلکه تحت فشار نیروهای محصورکننده مختلف، میزان نزول تنش پس از نقطه اوج با شیب ملایم‌تری به پایان می‌رسد [11].

در سالیان اخیر با توجه به رشد جمعیت در شهرها و وجود حوادث طبیعی و انسانی مختلف از جمله زلزله و انفجار، لزوم ارزیابی، ساخت و مقاوم‌سازی انواع سازه‌ها از جمله پل‌ها بیش

از پیش احساس می‌گردد. با وجود تحقیقات آزمایشگاهی فراوان در زمینه بررسی و ارزیابی بتن فوق توانمند، هنوز ابهاماتی برای جوامع مهندسی جهت استفاده از این نوع بتن در اجزای حیاتی سازه‌ها وجود دارد که نیازمند بررسی و مدل‌سازی این نوع مصالح در سازه‌هایی مانند پل می‌باشد؛ تا ضمن مقایسه این نوع مصالح با بتن معمولی، عملکرد این نوع بتن در برخود با زلزله ارزیابی گردد. یکی از روش‌های پیشرفته ارزیابی، استفاده از تحلیل دینامیکی افزاینده است که با انجام مجموعه‌ای از تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی و با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور و حوزه نزدیک انجام می‌گردد و علاوه بر دقت بالایی که دارد رفتار غیر خطی سازه را نیز در بر می‌گیرد. در نظر گرفتن ظرفیت غیر خطی سازه علاوه بر اینکه باعث به دست آمدن درک درستی از رفتار سازه می‌شود از لحاظ طراحی نیز کاملا اقتصادی می‌باشد [12]. در همین راستا از تحلیل دینامیکی افزاینده به جهت به دست آوردن پارامتر ضریب رفتار برای سیستم قاب بتن آرمه با دیوار برشی فولادی نازک جهت انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی استفاده گردید تا از ظرفیت غیر خطی مصالح در طراحی استفاده شود [13]. استفاده از شتاب‌نگاشت‌های متنوع در تحلیل دینامیکی غیر خطی بسیار حائز اهمیت است چرا که شتاب‌نگاشت‌های زلزله دارای محتوای فرکانسی به خصوصی می‌باشند که هر کدام تأثیر به خصوصی بر پاسخ سازه می‌گذارند [13]. طی تحقیقی که بر روی منابع زیرزمینی مکعبی تحت اثر زلزله حوزه دور گسل انجام گرفت؛ مشخص شد که تغییر مکان افقی ماکزیمم تا حد زیادی به ماهیت زلزله بستگی دارد [14]. یکی از مشکلاتی که در انجام تحلیل‌های دینامیکی افزاینده وجود دارد؛ بحث زمان‌بر بودن این نوع تحلیل است که با استفاده از روش‌های معادل‌سازی و ساده‌سازی مدل‌ها می توان تا حد زیادی این مشکل را بر طرف کرد تا ضمن دستیابی به پاسخ های متنوع سازه تحت اثر زلزله‌های گوناگون، درک درستی از رفتار سازه به دست آید [15].

ارزیابی احتمال خسارت در سازه با استفاده از توزیع‌های آماری مختلف بر روی داده‌های تحلیل دینامیکی افزاینده انجام می‌پذیرد که تحلیل شکنندگی نام دارد [16]. این منحنی‌های شکنندگی ابزاری هستند که به طور گسترده در ارزیابی خطر لرزه‌ای استفاده می‌شوند که برای اولین بار در سال ۱۹۷۵ ارائه شد [17]. به طور ویژه در تحقیقی عملکرد لرزه‌ای پل تک‌دهانه بررسی شد که به لطف استفاده از منحنی‌های شکنندگی و استفاده از روش‌های آماری و احتمالاتی از دقت بالایی برخوردار بود [16,18]. از منحنی‌های شکنندگی برای مقایسه عملکرد لرزه‌ای یک سازه با متغیرهای مختلف استفاده می‌شود که می‌توان با استفاده از نتایج به دست آمده تأثیر متغیر موجود را بر عملکرد شکنندگی سازه بررسی کرد. عباسی و همکاران با استفاده از منحنی‌های شکنندگی عملکرد لرزه‌ای پل‌های بتنی جعبه‌ای چنددهانه را در چهار سطح بی‌نظمی بررسی و ارزیابی کردند [19].

در این مطالعه رفتار لرزه‌ای پل‌های تیر- دال بتنی با عرشه پیوسته و تأثیر استفاده از بتن فوق توانمند در ساخت پایه‌های پل با ارتفاع‌های ۵ متر و ۸ متر بر پاسخ لرزه‌ای پل‌ها، تحت اثر زلزله‌های مختلف که بر اساس Fema-P695 استخراج شده است با استفاده از حدود خرابی تعیین شده توسط HAZUS و انجام تحلیل شکنندگی پل‌ها، مورد بررسی و ارزیابی قرار می‌گیرد . بدین منظور ۴ تیپ پل تیر- دال بتنی با عرشه پیوسته با ارتفاع پایه‌های ۵ متر و ۸ متر با استفاده از بتن فوق توانمند و بتن معمولی (C25) در نرم‌افزار CSI Bridge مدل‌سازی شد. پاسخ لرزه‌ای پایه پل‌ها تحت تحریک ۷ شتاب‌نگاشت حوزه دور و ۷ شتاب‌نگاشت حوزه نزدیک و با استفاده از مجموعه تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی تحت عنوان تحلیل دینامیکی افزاینده (IDA) در ارتفاع‌های ۵ و ۸ متر با مصالح مختلف به دست آمد. سپس با استفاده از حدود خرابی تعیین شده در HAZUS و بر اساس تغییر مکان نسبی پایه پل در پنج حالت بدون آسیب، خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل و با بهره‌گیری از روش‌های احتمالاتی ، منحنی شکنندگی پایه پل‌ها با ارتفاع‌های ۵ متری و ۸ متری به دست آمد که به کمک حالات حدی تعیین شده احتمال وقوع و فراگذشت خسارات در هر یک از ۵ حالت تعیین شده بیان می‌گردد. نتایج نشان می‌دهد بتن فوق توانمند ظرفیت پذیرش سطوح بالاتری از لرزش زمین را در هر یک از حالات حدی تعریف شده نسبت به بتن معمولی (C25) دارد و لازم به ذکر است بیشترین بهبود رفتار پایه‌های ساخته شده با بتن فوق توانمند نسبت به بتن معمولی در پایه‌های ۵ متری و ۸ متری در حوزه نزدیک رخ داد و این برتری رفتار در تمامی شاخص‌های آسیب نسبت به حوزه دور صادق است.

اعتبار سنجی

روش‌ها و فرضیات مختلفی جهت مدل‌سازی وجود دارد؛ مدل سازی انجام شده در این پژوهش بر ا ساس [20] و [21] و به صورت سه‌بعدی و بر ا ساس المان قاب انجام شده ا ست و باتوجه به پیچیدگی‌های مختلف و رفتار منحصر به فرد هر پل، لازم است تا با مدل‌سازی پلی مشابه با موضوع پژوهش و مقایسه نتایج حاصل از روش‌های مدل سازی به کار گرفته شده با نتایج موجود از پل معیار، روش کار صحت‌سنجی گردد. در همین راستا از گزارشی که توسط [22] برای PEER انجام‌گرفته بود استفاده شد و پل نوع B در این مقاله که مربوط به پل خیابان La Veta در شهر توستین ایالت کالیفرنیا است جهت مدل‌سازی و اعتبارسنجی انتخاب گردید؛ این پل بتنی با عرشه جعبه‌ای ۶ سلولی شامل دو دهانه پیوسته به طول ۴۴/۲ و ۴۷/۲ متر است و پایه‌های این پل دارای ۲ ستون به قطر ۱/۷ مترو ارتفاع ۶/۷ متر می‌با شد که سر ستون آن با عر شه پل به صورت یکپارچه اجرا گردیده است و شرایط مرزی پایه با فونداسیون به صورت مفصل می‌باشد و کوله‌ها به صورت ساده و با استفاده از المان‌های لینک خطی مدل‌سازی شدند همچنین لازم به ذکر است که عرض عرشه ۲۳ متر و عمق آن ۱/۹ متر بوده که دارای دو خط ترافیکی در هر جهت می‌باشد.

به جهت ارزیابی و اعتبارسنجی، پل نوع B با مشخصات و روش مذکور در نرم‌افزار CSI Bridge مدل‌سازی شد و تصاویری از مدل‌سازی در این تحقیق و مدل‌سازی توسط کاویانی و همکاران در نرم‌افزار Open SEES در شکل (۱) قابل مشاهده است و جهت بررسی و صحت‌سنجی پایداری کلی سازه تحلیل مودال بر روی نمونه مدل‌سازی شده اجرا شد که نتایج مقایسه تغییر شکل‌های مودال در مودهای اول و سوم در شکل (۲-الف) و مقادیر دوره تناوب مودهای اول تا سوم در جدول (۱) بیانگر قرابت و نزدیک بودن عملکرد پل مدل‌سازی شده با کار کاویانی و همکاران است. همچنین به جهت بررسی و اعتبارسنجی عملکرد پل مدل‌سازی شده تحت بارگذاری دینامیکی از شتاب‌نگاشت زلزله Northridge (PEER RSN (1086)) با ضریب ۱/۲۸ g استفاده شد و گره شماره (۲۴)، به‌عنوان گرهی میانی در کوله پل مدل‌سازی شده، انتخاب گردید و نتیجه جابه‌جایی طولی کوله در این گره با نتیجه جابه‌جایی طولی کوله در تحلیل انجام شده توسط Liang و Mosalam بر روی مدل ساخته شده (توسط کاویانی و همکاران) در شکل (۲-ب) مقایسه شد لازم به ذکر است که خط قرمز در شکل (۲-ب) بیانگر نمودار پاسخ جابه-جایی طولی کوله پل مدل‌سازی شده با نرم‌افزار CSI Bridge در گره (۲۴) است و خط مشکی در شکل (۲-ب) بیانگر نمودار پاسخ جابه‌جایی طولی کوله در تحلیل انجام شده توسط Liang و Mosalam [23] در نرم‌افزار Open SEES می‌باشد. ارزیابی و مقایسه نتایج نشان می‌دهد با توجه به متفاوت بودن نرم‌افزارهای مدل‌سازی و ماتریس‌های سختی جهت تحلیل و ارزیابی نمونه مورد نظر، نتایج با تقریب خوبی قابل قبول است و نتایج مشابهی به دست آمده است که نشان از دقت خوب در مدل‌های تحلیلی انتخاب شده است و این ارزیابی نشان می‌دهد این روش مدل‌سازی در طیف وسیعی از پل‌ها با رفتار دینامیکی متفاوت با دقت مطلوبی قابل استفاده است.

(الف)

(ب)

شکل ۱ نمایی از نمونه پل مدل‌سازی شده در نرم‌افزارهای: (الف) CSI Bridge و (ب) Open SEES [22]

(الف)

(ب)

شکل ۲ (الف) مقایسه اشکال مودی نمونه پل مدل‌سازی شده با کار کاویانی و همکاران [22] و (ب) مقایسه جابه‌جایی طولی کوله تحت اثر زلزله Northridge با تحلیل انجام شده توسط Liang و Mosalam در نرم‌افزار Open SEES [23]

جدول ۱ مقایسه نتایج مودهای اول تا سوم پل مدل‌سازی شده [22]

	مود اول(s)	مود دوم(s)	مود سوم(s)
نتایج پل مدل‌سازی شده در نرم‌افزار CSI-Bridge	۱/۰۳	۰/۵۵	۰/۴۱
نتایج مندرج در کار کاویانی و همکاران	۱/۰۹	۰/۵	۰/۳۵

مدل‌سازی

در این تحقیق، به جهت اطمینان از عملی بودن و کاربردی بودن یافته‌های پژوهش، پل‌های شهری معمولی دارای سیستم‌تیر- دال بتنی انتخاب شدند. این پل‌ها نشان‌دهنده طراحی رایج و پرکاربرد در زیر ساخت‌های حمل و نقل مدرن هستند. هدف از این پژوهش ارزیابی عملکرد لرزه‌ای و آسیب‌پذیری این پل‌ها با پایه‌های ساخته شده از بتن فوق توانمند است.

برای تسهیل تحلیل، از روش‌ها و ابزار مدل سازی پیشرفته موجود در نرم‌افزار CSI Bridge 2016 استفاده شده و فرایند مدل سازی نمونه پل‌های مورد بررسی در این پژوهش به شکل سه‌بعدی و بر اساس المان و اجزای قاب مدل‌سازی شدند. مدل‌سازی با روش المان‌های قاب جهت به تصویرکشیدن ویژگی‌های اجزای سازه‌ای پل‌ها و تسهیل تجزیه و تحلیل جامع رفتار مدل‌ها تحت بارگذاری‌های مختلف می‌باشد [22]. علاوه بر این، از ابزار Bridge Wizard در نرم‌افزار استفاده شده که امکان بازسازی دقیق شرایط پل در دنیای واقعی نیز فراهم گردیده است.

علاوه بر این، بالشتک‌ها و تکیه‌گاه‌های الاستومری که اجزای اساسی در سازه‌های پل هستند با استفاده از المان لینک خطی و بر اساس کاتالوگ شرکت گومبا طراحی و مدل‌سازی گردید این رویکرد نشان‌دهنده پیوند مطلوبی بین اجزای روسازه و زیرسازه هست، و این امکان را فراهم می‌سازد تا با افزایش دوره تناوب در سازه خسارات کمتری به کلیه مدل‌ها در طول رویدادهای لرزه‌ای وارد شود همچنین جهت توصیف مؤثر رفتار غیر خطی سازه‌های پل، در نزدیکی اتصال پایه به سر پایه و پایه به فونداسیون مفاصل پلاستیک بر اساس ASCE 41-17 تعریف گردید [24]. در این روش می‌توان برهم‌کنش‌ها و تغییر شکل‌های پیچیده‌ای را که در پایه‌ها، به‌ویژه در پاسخ به نیروهای لرزه‌ای رخ می‌دهد، در نظر گرفت و با گنجاندن این عناصر غیر خطی در مدل‌سازی، ظرفیت غیر خطی سازه را لحاظ کرد تا رفتار نمونه‌ها در برابر تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی بیش از پیش به واقعیت نزدیک باشد.

ذکر این نکته ضروری است که متغیر اول نوع بتن مصرفی در پایه پل و متغیر دوم ارتفاع پایه‌های پل می‌باشد و به غیر از این دو متغیر سایر ابعاد و مشخصات اجزای پل در تمامی نمونه‌ها ثابت در نظر گرفته شد. این رویکرد این امکان را فراهم می سازد تا به طور مشخص تأثیر ارتفاع و مصالح مصرفی در پایه بر عملکرد لرزه‌ای پل‌ها به صورت مجزا ارزیابی گردد و اطمینان حاصل شود که نتایج در یک چارچوب آزمایشی قوی و کنترل‌شده است.

مشخصات هندسی

در این تحقیق برای تحلیل و طراحی پل‌های بتنی تیر- دال در نرم‌افزار CSI-Bridge از آیین‌نامه‌های داخلی و خارجی مانند نشریه ۱۳۹ (آیین‌نامه بارگذاری پل‌ها)، نشریه ۴۶۳ (آیین‌نامه طرح پل‌های راه و راه‌آهن در برابر زلزله)، نشریه ۳۸۹ (آیین‌نامه طرح و محاسبه پل‌های بتن‌آرمه) و آیین‌نامه طراحی پل‌های آمریکا AASHTO استفاده شد و بارگذاری‌ها به جهت تحلیل و طراحی نمونه پل مدل‌سازی شده بر اساس بارهای مرده و زنده شامل بارهای مرده نوع اول (وزن اصلی مقاطع) و نوع دوم (بارهای آسفالت و نرده گذاری‌ها و بار پیاده‌رو) و بار زنده کامیون ۴۰ تنی ایرانی، اثرات دما و ترکیب بارهای مقاومت و بهره‌برداری مندرج در این آیین‌نامه‌ها استفاده گردید [28-25]. پل مورد مطالعه دارای پیکربندی سه دهانه، پیوسته، تیر- دال بتنی است که طول کلی آن ۶۰ متر و عرض کلی عرشه ۹/۲ متر می‌باشد. عرشه پل دارای دو خط ترافیک بوده که عرض هر کدام ۳/۲ متر است. علاوه بر این، در دو طرف عرشه پل، گذرگاه‌های عابر پیاده وجود دارد که هر کدام ۱ متر عرض دارند و مسیری ایمن و قابل دسترس برای عابران پیاده ارائه می‌دهند. در امتداد جهت طولی پل، پنج تیر به طور استراتژیک برای توزیع مؤثر بارها و تضمین یکپارچگی ساختار پل قرار گرفته، این آرایش ظرفیت باربری را بهینه می‌کند و عملکرد کلی پل را افزایش می‌دهد. مقطع عرضی و پروفیل طولی در شکل (۳) نمایش داده شده است.

هندسه شاه‌تیرهای بتنی موجود در روسازه دارای ارتفاع ۱/۵ متر، عرض بال ۰/۶۵ متر، ضخامت جان ۲۵ سانتی‌متر و ضخامت ۲۰ سانتی‌متر برای بال‌ها می‌باشند (شکل ۴-الف). این تیرها ستون فقرات روبنای پل را تشکیل می‌دهند و پشتیبانی و توزیع بار بسیار مناسبی را ارائه می‌کنند.

(الف)

(ب)

شکل ۳ (الف) مقطع عرضی پل تیر-دال بتنی و (ب) پلان و جزئیات طولی پل

(د) (ج) (ب) (الف)

شکل ۴ جزئیات: (الف) شاه‌تیرهای پل، (ب) مقطع تیر سر پایه و جزئیات مقطع ستون پایه: (ج) با ارتفاع ۵ متر و د) با ارتفاع ۸ متر

در طراحی پل دیافراگم‌هایی با عرض ۳۰ و ارتفاع ۱۱۵ سانتی‌متر قرار گرفته است که به سختی و پایداری کلی پل کمک می‌کنند. این دیافراگم‌ها که با فاصله ۱۰ متر از یکدیگر در ابتدا، انتها و وسط دهانه‌های پل قرار گرفتند نقش مهمی در توزیع نیرو در سراسر سازه ایفا کرده و ظرفیت تحمل بار جانبی را افزایش می‌دهند (شکل ۳-ب). همچنین تیرهای سر پایه، عناصر اصلی سازه‌ای هستند که روسازه را به ستون‌های زیرسازه متصل می‌کند که با ابعاد ۱/۲ متر عرض و ۱/۵ متر طول مدل‌سازی شده‌اند (شکل ۴-ب).

پایه‌های پل هر کدام شامل سه ستون دایره‌ای بوده که قطر هر کدام ۱/۲ متر است. این اجزای نقش بسیار مهمی در پایداری و ظرفیت باربری پل ایفا می‌نمایند که در جهت عرضی مانند قاب و در جهت طولی مانند طره عمل می‌کنند (جزئیات مقاطع ستون‌ها در شکل ۴). نکته قابل توجه در مدل سازی و طراحی پل استفاده از بالشتک‌ها و جداگرهای لرزه‌ای الاستومری برای جداسازی روسازه از زیرسازه می‌باشد. این طراحی نوآورانه مهندسان، با میرا کردن ارتعاشات وارد به پل، ظرفیت سازه را در برابر رویدادهای لرزه‌ای افزایش می‌دهد که در مناطق زلزله‌خیز نقش به سزایی در کاهش خسارات دارد. کوله‌ها نیز اجزای مهم و حیاتی هستند که مانند پایه‌ها نقش کلیدی در پایداری و انتقال بارهای وارد بر پل به فونداسیون دارند که به صورت بسته و با استفاده از المان لینک خطی مدل‌سازی شدند. این رویکرد عملکرد جامع و یکپارچه در ساختار پل را تضمین می‌کند [29].

مواد و مصالح

در مدل‌سازی کلیه اجزای پل، میلگرد اولیه مورد استفاده، میلگرد AIII بود که با تنش تسلیم $fy = 4000\ kg/cm^2$ و مقاومت کششی نهایی $fu = 6000\ kg/cm^2$ مشخص می‌شود. این انتخاب یکپارچگی ساختاری و ظرفیت باربری مدل‌های پل را تضمین می‌کند. برای ساخت عرشه پل در تمامی مدل‌ها از بتن C25 استفاده شده است. بتن C25 دارای مقاومت فشاری= f'_c $250\ kg/cm^2$ است، که آن را به انتخابی قابل اعتماد برای اجزای عرشه پل تبدیل می‌کند. همچنین این نوع بتن در ساخت مدل‌های دارای پایه‌های بتنی معمولی به عنوان نمونه‌های معیار استفاده شده است که مشخصات کامل آن در جدول (۲) و نتیجه مقایسه نمودار تنش- کرنش بتن C25 بر اساس مدل ارائه شده توسط [21] با نمودار تنش کرنش بتن فوق توانمند که بر اساس تحقیقات [30] و [31] ترسیم شده در شکل (۵) نمایش داده شده است.

در مقابل، مدل‌هایی که دارای پایه‌های ساخته شده با بتن فوق توانمند (UHPC) هستند، از مشخصات خاصی بر اساس مشخصات ذکر شده در گزارش‌های FHWA بهره می‌برند. این مدل‌ها از بتن فوق توانمند با ۲٪ الیاف در ناحیه پوسته و بتن فوق توانمند با ۲٪ الیاف و ۰٫۵٪ ضریب محصورشدگی برای ناحیه هسته استفاده می‌کنند. انتخاب این مواد پیشرفته در افزایش مقاومت و انعطاف‌پذیری ساختاری پایه‌ها بسیار مفید است [32].

برای ثبت دقیق رفتار تنش- کرنش UHPC، از مطالعات Pereiro جهت مدل‌سازی ناحیه کششی این بتن استفاده شد که درکی ارزشمند در مورد رفتار کششی این نوع بتن ارائه می‌کند [30]. به طور مشابه، برای ناحیه فشاری از تحقیق انجام شده توسط نعیمی و همکاران به عنوان مرجع اصلی که امکان مدل‌سازی دقیق رفتار فشاری UHPC را فراهم می‌کند استفاده شد که مشخصات مکانیکی و نمودار تنش- کرنش نهایی و مقایسه آن با نمودار تنش- کرنش بتن معمولی به ترتیب در جدول (۲) و شکل (۵) نمایش داده شده است [31]. این یافته‌ها بر اساس نتایج تحقیقات آزمایشگاهی بوده تا نتایج حاصل از تحلیل در این مقاله قابل استناد و نزدیک به واقعیت باشد.

جدول ۲ مشخصات مکانیکی بتن‌های مصرفی [21,31,31]

نوع ماده	مقاومت فشاری (MPa)	مقاومت‌کششی (MPa)	ضریب پواسون (U)	مدول الاستیسیته(Ton/m^2)
بتن C25	۲۵	۳	۰/۲	۲۴۰۰۰۰۰
بتن UHPC	۱۷۷/۷۵	۱۰	۰/۱۸	۴۷۴۳۶۰۹

شکل ۵ مقایسه تنش- کرنش بتن معمولی و بتن فوق توانمند [21,31,32]

شکل (۶) نمایشی از مدل‌سازی تحلیلی نمونه‌های توصیف شده ارائه می‌دهند. شکل (۶- الف) نمایی از مدل‌های پل ساخته شده بر اساس رویکرد المان قاب را ارائه کرده که قاب سازه‌ای و اجزای حیاتی را به نمایش می‌گذارد. از سوی دیگر شکل (۶- ب)، نمایی از مدل‌های توسعه یافته در حالت Extrude را نشان می‌دهد که پیچیدگی‌های هندسه پل و تعامل بین عناصر ساختاری مختلف را نشان می‌دهد.

(الف)

(ب)

شکل ۶ نمایی از مدل‌های ساخته شده : (الف) بر اساس المان قاب و (ب) نمایی از مدل‌های ساخته شده در حالت Extrude

تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)

بعد از ایجاد مدل‌های تحلیلی و انتخاب مجموعه‌ای از شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای مربوط به آن، نوبت بررسی دقیق رفتار دینامیکی سازه‌ها بودکه برای شبیه‌سازی طیف وسیعی از تحریک‌های لرزه‌ای و ارزیابی تأثیر آن‌ها بر روی پل‌های مورد مطالعه، مجموعه‌ای از تحلیل‌های تاریخچه زمانی آغاز شد. این تجزیه و تحلیل‌ها به صورت سیستماتیک و با پیروی از اصول تحلیل دینامیکی غیر خطی افزایشی (IDA) انجام پذیرفت.

شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده در دو حوزه نزدیک و دور دارای ۳ مؤلفه لرزه‌ای شامل دو مؤلفه افقی و یک مؤلفه قائم می‌باشند که از بررسی اثر مؤلفه قائم طبق نشریه ۴۶۳ (آیین‌نامه طرح پل‌های راه و راه‌آهن در برابر زلزله) صرف نظر شد و فقط اثر دو مؤلفه افقی شتاب‌نگاشت‌ها به عنوان ورودی به پل اعمال گردید. در پل‌های مطالعه شده پایه‌ها در جهت عرضی قاب بوده لذا سختی بیشتری نسبت به جهت طولی خود دارند. بر این اساس سختی در جهت عرضی بیشتر از جهت طولی پل می‌باشد. همچنین در مدل‌سازی پل‌ها برشگیر در جهت عرضی پل در نظر گرفته شده است که در تعریف بالشتک‌های الاستومری این موضوع لحاظ شده است. در بررسی‌های انجام شده و نتایج حاصل از تحلیل مشخص گردید که مقدار جابه‌جایی پایه در جهت عرضی پل نسبت به جابه‌جایی طولی بسیار اندک و ناچیز بود؛ بر این اساس در این تحقیق پاسخ جابه‌جایی پایه در جهت

طولی پل به عنوان معیار اصلی تحلیل‌های IDA و تهیه منحنی‌های شکنندگی قرار گرفت [26,33]. تجزیه و تحلیل برای هر مدل شامل تحلیل دینامیکی افزاینده تحت اثر ۷ شتاب‌نگاشت حوزه دور و ۷ شتاب‌نگاشت حوزه نزدیک (پالس‌دار) بود که سناریوهای لرزه‌ای متنوعی را منعکس کرده و ارزیابی دقیقی از عملکرد سازه‌ها تحت تحریکات لرزه‌ای میدان دور و نزدیک را تضمین می‌کند. این شتاب‌نگاشت‌ها طبق توصیه Fema-P695 انتخاب شدند تا طیفی از شرایط لرزه‌ای واقعی را که پل‌ها در مناطق با خطر لرزه‌ای بالا ممکن است با آن‌ها مواجه شوند، در بر گیرند. بر اساس Fema-P695، زلزله شتاب‌نگارهایی که فاصله کمتر از ۱۰ کیلومتر تا گسل دارد شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک و زلزله‌هایی که شتاب‌نگار تا گسل، فاصله‌ای برابر با ۱۰ کیلومتر یا بیشتر دارد شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور اطلاق می‌شوند. در واقع شتاب‌نگاشت‌هایی که دارای بزرگا بیشتر از ۶/۵ ریشتر هستند زلزله‌هایی با بزرگای زیاد، به شمار می‌روند این زلزله‌ها بر اساس ATC-63 دارای شدت و زمان بیشتری هستند و مقادیر انرژی زیادی را تخلیه می‌کنند در مقابل زلزله‌ها با بزرگای کمتر از ۶/۵ ریشتر شتاب‌نگاشت هایی با بزرگای کم به‌حساب می‌آیند. این زلزله‌ها صرفا توانایی تخریب اعضای غیرسازه‌ای را داشته و حتی اگر با شدت زیادی به وقوع بپیوندد به دلیل مدت زمان لرزش کوتاهی که دارند نمی‌توانند اعضای سازه‌ای نوساز را تخریب کنند و نواحی محدودی را تحت تأثیر خود قرار می‌دهند در مقابل زلزله‌ها با بزرگای بیشتر از ۶/۵ ریشتر علاوه بر اینکه شدت و مدت‌زمان لرزش بیشتری دارند می‌توانند نواحی گسترده‌تری را تحت‌تأثیر خود قرار دهندکه امکان ارزیابی و پایش سازه تا رسیدن به مرحله فروریزش و تخریب را فراهم می‌کند از این رو در این مقاله از شتاب‌نگاشت‌هایی با بزرگای ۶/۵ تا ۷/۵ ریشتر استفاده گردید که اسامی شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور و حوزه نزدیک به ترتیب در جدول‌های (۳-الف) و (۳-ب) بیان شده است [34]. همچنین برای در نظر گرفتن خصوصیات مربوط به ساختگاه و زمین احداث پروژه مورد نظر از خاک نوع ۲ و در منطقه‌ای با خطر لرزه‌ای بسیار الا استفاده شد که این ملاحظات برای ارزیابی واکنش سازه در چارچوب شرایط زمین‌شناسی واقعی، ضروری هستند.

نمودارهای IDA مربوط به هر شتاب‌نگاشت دارای دو مؤلفه عمودی و افقی تحت عنوان‌های سطح شدت (IM) و سطح آسیب (DM) می‌باشند و در واقع سطح شدت (IM) ورودی بر اساس پارامترهای لرزه‌ای مربوط به شتاب‌نگاشت، مانند PGD،PGV و یا PGA است که به مدل اعمال می‌شوند و سطح آسیب (DM) همان پارامتر تقاضای مهندسی است که متناظر با هر سطح شدت اعمال شده در تحلیل دینامیکی، اندازه‌گیری می‌شود، پارامترهای تقاضای مهندسی برای هر یک از اجزای پل متفاوت است؛ اما به طور عمومی می‌توان به جابه‌جایی نسبی پایه‌ها وکوله‌ها، شکل‌پذیری پایه‌های پل، تغییر شکل کلیدهای برشی اشاره کرد که در این پژوهش به جهت بررسی پایه‌های ساخته شده با بتن فوق توانمند از پارامتر لرزه‌ای بیشینه شتاب زمین (PGA) و جابه‌جایی نسبی پایه‌ها (Drift) به ترتیب به‌عنوان سطح شدت (IM) و سطح آسیب (DM) به جهت بیان پارامتر تقاضای مهندسی (EDP) استفاده شد. پارامتر لرزه‌ای PGA، پارامتری ساده و قابل اعتماد از شدت لرزش زمین است که به راحتی اندازه‌گیری و تفسیر می‌شود و بیانگر بیشینه شتاب زمین مربوط به هر شتاب‌نگاشت است. این پارامتر لرزه‌ای بر اساس تحقیقات انجام شده در گذشته همبستگی مناسبی را بین تقاضای شکل پذیری جابه‌جایی ارائه می‌کند و بر خلاف سایر پارامترها مانند شتاب طیفی یا سرعت این امکان را فراهم می‌سازد تا فارغ از در نظر گرفتن دوره تناوب سازه و خصوصیات فردی هر شتاب‌نگاشت، رفتار سازه در برخورد با زلزله ارزیابی شود [35]. در ابتدا، برای استاندارد کردن مقایسه شتاب‌نگاشت‌ها، پارامتر لرزه‌ای بیشینه شتاب زمین (PGA) برای هر شتاب‌نگاشت به مقدار یکنواخت ۱g مقیاس شد. این روش مقیاس‌کردن که با کمک نرم‌افزار Seismo Signal انجام گرفت، تضمین می‌کند که تمام شتاب‌نگاشت‌های زمین یک شتاب گرانشی معادل بر روی سازه‌ها اعمال می‌کنند، بنابراین ارزیابی منسجم و معنادار را تسهیل می‌کند [35].

متعاقبا، تحلیل‌های تاریخچه زمانی به شکلی نظام‌مند اجرا شدند. هر مدل در معرض طیفی وسیعی از بارهای افزایشی قرار گرفت که با گام ۰/۱g افزایش یافت. این رویکرد که به‌عنوان تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی شناخته می‌شود، این امکان را

فراهم می‌سازد تا به طور جامع پاسخ سازه و سطح آسیب تحت درجات مختلف شدت لرزه‌ای بررسی شود. با پیشرفت در تجزیه و تحلیل‌ها، داده‌های زیادی تولید شد که این امکان را مهیا می‌کند تا با ترسیم منحنی‌های IDA درک عمیقی در مورد آسیب‌پذیری لرزه‌ای و عملکرد پل‌ها تا رسیدن به سطح فروریزش به دست آید و با استفاده از سطوح آسیب به دست آمده و با کمک روش‌ها و ابزار احتمالاتی تابع توزیع نرمال (NDF) و تابع توزیع تجمعی(CDF) و استفاده از پارامترهای میانگین و انحراف معیار، منحنی‌های شکنندگی برای هر مدل در هر حوزه بر اساس حالات حدی تعیین شده ترسیم شد که با کمک این منحنی‌های شکنندگی احتمال فراگذشت خسارات در هر سطح عملکردی قابل پیش‌بینی است. منحنی‌های IDA مربوط به هر حوزه در شکل‌های (۷) تا (۱۰) به تفکیک هر مدل نمایش داده شده است.

این منحنی‌های شکنندگی که از طریق نتایج تحلیل IDA انجام گرفت، در مشخص‌کردن احتمال آسیب سازه در سطوح مختلف شتاب اوج زمین (PGA) و شدت‌های تحریک، بسیار مفید هستند. این رویکرد جامع احتمالاتی درک ما از پاسخ سازه‌ها به نیروهای لرزه‌ای را افزایش می‌دهد و منبع ارزشمند و قابل استنادی برای ارزیابی لرزه‌ای سازه به جهت طراحی پل‌های با اهمیت زیاد و مدیریت خطر برای سایر پل‌ها در زمان بحران به شمار می‌آید [36].

جدول ۳ شتاب‌نگاشت‌های: (الف) حوزه دور و (ب) حوزه نزدیک [34]

شماره	PEER RSN	نام زلزله	نام ایستگاه ثبت شتاب‌نگاشت	سال رخداد زلزله	بزرگا
۱	۱۸۱	Imperial Valley-06	El Centro Array #6	۱۹۷۹	۶/۵
۲	۷۲۳	Superstition Hills-02	Parachute Test Site	۱۹۸۷	۶/۵
۳	۸۰۲	Loma Prieta	Saratoga - Aloha Ave	۱۸۲	۶/۹
۴	۸۲۱	Erzican, Turkey	Erzincan	۱۹۹۲	۶/۷
۵	۸۲۸	Cape Mendocino	Petrolia	۱۹۹۲	۷
۶	۱۰۶۳	Rinaldi Receiving Sta	Northridge-01	۱۹۹۴	۶/۷
۷	۱۶۰۵	Duzce	Duzce, Turkey	۱۹۹۹	۷/۱۴

(الف)

شماره	PEER RSN	نام زلزله	نام ایستگاه ثبت شتاب‌نگاشت	سال رخداد زلزله	بزرگا
۱	۱۱۱۱	Koobe,Japan	Nishi-Akashi	۱۹۹۵	۶/۹
۲	۱۶۹	Imperial Valley	Delta	۱۹۷۹	۶/۵
۳	۹۰۰	Lander	Yermo Fire Station	۱۹۹۲	۷/۳
۴	۷۵۲	Loma prieta	Capitola	۱۹۸۹	۶/۹
۵	۷۲۱	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	۱۹۸۷	۶/۵
۶	۱۶۶	Imperial Valley-06	Coachella Canal #4	۱۹۷۹	۶/۵۳
۷	۹۵۳	Northridge	Beverly Hills - Mulhol	۱۹۹۴	۶/۷

(ب)

(الف)

(ب)

شکل ۷ نمودار IDA پل تیر- دال بتنی با پایه‌های ۵ متری ساخته شده از: (الف) بتن معمولی و (ب) بتن فوق توانمند تحت زلزله حوزه دور

(الف)

(ب)

شکل ۸ نمودار IDA پل تیر- دال بتنی با پایه‌های ۵ متری ساخته شده از الف) بتن معمولی و ب) بتن فوق توانمند تحت زلزله حوزه نزدیک

(الف)

(ب)

شکل ۹ نمودار IDA پل تیر- دال بتنی با پایه‌های ۸ متری ساخته شده از: (الف) بتن معمولی و (ب) بتن فوق توانمند تحت زلزله حوزه دور

(الف)

(ب)

شکل ۱۰ نمودار IDA پل تیر- دال بتنی با پایه‌های ۸ متری ساخته شده از الف) بتن معمولی و ب) بتن فوق توانمند تحت زلزله حوزه نزدیک

در شکل‌های (۷) تا (۱۰) نمودارهای مربوط به تحلیل دینامیکی افزاینده (IDA) به تفکیک مدل‌های ساخته شده با بتن فوق توانمند و بتن معمولی در هر حوزه ترسیم شده است. با دقت در این منحنی‌ها متوجه می‌شویم که همگی این منحنی‌ها در ابتدا صاف بوده و در ناحیه خطی قرار دارند با افزایش بیشینه شتاب زمین مفصل‌هایی در پایه‌های پل ایجاد شده و سازه وارد ناحیه غیرخطی می‌شود همچنین در این ناحیه شاهد شکست‌هایی در بعضی از نقاط نمودار های IDA هستیم که بیانگر سخت‌شوندگی و افزایش مقاومت در پایه پل است که این سخت‌شوندگی و افزایش مقاومت در نمونه ساخته شده با بتن فوق توانمند در مقایسه با نمونه ساخته شده با بتن معمولی به دلیل خواص مکانیکی ایجاد شده به واسطه مواد تشکیل‌دهنده، دانه‌بندی ریز و همگن و استفاده از الیاف، بیشتر است و در واقع الیاف به علت ایجاد محصورشدگی‌های غیرفعال تأثیر ویژه‌ای در بهبود و افزایش مقاومت و شکل‌پذیری پایه‌های پل دارد. منحنی‌های IDA در انتهای تحلیل و با وقوع فروریزش در پایه های پل تحت اثر هر شتاب‌نگاشت به‌صورت صاف و افقی به پایان می‌رسند.

شاخص خسارت

بررسی‌های اخیر در مورد آسیب‌های ناشی از زلزله نشان داده است که بخش قابل توجهی از آسیب‌های سازه‌ای در سیستم‌های پل در زیر سازه رخ می‌دهد. با شناخت نقش حیاتی پایه‌های پل در یکپارچگی ساختاری کلی پل‌ها، رویکردی متمرکز در ارزیابی آسیب لرزه‌ای اتخاذ شد که برای ارزیابی جامع پاسخ لرزه‌ای و آسیب احتمالی به پل‌های مورد مطالعه، تحلیل دقیقی انجام گرفت. در این تحلیل محاسبه جابه‌جایی نسبی پایه‌ها که یک معیار اساسی برای ارزیابی عملکرد و آسیب‌پذیری زیرساخت‌های پل است انتخاب شد [30]. پل‌های در معرض سناریوهای بارگذاری افزایشی، با استفاده از یک مجموعه شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده از ۷ شتاب‌نگاشت حوزه نزدیک و ۷ شتاب‌نگاشت حوزه دور قرار گرفت. این رویکرد جامع، این امکان را فراهم می‌سازد تا طیفی از رویدادهای لرزه‌ای واقعی، شبیه‌سازی شده و تأثیر آن‌ها بر پایه‌های پل ارزیابی شود.

برای دسته‌بندی سطوح آسیب مشاهده شده در تحلیل‌ها و تسهیل مقایسه‌های معنادار، از شاخص‌های تعریف شده بر اساس HAZUS جهت نشان دادن درجات مختلفی از خسارت در سازه استفاده شد. جدول (۴) تعریف دقیقی از این شاخص‌های آسیب ارائه می‌کند که به عنوان یک مرجع استاندارد برای ارزیابی پاسخ و ظرفیت لرزه‌ای پایه پل‌ها به شمار می‌آید. با ارزیابی جابه‌جایی و تغییر مکان نسبی ستون‌های پایه پل تحت اثر هر شتاب‌نگاشت زلزله، درک عمیقی در مورد عملکرد و آسیب‌پذیری این اجزای حیاتی به دست می‌آید. این رویکرد سیستماتیک شرایطی را فراهم می‌سازد تا تأثیر بالقوه رویدادهای لرزه‌ای را بر زیرساخت‌های پل ارزیابی کرده و رویکردهایی را برای افزایش مقاومت و انعطاف‌پذیری سازه و کاهش خطر اتخاذ کرد.

جدول ۴ تعریف حالات خسارات : (الف) به صورت کیفی و (ب) به صورت کمی و بر مبنای Drift و بر اساس HAZUS [37]

(الف)

حالت خسارت	بیان کیفی
۱. بدون خسارت	پل هیچ خسارتی نداشته است
۲. خسارت کم	ترک‌خوردگی جزئی و پوسته‌شدن در کوله‌ها و ترک در کلیدهای برشی کوله‌ها، ریزش جزئی و ترک در مفاصل، ریزش جزئی در ستون و ترک‌خوردگی جزئی در عرشه (نیاز به بازسازی ظاهری و جزئی دارد)
۳. خسارت متوسط	هر ستون ترک‌خوردگی و پوسته‌پوسته شدن را در حد متوسط تجربه می‌کند (ستون از نظر ساختاری هنوز سالم است، ترک کلیدهای برشی
۴. خسارت زیاد	خرابی شدید در ستون‌ها بدون رخداد انهدام و خرابی تکیه‌گاه‌های بعضی از اتصالات
۵. فروریزش	انهدام تمامی ستون‌ها و اتصالات و فروپاشی قریب‌الوقوع سازه

ادامه جدول ۴ تعریف حالات خسارات : (الف) به صورت کیفی و (ب) به صورت کمی و بر مبنای Drift و بر اساس HAZUS [37]

(ب)

حالات خسارت	وضعیت	بیان کمی
بدون خسارت	اولین جاری شدن	۰/۰۰۵
خسارت کم	ترک و پوسته پوسته شدن	۰/۰۰۷
خسارت متوسط	از دست دادن لنگرگاه	۰/۰۱۵
خسارت زیاد	ریزش اولیه ستون	۰/۰۲۵
فروریزش	فروپاشی ستون	۰/۰۵

ارزیابی و تحلیل منحنی‌های شکنندگی

نتایج گسترده تحلیل شکنندگی یک نمای کلی و جامع از عملکرد سازه‌ای پل‌ها، زمانی که در معرض تحریکات زلزله حوزه دور و حوزه نزدیک قرار می‌گیرند، ارائه می‌کند. ارزیابی مبتنی بر شاخص‌های آسیب تعریف شده توسط HAZUS متمرکز است و امکان توصیف دقیق واکنش سازه را فراهم می‌کند.

گروه ۱

در گروه ۱ که مربوط به رویدادهای لرزه‌ای میدان دور است، نتایج موجود به جهت مقایسه و ارزیابی به صورت دو دسته منحنی ارائه می‌شود. شکل (۱۱- الف) منحنی شکنندگی پل مجهز به پایه‌های بتنی با عملکرد فوق‌العاده بالا (UHPC) را بر اساس ۵ شاخص آسیب تعریف شده نشان می‌دهد که هر کدام دارای پایه هایی با ارتفاع ۵ متر هستند. این منحنی درک واضحی از عملکرد ساختاری پل با پایه‌های UHPC در شرایط لرزه‌ای میدان دور ارائه می‌دهد. به طور مشابه ، شکل (۱۱- ب) منحنی شکنندگی یک پل را با پایه‌های بتنی معمولی (به ارتفاع ۵ متر) در شرایط لرزه‌ای حوزه دور نشان می‌دهد.

نتایج مقایسه و بررسی منحنی شکنندگی پایه‌های پل ساخته شده با بتن معمولی و بتن فوق توانمند (شکل ۱۱) تحت اثر زلزله‌های حوزه دور در شکل (۱۲) به تفکیک ۵ سطح عملکردی، بدون خسارت، خسارت کم، متوسط، زیاد و فروریزش آمده است. نتایج مقایسه نشان می‌دهد که انحراف معیار پنج سطح آسیب تعریف شده بدون خسارت، خسارت کم، متوسط، زیاد و فروریزش در پایه ساخته شده با بتن فوق توانمند به ترتیب ۰/۱۰۱، ۰/۱۰۲، ۰/۱۱۰، ۰/۱۳۰ و ۰/۲۰۰ می‌باشد و میانگین سطوح خسارات به ترتیب دارای مقادیر ۰/۵۸، ۰/۶۵، ۰/۹۲ ، ۱/۲۵ ، ۲/۰۹ است این در حالی است که در نمونه ساخته شده با بتن معمولی این مقادیر برای انحراف معیار به ترتیب ۰/۰۶۰ ، ۰/۰۶۳ ، ۰/۰۹۹ ، ۰/۱۶۰ ، ۰/۳۴۰ و برای میانگین آسیب‌ها به ترتیب ۰/۴۷، ۰/۵۴، ۰/۸۰ ، ۱/۱۳، ۱/۹۵ می‌باشد با مقایسه اعداد و ارقام می‌توان دریافت که میانگین مقادیر برای نمونه ساخته شده با بتن معمولی کمتر از میانگین نمونه ساخته شده با بتن فوق توانمند است که بیانگر مقاومت بالای مدل ساخته شده با بتن فوق توانمند تحت سطوح بالاتری از تحرکات زمین است. همین‌طور انحراف معیار نمونه ساخته شده با بتن فوق توانمند از نمونه ساخته شده با بتن معمولی بیشتر است که نشان از پراکندگی بیشتر مقادیر و بیانگر افزایش مقاومت، سخت‌شوندگی، و احیای متعدد و بیشتر بتن فوق توانمند نسبت به بتن معمولی تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور است. در جدول (۵) سطوح شدت در میانه خسارت به تفکیک سطوح عملکردی مختلف تعیین شده است. بررسی و ارزیابی این جدول نشان می‌دهد که استفاده از بتن فوق توانمند موجب افزایش ظرفیت خطی سازه شده به طوری که خسارت ۵۰ درصدی در سطح عملکردی بدون خسارت در شتاب ۰/۵۹g رخ داده است این در حالی است که میانه خسارت در پایه‌های ساخته شده با بتن معمولی در سطح آسیب کم در شتاب ۰/۵۴g به وقوع پیوسته است و با توجه به تعاریف مندرج در جدول (۴-الف) بتن فوق توانمند علاوه بر افزایش ظرفیت خطی سازه، تأثیر به‌سزایی در کنترل عرض ترک دارد این افزایش مقاومت اولیه به واسطه استفاده از بتن فوق توانمند به طور مشخص اثر مثبتی بر ظرفیت نهایی سازه داشته به طوری که خسارت ۵۰ درصدی در سطوح آسیب زیاد و فروریزش به ترتیب در شتاب‌های ۱/۲۶g و ۲/۱g به وقوع پیوسته است و این میزان خسارت در پایه‌های ساخته شده با بتن معمولی

در شتاب‌های ۱/۱۳g و ۱/۹۶g رخ داده است که استفاده از بتن فوق توانمند به ترتیب ۱۱/۵ درصد و ۷/۱۴ درصد بهبود رفتار نسبت به بتن معمولی تحت اثر زلزله‌های حوزه دور داشته است. با افزایش سطوح شدت، میزان برتری پایه‌های ساخته شده با بتن فوق توانمند تحت اثر زلزله‌های حوزه دور نسبت به بتن معمولی کاهش یافته است به طوری که بیشترین میزان بهبود مربوط به سطح عملکردی بدون خسارت به میزان ۲۲/۹۲ درصد و کمترین بهبود مربوط به سطح فروریزش به مقدار ۷/۱۴ درصد می‌باشد.

شکل ۱۱ منحنی شکنندگی پایه ساخته شده از: (الف) بتن فوق توانمند و (ب) بتن معمولی با ارتفاع ۵ متر تحت زلزله حوزه دور

شکل ۱۲ مقایسه منحنی شکنندگی پایه‌های ساخته شده از بتن فوق توانمند و بتن معمولی با ارتفاع ۵ متر تحت اثر حوزه دور

جدول ۵ نتایج سطوح تحریک در نقطه میانی آسیب (مدل با ارتفاع پایه ۵ متر تحت اثر شتاب‌نگاشت حوزه دور)

	بدون خسارت	خسارت کم	خسارت متوسط	خسارت زیاد	فروریزش
بتن فوق توانمند	۰/۵۹g	۰/۶۶g	۰/۹۳g	۱/۲۶g	۲/۱g
بتن معمولی	۰/۴۸g	۰/۵۴g	۰/۸۴g	۱/۱۳g	۱/۹۶g
درصد برتری بتن فوق توانمند نسبت به بتن معمولی	۲۲/۹۲	۲۲/۲۲	۱۰/۷۱	۱۱/۵۰	۷/۱۴

گروه ۲

گروه ۲، نتایج بررسی و ارزیابی عملکرد پایه پل‌ها با ارتفاع ۵ مترتحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک ارائه می‌نماید. شکل (۱۳-الف) منحنی شکنندگی یک پل با پایه‌های ساخته شده از بتن فوق توانمند (ارتفاع ۵ متر) تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک را نشان می‌دهد. در مقابل، شکل (۱۳- ب) منحنی شکنندگی پل با پایه‌های ساخته شده از بتن معمولی (ارتفاع ۵ متر) تحت بارگذاری لرزه‌ای حوزه نزدیک ارائه می‌کند. این داده‌ها آسیب‌پذیری سازه و احتمال فراگذشت خسارات در پایه پل‌ها بر اساس ۵ سطح عملکردی تعیین شده در HAZUS نشان می‌دهند.

(الف)

(ب)

شکل ۱۳ منحنی شکنندگی پایه ساخته شده از: (الف) بتن فوق توانمند و (ب) بتن معمولی با ارتفاع ۵ متر تحت اثر زلزله حوزه نزدیک

نتایج مقایسه و بررسی منحنی شکنندگی پایه پل‌های ساخته شده با بتن معمولی و بتن فوق توانمند (شکل ۱۳) تحت اثر زلزله حوزه نزدیک در شکل (۱۴) بر اساس ۵ سطح عملکردی، بدون خسارت، خسارت کم، متوسط، زیاد و فروریزش آمده است. نتایج به دست آمده بر اساس ۵ سطوح عملکرد، بدون آسیب، خسارت کم، متوسط، زیاد، فروریزش برای نمونه ساخته شده با بتن فوق توانمند به ترتیب دارای انحراف معیار ۰/۰۸۶، ۰/۱۰۴، ۰/۲۱۷، ۰/۳۷۹، ۰/۷۹۷ و میانگین ۰/۵۳، ۰/۶۱، ۰/۹۴، ۱/۳۳، ۲/۳۸ است که در مقابل نمونه ساخته شده با بتن معمولی دارای انحراف معیار ۰/۰۶۱، ۰/۰۶۶، ۰/۱۳۰، ۰/۲۳۵، ۰/۵۱۳ و میانگین ۰/۴۱، ۰/۴۸، ۰/۷۷، ۱/۱۲، ۲/۰۲ می‌باشد و بیانگر افزایش ظرفیت مقاومت نمونه ساخته شده با بتن فوق توانمند و ایجاد شکل‌پذیری مناسب و سخت‌شوندگی‌های متعدد نسبت به نمونه ساخته شده با بتن معمولی تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک است. در جدول (۶) سطوح شدت در میانه خسارت به تفکیک سطوح عملکردی مختلف تحت اثر زلزله حوزه نزدیک تعیین شده است. بررسی و ارزیابی این جدول نشان می‌دهد میانه خسارت در سطح عملکردی بدون خسارت و خسارت کم در پایه‌های ساخته شده با بتن معمولی به ترتیب در شتاب‌های ۰/۴۲g و ۰/۴۹g رخ داده است این در حالی است که میانه خسارت در سطح عملکردی بدون خسارت و خسارت کم در پایه‌های ساخته شده با بتن فوق توانمند به ترتیب در شتاب‌های ۰/۵۳g و ۰/۶۲g به وقوع پیوست که به ترتیب ۲۶/۱۹ درصد و ۲۶/۵۳ درصد بهبود رفتار داشته است که علاوه بر افزایش ظرفیت خطی سازه، تأثیر فوق‌العاده‌ای در کنترل عرض ترک و جلوگیری از پوسته پوسته شدن مقاطع دارد. همچنین استفاده از بتن فوق توانمند در پایداری نهایی سازه نیز تأثیر زیادی داشته است به طوری که خسارت ۵۰ درصدی در پایه پل در سطوح عملکردی خسارت زیاد و فروریزش در شتاب‌های ۱/۳۶g و ۲/۳۹g به وقوع پیوست که به ترتیب بیانگر ۲۰/۳۵ درصد و ۱۷/۷۳ درصد بهبود رفتار در مقایسه با پایه‌های ساخته شده با بتن معمولی تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک می باشد. همچنین با مقایسه جدول (۵) و (۶) مشاهده می‌شود که بتن فوق توانمند عملکرد بهتری تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به زلزله‌های حوزه دور از خود به نمایش می‌گذارد.

شکل ۱۴ مقایسه منحنی شکنندگی پایه‌های ساخته شده از بتن فوق توانمند و بتن معمولی با ارتفاع ۵ متر تحت اثر حوزه نزدیک

جدول ۶ نتایج سطوح تحریک در نقطه میانی آسیب (مدل با ارتفاع پایه ۵ متر تحت اثر شتاب‌نگاشت حوزه نزدیک)

	بدون خسارت	خسارت کم	خسارت متوسط	خسارت زیاد	فروریزش
بتن فوق توانمند	۰/۵۳g	۰/۶۲g	۰/۹۵g	۱/۳۶g	۲/۳۹g
بتن معمولی	۰/۴۲g	۰/۴۹g	۰/۷۷g	۱/۱۳g	۲/۰۳g
درصد برتری بتن فوق توانمند نسبت به بتن معمولی	۲۶/۱۹	۲۶/۵۳	۲۳/۳۸	۲۰/۳۵	۱۷/۷۳

گروه ۳

گروه ۳ به بررسی سناریوهای لرزه‌ای پایه پل‌ها با ارتفاع ۸ متر می‌پردازد. در شکل (۱۵- الف)، منحنی شکنندگی پل مجهز به پایه‌های UHPC (ارتفاع ۸ متر) تحت اثر زلزله‌های حوزه دور ارائه می‌شود که به طور مشابه شکل (۱۵- ب) منحنی شکنندگی پل با پایه‌های ساخته شده از بتن معمولی (ارتفاع ۸ متر) تحت بارگذاری لرزه‌ای میدان دور را نشـــان می‌دهد. این داده‌ها درک مناسبی در مورد تأثیر افزایش ارتفاع پایه بر پاسخ سازه تحت اثر زلزله‌های حوزه دور ارائه می‌کند.

نتایج مقایسه و بررسی منحنی شکنندگی پایه پل‌های ساخته شده با بتن معمولی و بتن فوق توانمند با ارتفاع ۸ متر (شکل ۱۵) تحت اثر زلزله حوزه دور در شکل (۱۶) تحت عنوان ۵ شاخص آسیب، بدون خسارت، خسارت کم، متوسط، زیاد و فروریزش آمده است. نتایج انحراف معیار نمونه‌های ساخته شده با بتن فوق توانمند در این ۵ سطح عملکرد به ترتیب ۰/۰۸۱، ۰/۰۸۳، ۰/۱۱۵، ۰/۲۰۵، ۰/۴۶۱ و میانگین آن به ترتیب ۰/۵۲، ۰/۶۱، ۱/۰۱، ۱/۵۰، ۲/۷۲ بوده و این در شرایطی است که برای بتن معمولی انحراف معیار به ترتیب دارای ۰/۰۶۱، ۰/۰۶۵، ۰/۰۷۹، ۰/۱۵۶، ۰/۳۶۹ و میانگین به ترتیب ۰/۴۰، ۰/۴۹، ۰/۸۴، ۱/۲۸، ۲/۳۸ می‌باشد و با ارزیابی نتایج استنباط می‌گردد که بتن فوق توانمند دارای ظرفیت مقاومت بیشتر و عملکرد بهتری نسبت به بتن معمولی تحت اثر زلزله‌های حوزه دور دارد. در جدول (۷) سطوح شدت در میانه خسارت به تفکیک سطوح عملکردی مختلف تحت اثر زلزله حوزه دور تعیین شده است. بررسی و ارزیابی این جدول نشان می‌دهد نیروهای جانبی وارد شده به پایه‌ها با ارتفاع ۸ متر به‌واسطه افزایش دوره تناوب کلی سازه نسبت به پایه‌ها با ارتفاع ۵ متر کاهش‌یافته است بر همین اصل و به علت جزئیات میلگردگذاری مضاعف، ظرفیت مقاومت نهایی پایه پل نسبت به پایه‌ها با ارتفاع ۵ متر افزایش‌یافته است به طوری که طبق جدول (۷) سطح عملکردی فروریزش در پایه‌های ساخته شده با بتن فوق توانمند و بتن معمولی به ترتیب در شتاب‌های ۲/۷۳g و ۲/۳۹g رخ داده است لازم به ذکر است که استفاده از بتن فوق توانمند در پایه‌ها با ارتفاع ۸ متری بهبود ۱۴/۲۳ درصدی نسبت به پایه‌های ساخته شده با بتن معمولی داشته که این میزان طبق

جدول (۵) برای پایه‌ها با ارتفاع ۵ متر ۷/۱۴ درصد بوده است که نشان از برتری پایه‌های ساخته شده از بتن فوق توانمند با ارتفاع ۸ متر تحت اثر حوزه دور دارد. همچنین میانه خسارت در سطوح عملکردی بدون آسیب و خسارت کم بر اساس جدول (۷) به ترتیب ۲۶/۸۳ درصد و ۲۴ درصد بهبود یافته است و نشان می‌دهد استفاده از بتن فوق توانمند تأثیر فراوانی در جلوگیری از ورود سازه به ناحیه غیر خطی داشته و به شکل مطلوبی از گسترش خرابی و ترک در پایه‌ها پیشگیری می‌کند.

شکل ۱۵ منحنی شکنندگی پایه ساخته شده از: (الف) بتن فوق توانمند و (ب) بتن معمولی با ارتفاع ۸ متر تحت اثر زلزله حوزه دور

شکل ۱۶ مقایسه منحنی شکنندگی پایه‌های ساخته شده از بتن فوق توانمند و بتن معمولی با ارتفاع ۸ متر تحت اثر حوزه دور

جدول ۷ نتایج سطوح تحریک در نقطه میانی آسیب (مدل با ارتفاع پایه ۸ متر تحت اثر شتاب‌نگاشت حوزه دور)

	بدون خسارت	خسارت کم	خسارت متوسط	خسارت زیاد	فروریزش
بتن فوق توانمند	۰/۵۲g	۰/۶۲g	۱/۰۱g	۱/۵g	۲/۷۳g
بتن معمولی	۰/۴۱g	۰/۵g	۰/۸۵g	۱/۲۹g	۲/۳۹g
درصد برتری بتن فوق توانمند نسبت به بتن معمولی	۲۶/۸۳	۲۴	۱۸/۸۲	۱۶/۲۸	۱۴/۲۳

گروه ۴

در نهایت، گروه ۴ تأثیر رویدادهای لرزه‌ای میدان نزدیک بر پل‌ها با پایه‌های ۸ متری را بررسی می‌کند، در شکل (۱۷- الف) منحنی شکنندگی پایه‌های ساخته شده از بتن فوق توانمند و در شکل (۱۷- ب) پایه‌هایی ساخته شده از بتن معمولی نشان داده شده است. این ارقام عملکرد ساختاری پل‌ها را در شرایط لرزه‌ای میدان نزدیک، زمانی که پایه‌هایی با ارتفاع ۸ متر ساخته می‌شوند بیان می‌کند و امکان مقایسه و تجزیه تحلیل را فراهم می‌سازد.

(الف)

(ب)

شکل ۱۷ منحنی شکنندگی پایه ساخته شده از: (الف) بتن فوق توانمند و (ب) بتن معمولی با ارتفاع ۸ متر تحت اثر زلزله حوزه نزدیک

نتایج مقایسه و بررسی منحنی شکنندگی پایه پل‌های ساخته شده با بتن معمولی و بتن فوق توانمند با ارتفاع ۸ متر (شکل ۱۷) تحت اثر زلزله حوزه نزدیک در شکل (۱۸) تحت عنوان ۵ حالت آسیب، بدون خسارت، خسارت کم، متوسط، زیاد و فروریزش آمده است. نتایج به دست آمده بر اساس ۵ سطح عملکردی، بدون آسیب، خسارت کم، متوسط، زیاد، فروریزش برای نمونه ساخته شده با بتن فوق توانمند به ترتیب دارای انحراف معیار ۰/۱۰۴، ۰/۱۱۷، ۰/۱۹۷، ۰/۰،۶۶۰/۳۱۸ و میانگین ۰/۴۷، ۰/۵۷، ۰/۹۵، ۱/۴۲، ۲/۶۰ است و در مقابل نمونه‌های ساخته شده با بتن معمولی دارای انحراف معیار ۰/۰۷۷، ۰/۰۷۸، ۰/۱۴۴، ۰/۲۸۵، ۰/۶۵۷ و میانگین ۰/۴۴، ۰/۵۱، ۰/۸۰، ۱/۱۶، ۲/۰۶ می‌باشد که بیانگر افزایش ظرفیت مقاومت نمونه‌های ساخته شده با بتن فوق توانمند و ایجاد شکل‌پذیری مناسب و سخت‌شوندگی‌های پی‌درپی نسبت به نمونه‌های ساخته شده با بتن معمولی تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک است. در جدول (۸) سطوح شدت در میانه خسارت به تفکیک سطوح عملکردی مختلف تحت اثر زلزله حوزه نزدیک تعیین شده است. بررسی و ارزیابی این جدول نشان می‌دهد نیروهای جانبی وارد شده به پایه‌ها با ارتفاع ۸ متری به واسطه افزایش دوره تناوب کلی سازه نسبت به پایه‌ها با ارتفاع ۵ متر کاهش‌یافته است به همین دلیل و به علت جزئیات میلگرد گذاری مضاعف، ظرفیت مقاومت نهایی پایه پل نسبت به پایه‌ها با ارتفاع ۵ متر افزایش‌یافته است به‌طوری که طبق جدول (۸) سطح عملکردی فروریزش در پایه‌های ساخته شده با بتن فوق توانمند و بتن معمولی به ترتیب در شتاب‌های ۲/۶۱g و ۲/۰۷g رخ داده است لازم به ذکر است که استفاده از بتن فوق توانمند در پایه‌ها با ارتفاع ۸ متری بهبود ۲۶/۰۹ درصدی نسبت به پایه‌های ساخته شده با بتن معمولی داشته که این میزان طبق جدول (۶) برای پایه‌ها با ارتفاع ۵ متر ۱۷/۷۳ درصد بوده است که نشان از برتری پایه‌های ساخته شده از بتن فوق توانمند با ارتفاع ۸ متر تحت اثر زلزله حوزه نزدیک دارد. همچنین میانه خسارت در سطوح عملکردی بدون آسیب و خسارت کم بر اساس جدول (۸) به ترتیب ۹/۰۹ درصد و ۱۱/۵۴ درصد بهبود یافته است و نشان می‌دهد استفاده از بتن فوق توانمند تأثیر فراوانی در جلوگیری از ورود سازه به ناحیه غیر خطی داشته و به شکل مطلوبی از گسترش خرابی و ترک در پایه‌ها پیشگیری می‌کند. لازم به ذکر است بر اساس نتایج به دست آمده از جدول‌های (۷) و (۸) بتن فوق توانمند در کنترل عرض ترک و بهبود رفتار غیر خطی تحت اثر زلزله‌های حوزه دور عملکرد بهتری نسبت به زلزله‌های حوزه نزدیک از خود نشان داده است این در حالی است که عملکرد بتن فوق توانمند در افزایش ظرفیت نهایی و بهبود رفتار در سطوح آسیب متوسط، زیاد و فروریزش تحت اثر زلزله حوزه نزدیک بهبود بیشتری نسبت به زلزله‌های حوزه دور داشته است.

شکل ۱۸ مقایسه منحنی شکنندگی پایه‌های ساخته شده از بتن فوق توانمند و بتن معمولی با ارتفاع ۸ متر تحت اثر حوزه نزدیک

جدول ۸ نتایج سطوح تحریک در نقطه میانی آسیب (مدل با ارتفاع پایه ۸ متر تحت اثر شتاب‌نگاشت حوزه نزدیک)

	بدون خسارت	خسارت کم	خسارت متوسط	خسارت زیاد	فروریزش
بتن فوق توانمند	۰/۴۸g	۰/۵۸g	۰/۹۵g	۱/۴۳g	۲/۶۱g
بتن معمولی	۰/۴۴g	۰/۵۲g	۰/۸g	۱/۱۶g	۲/۰۷g
درصد برتری بتن فوق توانمند نسبت به بتن معمولی	۹/۰۹	۱۱/۵۴	۱۸/۷۵	۲۳/۲۸	۲۶/۰۹

نتیجه‌گیری

پل‌ها یکی از مهم‌ترین سازه‌های ساخته شده به دست بشر هستند که نقش‌های حیاتی در تأمین نیازهای جامعه بشری دارند این سازه‌ها در مقایسه با ساختمان‌ها و دیگر سازه‌ها از درجه نامعینی کمتری برخوردارند و به همین دلیل بررسی و ارزیابی آن‌ها در برابر حوادث طبیعی مانند زلزله نسبت به بقیه سازه‌ها از حساسیت و اهمیت بیشتری برخوردار است در این راستا و به منظور بهبود رفتار لرزه‌ای پل‌ها، نمونه‌هایی از پل با سیستم تیر دال بتنی با پایه‌های ساخته شده از بتن فوق توانمند (UHPC) و بتن معمولی (C25) در نرم‌افزار CSI-Bridge مدل‌سازی شد و با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزاینده تحت اثر زلزله‌های حوزه دور و حوزه نزدیک منحنی‌های شکنندگی این نمونه‌ها ترسیم گردید و با ارزیابی و تحلیل منحنی‌های شکنندگی نتایج مهمی مشاهده شد که به شرح زیر است :

۱. احتمال فراگذشت آسیب در پل‌ها با پایه‌های ساخته شده از بتن فوق توانمند نسبت به پل‌ها با پایه‌های ساخته شده از بتن معمولی در تمامی شاخص‌های آسیب کمتر است.

۲. بتن فوق توانمند به واسطه ساختار یکپارچه و مشخصات مکانیکی فوق‌العاده‌ای که دارد مقاومت فشاری بسیار بالایی را فراهم می‌آورد که با ترکیب الیاف و استفاده از میلگرد های عرضی مناسب، علاوه بر افزایش مقاومت در ناحیه خطی، با ایجاد سخت‌شوندگی و افزایش مقاومت در ناحیه غیر خطی ظرفیت نهایی سازه را نیز افزایش می‌دهد.

۳. بتن فوق توانمند ظرفیت مقاومت سازه جهت جلوگیری از وقوع آسیب اولیه و وقوع آسیب کم بهبود بخشیده و با مقاومت فشاری و مقاومت کششی بیشتری که در مقایسه با بتن معمولی دارد عملکرد بسیار مطلوبی در کنترل عرض ترک داشته به طوری که ظرفیت سازه در میانه خسارت در سطح عملکردی بدون خسارت و خسارت کم در کمترین حالت به ترتیب ۹/۰۹ درصد و ۱۱/۵۴ درصد و در بهترین شرایط ۲۶/۱۹ درصد و ۲۶/۵۳ درصد بهبودیافته است. لازم به ذکر است میانه آسیب در پایه‌های ساخته شده با بتن فوق توانمند

با ارتفاع ۵ متر در سطح عملکردی بدون آسیب در حالی به وقوع پیوست که در نمونه مشابه با بتن معمولی سطح خسارت کم رخ داده بود.

۴. میزان بهبود بتن فوق توانمند نسبت به بتن معمولی در سطح آسیب زیاد و فروریزش تحت اثر زلزله حوزه دور در نمونه با پایه‌های دارای ارتفاع ۵ متر به ترتیب ۱۱/۵ درصد و ۷/۱۴ درصد است و در حوزه نزدیک این برتری به میزان ۲۰/۳۵ درصد و ۱۷/۷۳ درصد افزایش می‌یابد. همچنین این مقدار بهبود برای بتن فوق توانمند در پایه‌ها با ارتفاع ۸ متر تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور به ترتیب ۱۶/۲۸ درصد و ۱۴/۲۳ درصد است این در حالی است که این مقادیر برای پایه‌ها با ارتفاع ۸ متر تحت اثر زلزله حوزه نزدیک به ترتیب ۲۳/۲۸ درصد و ۲۶/۰۹ درصد افزایش می‌یابد که نشان دهنده عملکرد بهتر بتن فوق توانمند در زلزله‌های حوزه نزدیک است.

۵. بتن فوق توانمند در افزایش پایداری سازه تأثیر به‌سزایی داشته به طوری که در سطح نهایی آسیب حداقل ۷/۱۴ درصد و حداکثر ۲۶/۰۹ درصد بهبود نسبت به بتن معمولی کسب کرده است که این بهبود رفتار در پایداری سازه تحت سطوح سنگین‌تری از لرزش زمین بیانگر پتانسیل بالای اجزای ساخته شده با این بتن نسبت به بتن معمولی است که این امکان را برای طراحان فراهم می‌سازد تا از بتن فوق توانمند به جهت کاهش ابعاد مقاطع، طراحی‌های بهینه و معماری‌های زیباتر بهره گیرند.

سپاسگزاری

مراجع

[1] A. Caner, A.M Yanmaz, A. Yakut, O. Avsar, T. Yilmaz, “Service Life Assessment of Existing Highway Bridges with No Planned Regular Inspections,” *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 22 ,pp. 108–114, (2008). doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2008)22:2(108)

[2] C. Huang, J. Song, N. Zhang, G. C. Lee, M. Asce, “Seismic Performance of Precast Prestressed Concrete Bridge Girders Using Field-Cast Ultrahigh-Performance Concrete Connections,” *Journal of Bridge Engineering*, vol. 24, no. 6, (2019). doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943

[3]M. Zhou, W. Lu, J. Song, G. C. Lee, “Application of Ultra-High Performance Concrete in bridge engineering,” *Construction and Building Materials,* vol. 186, pp. 1256–1267, (2018). doi:10.1016/j.conbuildmat.2018.08.036

[4] M. A. Bajaber, I. Y. Hakeem, “UHPC evolution, development, and utilization in construction: a review,” *Journal of Materials Research and Technology*, vol. 10, pp. 1058–1074, (2021). doi:10.1016/j.jmrt.2020.12.051

[5] A. K. Akhnoukh, C. Buckhalter, “Ultra-high-performance concrete : Constituents, mechanical properties, applications, and current challenges,” *Case Studies in Construction Materials*, vol. 15, (2021). doi.org/10.1016/j.cscm.2021.e00559

[6] M. Tazarv, M. S. Saiid, “UHPC-filled duct connections for accelerated bridge construction of RC columns in high seismic zones,” *Engineering Structures*, vol. 99, pp. 413–422, (2015). doi:10.1016/j.engstruct.2015.05.018

[7] Z. Haber, B.J. F. Munoz, I. De la Varga, B. A. Graybeal,“Bond characterization of UHPC overlays for concrete bridge decks: Laboratory and field testing,” *Construction and Building Materials*, vol. 190, pp. 1056–1068, (2018). doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.09.167

[8] Y. Zhang, Y. Zhu, M. Yeseta, D. Meng, X. Shao, Q. Dang, G. Chen, “Flexural behaviors and capacity prediction on damaged reinforcement concrete (RC) bridge deck strengthened by ultra-high performance concrete (UHPC) layer,”

Construction and Building Materials, vol. 215, pp. 347–359, (2019). doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.04.229

[9] M. Ye, M., Z. Guo, C. Chen, Y. Chen, "Shaking table test study on seismic performance of UHPC rectangular hollow bridge pier," *Composite Structures*, vol. 275, pp. 114435, (2021). doi:10.1016/j.compstruct.2021.114435

[10] X. Zhang, Y. Lu, X. Wu, P. Wang, R. Li, Y. Liu, C. Shen, H. Zhang, D. Zhang, "Constitutive model for ultra-high performance concrete (UHPC) considering the size effect under cyclic compressive loading," *Construction and Building Materials,* vol. 368, p. 130499, (2023). doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.130499

[11]S. S. Zhang, J. J. Wang, G. Lin, T. Yu, T., D. Fernando, "Stress-strain models for ultra-high performance concrete (UHPC) and ultra-high performance fiber-reinforced concrete (UHPFRC) under triaxial compression," *Construction and Building Materials* vol. 370, p. 130658, (2023). doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.130658

[12] M. Gholhaki, A. Soleymani, O. Rezay far, "Determining Coefficient Behavior of Reinforced Moment Frame Having the Steel Plate Shear Wall using incremental Non-linear Dynamic Analysis," *Journal of Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 32, no. 4, pp. 13-30, (2019) .doi:10.22067/civil.v32i4. 62958. (In Persian).

[13] T. Abbasi, B. Navayi Neya , L. Kalani sarokolayi, "Effect of Far and Near Fault Erathquake on Non-niform Excitation of Concrete Gravity Dams," *Journal of Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 32, no. 2, pp. 61-82, (2019). doi:10.22067/civil.v32i2.66860. (In Persian).

[14] L Kalani sarokolayi, L .Khanmohammadi, B .Navayi, "Concrete Cubic Ground Tanks with Base Seperator Under the Transitional and Rotational Components of Earthquake. " *Journal of Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 36, no. 4, pp. 35-54, (2023).doi10.22067/JFCEI.2023.80361.1206 (In Persian)

[15] P. Esmaeiltabar, H. Khosravi, J. Vaseghi, "A Simplified Model for Dual Wall-Frame System," *Journal of Ferdowsi Civil Engineering*, vol. 35, no. 1, pp. 31-44, (2022). doi:10.22067/Jfcei.2022.74215.1102. (In Persian)

[16] M. Shinozuka, M. Q.Feng, H. K. Kim, S. H. Kim, "Nonlinear Static Procedure for Fragility Curve Development," *Journal of Engineering Mechanics,* vol. 126, no. 12, (2000). doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2000)126:12(1287)

[17] R. V. Whitman, E. H. Vanmarcke, F. Asce, M. Asce, R. L. de Neufville, J. E. Brennan,.I, C. A. Cornell, J. M. Biggs, A. Asce, "Seismic design decision analysis," *Journal of the Structural Division*, vol. 101no. 5, pp. 1067-1084, (1975). doi.org/10.1061/JSDEAG.0004049

[18] M. Shinozuka, "Development of bridge fragility curves. Proceedings of the US-Italian Workshop on Seismic Evaluation and Retrofit, Multidisciplinary Center on Earthquake Engineering Research, pp. 93-99, (1998).

[19] M. Abbasi, B. Zakeri, G. G. Amiri, "Probabilistic Seismic Assessment of Multiframe Concrete Box-Girder Bridges with Unequal-Height Piers," *Journal of Performance of Constructed Facilities*, p. 04015016, (2015). doi:10.1061/(asce)cf.1943-5509.0000753

[20] A. Aviram, K. R, Mackie, C. Florida, "Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California," *Pacific Earthquake Engineering Research Center,* (2008). https://peer.berkeley.edu/sites/default/files/web_peer803_ady_aviram_kevin_r._mackie_bozidar_stojadinovic.pdf

[21] J. B Mander, M. J. N. Priestley, R. Park, "Theorical Strss-Strain Model for Confined Concrete," *Journal of Structural Engineering*, vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, (1988). doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804)

[22] Kaviani.Peyman, Zareian. Farzin, Taciroglu. Ertugrul, "Performance-Based Seismic Assessment of Skewed Bridges," Technical Report, PEER, (2014) . dx.doi.org/10.13140/2.1.1586.0007

[23] X. Liang, K. M. Mosalam, "Performance-Based Robust Nonlinear Seismic Analysis with Application to Reinforced Concrete Highway Bridge Systems," *Pacific Earthquake Engineering Research Center,* (2016). dx.doi.org/10.13140/RG.2.2.20197.09440

[24] ASCE/SEI. "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings", *American Society of Civil Engineers*, no. 41-17, (2017)

[25] Islamic Republic of Iran Management and Plannig Organization .Standard Loads for Bridges. no 139. (In Persian)

[26] Islamic Republic of Iran Management and Plannig Organization Road and Railway Bridges Seismic Resistant Design code, No 463 (In Persian)

[27] The Islamic Republic of Iran Vice Presidency for Strategic Planning and Supervision .The Code of Practice for the analysis and Design of Concrete Bridges.No 389 (In Persian)

[28] "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications," *American Association of State Highway and Transportation Officials*, Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials, (2008)

[29] Roudgari, S. Aziminezhad, A. Seyed Razaghi, M. Emami,f. (2019). "Seismic Fragility Curves of Multi-Span Highway Bridges Considering Multiple Damage Parameters". International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES) (In Persian)

[30] J. Pereiro-Barceló, J. L. Bonet; B. Martínez-Jaén, B. Cabañero-Escudero, "Design Recommendations for Columns Made of Ultra-High-Performance Concrete and NiTi SMA Bars," *Buildings*, vol. 13, p. 991, (2023). doi.org/10.3390/buildings13040991

[31] N. Naeimi, M. A. Moustafa, "Analytical Stress–Strain model for steel spirals-confined UHPC," *Composites Part C: Open Access*, vol. 5, p. 100130, (2021). doi.org/10.1016/j.jcomc.2021.100130

[32] Z. B. Haber, A. Foden, M. McDonagh, J. Ocel, K. Zmetra, B. Graybeal, "Design and Construction of UHPC-Based Bridge Preservation and Repair Solutions," *Federal Highway Administration*, (Washington, DC: 2022) doi.org/10.21949/1521867.

[33] J. Dai, D. Wang, X-Y.Chen, R. Zhang, Z-G. Sun, "Assessment of an optimal intensity measure for isolated bridges based on the geometric mean of the response spectrum" (2022). DOI:10.21203/rs.3.rs-2177127/v1

[34] FEMA, 2009, Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P-695, prepared by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

[35] R. Akbari, "Seismic fragility analysis of reinforced concrete continuous span bridges with irregular configuration," *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 8, no. 9, pp. 873–889, (2012). doi:10.1080/15732471003653017

[36] Azarbonyad, F. Definition, explanation and how to draw fragility curves. 2020. Books (In Persian)

[37] HAZUS, 1997. "Earthquake loss estimation methodology,"Technical Manual. Washington, DC: National Institute of Building for the Federal Emergency Management Agency.

Ferdowsi Civil Engineering, 36, 4, 2024. (71-94)

Ferdowsi University of Mashhad

Ferdowsi Civil Engineering

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir

Iranian Concrete Institute

Pavement Engineering Association of Iran

Seismic Vulnerability of the Back-to-Back Mechanically Stabilized Earth Walls Using Fragility Curves

Research Article

Maryam Rahimi[1], Alireza Firoozfar[2], Hamid Alielahi[3]

DOI: 10.22067/jfcei.2024.86346.1279

1- Introduction

Back-to-back mechanically stabilized earth walls, abbreviated as BBMSE by the American Association of State Highway and Transportation Officials, are a type of specific reinforced soil walls commonly used in the abutments of bridges and retaining walls. Reviewing the technical literature reveals limited studies on the seismic behavior and fragility curves of reinforced soil walls and back-to-back reinforced soil walls in particular. Therefore, we investigated the seismic behavior of back-to-back reinforced soil walls using probabilistic fragility curves and examined the effect of the overlap length of the metal strips on the vulnerability of these walls. For analysis, BBMSE walls were numerically simulated using FLAC2D Finite Difference Method software and validated against a physical shake table model. Next, by using the results of nonlinear dynamic analysis, fragility curves were analytically developed based on seismic Intensity Measures (IMs) of peak ground acceleration (PGA) and peak ground velocity (PGV) for far-field and near-field earthquakes.

2- Numerical modeling and dynamic analysis

Due to the nonlinear behavior of structures during severe earthquakes, determining the seismic performance of structures, the effects of ground motion on them during earthquakes, and preparing fragility curves, require numerous nonlinear analyses. In the present study, the modeling was initially performed using the FLAC software based on the dimensions of the shaking table model with a strip length of 0.65 H (39 cm). The geometric dimensions, layout, reinforcement method, and model parameters followed the recommendations of common codes and standards in this field. After the initial validation, following the scaling laws, two models were constructed based on the main dimensions with a unit width-to-height ratio for the mutual interaction effect of the walls. In the first model (A), a strip length of 9.3 m (0.65 H) and an overlap length of 1.8 m (0.3 H) were considered, while in the second model (B), a strip length of 1.5 m (0.85 H) and an overlap length of 0.2 m (0.7 H) were taken into account (Figure 1).

Fig. 1. Numerical model in FLAC

The usual procedure for generating fragility curves involves defining the maximum horizontal ground acceleration as the seismic IM. However, research findings suggest a stronger correlation between velocity intensities and deformation demands. To cover the inherent uncertainties associated with the stochastic nature of earthquakes, two separate sets of far-field and near-field earthquakes, each containing seven compatible records with site conditions, were selected from the Pacific Earthquake Engineering Research Center at the University of California, Berkeley. The stronger horizontal component of the time histories was dimensionlessized based on two IMs, PGA and PGV, ranging from 0 to 1 g for PGA and from 0 to 100 cm/s for PGV, with incremental steps of 0.1 g for PGA and 10 cm/s for PGV. These scaled records were then applied to the model, and the maximum horizontal displacement of the upper part of the wall was extracted as the damage state (DS) from incremental nonlinear dynamic analysis.

3- Developing fragility curves

The responses obtained from incremental nonlinear dynamic analysis serve as seismic demands and are compared with the selected displacement levels chosen as capacities. If the demand exceeds the capacity, the

*Manuscript received January 11, 2024, Revised, February 17, 2024, Accepted, April 13, 2024.

[1] Ph.D. Candidate, Civil Engineering Faculty, University of Zanjan, Zanjan, Iran.

[2] Associate Professor, Civil Engineering Faculty, University of Zanjan, Zanjan, Iran.

[3] Corresponding author. Associate Professor, Department of Civil Engineering, Zanjan Branch, Islamic Azad University, Zanjan, Iran. **Email:** ha.alielahi@iau.ac.ir,

structure is considered to have surpassed its performance level. Considering the probabilistic nature of seismic performance, the collapse or failure capacity of the structure is calculated using suitable probability distribution fitting. The generated fragility curves based on the seismic intensity levels of acceleration and velocity, with records categorized as near-field and far-field, are presented in Figures 2 and 3. These curves depict the behavioral changes of the wall until reaching the defined failure state.

Fig. 2. Fragility curves for model A

Fig. 3. Fragility curves for model B

4- Conclusion

Each structure has its fragility curve, which can be used to express the probability of structural damage at diverse levels. The probability of failure and interpretation of seismic vulnerability vary based on the chosen IM. The key findings of this study can be summarized as follows:

1. Scatter coefficients and regression analysis showed that the IMs of PGA and PGV are sufficiently effective in estimating earthquake hazards to the back-to-back wall.
2. Increasing the length of reinforcement from 0.65 H to 0.85 H and consequently, raising the overlap length leads to a reduction in seismic damage probability by approximately 35% in far-field earthquakes and up to 50% in near-field earthquakes. Moreover, the decreasing trend of vulnerability risk in far-field areas is more tangible during earthquakes with PGAs ≥ 0.4 g and PGVs ≤ 4 cm/s.
3. In fragility curves with PGA as IM, the minimum probability of exceeding in the near-field compared to far-field in model A for the levels of undamaged/moderate damage, moderate damage/severe damage, and severe damage/collapse is 2% to 22%, 2% to 17%, and 2% to 10%, respectively. In model B, these values are 2% to 19%, 5% to 30%, and 2% to 10%, respectively.
4. In fragility curves with PGV as IM, the minimum probability of exceeding in near-field earthquakes compared to far-field earthquakes in model A for the levels of undamaged/moderate damage, moderate damage/severe damage, and severe damage/collapse is 5% to 11%, 2% to 38%, and 2% to 9%, respectively. However, in model B, a higher risk of vulnerability is observed in far-field earthquakes compared to near-field earthquakes, which may be due to the nonlinear behavior of soil, irrespective of other complexities in strong ground motion.

مهندسی عمران فردوسی، ۳۷، ۱، ۱۴۰۳. (۹۴-۷۱)

مهندسی عمران فردوسی

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir/

انجمن مهندسی روسازی ایران

انجمن بتن ایران

مطالعه آسیب‌پذیری لرزه‌ای دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت با استفاده از منحنی‌های شکنندگی*

مقاله پژوهشی

مریم رحیمی[۱] علیرضا فیروزفر[۲] حمید علی الهی[۳]

DOI: 10.22067/jfcei.2024.86346.1279

چکیده *در این مطالعه با بهره‌گیری از منحنی‌های شکنندگی به بررسی رفتار لرزه‌ای دیوار خاک مسلح پشت به پشت به روش احتمالاتی پرداخته و اثر طول هم‌پوشانی تسمه فلزی بر میزان آسیب‌پذیری این نوع دیوارها بررسی شده است. بدین منظور، دیوار خاک مسلح پشت به پشت با نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC۲D شبیه‌سازی شده و با مدل فیزیکی میز لرزه اعتبارسنجی شده است. سپس با استفاده از نتایج تحلیل غیر خطی فزاینده، منحنی‌های شکنندگی به روش تحلیلی بر حسب معیارهای شدت لرزه‌ای PGA و PGV تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک استخراج شده است. نتایج به دست آمده علاوه بر فراهم نمودن امکان پیش‌بینی احتمال آسیب‌پذیری دیوار در شدت‌های مختلف لرزه‌ای، نشان می‌دهد که افزایش طول تسمه‌ها از مقدار ۰/۶۵ به ۰/۸۵ ارتفاع دیوار (افزایش طول هم‌پوشانی از ۰/۳ تا ۰/۷ ارتفاع دیوار) تا ۳۵ درصد در زلزله‌های حوزه دور و تا حدود ۵۰ درصد در زلزله‌های حوزه نزدیک گسل، احتمال آسیب‌های لرزه‌ای این نوع دیوارها را کاهش می‌دهد.*

واژه‌های کلیدی منحنی‌های شکنندگی، دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت، آسیب‌پذیری لرزه‌ای، مدل سازی عددی، زلزله های میدان دور و میدان نزدیک.

Study on Seismic Vulnerability of the Back-to-Back MSE Walls Using Fragility Curves

Maryam Rahimi Alireza Firoozfar Hamid Alielahi

Abstract *In this research, the seismic behavior of the back-to-back MSE walls has been assessed in a probabilistic approach using the fragility curves and the effect of the overlapping length of the metal strips on the vulnerability of this type of walls has been investigated. To this end, the back-to-back MSE walls are simulated using FLAC2D finite difference program, and validated with a shaking table physical model test. So, using the results of nonlinear incremental analysis, fragility curves are analytically extracted based on PGA and PGV intensity measures under far-field and near-fault earthquakes. The obtained results, in addition to providing the possibility of predicting the vulnerability of the wall in different seismic intensities, indicate that increasing the length of the metal strips from 0.65 to 0.85 of the wall height (increasing the overlapping length from 0.3 to 0.7wall height), reduces the probability of seismic damage up to 35% in the far-field and by about 50% in the near-fault earthquakes, respectively.*

Key words Fragility curves, Back-to-back MSE walls, Seismic vulnerability, Earthquakes, Numerical modeling, Near Field and Far Field Earthquakes.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۲/۱۰/۲۱ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۳/۱/۲۵ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، زنجان، زنجان.

(۲) دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه زنجان، زنجان.

(۳) نویسندهٔ مسئول، دانشیار، گروه مهندسی عمران، واحد زنجان، دانشگاه آزاد اسلامی، زنجان.

Email: ha.alielahi@iau.ac.ir

مقدمه

دیوارهای نزدیک به هم یا پشت به پشت که در آیین‌نامه بزرگراه‌های ایالت متحده آمریکا (Federal Highway Administration (USA)) از آن به اختصار تحت عنوان دیوارهای BBMSE (Back to Back Mechanically Stabilized Earth Walls) نام برده می‌شود، نوعی از دیوارهای خاک مسلح خاص می‌باشند که عموما در کوله تکیه‌گاه دو طرف پل‌ها و شیروانی‌ها استفاده می‌شوند. نوپا بودن این تکنولوژی با وجود توسعه کاربری و عدم قناع دانش فنی موضوع به خصوص در شرایط دینامیکی، لزوم دستیابی به شناخت کافی از عملکرد این سیستم را مسجل می‌سازد. از معدود مطالعات انجام‌شده در این زمینه، می‌توان به مدل‌سازی عددی با استفاده از نرم‌افزارFLAC (Fast Lagrangian Analysis of Contina) توسط هاردیانته و ترانگ (Hardianto and Truong) [1] اشاره نمود. نتایج مطالعات آن‌ها نشان داد که در دیوارهای خاک مسلح معمولی (MSE) که رانش دینامیکی به سمت نمای دیوار عمل‌کرده و جابه‌جایی فقط در جهت گسیختگی صورت می‌گیرد، دیوارهای پشت به پشت در هنگام زلزله قادر به حرکت در هر دو طرف هستند. همچنین جابه‌جایی در بالای دیوار بیشتر از جابه‌جایی پای دیوار بوده - است. ضمن اینکه جابه‌جایی‌ها به صورت خطی با افزایش شتاب زلزله، افزایش می‌یابند. نتیجه مطالعات محمد جبری و بن مبارک (Djabri and Benmebarek) [2] هم حاکی از حرکت دیوارها در دو جهت مخالف به همراه توزیع تغییر شکل متفاوت در ارتفاع دیوار بود. یزدان‌دوست و همکاران [3] با انجام آزمایش میز لرزه در مقیاس کوچک بر روی دیوار پشت به پشت مسلح با تسمه‌های فلزی، به بررسی اثر طول هم‌پوشانی مسلح‌کننده‌ها، نحوه چیدمان مسلح‌کننده‌ها بر روی توزیع نیروی کششی در طول مسلح‌کننده‌ها، تغییر مکان ماندگار و مکانیزم انتشار باندهای برشی پرداختند. این محققان نشان دادند که استفاده از مسلح‌کننده با طول هم‌پوشانی بیشتر در مقایسه با حالت بدون هم‌پوشانی (با طول کامل مسلح‌کننده بین دو دیوار پشت به پشت)، تأثیر بهتری بر کاهش بزرگ‌نمایی شتاب داشته، اما در مکانیزم شکست تأثیرگذار نبوده و هندسه سطح شکست تنها به ترتیب اتصال دو دیوار رو به روی یکدیگر بستگی دارد. همچنین افزایش فاصله دیوارها از یکدیگر منجر به افزایش کلی پروفیل جابه‌جایی جانبی شده به طوری که با جدایی کامل دیوارها از یکدیگر، جابه‌جایی جانبی به حداکثر مقدار خود می‌رسد.

توسعه روش‌های مناسب به‌سازی لرزه‌ای و ارزیابی لرزه‌خیزی و آسیب‌پذیری سازه‌ها تا حد زیادی می‌تواند میزان تلفات و خسارات ناشی از زلزله را کنترل کند. حصول عملکرد مناسب لرزه‌ای درگروی این موضوع است که مقاومت و ظرفیت‌های تغییر شکل اعضا بیش از نیازهای تحمیل شده به سازه باشد [4]. مناسب‌ترین نحوه نمایش نیاز لرزه‌ای سازه‌ها، استفاده از منحنی‌های شکنندگی می‌باشد [5-7]. اولین بار، منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای جهت جلوگیری از آسیب‌دیدگی سازه‌های پر اهمیت هسته‌ای در هنگام زلزله، در سال ۱۹۸۰ برای نیروگاه هسته‌ای تولید و ارائه شدند. در واقع، کاربرد اصلی منحنی‌های شکنندگی در ارزیابی عملکرد سازه‌ها از نظر سطح تحمل نیروهای لرزه‌ای و تعیین ضوابط ساخت و ساز در مناطق لرزه‌خیز و مقاوم‌سازی موردنیاز به منظورکاهش سطح خسارت به سازه و تعیین ضریب ایمنی سازه‌ها است. این منحنی‌ها همچنین با ارزیابی خطرات زلزله و تخمین خسارات مالی محتمل، نقش مهمی در صنعت بیمه در جهت ارائه پوشش بیمه‌ای مناسب برای سازه‌ها دارند. این امر، علاوه بر بهینه‌سازی مدیریت ریسک سرمایه‌گذاری می‌تواند اقدام مؤثری در قیمت‌گذاری پوشش‌های بیمه‌ای لازم در راستای حفاظت از سازه‌ها باشد.

مریاما و همکاران [8] با استفاده از اطلاعات و گزارش خرابی‌های به دست آمده از شبکه لرزه‌نگاری بزرگ‌راه‌های ژاپن با استخراج دو منحنی شکنندگی بر حسب حداکثر سرعت زمین (PGV) دریافتند که آسیب جدی که ترافیک عادی را در بزرگ‌راه مختل می‌کند، ممکن است زمانی رخ دهد که PGV از حدود تقریبی ۴۵ سانتی‌متر بر ثانیه فراتر رود. ارگیرودیس (Argyroudis et al.) و همکاران [9] به ارزیابی سطح خسارت بر حسب محدوده نشست ایجاد شده در تکیه‌گاه‌های پل بر حسب نوع خاک پرداختند. علی‌الهی و رابطی مقدم [10] و جعفریان و میرایی [11] آسیب‌پذیری لرزه‌ای دیوار اسکله بلوکی را بر مبنای معیارهای خرابی راهنمای لرزه‌ای اسکله‌ها [12] بررسی کردند. کوستینی و بوزونی (Cosentini and Bozzoni) [13] به مدل‌سازی عددی سازه‌های نگهبان موجود

در شبکه جاده‌ای ایتالیا بر حسب ویژگی‌های هندسی دیوارها نظیر شکل و ارتفاع پرداخته و پاسخ سازه بر حسب جابه‌جایی و چرخش را به‌عنوان معیاری برای کارایی و عملکرد سازه پس از زلزله برحسب زلزله‌های رخداده در منطقه مرکزی ایتالیا به دست آوردند.

با مرور ادبیات فنی می‌توان مشاهده کرد که مطالعات محدودی در زمینه رفتار لرزه‌ای و منحنی‌های شکنندگی دیوارهای خاک مسلح به خصوص دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت انجام شده است. لذا در این تحقیق با هدف ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای این نوع دیوارها، یک دیوار خاک مسلح پشت به پشت با تسمه‌های فولادی با استفاده از نرم‌افزار FLAC شبیه‌سازی شده است. برای انجام مطالعات پارامتری و ارائه منحنی‌های شکنندگی، ابعاد هندسی، چیدمان و نحوه تسلیح و پارامترهای مدل بر اساس مدل فیزیکی یزدان‌دوست و همکاران [3] در نظر گرفته شده که منطبق بر توصیه آیین‌نامه های رایج در این زمینه است. به جهت نوع کاربری و حساسیت این نوع دیوارها، با استفاده از انتخاب معیار آسیب حداکثر جابه‌جایی ۰، ۲، ۳/۵ و ۵ درصد ارتفاع دیوار، چهار سطح حدی بدون آسیب، آسیب متوسط، آسیب جدی و فروریزش برای سازه تعریف شده و تحلیل دینامیکی غیر خطی تحت حرکات نیرومند زمین در دو حوزه زلزله‌های میدان دور و میدان نزدیک انجام شده است. سپس با استناد به نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی به تهیه و استخراج منحنی‌های شکنندگی به روش تحلیلی و بررسی احتمال خسارت وارد به دیوار مورد مطالعه پرداخته شده است.

معرفی تحلیل دینامیکی فزاینده (Incremental Dynamic Analysis) و شاخص خرابی

استخراج منحنی‌های شکنندگی به روش تحلیلی مستلزم انجام تعداد زیادی از تحلیل‌های غیر خطی است که در آن‌ها پاسخ ناشی از رفتار غیرخطی مصالح و هندسه سازه در نظر گرفته شود. بدین منظور، سازه تحت مجموعه‌ای از رکوردهای زلزله مقیاس شده متناسب و هم‌خوان با شرایط ساختگاه قرار می‌گیرد تا مجموعه داده‌های مورد نیاز برای ایجاد ارتباط بین یکی از مشخصه‌های زمین‌لرزه (IMs) (Intensity Measures) و پارامتر نیاز مهندسی (EDP) (Engineering Demand Parameter) تکمیل شود. علی رغم ثابت بودن محتوای فرکانسی و مدت زمان هر رکورد، تحلیل دینامیکی فزاینده اطلاعات ارزشمندی از وضعیت و طبیعت پاسخ سازه در سطوح مختلف شدت زلزله ارائه می‌نماید که توجیهی بر گسترش بهره‌گیری از این روش علی رغم دشواری و زمان‌بر بودن آن است.

یکی از جنبه‌های مهم هر شاخص شدت، همبستگی آن با آسیب‌های مشاهده شده در زلزله‌های واقعی است. مروری بر ادبیات فنی نشان می‌دهد که ارزیابی شکنندگی برای مشکلات ساختاری و ژئوتکنیکی به طور کلی بر اساس کمیت‌های اسکالر است و روال معمول در این زمینه، تعریف حداکثر شتاب افقی زمین (PGA) (Peak Ground Acceleration) به عنوان معیار شدت لرزه‌ای می‌باشد [14,15]. شتاب‌های افقی معمولا به علت رابطه طبیعی آن‌ها با نیروهای اینرسی جهت تشریح حرکات زمین استفاده می‌شوند. اگر چه پارامتر شتاب به تنهایی قادر به بیان پیچیدگی‌های حرکت زمین نبوده و اطلاعات دقیقی از مفاهیم وابسته به محتوای فرکانسی یا مدت حرکت ارائه نمی‌کند، اما به عنوان شاخص طراحی سازه‌هایی نظیر پل‌ها در زمره مهم‌ترین پارامترهای طراحی و تحلیل‌های لرزه‌ای محسوب می‌شود [13,15]. از طرف دیگر، به طور معمول دیوارهای خاک مسلح تغییر شکل‌های بزرگی را در حین زلزله تجربه خواهند نمود که کنترل دقیق این تغییرشکل‌ها برای جلوگیری از عملکرد نامطلوب آن‌ها در طی بارهای لرزه‌ای ضروری است. نتایج مطالعات محققانی نظیر فوکیشما و هایاشی [16] (Fukushima and Hayashi)، شفیعی‌زاده [17] و مولیالی و همکاران [18] (Mollaioli et al.)، نشان می‌دهد که اغلب در زلزله‌های میدان نزدیک، شدت‌های مبتنی بر سرعت می‌تواند همبستگی قوی‌تری با تقاضاهای تغییر شکل داشته باشند. همچنین اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده و تجمع انرژی زلزله در مؤلفه‌های سرعت در محدوده‌های فرکانس بالای زلزله‌های میدان نزدیک مشهودتر می‌باشد [19]. بر این اساس و به جهت بحرانی بودن کنترل تغییر شکل در سازه‌های حساسی نظیر کوله‌پل‌ها، برای پوشش عدم قطعیت‌های ذاتی مرتبط با ماهیت تصادفی زلزله، در این مطالعه مجموعه رکوردهای طبیعی زلزله پس از بی‌بعد شدن در راستای شدت لرزه‌ای PGA از شدت حداکثر شتاب صفر تا ۱gبا گام‌های افزایشی ۰/۱g و شدت لرزه‌ای PGV، از شدت حداکثر سرعت صفر تا ۱۰۰ سانتی‌متر بر ثانیه با گام‌های افزایشی ۱۰ سانتی متر بر ثانیه طبقه‌بندی شدند.

با اینکه به طور خاص معیارهای کنترل جابه‌جایی دیوارهای خاک مسلح در شرایط استاتیکی در استانداردها و آیین‌نامه‌های مختلفی ارائه شده [20] اما صرفا در تعداد محدودی از دستورالعمل‌های طراحی به معیار مشخصی برای کنترل جابه‌جایی در شرایط لرزه‌ای اشاره شده است. هانگ و همکارانش [21] (Huang et al.) محدوده ۲-۵ درصد از ارتفاع دیوار را به عنوان محدوده گذار از جابه‌جایی متوسط تا خسارت فاجعه‌بار در دیوارهای خاک مسلح بیان نمودند. کووانو و همکاران [22] (Kuwano et al.) در بررسی عملکرد ۱۶۰۰ دیوار خاک مسلح در خلال زلزله سال ۲۰۱۱ توهوکو، نشان دادند که کمتر از یک درصد از دیوارهای خاک مسلح در این این زلزله دچار آسیب جدی شدند و در بیشتر از ۹۰ درصد آن‌ها آسیبی مشاهده نشده است. ژانگ و همکارانش [23] (Zhang et al.) در مطالعه نتایج زلزله منطقه سیچوان (Sichuan disaster area) سه سطح عملکردی در محدوده ۱درصد، ۳/۵ درصد و ۶ درصد ارتفاع دیوار معرفی کردند. ژو و همکارانش [20] (Zhu et al.)، مقداری معادل ۴ درصد ارتفاع دیوار را به عنوان پارامتر کنترل جابه‌جایی دیوار بیان کردند. در این راستا استانداردها و آیین‌نامه‌های مختلف نیز در این خصوص مشخصات خاصی تعریف کردند. آیین‌نامه بزرگراه‌های امریکا [24] و آیین‌نامه AASHTO (American Association Of State Highway and Transportation Officials) [25] این نسبت را بین ۴ تا ۹ درصد ارتفاع دیوار تعیین نمودند. در حالی که انجمن ملی بتن و مصالح ساختمانی آمریکا (National Concrete Masonry Association (USA)) [26]، ۳/۵ درصد ارتفاع دیوار را به عنوان شاخص کنترل دیوارهای خاک مسلح با بلوک‌های مدولار (Modular-block) پیشنهاد داده است. مرکز تحقیقات عمرانی و ساختمانی عمومی (ژاپن) (Public Works Research Center (Japan)) [27]، ۳ درصد ارتفاع دیوار را حد کنترل جابه‌جایی همه انواع دیوارها اعلام نموده است. همچنین مؤسسه استاندارد انگلستان ((British Standard (British)) [28]، ۵ درصد ارتفاع دیوار را به‌عنوان شاخص کنترل در نظر می‌گیرد. وزارت حمل و نقل ایالت واشنگتن (ایالات متحده آمریکا) ((Washington State Department of Transportation (USA)) [29]، شاخص کنترل جابه‌جایی دیوارهای خاک مسلح با نمای بتنی را ۴ درصد (در ۳ متر) عنوان نمود. بررسی آزمایش میز لرزه توسط لی و همکاران (Li et al.) [30] هم نشان داد که اگر چه با افزایش شتاب حداکثر، ترک و نشست زیادی در دیوارها اتفاق می‌افتاد، اما آسیب قابل توجهی در دیوارها رخ نداده است. نتایج آزمایش‌های انجام شده کنترل جابه‌جایی در دیوارهای خاک مسلح با بلوک مدولار تحت بارگذاری لرزه‌ای افقی این محققان منجر به معرفی شاخص جابه‌جایی ۳/۸ درصد ارتفاع دیوار برای این نوع دیوارها شد. در این پژوهش، بر اساس مطالعات و پیشنهادهای مختلف ارائه شده، چهار سطح حدی بدون آسیب، آسیب متوسط، آسیب جدی و فروریزش در مقادیر جابه‌جایی صفر، ۲، ۳/۵ و ۵ درصد ارتفاع دیوار به عنوان شاخص‌های خرابی دیوار خاک مسلح پشت به پشت برای استخراج منحنی‌های شکنندگی انتخاب و مد نظر قرار گرفته است.

مدل‌سازی عددی و اعتبارسنجی

به منظور انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی، مدل عددی دوبعدی دیوار خاک مسلح پشت به پشت با استفاده از نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC ساخته شده است. کالیبره نمودن رفتار مصالح و شرایط مرزی در تحلیل‌های پاسخ زمین، از مهم‌ترین گام‌های اولیه هر مدل‌سازی عددی محسوب می‌شوند. از طرفی استفاده از مدل‌های فیزیکی نیز برای درک رفتار نزدیک به واقعیت سازه‌های ژئوتکنیک و ارزیابی مدل‌های عددی و تحلیلی کاربرد فراوانی دارند. لذا در این مطالعه به منظور صحت‌سنجی مدل عددی، ابتدا یک مدل کوچک مقیاس بر اساس ابعاد، اندازه و مشخصات یکی از مدل‌های فیزیکی انجام شده توسط یزدان دوست و همکاران شبیه‌سازی شده (مدل با مقیاس آزمایشگاهی) و پس از تطبیق نتایج و اعتبارسنجی مدل عددی، مطالعات پارامتری و تحلیل دینامیکی بر روی مدل بزرگ مقیاس انجام گرفته است (جدول ۱). لازم به ذکر است که به دلیل امکان صحت‌سنجی مناسب بین نتایج مدل‌سازی عددی و آزمایش میز لرزه، محدودیت‌هایی به جهت انتخاب ابعاد مدل‌سازی عددی و خصوصیات رفتاری مصالح در مدل لحاظ گردیده است. جهت تدقیق شرایط انتقال موج و جلوگیری از فیلتر شدن امواج با فرکانس‌های بالا، ابعاد هر المان با رعایت توصیه کولیمر و لیسمر(Kuhlemeyer and Lysmer) [31] ($\Delta L \le \frac{V_{s\,min}}{(8-10)f}$)، ۲/۵ متر در نظر گرفته شده است. پارامترهای مورد نیاز برای تعریف مدل رفتاری مورکولمب

(Mohr–Coulomb) در جدول (۲) ارائه شده است. لازم به ذکر است در روند اعتبارسنجی مدل عددی با نتایج آزمایش میز لرزه، استفاده از مدل رفتاری یاد شده به همراه ۵ درصد میرایی رایلی دارای بیشترین تطابق با نتایج مطالعه یزدان‌دوست و همکاران بوده است. به منظور کنترل عدم ایجاد تشدید در مدل و همچنین لزوم اعمال میرایی رایلی در فرکانس طبیعی سیستم، با فعال نمودن تحریک دینامیکی ارتعاش آزاد، با اعمال شتاب معادل گرانش زمین و محاسبه زمان یک دور نوسان آزاد و نامیرای سیستم، فرکانس طبیعی مدل در مدل کوچک مقیاس معادل ۱۰/۳ هرتز به دست آمده است. مشخصات و پارامترهای تسمه‌های فلزی به کار رفته در مدل اصلی و مدل مقیاس شده در این مرجع به همراه مقادیر استخراج شده به منظور مدل‌سازی عددی با نرم‌افزار FLAC در جدول (۳) ارائه شده است. همچنین جهت تطابق با مدل مرجع مورد نظر اثرات مربوط به فشار آب منفذی در مدل لحاظ نشده است.

در مرور مطالعات پیشین مشاهده می‌شود که تغییر شکل دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت به طول تسمه‌ها وابسته بوده و کاهش طول تسمه از۰/۷Hبه ۰/۵H باعث افزایش ناگهانی جابه‌جایی‌های دیوار خاک مسلح پشت به پشت خواهد شد [3,32]. این نسبت بحرانی مشابه با توصیه ادبیات فنی موجود در زمینه دیوارهای خاک مسلح یک طرفه در شرایط لرزه‌ای است [24,33]. همچنین طول بحرانی مسلح‌کننده‌ها ۰/۴تا ۰/۹ ارتفاع دیوار توصیه شده است [34]. با در نظر داشتن طول بحرانی تسمه و مقدار هم‌پوشانی مؤثر در کاهش تغییر شکل‌های دیوار، ابتدا به منظور اعتبارسنجی، مدل عددی در ابعاد و مقیاس میز لرزه با طول تسمه ۰/۶۵H (۳۹ سانتی‌متر) تهیه شده است. در ادامه پس از انجام صحت‌سنجی، برای انجام مطالعات پارامتری، دو مدل در ابعاد بزرگ مقیاس با نسبت عرض به ارتفاع واحد برای اعمال اثر اندرکنشی دیوارها نسبت به یکدیگر ساخته شده است. در مدل اول (A)، طول تسمه ۳/۹ متر (۰/۶۵H) و طول هم‌پوشانی ۱/۸ متر (۰/۳H) و در مدل دوم (B) طول تسمه ۵/۱ متر (۰/۸۵H) و طول هم‌پوشانی۴/۲ متر (۰/۷H) در نظر گرفته شده است. به منظور شبیه‌سازی تسمه‌های فولادی از دستور استریپ (Strip) در برنامه FLAC استفاده شده است. مدل رفتاری این المان از نوع الاستوپلاستیک با قابلیت تحمل نیروهای محوری و مدل‌سازی غیرخطی اندرکنش تسمه و خاک می‌باشد. با استفاده از تعریف عرض محاسباتی و تعداد استریپ در جهت خارج از صفحه در این دستور، خصوصیات عناصر تسلیح به صورت خودکار با یک الگوی منظم در عرض مدل و در بعد سوم دیوار توزیع می‌شوند. همچنین رفتار برشی سطح مشترک خاک– تسمه‌ها توسط یک پوش گسیختگی برشی غیر خطی که بر اساس تنش همه‌جانبه تغییر می‌کند، تعریف می‌شود [31]. پدیده اتساع خاک متراکم در هنگام گسیختگی توسط خاک اطراف محدود و باعث افزایش موضعی فشار عمودی و کاهش فشار افقی می‌شود. اعمال این پدیده سه‌بعدی در روش‌های طراحی دو بعدی، به وسیله تعریف ضریب اصطکاک ظاهری انجام می‌شود [35]. به دلیل محدودیت اثر اتساع، این ضریب با افزایش تنش همه‌جانبه کاهش می‌یابد و مقدار آن بین ضریب اصطکاک ظاهری اولیه (f_0^*)و حداقل ضریب اصطکاک ظاهری (f_1^*) از سطح توده خاک تا عمق ۶ متر متغیر است [36]. از آنجایی که پارامترهای توابع اندرکنشی از نتایج آزمایش بیرون‌کشیدگی تسمه‌ها استخراج می‌شوند، در شبیه‌سازی اینترفیس (Interface) بین خاک و تسمه فلزی، به مقادیر حاصل از آزمایش‌های بیرون‌زدگی تحقیق عبدالوهاب و همکارانش [37] استناد شده است.

جدول ۱ ابعاد هندسی مدل‌سازی فیزیکی [3] و عددی

	ابعاد مدل مقیاس کوچک (متر)	ابعاد مدل مقیاس بزرگ (متر)
طول پی	۱/۸۲	۱۸/۲
ارتفاع پی	۰/۲	۲
عمق مدفون پی	۰/۰۴	۰/۴
طول خاکریز مسلح دیوار	۰/۶	۶
ارتفاع دیوار خاک مسلح	۰/۶	۶

جدول ۲ مشخصات پارامترهای خاکی مدل‌سازی فیزیکی [3] و عددی

پارامترهای مصالح خاکی میز لرزه (ماسه سیلتی با وزن مخصوص۲/۶۶)		پارامترهای مصالح خاکی فونداسیون در مدل FLAC		پارامترهای مصالح خاکی دیوار در مدلFLAC	
حداکثر وزن واحد خشک [kN/ m^3]	۱۶/ ۶	وزن مخصوص [kg/ m^3]	۱۵۹۰	وزن مخصوص [kg/ m^3]	۱۶۳۰
حداقل وزن واحد خشک [kN/ m^3]	۱۴/ ۶	مدول بالک [kPa]	۲۴۷۰	مدول بالک [kPa]	۳۲۱۰
چسبندگی[kPa]	۴	مدول برشی [kPa]	۱۱۴۰	مدول برشی [kPa]	۱۴۸۰
زاویه اصطکاک حداکثردر تراکم ۶۵ درصد [°]	۴۵–۴۱	چسبندگی [kPa]	۴	چسبندگی [kPa]	۴
زاویه اصطکاک حداکثردر تراکم ۸۵ درصد [°]	۴۴–۴۷	زاویه اصطکاک [°]	۴۱	زاویه اصطکاک [°]	۴۵
زاویه اتساع در تراکم ۶۵ درصد [°]	۵–۷	زاویه اتساع [°]	۵	زاویه اتساع [°]	۸
زاویه اتساع در تراکم ۸۵ درصد [°]	۸–۹	مقاومت کششی [°]	۰	مقاومت کششی [°]	۰

جدول ۳ مشخصات مسلح‌کننده در مدل‌سازی فیزیکی [3] و مدل‌سازی عددی

مشخصات مسلح‌کننده در مدل‌سازی فیزیکی			مشخصات مسلح‌کننده در مدل‌سازی عددی		
شاخص خصوصیات مسلح‌کننده	نمونه اولیه	میز لرزه	شاخص خصوصیات مسلح‌کننده	ابعاد اصلی	ابعاد میز لرزه
جنس تسمه‌های مسلح‌کننده	استیل	فسفر– برنز	چگالی [kg/m3]	۷۷۵۰	۸۸۳۰
ضخامت تسمه‌های مسلح‌کننده (mm)	۴	۰/۴	ضخامت تسمه‌های مسلح‌کننده (mm)	۴	۰/۴
عرض تسمه‌های مسلح‌کننده (mm)	۵۰	۵	عرض تسمه‌های مسلح‌کننده (mm)	۵۰	۵
ازدیاد طول در بار کششی نهایی ε_u[%]	۰/۳۷	۰/۴۶	عرض محاسباتی (m)	۰/۷۵	۰/۰۷۵
بار کششی نهایی در واحد سطح T[MPa]	۵۰۲/۵۲	۶۱/۵۵	تعداد تسمه‌ها (خارج از صفحه)	۱۰	۱۰
سختی کششی مقطعی درε_u، E [GPa]	۱۳۵/۹۷	۱۴/۲۹	مدول الاستیک هر عرض محاسبه (خارج از صفحه)[GPa]	۲۰۰	۹۳/۱
مقاومت بیرون‌زدگی در واحد طول تحت تنش قائم ۷ و ۱۴ کیلوپاسکال	۷/۱۹	۰/۰۷	محدودیت نیروی کششی نوار [MPa] (stryield)	۵۰۲/۵۶	۶۱/۵۵
مقاومت بیرون‌زدگی در واحد طول تحت تنش قائم ۷۰ و ۱۴۰ کیلوپاسکال	۸/۹۵	۰/۰۹	محدودیت نیروی فشاری نوار [MPa] (strcomp)	۰	۰
جابه‌جایی بیرون‌زدگی در واحد طول تحت تنش قائم ۷ و ۱۴ کیلوپاسکال	۰/۴۷	۰/۵۷	ضریب اصطکاک ظاهری اولیه $\left(f_0^*\right)$	۱/۵	۱/۵
جابه‌جایی بیرون‌زدگی در واحد طول تحت تنش قائم۷۰ و۱۴۰ کیلوپاسکال	۰/۳۵	۰/۴۳	حداقل ضریب اصطکاک ظاهری $\left(f_1^*\right)$	۰/۷۲۷	۰/۷۲۷
			تنش همه جانبه انتقالی [kPa] (Sig 0)	۷۰	۷
			سختی برشی تسمه / اینترفیس [kPa] Strkbond	۸۳۱	۸۳۱
			چسبندگی تسمه / اینترفیس [Pa] Strsbond	۳۰۰۰	۳۰۰۰

علاوه بر این، برای شبیه‌سازی نما، از المان دوبعدی تیر با وزن مخصوص۲۵۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب و مدول الاستیسیته۲۰ گیگاپاسکال استفاده شده است. این المان با قابلیت تحمل نیروهای خمشی، برشی و محوری و مدل رفتاری الاستوپلاستیک می‌تواند گزینه مناسبی برای مدل‌سازی رفتار قطعات بتنی نما باشد [31].

برای شبیه‌سازی اندرکنش بین خاکریز و نما از یک لایه نازک خاک با مقاومت برشی و سختی کاهش یافته که به طور

مستقیم بین عناصر قرار گرفته، به‌عنوان اینترفیس استفاده شده است. این رابطها به صورت خطی الاستیک- کاملا پلاستیک با معیار شکست مور کولمب مدل‌سازی می‌شوند. در این معیار، تنش برشی عناصر رابط به صورت خطی با افزایش جابه‌جایی نسبی افزایش یافته و در حداکثر تنش برشی شروع به تسلیم می‌کند. تنش برشی حداکثر با رابطه زیر قابل محاسبه است [38]:

$$\tau_{max}=C_{int}+\sigma'_n\Phi'_{int} \quad (۱)$$

که در آن، C_{int}، چسبندگی اینترفیس؛ σ'_n، تنش عمودی مؤثر و Φ'_{int}، زاویه اصطکاک داخلی اینترفیس است که به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\Phi'_{int} = \tan^{-1}\left(C_{rf}\tan\Phi_i\right) \quad (۲)$$

C_{rf}، فاکتور کاهشی و Φ_i زاویه اصطکاک داخلی خاک است. برای این منظور، ضریب کاهش ۰/۶۷ برای محاسبه زاویه اصطکاک اینترفیس بین خاکریز و نما استفاده شده است [38-40]. همچنین زاویه اتساع اینترفیس صفر در نظر گرفته شده است.

برای مدل‌سازی مرزهای عددی در حالت استاتیکی، مرزهای کناری در جهت افقی ثابت و در جهت عمودی آزاد در نظر گرفته شدند تا پی در اثر وزن خاکریز اجازه نشست داشته باشد. اما مرزهای پایینی مدل در هر دو جهت افقی و عمودی، ثابت شده است. در تحلیل دینامیکی به منظور جلوگیری از بازتاب امواج به داخل مدل، توده نیمه بی‌نهایت خاک در مرزهای کناری به صورت مرزهای آزاد (Free Field Boundary) تعریف شده است. همچنین مرز تحتانی به دلیل شبیه‌سازی با شرایط مرزی میز لرزه، به صورت گیردار مدل شده است. بنا به توصیه راهنمای FLAC [31]، مدل مورد نظر قبل از اعمال شرایط میدان آزاد در مرزهای کناری، باید تحت تعادل استاتیکی باشد. این امر، در هر مرحله از ساخت و همچنین پایان ساخت با برقراری نسبت بیشترین نیروی نامتعادل‌کننده در برابر بارگذاری بین ۱درصد تا ۰/۱درصد، تأمین شده [31] و پس از صفر کردن جابه‌جایی‌های ایجاد شده در شرایط استاتیکی، شرایط میدان آزاد به مدل اعمال شده است. همچنین در روند انجام اعتبارسنجی، مدل عددی تحت تحریک تناوبی با دامنه و زمان متغیر [41] مطابق شکل (۱)، قرار گرفته و پاسخ تغییر مکان ماندگار مدل در سه نقطه از نمای سمت چپ دیوار در مدل‌سازی عددی به همراه تاریخچه زمانی تغییر مکان بالاترین نقطه نمای دیوار با نتایج بی‌بعد شده حاصل از مدل‌سازی فیزیکی مقایسه شده است (شکل۲). همان طور که مشاهده می‌شود نتایج مدل‌سازی عددی هم‌خوانی نسبتا مناسبی با نتایج آزمایش میز لرزه دارد.

پس از اعتبارسنجی، مدل عددی در ابعاد واقعی دیوار خاک مسلح پشت به پشت مطابق مراحل ساخت دیوار ساخته و تعادل استاتیکی مدل برقرار شده است (شکل ۳). در این مرحله فرکانس طبیعی مدل بزرگ مقیاس نیز با محاسبه زمان یک دور نوسان آزاد و نامیرای سیستم، مقدار ۰/۴۵ هرتز به دست آمده است.

شکل ۱ امواج هارمونیک استفاده شده در مدل اعتبارسنجی [3]

شکل ۲ نتایج اعتبارسنجی مدل‌سازی عددی

شکل ۳ مدل عددی با نرم‌افزار FLAC

با وجود اینکه برای انتخاب زلزله‌ها در تحلیل‌های تقاضای لرزه‌ای مورد نیاز تولید منحنی‌های شکنندگی، قانون مشخصی تصویب نشده است [42]، اما وابستگی نتایج تحلیل دینامیکی به رکوردهای ورودی قابل انکار نیست. شوم و همکاران [43] در تحقیقی انتخاب زلزله‌ها را منوط به سازگار بودن با محیط مورد مطالعه و بر اساس بزرگا و فاصله کانونی معین اعلام نمودند. سازمان مدیریت بحران ایالات متحده آمریکا، FEMA (Federal Emergency Management Agency, P695) [44] نیز در گزارش P695 به نحوه انتخاب مجموعه رکوردهای پیشنهادی خود پرداخته و ضمن توصیه بر استفاده از حرکات نیرومند زمین به جهت پوشش احتمال فروریزش سازه‌ها، رکوردها را به دو دسته دور از گسل (Far Field) و نزدیک به

گسل (Near Field) دسته‌بندی نموده است. لازم به توضیح است که جنبش زمین در نزدیک گسل تحت تأثیر مکانیزم شکست، جهت گسترش گسلش نسبت به ساختگاه و تغییر مکان ماندگار زمین قرار دارد و این عوامل در مجموع سبب ایجاد دو پدیده جهت‌پذیری پیش‌رونده (پالس پریود بلند قوی) در مؤلفه تاریخچه زمانی سرعت و تغییر شکل ماندگار (گام جهشی تغییر مکان) می‌شوند [19,45]. به جهت بررسی اثر تخریبی تجمع انرژی حاصل از جهت‌پذیری پیش‌رونده، زلزله‌های میدان نزدیک انتخاب شده بر اساس توصیه راهنمای فنیFEMA (FEMA, P-2082- 1) دارای فاصله رومرکزی کمتر از ۱۰ کیلومتر تا گسل و حاوی پالس پریود بلند می‌باشند [19,46]. در همین راستا، دو مجموعه جداگانه از زلزله‌های میدان دور و میدان نزدیک هر کدام حاوی هفت رکورد از مرکز تحقیقات مهندسی زلزله دانشگاه برکلی [47] (Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) ground motion database)، انتخاب و مؤلفه افقی قوی‌تر به مدل اعمال شده است (جداول ۴ و ۵).

جدول ۴ مشخصات شتاب‌نگاشت‌های میدان دور مورد استفاده در تحلیل

شماره	نام زلزله	ایستگاه	کشور	سال	بزرگا	فاصله از گسل (کیلومتر)	سرعت موج برشی در عمق ۳۰متر (m/s)	حداکثر شتاب زمین (g)	حداکثر سرعت زمین (cm/s)	جهت
۱	Chi-Chi	HWA002	تایوان	1999	7/62	55/3	789/18	0/095	10/1	E-W
								0/036	6/19	N-S
۲	Chuetsu-oki	FKSH07	ژاپن	2007	6/8	77/65	828/95	0/0362	1/02	E-W
								0/0397	0/68	N-S
۳	Duzce	Lamont 1060	ترکیه	1999	7/14	25/78	782	0/05	6/69	E-W
								0/03	9/37	N-S
۴	Molise	Sannicandro	ایتالیا	2002	5/7	49/6	865	0/037	1/07	E-W
								0/035	1/28	N-S
۵	San Fernando	Cedar Springs Allen Ranch	آمریکا	1971	6/61	89/37	813/48	0/022	1/82	E-W
								0/0155	1/19	N-S
۶	Tottori	HYG007	ژاپن	2000	6/61	99/64	760/54	0/035	1/38	E-W
								0/039	1/07	N-S
۷	Whittier Narrows-01	Vasquez Rocks Park	آمریکا	1987	5/59	47/25	996/43	0/06	2/03	E-W
								0/068	1/69	N-S

جدول ۵ مشخصات شتاب‌نگاشت‌های میدان نزدیک مورد استفاده در تحلیل

شماره	نام زلزله	ایستگاه	کشور	سال	بزرگا	فاصله از گسل (کیلومتر)	سرعت موج برشی در عمق ۳۰متر (m/s)	حداکثر شتاب زمین (g)	حداکثر سرعت زمین (cm/s)	جهت
۱	Kobe	Kobe University	ژاپن	1995	6/9	0/9	1043	0/28	56/15	E-W
								0/31	34/39	N-S
۲	Kocaeli	Izmit	ترکیه	1999	7/51	3/62	811	0/22	35/07	E-W
								0/16	20/28	N-S
۳	Sierra Madre	Mt Wilson - CIT Seis Sta	آمریکا	1991	5/61	2/64	680/37	0/28	13/1	E-W
								0/19	7/98	N-S
۴	Loma Prieta	Gilroy Array #1	آمریکا	1989	6/93	8/84	1428/14	0/44	30/07	E-W
								0/52	41/85	N-S
۵	Kozani, Greece-03	Chromio Anapsiktirio	یونان	1995	5.3	9.98	520/19	0/12	4.33	E-W
								0/13	4.92	N-S
۶	Landers	Lucerne	آمریکا	1992	7/28	2/19	1369	0/7	97/55	E-W
								0/7	31/5	N-S
۷	Tabas	Tabas	ایران	1978	7/35	1/79	766/77	0/82	99/18	E-W
								0/93	111/35	N-S

منحنی‌های شکنندگی

توابع شکنندگی هر سیستم گویای فرایندهای منجر به وقوع خرابی یا شکست یک سیستم در طول یک رخداد لرزه‌ای است. این توابع احتمال تجاوز پاسخ تقاضای لرزه‌ای EDP (Engineering Demand Parameter) از پاسخ حالت حدی آن سیستم LS (Limit State) را به ازای یک پارامتر شدت خاص حرکت نیرومند زمین IM محاسبه می‌نمایند. محاسبه EDP از طریق پاسخ آنالیز تاریخچه زمانی دینامیکی غیر خطی آن سیستم صورت می‌گیرد که هر یک از این پاسخ‌ها از یک پارامتر IM خاص از آن تاریخچه زمانی به دست می‌آیند. رابطه بین پاسخ‌های حاصل از تاریخچه زمانی دینامیکی غیر خطی (تقاضای لرزه‌ای EDP) و پارامترهای IM (شدت PGA و PGV) با ابزار آماری رگرسیون توصیف می‌شود.

$$\mathrm{Ln(EDP)} = a + b\mathrm{Ln(IM)} \quad (۳)$$

با توجه به خواص احتمالاتی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، ظرفیت فروریزش یا شکست سازه‌ها با استفاده از برازش توزیع احتمالاتی لوگ نرمال محاسبه می‌شود. با توزیع لوگ نرمال مقادیر منفی متغیر تصادفی حذف و احتمال شرطی اینکه در هر سطح شدت لرزه‌ای خاص، آسیبی بیش از حالت‌های آسیب برای هر سطح آسیب حدی (LS_m) تجربه نماید، از رابطه زیر محاسبه می‌شود [48]:

$$P\left[EDP \geq LS \middle| IM\right] = 1 - \left[EDP < LS \middle| IM\right] = 1 - \Phi\left(\frac{\mathrm{Ln}(LS_m) - \lambda_x}{\xi_x}\right)$$

$$0 \leq X < \infty \quad (۴)$$

که در آن $\Phi(.)$، تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد و LS_m حالت حدی خسارت در سازه و λ_x و ξ_x پارامترهای توزیع تصادفی متغیر جابه‌جایی x می‌باشند. به دلیل شباهت‌های توزیع نرمال و توزیع لوگ نرمال، پارامترهای توزیع لوگ نرمال به ترتیب از دو پارامتر امید ریاضی یا میانگین (E) (Expected value) و انحراف معیار توزیع نرمال ($\sqrt{\text{Variance}}$) (Standard deviation) محاسبه می‌شوند [48].

$$\lambda_x = E(\mathrm{Ln}x) = \mathrm{Ln}\mu_x - \frac{1}{2}\xi_x^2 \quad (۵)$$

و با توجه به رابطه کوواریانس (Covariance)، ($\mathrm{COV} = \delta_x = \frac{\sigma_x}{\mu_x}$):

$$\xi_x^2 = \mathrm{Variance}(\mathrm{Ln}x) = \mathrm{Ln}\left(1 + \left(\frac{\sigma_x}{\mu_x}\right)^2\right) = \mathrm{Ln}\left(1 + \delta_x^2\right) \quad (۶)$$

نتایج و بحث

بر اساس ادبیات فنی موجود، جابه‌جایی دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت در بالای دیوار بیشترین مقدار خود را دارا می‌باشد. بنابراین، نقطه بررسی حداکثر تغییر شکل دیوار، بر روی نمای سمت چپ و در نزدیکی تاج دیوار انتخاب شده است [1-3] و [15]. سپس منحنی‌های شکنندگی بر اساس سطوح مختلف آسیب تعریف شده بر مبنای حداکثر جابه‌جایی افقی PHGD (Peak Horizontal Ground Displacment) قسمت فوقانی نمای دیوار خاک مسلح پشت به پشت در مقابل افزایش شدت‌های لرزه‌ای PGA و PGV استخراج شده‌اند که مبین تغییرات رفتاری دیوار تا رسیدن به یک حالت شکست می‌باشند.

به منظورتکمیل مجموعه داده‌های مورد نیاز برای رسم منحنی‌های شکنندگی، ۳۸۰ تحلیل دینامیکی غیرخطی با یک دستگاه لب‌تاپ با مشخصات Intel(R) Core(TM) i7-5500U CPU @ 2.40GHz به مدت حدود ۱۳۰۰ ساعت در قالب مجموعه تاریخچه‌های زمانی بی‌بعد شده و افزایشی حداکثر شتاب و حداکثر سرعت رکوردهای منتخب (جداول ۴ و ۵) به تفکیک حوزه دور و نزدیک با گام‌های افزاینده شدت شتاب ۰/۱g و سرعت ۱۰cm/s مدل شده است.

بررسی کارایی (Efficiency) و کفایت (Sufficiency) شاخص‌های پاسخ

تغییرشکل‌های حاصل از تحلیل‌های دینامیکی به عنوان شاخص پاسخ در برگیرنده عدم قطعیت‌ها بوده و می‌بایست دو شرط کارایی و کفایت را اقناع نمایند. کارایی به معنای وجود حداقل پراکندگی پاسخ مورد نظر تحت IM مشخص است و کفایت هم بدین معنا است که اگر IM به گونه‌ای انتخاب شود که پاسخ متناظر آن شدت مستقل از بزرگی و فاصله تا گسل باشد، مقیاس‌کردن رکوردها تخمین مناسب‌تری را فراهم خواهد نمود. به منظور بررسی پراکندگی داده‌ها، ضرایب رگرسیون داده‌ها به همراه ضریب تعیین R^2 استخراج شده است (شکل‌های ۴ و ۵).

همان طور که مشاهده می‌شود ضرایب به‌دست آمده نشانگر توانایی و کارایی پارامترهای شتاب (PGA) و سرعت (PGV) در جهت پیش‌بینی پارامتر حداکثر جابه‌جایی دیوار (ΔH_{max}) است.

شکل ۴ بررسی کارایی شاخص‌های شدت بر حسب پراکندگی داده‌ها در مدل A

شکل ۵ بررسی کارایی شاخص‌های شدت بر حسب پراکندگی داده‌ها در مدل B

از طرفی، فرضیه صفر در آمار و احتمالات، فرضیه‌ای است که به عنوان فرض پایه یا فرض مقدماتی برای آزمون در نظر گرفته می‌شود. این فرضیه معمولا ادعایی است که می‌بایست با استفاده از داده‌ها و آزمون‌های مختلف بررسی شود. در این مطالعه به جهت حذف مقادیر منفی از دامنه پاسخ‌ها، از فرض توزیع لوگ نرمال استفاده شده است. آزمون تعیین کفایت، روشی است جهت تشخیص اینکه آیا متغیر مورد بحث از تابع توزیع احتمال مفروض تبعیت می‌کند یا خیر. بدین منظور سطح اهمیت خاصی تعریف می‌شود که با اندازه آماری که از آزمایش‌های مرتبط در این زمینه استخراج شده است، مقایسه می‌شود [5]. معمولا مقادیری که برای این سطح اهمیت در نظر گرفته می‌شوند برابر ۰/۰۱، ۰/۰۵ و یا ۰/۱ می‌باشند [49] که در این مطالعه مقدار ۰/۰۵ به عنوان معیار در نظر گرفته شده است [50]. این مقادیر که باعث قبول یا رد شدن فرض آزمون می‌شوند، $P-value$ نامیده شده و با استفاده از اهمیت آماری خط برازش مانده‌های حاصل از تحلیل رگرسیون بین پارامتر نیاز مهندسی و بزرگا یا فاصله از گسل تعیین می‌شوند [51]. مقدار مانده (ε)، اختلاف حسابی بین تحلیل رگرسیون تک پارامتری مقادیر پاسخ شدت‌های شاخص مورد استفاده (پاسخ حداکثر جابه‌جایی حاصل از تحلیل‌های دینامیکی) و مقادیر پاسخ پیش‌بینی شده از رگرسیون آن‌ها بر اساس بزرگا (M_W) و فاصله از گسل (M_{Rup}) است که با استفاده از رابطه (۷) محاسبه شده است.

شکل ۶ بررسی کفایت شاخص‌های شدت بر حسب بزرگا و فاصله از گسل در مدل A

تخمین رگرسیون حاصل از آزمون آماری t- test این مانده حسابی منجر به استخراج معیار کمی اهمیت آماری P – value شده است که در شکل (۶) قابل مشاهده است. حصول مقادیر کمتر از سطح اهمیت مشخص شده ۰/۰۵[۵۰]، برای یک شاخص شدت مشخص، آن شدت شاخص را در زمره معیارهای شدت بی‌کفایت قرار خواهد داد.

$$\varepsilon|_IM = a_M + b_M \cdot M_w \text{and} |IM = a_R + b_R \cdot M_{Rup} \quad (۷)$$

P – value های استخراج شده نشان دادند که با فرض توزیع لوگ نرمال، شاخص‌های شدت شتاب و سرعت هر کدام به تنهایی از کفایت لازم برای تخمین خطر زلزله برخوردار می‌باشند. ضمن اینکه در هر دو حوزه دور و نزدیک، شاخص PGA نسبت به فاصله از گسل و شاخص PGV نسبت به بزرگای زلزله از کفایت بالاتری برخوردار است.

استخراج منحنی‌های شکنندگی

پاسخ‌های حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده، به‌عنوان تقاضای لرزه‌ای، با معیار سطوح جابه‌جایی انتخاب شده به‌عنوان ظرفیت مقایسه شده و در صورتی که تقاضا بیشتر از ظرفیت شود، برای سازه گذر از سطح عملکرد تعریف می‌شود. منحنی‌های شکنندگی استخراج شده بدین طریق بر اساس شدت‌های لرزه‌ای شتاب و سرعت با تفکیک رکوردهای نزدیک و دور از گسل در شکل‌های (۷ و ۸) ارائه شده است.

شکل ۷ منحنی‌های شکنندگی مدل A برحسب شاخص PGA و PGV در زلزله‌های حوزه‌های دور و نزدیک

شکل ۸ منحنی‌های شکنندگی مدل B برحسب شاخص PGA و PGV در زلزله‌های حوزه‌های دور و نزدیک

به طور کلی منحنی‌های شکنندگی احتمال خسارت سازه را برحسب تابعی از شدت تحریک لرزه‌ای نشان می‌دهند و بیانگر تغییر رفتار دیوار با افزایش شدت‌ها تا رسیدن به حالت شکست یا ظرفیت مد نظر است. به طور مثال، با وقوع زلزله‌ای به شدت ۰/۵gدرحوزه دور از گسل، دیوار خاک مسلح پشت به پشت مدل A با میزان هم‌پوشانی ۰/۳H، به احتمال حداقل ۸۵ درصد دچار آسیب متوسط، ۴۲ درصد دچار آسیب جدی شده و حداقل ۱۳درصد احتمال فروریزش خواهد داشت. به عبارت دیگر، با وقوع زلزله‌ای به شدت ۰/۵gدر زلزله‌های حوزه دور، این دیوار ۶ متری به ترتیب ۴۲، ۸۵ و ۱۳درصد احتمال دارد که به ترتیب جابه‌جایی بیشتر از ۲۱، ۱۲ و۳۰ سانتی‌متر را تجربه نماید. در حالی که در زلزله‌های حوزه نزدیک احتمال آسیب متوسط معادل ۹۲ درصد، احتمال آسیب جدی معادل ۵۰ درصد و احتمال فروریزش معادل ۲۰ درصد است. در همین راستا، اگر معیار شدت لرزه‌ای حداکثر سرعت زلزله باشد، یک زمین لرزه با حداکثر سرعت۵۰ سانتی‌متر بر ثانیه در زلزله‌های حوزه دور از گسل ۵۲، ۹۱ و ۲۲ درصد به ترتیب احتمال خواهد داشت که از سطوح آسیب متوسط، جدی و فروریزش عبور نماید. ضمن اینکه این مقادیر در زلزله‌های حوزه نزدیک گسل به حدود ۵۳، ۹۷ و ۱۳درصد خواهد رسید. این در حالی است که در یک رخداد لرزه‌ای با شدت ۰/۵g، دیوار خاک مسلح پشت به پشت مدل B با میزان هم‌پوشانی ۰/۷H، در زلزله‌های حوزه دور از گسل به احتمال حداقل ۷۱ درصد دچار آسیب متوسط، ۲۷ درصد دچار آسیب جدی و ۹ درصد دچار فروریزش شده و در زلزله‌های حوزه نزدیک به گسل، حداقل احتمال به ترتیب ۸۹، ۴۵ و ۱۶ درصد، آسیب متوسط، جدی و فروریزش را تجربه خواهد نمود. همچنین در حداکثر سرعت۵۰ سانتی‌متر بر ثانیه این مقادیر در حالت زلزله‌های میدان دور به ترتیب ۳۴، ۸۴، ۹ درصد و زلزله‌های میدان نزدیک ۱۹، ۵۷ و ۶ درصد خواهد بود. این نمودارها همچنین نشان می‌دهند که احتمال شکست به رابطه بین ظرفیت و تقاضا بستگی دارد و با افزایش تقاضا نسبت به ظرفیت، احتمال شکست به یک نزدیک خواهد شد. لازم به ذکر است، از آنجایی که آسیب‌های موضعی یک سازه گاهی اوقات بر پایداری کلی آن حاکم است، لذا در این مطالعه، پایداری داخلی دیوار از نظر مقاومت کششی نهایی و مقاومت بیرون‌کشیدگی تسمه‌ها در شدت‌های لرزه‌ای که

جابه‌جایی دیوار به مقدار ۵ درصد ارتفاع دیوار (معیار فروریزش) رسیده است نیز مورد بررسی قرارگرفته و پاسخ‌هایی که از معیارهای مجاز مقاومت کششی نهایی و مقاومت بیرون کشیدگی تسمه‌ها عبور نموده‌اند، از مجموعه پاسخ‌های مورد استفاده در استخراج منحنی شکنندگی حذف شده‌اند.

میانه‌های شکنندگی یا میزان شدت و قدرت زلزله مورد نیاز برای عبور از احتمال فراگذشت ۵۰٪ در سطوح خرابی مختلف دو مدل این پژوهش نیز در جدول (۶) قابل مشاهده است.

جدول ۶ میانه شکنندگی سازه بر حسب نمودارهای شکنندگی بر حسب شاخص‌های شدت در دو حوزه دور و نزدیک گسل

سطح آسیب	نوع مدل	زلزله‌های میدان دور		زلزله‌های میدان نزدیک	
		PGA(g)	PGV($^{cm}/_{s}$)	PGA(g)	PGV($^{cm}/_{s}$)
آسیب متوسط	A	۰/۲۸	۲۳	۰/۱۸	۲۱
	B	۰/۳۴	۳۴	۰/۲۵	۴۶
آسیب جدی	A	۰/۵۸	۴۷	۰/۴۸	۴۸٫۵
	B	۰/۷۵	۶۴	۰/۵۵	۸۰
فرو ریزش	A	–	–	–	–
	B	–	–	–	–

نگاه کلی به نتایج نشان می‌دهد که در منحنی‌های شکنندگی بر حسب شاخص شدت PGA، حداقل احتمال فراگذشت در زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به زلزله‌های حوزه دور در مدل A، در سطح عملکردی بدون آسیب/آسیب متوسط، ۲ تا ۲۲ درصد، در سطح عملکردی آسیب متوسط/آسیب جدی، ۲ تا ۱۷ درصد و در سطح عملکردی آسیب جدی/فروریزش، ۲ تا۱۰ درصد بیشتر بوده است (شکل ۹). در حالی که در مدل B این مقادیر به ترتیب، ۲ تا ۱۹، ۵ تا ۳۰ و ۲ تا ۱۰ درصد می‌باشد (شکل ۱۱). از طرفی، در صورتی که ملاک استخراج منحنی شکنندگی فقط شاخص PGV باشد، نسبت افزایش احتمال آسیب در زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به زلزله‌های حوزه دور در مدل A در سطوح خطر بدون آسیب/آسیب متوسط، آسیب متوسط/آسیب جدی و آسیب جدی/فروریزش به ترتیب ۵ تا ۱۱، ۲ تا ۳۸ و ۲ تا ۹ درصد است (شکل۱۰). اما در مدل B شاهد احتمال ریسک آسیب‌پذیری بیشتری در زلزله-های حوزه دور نسبت به زلزله‌های حوزه نزدیک بوده که صرف نظر از سایر پیچیدگی‌های حرکت نیرومند زمین، می‌تواند به علت بروز رفتار غیرخطی خاک باشد (شکل ۱۲).

شکل ۹ مقایسه سطوح خطر مدل A بر حسب شاخص PGA در زلزله‌های حوزه‌های دور و نزدیک

شکل ۱۰ مقایسه سطوح خطر مدل A برحسب شاخص PGV در زلزله‌های حوزه‌های دور و نزدیک

شکل ۱۱ مقایسه سطوح خطر مدل B بر حسب شاخص PGA در زلزله‌های حوزه‌های دور و نزدیک

شکل ۱۲ مقایسه سطوح خطر مدل B بر حسب شاخص PGV در زلزله‌های حوزه‌های دور و نزدیک

همان طور که در شکل‌های (۹) تا (۱۲) ملاحظه می‌شود؛ افزایش طول هم‌پوشانی از ۰/۶۵ ارتفاع دیوار (مدل A) به ۰/۸۵ ارتفاع دیوار (مدل B)، باعث کاهش بروز آسیب در سازه تا مقدار حدود ۳۵ درصد در زلزله‌های حوزه دور از گسل و تا حدود۵۰ درصد در زلزله‌های حوزه نزدیک به گسل می‌شود. ضمن اینکه روند کاهشی ریسک آ سیب پذیری در زلزله‌های حوزه دور از گسل در هنگام اعمال زلزله‌های با $PGA \geq 0.4g$ و همچنین زمین لرزه‌های با $PGV \leq 4$ ($^{cm}/_{s}$) ملموس‌تر می‌باشد. این در حالی است که این تأثیر در زلزله‌های حوزه نزدیک گسل روندی معکوس دارد.

نتیجه‌گیری

دیوارهای نزدیک به هم یا پشت به پشت نوعی از دیوارهای خاک مسلح خاص می‌باشند که عموما در کوله تکیه‌گاه‌های دو طرف پل‌ها و رمپ‌ها (Ramps) مورد استفاده قرار می‌گیرند. از طرفی، رفتار این نوع از دیوارها با توجه به جدیدتر بودن آنها نسبت به دیوارهای خاک مسلح معمولی به خصوص در شرایط لرزه‌ای، لزوم بررسی و شناخت بهتر عملکرد آن‌ها را دو چندان می‌نماید. لذا در این مطالعه، ابتدا با ساخت مدل کوچک مقیاس با نرم‌افزار FLAC، بر اساس مدل فیزیکی یزدان‌دوست و همکاران [3] اعتبارسنجی مدل عددی انجام شده و سپس شبیه-سازی در مقیاس واقعی دیوار برای انجام مطالعات پارامتری صورت گرفته است. به جهت بررسی تغییر شکل سازه در شدت‌های مختلف لرزه‌ای، تاریخچه‌های زمانی شتاب و سرعت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک ابتدا بی‌بعد شده و سپس با گام‌های افزایشی شدت شتاب ۰/۱g و سرعت ۱۰cm/s به مدل اعمال شده‌اند. در ادامه، پاسخ‌های تغییر شکل حاصل از تحلیل دینامیکی از نظر قناع کارایی و کفایت شاخص‌های شدت، مورد بررسی قرار گرفته و سپس با معیار قراردادن مقادیر جابه‌جایی ۰، ۲، ۳/۵ و ۵ درصد ارتفاع دیوار به عنوان شاخص‌های خرابی، با استفاده از روابط احتمالاتی منحنی‌های شکنندگی در چهار سطح حدی بدون آسیب، آسیب متوسط، آسیب جدی و فرو ریزش تولید شده‌اند. از جمله مهم‌ترین نتایج حاصل از این پژوهش را می‌توان به صورت ذیل خلاصه نمود:

۱. بررسی ضرایب پراکندگی و اختلاف حسابی تحلیل رگرسیون تک پارامتری (اسکالر) بین پاسخ حداکثر جابه‌جایی حاصل از تحلیل‌های دینامیکی و مقادیر پاسخ پیش‌بینی شده از رگرسیون بر اساس بزرگا و فاصله از گسل

نشان داد که شاخص‌های شدت شتاب (PGA) و سرعت (PGV) از کارایی و کفایت لازم برای تخمین خطر زلزله برخوردار می‌باشند.

۲. جابه‌جایی‌ها و احتمال شکست یا عبور از سطوح مختلف عملکرد به رابطه بین ظرفیت و تقاضا بستگی دارد و با افزایش تقاضا نسبت به ظرفیت، احتمال شکست در هر دو مدل A (با طول تسمه ۰/۶۵ارتفاع دیوار و مقدار هم‌پوشانی ۰/۳ ارتفاع دیوار) و B (با طول تسمه ۰/۸۵ارتفاع دیوار و مقدار هم‌پوشانی ۰/۷ ارتفاع دیوار) دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت مورد مطالعه، افزایش یافته و به یک نزدیک می‌شود.

۳. افزایش طول مسلح‌کننده از مقدار ۰/۶۵به ۰/۸۵ ارتفاع دیوار و در نتیجه افزایش طول هم‌پوشانی (از۰/۳به ۰/۷ارتفاع دیوار) منجر به کاهش احتمال آسیب‌های لرزه‌ای تا حدود ۳۵ درصد در زلزله‌های حوزه دور از گسل و تا حدود۵۰ درصد در حوزه نزدیک به گسل می‌شود. ضمن اینکه روند کاهشی ریسک آسیب‌پذیری در حوزه دور از گسل در هنگام اعمال زمین‌لرزه‌های با $PGA \geq 0.4g$ و همچنین زلزله‌های با $PGV \leq 4\ (^{cm}/_{s})$ ، ملموس‌تر است. این در حالی است که این تأثیر در زلزله‌های حوزه نزدیک روندی معکوس دارد.

۴. در منحنی‌های شکنندگی بر حسب شاخص شدت PGA، حداقل احتمال فراگذشت در حوزه نزدیک نسبت به حوزه دور در مدل A در در سطوح خطر بدون آسیب/آسیب متوسط، آسیب متوسط/آسیب جدی و آسیب جدی/فروریزش به ترتیب، ۲ تا ۲۲، ۲ تا ۱۷ و ۲ تا۱۰ درصد بیشتر می‌باشد؛ در حالی که در مدل B این مقادیر به ترتیب، ۲تا ۱۹، ۵ تا۳۰ و ۲ تا۱۰ درصد است.

۵. در منحنی‌های شکنندگی بر حسب شاخص شدت PGV، حداقل احتمال فراگذشت در زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به زلزله‌های حوزه دور در مدل A در سطوح خطر بدون آسیب/ آسیب متوسط، آسیب متوسط/ آسیب جدی و آسیب جدی/ فروریزش به ترتیب ۵ تا ۱۱، ۲ تا ۳۸ و ۲ تا ۹ درصد می‌باشد. اما در مدل B شاهد احتمال ریسک آسیب‌پذیری بیشتری در زلزله‌های حوزه دور نسبت به زلزله‌های حوزه نزدیک بوده که صرف نظر از سایر پیچیدگی‌های حرکت نیرومند زمین، می‌تواند به علت بروز رفتار غیرخطی خاک باشد.

هر سازه دارای منحنی شکنندگی خاص خود است که با کمک آن می‌توان احتمال خرابی سازه را بیان نمود. به عبارت دیگر، عملکرد و پاسخ لرزه‌ای هر سازه در برابر یک شدت لرزه‌ای مشخص از حرکت نیرومند زمین، منحصر به آن سازه بوده و منجر به وقوع سطح خاصی از خرابی در آن سازه می‌شود. لذا به منظور رفع محدودیت‌های موجود در این زمینه، می‌توان در ادامه این مطالعه به بررسی تغییر هندسه دیوار، نوع و نحوه چیدمان مسلح‌کننده‌ها، نوع و مشخصات مصالح خاکریزی، نوع نما و اتصالات آن همچنین مدل رفتاری خاک، دیگر توابع توزیع احتمالاتی، سایر روش‌های استخراج منحنی شکنندگی و یا انتخاب پارامترهای لرزه‌ای دیگر به عنوان شاخص شدت و شاخص پاسخ اشاره نمود. از طرفی همان‌گونه که مشاهده شد، پارامترهای مختلف لرزه‌ای (IM)، احتمال خسارت مختلفی داشته و منحنی شکنندگی بر اساس یک پارامتر خاص لرزه‌ای به تنهایی نمی‌تواند معرف احتمال شکست کل سیستم سازه‌ای باشد. به بیان دیگر، بسته به اینکه کدام IM برای تحلیل شکنندگی انتخاب شده است، احتمال شکست و تفسیر آسیب‌پذیری لرزه‌ای متفاوت است و قطعا توسعه توابع شکنندگی برداری و ترکیب شدت‌های لرزه‌ای به دلیل کاهش پراکندگی داده‌ها، عدم قطعیت‌های موجود در این زمینه را به طور منطقی کاهش خواهد داد.

سپاسگزاری

مراجع

[1] F. S. Hardianto, K. M. Truong, "Seismic deformation of back-to-back mechanically stabilized earth (MSE) walls", *Earth Retention Conference 3*, (2010), pp. 704-711, (2010). https://doi.org/10.1061/41128(384)70

[2] M. Djabri, S. Benmebarek, "FEM analysis of back-to-back geosynthetic-reinforced soil retaining walls", International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering, Vol. 2, pp. 1-8, (2016).

[3] M. Yazdandoust, A. A. Samee and A. Ghalandarzadeh, "Assessment of seismic behavior of back-to-back

mechanically stabilized earth walls using 1g shaking table tests", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 155, P. 106078, (2022). https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106078

[4] M. Soltani Mohammadi, S. Rahimi, "Probability distribution of relative displacement of two adjacent single degree of freedom systems", *Modares Civil Engineering journal*, Vol. 14, No. 5, pp. 49-63, (2014).

[5] A. H. Gorji, E. Darvishan and H. Babajanian Bisheh, "A Study on the Effect of Aleatory and Epistemic Uncertainties on Fragility Curves of Steel Moment Frames", *Ferdowsi Civil Engineering*, Vol. 33, No. 31, pp. 1-15, (2020). Doi: 10.22067/civil.v33i3.85472

[6] M. Maddahi, m. gerami and H. Naderpour, "Seismic Performance of Rehabilitated Moment Frame with Steel Shear Wall by Considering Structural Uncertainties", *Ferdowsi Civil Engineering*, Vol. 32, No. 28, pp. 87-104, (2019). Doi: 10.22067/.v32i4.78335

[7] H. Tajmir Riahi and S. M. Ommizadeh, "Study of the Seismic Vulnerability of Steel Moment-Resisting Frames Designed Based on the Tenth Code of the Iranian National Building Regulations Using Fragility Curves", *Ferdowsi Civil Engineering*, Vol. 28, No. 1, Pp. 13-28, (2016) (In Persian). Doi: 10.22067/civil.v28i1.15811

[8] Y. Maruyama, F. Yamazaki, K. Mizuno, Y. Tsuchiya and H. Yogai, "Fragility curves for expressway embankments based on damage datasets after recent earthquakes in Japan", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 30, No. 11, pp. 1158-1167, (2010).https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.04.024

[9] S. Argyroudis, A. M. Kaynia and K. Pitilakis, "Development of fragility functions for geotechnical constructions: application to cantilever retaining walls",*Soil dynamics and earthquake engineering*, Vol. 50, Pp. 106-116, (2013). https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.02.014

[10] H. Alielahi, M. Rabeti Moghadam, "Fragility curves evaluation for broken-back block quay walls", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 21, No. 1, Pp. 1-22, (2017). https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1142487

[11] Y. Jafarian, M. Miraei, "Scalar-and vector-valued fragility Analyses of gravity quay wall on liquefiable soil: Example of Kobe port", *International Journal of Geomechanics*, Vol. 19, No. 5, p. 04019029, (2019). https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001382

[12] P. MarCom, Seismic design guidelines for port structures, in Working Group, No. 34, (2001).

[13] R. M. Cosentini, F. Bozzoni, "Fragility curves for rapid assessment of earthquake-induced damage to earth-retaining walls starting from optimal seismic intensity measures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 152, P. 107017, (2022). https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.107017

[14] M. Pellissetti, M.-C. Robin-Boudaoud and P. Gehl, "Seismic Fragility Analysis Based On Vector-Valued Intensity Measures; Theory And Application To Fuel Assembly Grids", *30th International Conference Nuclear Energy for New Europe (NENE2021)*, (2021).

[15] S. Ilbagitaher, H. Alielahi, "Seismic fragility assessment of shored mechanically stabilized earth walls", Geomechanics and Engineering, Vol. 36, No. 3, pp. 277-293, (2024), (2024). https://doi.org/10.12989/gae.2024.36.3.277

[16] S. ichiro Fukushima, T. Hayashi, "Seismic risk analysis utilizing the PGA and PGV simultaneously as ground motion measures", *20th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT)*,

Finland, August 9-14, (2009).

[17] A. Shafieezadeh, "Seismic vulnerability assessment of wharf structures", Georgia Institute of Technology, UMI Number. 3484138, (2011).

[18] F. Mollaioli, S. Bruno, L. Decanini and R. Saragoni, "Correlations between energy and displacement demands for performance-based seismic engineering", *Pure and Applied Geophysics*, Vol. 168, pp. 237-259, (2011).

[19] H. Alielahi, M. Rahimi, Geotechnical Earthquake Engineering, Principles and Practice ACECR Publication, *AmirKabir University of Technology Branch*, (2021) (In Persian).

[20] Z. Hong-wei, "Comparison of dynamic characteristics between netted and packaged reinforced soil retaining walls and recommendations for seismic design", *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 34, No. 11, pp. 2072-2080, (2012).

[21] C.-C. Huang, S.-H. Wu and H.-J. Wu, "Seismic displacement criterion for soil retaining walls based on soil strength mobilization", *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, Vol. 135, No. 1, pp. 74-83, (2009). https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2009)135:1(74)

[22] J. Kuwano, Y. Miyata and J. Koseki, "Performance of reinforced soil walls during the 2011 Tohoku earthquake", *Geosynthetics International*, Vol. 21, No. 3, pp. 179-196, (2014). https://doi.org/10.1680/gein.14.00008

[23] J. Zhang, J. Feng, S. Xiao and C. Liu, "Discussions on two key technical problems for seismic design of retaining structures", *Journal of Southwest Jiaotong University*, Vol. 22, No. 3, pp. 321-326, (2009).

[24] R. R. Berg, B. R. Christopher and N. C. Samtani, Design of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes, FHWA, Washington DC, Report No. FHWANHI-10-024, (2009).

[25] R. A. Imbsen, AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design. AASHTO, (2009).

[26] G. Yang, C. Xu, and M. Zhang, "Geosynthetics reinforcement soil structure application guidance", 1st ed.; China Communications Press Co. Ltd.: China, Beijing, pp. 35–42, (2016).

[27] PWRC, Technical Report for PWRC Certification of Construction Material, Products and Technique: Geogrid Tensar, Public Works Research Center, Tsukuba, Ibaraki, Japan (p.149), (2005) (In Japanese).

[28] B. S. Institution, "Code of Practice for Strengthened/reinforced Soils and Other Fills: BS 8006-1: 2010", BSi, (2010).

[29] WSDOT, "2005 Annual State Highway Collision Data Summary", Washington State Department of Transportation, (2006).

[30] S. Li, X. Cai, L. Jing, H. Xu, X. Huang and C. Zhu, "Lateral displacement control of modular-block reinforced soil retaining walls under horizontal seismic loading", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 141, P. 106485, (2021). https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106485

[31] F. Itasca, "FLAC-Fast Lagrangian Analysis of Continua, "Version. 8.0, in, Itasca Consulting Group, lnc, ed: Minneapolis, (2016).

[32] M. Yazdandoust, "Investigation on the seismic performance of steel-strip reinforced-soil retaining walls using shaking table test", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 97, Pp. 216-232, (2017). https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.03.011

[33] V. Elias, B. R. Christopher and R. R. Berg, Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes: design and construction guidelines (updated version), United States. Federal Highway Administration, (2001).

[34] J. Li, X. Li, M. Jing and R. Pang, "Numerical Limit Analysis of the Stability of Reinforced Retaining Walls with the Strength Reduction Method", *Water*, Vol. 14, No. 15, P. 2319, (2022). https://doi.org/10.3390/w14152319

[35] F. Schlosser, "Friction in reinforced earth", in ASCE, Convention, (1978).

[36] N. Norme, "NFP 94-220-2", Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples-Renforcement par des armatures métalliques en treillis-Justification du dimensionnement, (1998).

[37] A. Abdelouhab, D. Dias and N. Freitag, "Numerical analysis of the behaviour of mechanically stabilized earth walls reinforced with different types of strips", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 29, No. 2, pp. 116-129, (2011). doi.org/10.1016/j.geotexmem.2010.10.011

[38] Y. Jiang, J. Han, J. Zornberg, R. Parsons, D. Leshchinsky and B. Tanyu, "Numerical analysis of field geosynthetic-reinforced retaining walls with secondary reinforcement", *Géotechnique*, Vol. 69, No. 2, pp. 122-132, (2019). https://doi.org/10.1680/jgeot.17.P.118

[39] C. Fan, H. Liu, J. Cao and H. I. Ling, "Responses of reinforced soil retaining walls subjected to horizontal and vertical seismic loadings", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 129, p. 105969,(2020). https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105969

[40] R. K. Row, G. D. Skinner, "Numerical analysis of geosynthetic reinforced retaining wall constructed on a layered soil foundation", *Geotextiles and geomembranes*, Vol. 19, No. 7, Pp. 387-412, (2001). https://doi.org/10.1016/S0266-1144(01)00014-0

[41] K. Hatami, R. Bathurst, "Effect of structural design on fundamental frequency of reinforced-soil retaining walls", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 19, No. 3, Pp. 137-157, (2000). https://doi.org/10.1016/S0267-7261(00)00010-5

[42] K. Mackie and B. Stojadinović, "Probabilistic seismic demand model for California highway bridges", *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 6, No. 6, Pp. 468-481, (2001). https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2001)6:6(468)

[43] N. Shome, C. A. Cornell, P. Bazzurro and J. E. Carballo, "Earthquakes, records, and nonlinear responses", *Earthquake spectra*, Vol. 14, No. 3, Pp. 469-500, (1998). https://doi.org/10.1193/1.1586011

[44] C. Kircher et al., Evaluation of the FEMA P-695 methodology for quantification of building seismic performance factors, (2010).

[45] M. Adampira, H. Alielahi, M. Panji, and H. Koohsari, "Comparison of equivalent linear and nonlinear methods in seismic analysis of liquefiable site response due to near-fault incident waves: a case study", *Arabian Journal of Geosciences*, Vol. 8, Pp. 3103-3118, (2015).

[46] P-2082-1, F. (2020). NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures.

[47] PERR. (2021). PEER strong ground motion databases. Pacific Earthquake Engineering Research Center. Available: https://peer. berkeley. edu/peer-strong-ground-motion-databases (accessed Sep. 10, 2021).

[48] A. Haldar, S. Mahadevan, Reliability assessment using stochastic finite element analysis. John Wiley & Sons, (2000).

[49] R. E. Walpole, R. H. Myers, S. L. Myers, and K. Ye, Probability and statistics for engineers and scientists. Macmillan New York, (1993).

[50] W. W. Hines, D. C. Montgomery, and D. M. G. C. M. Borror, Probability and statistics in engineering. John Wiley & Sons, (2008).

[51] N. Luco and C. A. Cornell, "Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions", *Earthquake Spectra*, Vol. 23, No. 2, Pp. 357-392, (2007).https://doi.org/10.1193/1.2723158.

Ferdowsi Civil Engineering, 36, 4, 2024. (95-110)

Ferdowsi University of Mashhad

Ferdowsi Civil Engineering

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir

Iranian Concrete Institute

Pavement Engineering Association of Iran

Experimental Evaluation of the Effect of Steel Fibers on the Mechanical Properties of Roller-Compacted Concrete

Research Article

Ramin Chaleshi[1], Babak Golchin[2], Ramin Meshkabadi[3]

DOI: 10.22067/jfcei.2024.79344.1186

1- Introduction

In our country, the technology of making pavements with roller-compacted concrete has received less attention in the past decades due to the low cost of bitumen. However, roller-compacted concrete offers easy, fast, and relatively low-cost construction, as well as good resistance and durability. One drawback of concrete mixtures is their brittleness, which is typically addressed by using steel bars in conventional concrete structures. Roller-compacted concrete pavements, however, do not use steel bars, leading to the appearance of various cracks. To improve the behavior of roller-compacted concrete pavements, one solution is to use different types of fibers. Steel fibers, in particular, offer technical and economic advantages and can be added to the concrete mixture to enhance its characteristics. This process involves adding a percentage of short steel fibers to the concrete, which are randomly scattered in different directions within the mixture, resulting in improved concrete characteristics compared to the concrete without fibers.

In roller-compacted concrete pavements, the brittle and semi-brittle behavior of concrete allows for the application of fracture mechanics concepts to investigate crack growth. Laboratory samples are subjected to various loading modes, including pure tension, pure shear, and a combination of tension and shear. These modes are referred to as mode I (pure tension), mode II (pure shear), and mode I/II (combined tension and shear). The principles of linear elastic fracture mechanics can effectively predict crack growth and propagation. As a crack reaches a critical limit, it suddenly expands, causing the sample to become unstable and break. This research also explores the impact of steel fibers on the fracture strength, compressive strength, and tensile strength of rolled concrete. Semicircular samples with edge cracks are used in a three-point bending test to simulate pure tension, pure shear, and their combination. Moreover, the compressive and tensile strength of rolled concrete samples with steel fibers were evaluated after 7 and 28 days.

1- Materials and Methods

In this study, the effect of variable percentages of steel fibers on the mechanical properties of roller-compacted concrete was investigated. The aggregates used in the construction of roller-compacted concrete pavement must be according to ASTMC33 standards. Water was sourced from the water supply network of Tabriz city. Type II cement from Tabriz Sufian Cement Factory, with a specific gravity of 3.19 gr/cm^3 was utilized according to ASTM-C 188-89 standard. Steel fibers (54 mm in length and 0.8 mm in diameter) were incorporated in roller-compacted concrete samples. The mixing plan was determined based on the Iran No. 354 standard and the PCA standard. The mixing design method employed in this research involved different concrete tests. In all concrete methods, the water-to-cement ratio was carefully considered to achieve the desired compressive strength or durability requirements. The mixture components were determined to ensure that the mixture was suitable for compaction with a vibrating roller. This suitability was assessed by determining the time required for sample compaction under load and in vibration mode.

We investigated four different mixing designs, each producing eight samples, making a total of 32 samples. The amount of aggregates remained constant across all mixing plans. The cement grade used was 350 kg/m^3, with a water-to-cement ratio of 0.42. For the first mixing design, samples were tested without fibers, resulting in a VB time of 33 seconds. Subsequent mixing designs involved roller-compacted concrete with 0.1%, 0.3%, and 0.5% weight percentages, yielding VB times of 30, 40, and 45 seconds, respectively.

The uniaxial compressive strength test was conducted according to ASTM C39/C39M-03 standards, with a loading rate of 0.14-0.34 MPa/s. To assess the tensile strength of the rolled concrete, cylindrical samples were prepared and tested after 7 and 28 days, with a diameter of 15 cm and a height of 30 cm. Strength testing was carried

*Manuscript received November 24, 2022, Revised, February 5, 2024, Accepted, April 12, 2024.

[1] MSc in Civil Engineering, Department of Civil Engineering, Ahar Branch, Islamic Azad University, Ahar, Iran.

[2] Corresponding author, Assistant Professor in Civil Engineering, Department of Civil Engineering, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran. **Email**: b.golchin@uma.ac.ir.

[3] Assistant Professor in Mechanical Engineering, Faculty of Advanced Technologies, University of Mohaghegh Ardabili, Namin, Iran.

out using a universal device with a 15-kilonewton capacity and under static loading with a constant rate.

To model the sample in Abaqus software, a sample with the dimensions of (a=15 mm, R=50 mm, t=30 mm, P=1000 N) was utilized as shown in Fig. 1. The entire model was implemented using approximately 2800 8-node rectangular elements. A very fine meshing technique was employed to achieve more accurate results for meshing. The crack angle was set to 0° for pure tension mode, 49° for pure shear mode, and 15°, 30°, 40°, and 45° for combined tensile and shear modes. The M^e, which indicates the contribution ratio of modes I and II in different loading modes of the combined mode, is defined by equation (1).

$$M^e = \frac{2}{\pi}\tan^{-1}\left(\frac{K_I}{K_{II}}\right) \quad (1)$$

In mode I, the value of this parameter is one, while it is zero in mode II.

Fig. 1. Sample for fracture resistance test

2- Results

Fig. 2 illustrates the results of compressive strength testing for roller-compacted concrete with varying percentages of steel fibers. The data from Fig. 2 indicates that the addition of fibers at different percentages has led to an increase in the compressive strength of the rolled concrete. The results demonstrate that higher percentages of steel fibers result in increased compressive strength after both 7 and 28 days. This behavior is attributed to the ability of the fibers to restrict and prevent crack propagation. By limiting the spread of cracks, the concentration of stress in the cracked area decreases, ultimately slowing down the growth of cracks in fiber-reinforced concrete.

By adding steel fibers in different percentages to 7-day roller-compacted concrete without fibers, the compressive strength of the concrete increased by 10%, 24%, and 37%. Similarly, the compressive strength of 28-day roller-compacted concrete increased by 12%, 15%, and 36% with the addition of steel fibers. This suggests that steel fibers have led to a rise in the compressive strength of roller-compacted concrete after both 7 and 28 days of curing. The increase in the compressive strength of 7-day roller-compacted concrete ranges from 10% to 37%, while the increase in 28-day strength ranges from 12% to 36%. It can be concluded that the effect of steel fibers on the compressive strength of 7-day roller-compacted concrete is slightly greater than that of 28-day rolled concrete.

The tensile strength test results are presented in Fig. 3, indicating a general increase in the tensile strength of the roller-compacted concrete samples with the addition of steel fibers within the tested range. The 7-day tensile strength rose with a range of 4%-26%, while the 28-day tensile strength increased with a range of 14%-39%. The highest effect on the tensile strength of roller-compacted concrete is observed with 0.5% steel fibers compared to other ratios. This improvement in tensile strength may be attributed to the ability of the steel fibers to more uniformly and effectively distribute the incoming load within the roller-compacted concrete structure.

Fig. 2. Compressive strength of roller-compacted concrete containing steel fibers

Fig. 3. Tensile strength of roller-compacted concrete containing steel fibers

3- Conclusions

Based on the experimental and analytical results, the following conclusions could be drawn:

- The compressive and tensile strength values of roller-compacted concrete samples improve after 7 and 28 days when steel fibers are present. This improvement in resistance is directly proportional to the rise in fiber percentage, up to 0.5%.
- The failure load of all roller-compacted concrete samples increases with higher percentages of steel fibers in all loading modes.
- The highest fracture resistance value is observed in pure tensile mode, while the lowest value occurs in pure shear.
- The most suitable amount of steel fibers for fracture resistance is 0.3% of rolled concrete, as there is no significant difference in fracture resistance beyond this amount. However, for increasing tensile and compressive strength, the most appropriate amount of fibers is 0.5% of rolled concrete.

مهندسی عمران فردوسی، ۳۷، ۱، ۱۴۰۳. (۱۱۰-۹۵)

انجمن مهندسی روسازی ایران

انجمن بتن ایران

مهندسی عمران فردوسی

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir/

بررسی آزمایشگاهی تأثیر افزودن الیاف فولادی بر مشخصات مکانیکی بتن غلتکی*

مقاله پژوهشی

رامین چالشی[۱] بابک گلچین[۲] رامین مشک آبادی[۳]

DOI: 10.22067/jfcei.2024.79344.1186

چکیده *بتن غلتکی به دلیل سرعت اجرا، هزینه نسبتا پایین، عدم استفاده از میلگرد، مقاومت و دوام کافی در ساخت بسیاری از پروژه‌های عمرانی مانند روسازی راه‌ها، محوطه‌های پارکینگ، سدسازی، کف‌سازی محوطه‌های صنعتی مورد توجه قرار گرفته است. رفتار ترد و شکننده بتن غلتکی این ایده و فکر را ایجاد می‌کند که الیاف فولادی شاید بتوانند رفتار مکانیکی آن را بهبود دهند. در این پژوهش، اثر الیاف فولادی بر مقاومت شکست، مقاومت فشاری و مقاومت کششی بتن غلتکی بررسی شد. در آزمایش مقاومت شکست، از نمونه‌های نیم‌دایره‌ای با ترک لبه‌ای و تحت بارگذاری خمش سه‌نقطه‌ای برای شبیه‌سازی وضعیت کشش خالص، برش خالص و ترکیب آن‌ها استفاده گردید. مقاومت فشاری و کششی ۷ و ۲۸ روزه نمونه‌های بتن غلتکی در حضور الیاف فولادی نیز ارزیابی شد. نتایج آزمایشگاهی نشان داد که افزودن الیاف فولادی به مقدار ۰/۱، ۰/۳ و ۰/۵ درصد، مقاومت فشاری ۲۸ روزه این نمونه‌ها را به ترتیب ۱۲، ۱۵ و ۳۶ بهبود می‌دهد. این افزایش برای مقاومت کششی نمونه‌ها به ترتیب ۱۴، ۲۱ و ۳۹ درصد است. با افزایش درصد الیاف فولادی، بار شکست تمام نمونه‌ها در تمام مودهای بارگذاری افزایش می‌یابد. افزایش بار شکست موجب مقاومت بیشتر در برابر رشد ترک می‌شود. مناسب‌ترین مقدار الیاف فولادی برای بهبود مقاومت شکست بتن غلتکی به مقدار ۰/۳ درصد کل وزن نمونه بتنی در مودهای مختلف بارگذاری شناسایی شد. این عدد برای مقاومت فشاری و کششی نمونه‌ها به مقدار ۰/۵ درصد است.*

واژه‌های کلیدی بتن غلتکی، الیاف فولادی، استحکام، مقاومت شکست.

Experimental Evaluating the Effect of Steel Fibers on the Mechanical Properties of Roller-compacted Concrete

Ramin Chaleshi Babak Golchin Ramin Meshkabadi

Abstract *The use of roller-compacted concrete in construction projects, such as road paving, parking lots, dam construction, and industrial pavement, is attributed to its quick implementation, relatively low cost, and sufficient strength without the need for steel bar. However, the brittle nature of roller-compacted concrete prompted an investigation into how steel fibers could improve its mechanical behavior. This research focused on the effect of steel fibers on fracture strength, compressive strength, and tensile strength of roller-compacted concrete. The study involved testing semicircular samples with edge cracks under three-point bending loading to simulate pure tension, pure shear, and their combination. Additionally, the compressive and tensile strength of roller-compacted concrete samples with steel fibers were evaluated at 7 and 28 days. The laboratory results showed that adding 0.1%, 0.3%, and 0.5% steel fibers improved the 28-day compressive strength by 12%, 15%, and 36%, respectively, and the tensile strength by 14%, 21%, and 39%, respectively. Moreover, the failure load of all samples increased in all loading modes with higher percentages of steel fibers, leading to greater resistance to crack growth. The study identified 0.3% of steel fibers as the most effective amount for improving the fracture resistance of roller-compacted concrete in different loading modes, while the optimal percentage for enhancing the compressive and tensile strength was determined to be 0.5%.*

Key words Roller-compacted Concrete, Steel Fibers, Strength, Fracture Toughness.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۱/۸/۳ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۳/۱/۲۵ می‌باشد.

(۱) کارشناس ارشد عمران، گروه مهندسی عمران، واحد اهر، دانشگاه آزاد اسلامی، اهر.

(۲) نویسندهٔ مسئول، استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل.

(۳) استادیار، دانشکده فناوری‌های نوین، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل.

Email: b.golchin@uma.ac.ir

مقدمه

هزینه‌های ساخت و نگه‌داری راه‌ها یکی از مهم‌ترین پارامترها در سرمایه‌گذاری‌های بخش حمل و نقل است. این هزینه‌ها به مقدار زیادی از نوع روسازی اثر می‌پذیرد. در کشور ما به دلیل ارزان بودن قیر در دهه‌های گذشته فناوری ساخت روسازی با بتن و علی‌الخصوص بتن غلتکی کمتر مورد توجه قرار گرفته است. سهولت و سرعت ساخت، هزینه نسبی پایین در ساخت، مقاومت و دوام بتن غلتکی، آن‌ها را به یک گزینه قابل قبول در ساخت لایه‌های روسازی راه‌ها تبدیل کرده است. یکی از معایب مخلوط‌های بتنی، شکل‌پذیری نامناسب و شکنندگی آن‌ها است. این عیب در اکثر سازه‌های بتنی با میلگردهای فولادی برطرف می‌شود. در روسازی‌های بتن غلتکی از میلگردهای فولادی استفاده نمی‌شود [1]. این امر باعث به وجود آمدن ترک‌های مختلف در این سازه‌ها می‌گردد. یکی از راه‌حل‌های موجود برای بهبود رفتار روسازی‌های بتن غلتکی، استفاده از انواع الیاف می‌باشد [2]. الیاف فولادی به دلیل مزایای مختلف فنی و اقتصادی، کاربرد زیادی در سازه‌های بتنی دارند. بتن حاوی الیاف فولادی، شامل یک کالبد بتنی مرکب از سیمان، مصالح سنگی، آب و همچنین درصدی از الیاف فولادی کوتاه می‌باشد که الیاف به صورت کاملا اتفاقی در جهات مختلف در مخلوط پراکنده شده‌اند. وجود الیاف فولادی مشخصات بتن را نسبت به حالت بدون الیاف بهبود می‌دهد [3]. در روسازی بتن غلتکی از مواد حباب‌زا استفاده نمی‌شود. مواد حباب‌زا می‌توانند شبکه ریزی از حباب‌های هوا را در بتن ایجاد کرده و کارایی و مقاومت بتن را در برابر شرایط ذوب و یخبندان بهبود دهند. در بتن غلتکی از غلتک‌های سنگین برای تراکم بتن استفاده می‌شود. این عمل به کاهش حفرات هوا در بتن کمک می‌کند، چگالی و مقاومت آن را افزایش می‌دهد. استفاده از مواد حباب‌زا با فرایند تراکم تداخل ایجاد می‌کند و از رسیدن بتن غلتکی به چگالی مورد نظر جلوگیری می‌کند. در نتیجه مقاومت این بتن را کاهش می‌دهد.

در روسازی‌های بتن غلتکی، به دلیل رفتار ترد و نیمه‌ترد بتن می‌توان از مفاهیم مکانیک شکست در بررسی رشد ترک استفاده کرد. در این زمینه با استفاده از انواع مودهای بارگذاری، نحوه جدا شدن و از هم گسیختگی نمونه‌های آزمایشگاهی بررسی می‌گردد. این بارگذاری‌ها در سه حالت کشش خالص، برش خالص و ترکیب کشش و برش خالص می‌توانند اعمال شوند. بدین منظور کشش خالص معمولا با نام مود I یا مود کشش خالص، برش خالص به صورت مود II یا مود برشی خالص و ترکیب کشش و برش با نام مود ترکیبی یا مود I/II نامیده می‌شوند. استفاده از اصول مکانیک شکست الاستیک خطی می‌تواند در پیش‌بینی رشد و انتشار ترک مؤثر باشد. با رشد ترک و رسیدن به یک حد بحرانی ترک به‌طور نا گهانی گسترش یافته و نمونه ناپایدار و گسیخته خواهد شد [4].

در پژوهش‌های اخیر، اثر الیاف فولادی بر رفتار بتن بررسی شده است. وظیفه‌خواه و مناف‌پور به بررسی مقاومت کششی بتن مسلح با الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن در نسبت‌های مختلف پرداختند [5]. الیاف فولادی به میزان ۰، ۰/۳، ۰/۶، ۰/۹ و ۱/۲ و الیاف پلی‌پروپیلن به میزان ۰، ۰/۲ و ۰/۴ درصد حجم بتن مورد استفاده قرار گرفتند. در کلیه مخلوط‌ها از سیمان تیپ ۱ استفاده شد و نسبت آب به سیمان ۰/۵۵ بود. نتایج نشان داد که مقاومت کششی بتن مسلح با الیاف فولادی با افزایش درصد الیاف از ۰ تا ۰/۶ درصد به مقدار کمی افزایش پیدا می‌کند، ولی با افزایش از ۰/۶ الی ۱/۲ درصد بیشتر تغییر می‌کند. مقاومت کششی نمونه حاوی الیاف پلی‌پروپیلن به میزان ۰/۲ درصد در سنین ۷ و ۲۸ روزه نسبت به نمونه بدون الیاف افزایش می‌یابد ولی به طور کلی نمونه‌های دارای ۰/۴ درصد الیاف پلی‌پروپیلن نسبت به نمونه بدون الیاف دارای افزایش مقاومت چشم‌گیری نیست [5]. شاد دل و همکاران [6] الیاف فولادی را در تهیه بتن سبک حاوی پرلیت، لیکا و میکروسیلیس استفاده کردند. تحقیق ایشان نشان داد که این الیاف مقاومت فشاری بتن سبک را بهبود می‌دهد. Leone و همکاران [7]، از درصدهای کم الیاف فلزی بازیافتی در بررسی رفتار برشی مخلوط‌های بتنی استفاده کردند. یافته‌های پژوهش ایشان، استفاده از این الیاف را در مخلوط‌های بتنی پیشنهاد داد. در مطالعات آزمایشگاهی بر روی رفتار بتن غلتکی، لاهوجیک و همکاران، از دو الیاف فلزی و چند الیاف مصنوعی دیگر در مقدار ۰/۲ و ۰/۴ درصد حجمی در ساخت مخلوط‌ها استفاده کردند. بتن‌های حاوی این الیاف، مشخصات شکست مشابه و یا مشخصات بهتری را نسبت به بتن‌های غلتکی بدون الیاف نشان دادند [2]. سوکونتاسوکول و همکاران[8] از الیاف فولادی در مقدار ۰/۵ و ۱ درصد برای تهیه نمونه‌های بتن غلتکی

استفاده کردند. این الیاف توانستند مقاومت فشاری و خمشی بتن غلتکی را بهبود دهند. سیف الهی و محمدی [9] رفتار مکانیکی بتن غلتکی را در حضور صفر تا یک درصد الیاف فولادی به همراه افزودنی نانوسیلیکا بررسی کردند. در این پژوهش نیز رفتار مکانیکی بتن غلتکی بهبود یافت. ابوبکر و همکاران [10] نشان دادند که افزودن الیاف فولادی می‌تواند دوام بتن غلتکی را در حضور متاکائولین ارتقا دهد. به‌عنوان یک نتیجه از بررسی رفتار تحقیقات گذشته می‌توان تأثیر مثبت الیاف فولادی را در نمونه‌های بتنی مختلف و بتن غلتکی مشاهده کرد.

در سال‌های اخیر، بررسی رفتار شکست بتن‌های غلتکی مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است [13-11]. علاوه بر بتن غلتکی، این رفتار در مخلوط‌های آسفالتی، در مدهای مختلف برش و کشش توسط علیها و همکاران [14] و گلچین و صفایی [15] بررسی شده است. در بررسی رفتار سنگ‌ها، این موضوع برای ترکیب برش و کشش توسط میرسیار و همکاران [16] مورد مطالعه قرار گرفته است. فخری و همکاران [11] به بررسی رفتار ترک در مخلوط‌های بتن غلتکی حاوی آسفالت بازیافت شده و خرده لاستیک پرداختند. در این پژوهش برای تولید مودهای مختلف بارگذاری از نمونه‌های خمشی چهارنقطه‌ای و نمونه‌های نیم‌دایره‌ای ترک‌دار استفاده شد. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که میزان جذب انرژی در بتن غلتکی حاوی مصالح بازیافت شده افزایش می‌یابد. رحمانی و همکاران[12] اثر نسبت آب به سیمان را بر رفتار شکست بتن غلتکی بررسی کردند. نتایج شکست نمونه‌ها نشان داد که با کاهش نسبت آب به سیمان مقدار انرژی شکست کاهش می‌یابد. سنگون و همکاران [13] رفتار شکست بتن غلتکی را بر اثر تراکم درجا و در محل بررسی نمودند. نتایج نشان داد که میزان تراکم و مشخصات مصالح به کار رفته در ساخت بتن غلتکی بر مقاومت شکست آن اثر می‌گذارد.

مواد و روش‌ها

در این پژوهش، اثر درصدهای مختلف الیاف فولادی بر مشخصات مکانیکی بتن غلتکی بررسی می‌شود. بدین منظور الگوریتم روش تحقیق در شکل (۱) نمایش داده شده است.

شکل ۱ الگوریتم روش تحقیق

مواد لازم برای تهیه نمونه‌ها

سنگدانه‌هایی که در ساخت روسازی بتن غلتکی استفاده می‌شود باید استانداردهای دانه‌بندی ASTMC33 را رعایت نماید. بدین منظور، دانه‌بندی شن مصرفی در تهیه نمونه‌های بتن غلتکی در جدول (۱)، خصوصیات درشت‌دانه مورد استفاده در جدول (۲) و دانه‌بندی ریزدانه مصرفی در جدول (۳) معرفی شده است. آب مورد نیاز از شبکه آبرسانی شهر تبریز تهیه شده است. سیمان مورد استفاده سیمان نوع II از کارخانه سیمان صوفیان تبریز با وزن مخصوص برابر با ۳/۱۹ گرم بر سانتی‌متر مکعب مطابق استاندارد ASTM-C 188-89 می‌باشد. نتایج آنالیز شیمیایی سیمان مورد استفاده در جدول (۴) ارائه شده است. در تهیه نمونه‌های بتن غلتکی از الیاف فولادی دو سر قلاب با طول ۵۴ میلی‌متر و قطر ۰/۸ میلی‌متر استفاده شد. نسبت طول به عرض الیاف ۶۷/۵ و مقاومت کششی آن‌ها ۱۰۰۰ مگاپاسگال بودند. در شکل (۲) الیاف فولادی مذکور نشان داده شده است.

جدول ۱ دانه‌بندی مصالح درشت‌دانه مصرفی

اندازه الک (میلی‌متر)	۲۵	۱۹	۱۲/۵	۹/۵	۴/۷۵
محدوده مجاز مطابق ASTMC33	۱۰۰	۱۰۰–۹۰	۷۰–۴۵	۵۷–۲۰	۱۰–۰
درصد عبوری از الک	۱۰۰	۹۵	۴۵	۳۴	۰

جدول ۲ خصوصیات مصالح درشت‌دانه مورد استفاده

استاندارد مربوطه	مشخصات درشت‌دانه	
ASTM C137	حداکثر اندازه درشت‌دانه	۱۹ میلی‌متر
ASTM C127	وزن مخصوص خشک	۲۵۶۰ کیلوگرم بر مترمکعب
ASTM C131	درصد سایش لوس‌آنجلس	۱۲/۵
ASTM D5821	درصد شکستگی مصالح روی الک نمره ۴ در دو جبهه	۸۲

جدول ۳ دانه‌بندی مصالح ریزدانه مصرفی

اندازه الک (میلی‌متر)	۴/۷۵	۲/۳۶	۱/۱۸	۰/۶۰	۰/۳۰	۰/۱۵	۰/۷۵۰
محدوده مجاز مطابق ASTMC33	۱۰۰–۹۷	۱۰۰–۸۲	۸۷–۵۳	۶۵–۲۸	۳۴–۱۰	۱۷–۳	–
درصد عبوری از الک	۱۰۰	۷۷	۶۳	۵۴	۲۷	۸	۳

جدول ۴ مشخصات شیمیایی سیمان نوع II مورد استفاده در این تحقیق

ترکیب شیمیایی سیمان	درصد موجود در سیمان مصرفی
SiO_2	۲۱/۲۲
Al_2O_3	۴/۷۱
Fe_2O_3	۳/۷۵
CaO	۶۲/۵۹
MgO	۳/۰۹
SO_3	۱/۷۸
Na_2O	۰/۱۸
K_2O	۰/۵۸

شکل ۲ الیاف فولادی مورد استفاده

طرح اختلاط

با توجه به اینکه نوع بتن در این تحقیق از نوع بتن غلتکی می‌باشد برای تعیین طرح اختلاط از استاندارد نشریه شماره ۳۵۴ ایران و استاندارد PCA استفاده گردید. روش‌های طرح اختلاط بتن غلتکی به دلیل سفت بودن مخلوط و نیز دانه‌بندی متمایز آن، با روش‌های به کار رفته برای بتن‌های معمولی متفاوت است. روش طرح اختلاط استفاده شده در این تحقیق، اختلاط با استفاده از آزمایش‌های روانی بتن است. در کلیه روش‌های بتنی جهت دست‌یابی به مقاومت فشاری طرح یا الزامات دوام نسبت آب به مواد سیمانی مد نظر قرار می‌گیرد و همچنین اجزای مخلوط به گونه‌ای تعیین می‌شوند که کارایی مخلوط جهت تراکم با غلتک ویبره‌ای مناسب باشد. این کارایی بر پایه انجام آزمایش روانی به روش تعیین زمان لازم جهت تراکم نمونه تحت سربار و در حالت ارتعاشی (زمان وی‌بی اصلاح شده) تعیین می‌گردد.

در این تحقیق چهار نوع طرح اختلاط مورد بررسی قرار گرفته است که در هر طرح اختلاط ۸ نمونه و در مجموع ۳۲ نمونه ساخته شده است. در تمامی طرح اختلاط‌ها میزان سنگ‌دانه‌ها ثابت در نظر گرفته شده است. عیار سیمان ۳۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب و نسبت آب به سیمان ۰/۴۲ در نظر گرفته

شده است. ابتدا شن و ماسه داخل میکسر ریخته شده، در حین عمل اختلاط، به تدریج سیمان اضافه می‌گردد و در پایان الیاف فولادی به تدریج به داخل مخلوط‌کن ریخته می‌شود. پس از ریختن تمامی مواد تشکیل‌دهنده به داخل مخلوط‌کن ۱/۵ دقیقه مواد مخلوط می‌شوند. بتن غلتکی داخل ظرف استوانه‌ای فلزی که روی میز قابل ارتعاش قرار دارد، ریخته می‌شود و وزنه استوانه‌ای فلزی که قطر آن کوچک‌تر از قطر ظرف است روی آن قرار داده می‌شود. سپس میز مرتعش کننده روشن می‌شود و زمان لازم از شروع ارتعاش تحت سربار تا رؤیت خمیر سیمان بیرون آمده از بتن غلتکی در محیط وزنه استوانه‌ای اندازه‌گیری می‌شود که این به منزله دستیابی به تراکم مناسب است. در طرح اختلاط اول که نمونه‌های اخذ شده از آن برای انجام آزمایش بدون الیاف به کار رفته است زمان وی‌بی ۳۳ ثانیه به دست آمده است. این زمان برای طرح اختلاط بتن غلتکی با درصدهای ۰/۱، ۰/۳ و ۰/۵ (درصد وزن بتن غلتکی) به ترتیب ۳۰، ۴۰ و ۴۵ ثانیه به دست آمده است. در جدول (۵) طرح اختلاط مصالح نشان داده شده است. پس از ساخت مخلوط، بتن در داخل قالب‌ها ریخته شد و پس از ۲۴ ساعت از ساخت نمونه‌ها قالب‌ها باز شده و در آب معمولی ۲۰ درجه سانتی‌گراد جهت عمل‌آوری قرار داده می‌شود. پس از گذشت زمان عمل‌آوری، بتن‌ها از آب خارج شده و پس از وزن کردن نمونه‌ها به مدت ۲۴ ساعت در هوای معمولی قرار داده می‌شود تا برای آزمایش‌ها آماده شوند. نمونه‌های استوانه‌ای در نهایت برش داده می‌شوند و ترک‌های لبه‌ای بر روی آن‌ها ایجاد می‌گردد.

جدول ۵ جزئیات طرح اختلاط بتن غلتکی مصرفی

مصالح	سیمان Kg/m³	ماسه Kg/m³	شن Kg/m³	آب Kg/m³	سیمان/ آب Kg/m³
مقدار	۳۵۰	۱۲۹۸	۷۹۷	۱۳۰	۰/۴۲

آزمایش‌های صورت گرفته

آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوری طبق استاندارد ASTM C39/C39M-03 با نرخ بارگذاری بین ۰/۱۴ تا ۰/۳۴ مگاپاسکال بر ثانیه صورت پذیرفت. در این آزمایش نمونه استوانه‌ای بین فک‌های دستگاه مقاومت فشاری قرار داده می‌شود. مقدار این پارامتر برابر حداکثر تنشی است که نمونه استوانه‌ای بتواند تحمل کند. در شکل (۳) یک نمونه بتن غلتکی که مورد آزمایش مقاومت فشاری قرار گرفته، نشان داده شده است.

شکل ۳ دستگاه آزمایش مقاومت فشاری

جهت انجام آزمایش مقاومت کششی بتن غلتکی نمونه‌های استوانه‌ای همانند نمونه‌های مقاومت فشاری به قطر ۱۵ و ارتفاع ۳۰ سانتی‌متر از طرح اختلاط بتن غلتکی، در سنین ۷ و ۲۸ روزه تهیه گردید. همچنین نمونه‌های بتن غلتکی در سه لایه و با لرزش میز ویبره با سربار ۹/۱ کیلوگرم به دست آمد. هر طرح اختلاط شامل ۴ نمونه بوده که دو عدد در سن ۷ روز و دو عدد در سن ۲۸ روز آزمایش شده است. شکل (۴) آزمایش مقاومت کششی بر روی نمونه‌های استوانه‌ای بتن غلتکی را نشان می‌دهد.

شکل ۴ مقاومت کششی بر روی نمونه‌های استوانه‌ای

انجام آزمایش شکست با استفاده از دستگاه یونیورسال با ظرفیت ۱۵ کیلو نیوتن و تحت بارگذاری استاتیک با نرخ ثابت بارگذاری صورت پذیرفت. این دستگاه قابلیت ترسیم منحنی بار

در مقابل جابه‌جایی، اندازه‌گیری بار بحرانی شکست مخلوط‌های بتنی را دارد. در شکل (۵) تصویری از چگونگی قرارگیری نمونه نیم‌دایره‌ای ترک‌خورده در دستگاه نشان داده شده است. در نمودار جابه‌جایی در برابر نیرو، با افزایش میزان جابه‌جایی، نیروی مورد نیاز افزایش یافته و پس از آن به سرعت کاهش می‌یابد. بار حداکثر به عنوان بار بحرانی شکست قرائت و یادداشت می‌شود.

قطعه نیم‌دایره شکل نشان داده شده در شکل (۶) تحت بار خمش نیم‌دایره نمونه مناسب‌تری برای انجام آزمایش‌های تعیین مقاومت شکست بتن است چرا که قابلیت ایجاد ترک لبه‌ای و سهولت بارگذاری در آن امکان‌پذیر است. این نمونه علاوه بر سادگی هندسه آن توانایی ایجاد حالت‌های مود ترکیبی را دارد. برای ایجاد نمونه‌های خمش نیم‌دایره‌ای با استفاده از میز لرزه، مخلوط متراکم شده و سپس با برش نمونه‌های استوانه‌ای، نمونه ترک‌دار با مقطع نیم‌دایره‌ای تهیه می‌شود. می‌توان با کنترل تغییرات زاویه تمایل ترک (α)، شرایط بارگذاری متفاوتی را از مود کشش خالص تا مود برش خالص به دست آورد. مود کشش خالص را می‌توان با زاویه ترک صفر درجه ایجاد کرد. همچنین در یک زاویه خاص، ضریب شدت تنش در مود I برابر صفر شده و نمونه در مود II قرار می‌گیرد. برای به دست آوردن ضرایب شکل نمونه‌های خمشی نیم دایره‌ای از رابطه (۱) استفاده می‌شود:

$$Y_i\left(\alpha,\frac{a}{R},\frac{S}{R}\right)=\frac{K_i}{\sqrt{\pi a}}\frac{2Rt}{P} \qquad (۱)$$

که a بیانگر طول ترک، R شعاع دیسک، t ضخامت دیسک، α زاویه ترک نسبت به مرکز نیم‌دایره، i نشان دهنده نوع مود (i=I, II)، P بار متمرکز استاتیکی وارد بر قطعه از بالا، Y_i ضریب شکل و K_i ضریب شدت تنش می‌باشد. Y_i به هندسه و بارگذاری نمونه بستگی دارد و با استفاده از آنالیز المان محدود به دست می‌آید. مقدار Y_i برای نمونه با a/R=0.3 و S/R=0.43 با استفاده از شبیه سازی المان محدود به دست آمده و در شکل (۷) قابل مشاهده است.

برای مدل‌سازی نمونه در نرم‌افزار آباکوس از نمونه شکل (۶) با (a=15 mm, R=50 mm, t=30mm, P=1000 N) استفاده گردید. برای المان‌بندی کل مدل نیز حدود ۲۸۰۰ المان مستطیلی ۸ گرهی استفاده شد. به منظور اخذ نتایج بهتر برای مش‌بندی نوک، از مش‌بندی بسیار ریز استفاده گردید.

شکل ۵ نمونه نیم دایره‌ای ترک‌خورده و دستگاه بارگذاری

شکل ۶ نمونه انتخاب شده برای آزمایش تعیین مقاومت شکست مخلوط‌های بتن غلتکی

شکل ۷ نتایج تحلیل عددی برای ایجاد انواع مودهای مختلف بارگذاری با استفاده از نمونه خمشی نیم‌دایره‌ای

زاویه ترک برای ایجاد مود کشش خالص برابر صفر درجه، برای ایجاد مود برش خالص ۴۹° و برای ایجاد مودهای ترکیبی کششی و برشی زاویه ترک برابر با ۱۵، ۳۰، ۴۰ و ۴۵° در نظر گرفته شد. پارامتر M^e که نسبت مشارکت مودهای I و II را در حالت‌های مختلف بارگذاری مود ترکیبی نشان می‌دهد به صورت رابطه (۲) تعریف می‌شود:

$$M^e = \frac{2}{\pi}\tan^{-1}\left(\frac{K_I}{K_{II}}\right) \qquad (۲)$$

مقدار این پارامتر در حالت مود I برابر با یک و برای مد II برابر صفر می‌باشد.

نتایج و بحث

در این بخش ابتدا به تحلیل نتایج آزمایش مقاومت فشاری نمونه‌های بتن غلتکی ۷ و ۲۸ روزه حاوی الیاف و بدون الیاف پرداخته خواهد شد. سپس مقاومت شکست نمونه‌های بتن غلتکی مورد بررسی قرار می‌گیرد.

مقاومت فشاری بتن غلتکی

در شکل (۸) نتایج به دست آمده برای مقاومت فشاری بتن غلتکی در درصدهای مختلف الیاف فولادی نشان داده شده است. با توجه به شکل (۸) با اضافه شدن الیاف در درصدهای مختلف، مقاومت فشاری بتن غلتکی افزایش یافته است. نتایج نشان می‌دهد که افزایش درصد الیاف فولادی منجر به افزایش مقاومت فشاری در هر دو حالت ۷ و ۲۸ روزه می‌گردد. علت این رفتار را می‌توان در توانایی الیاف در محدود کردن و جلوگیری از گسترش ترک‌ها عنوان کرد. این محدود کردن ترک منجر به کاهش تمرکز تنش در ناحیه ترک‌خوردگی گردیده و در نهایت سبب کاهش سرعت رشد ترک در بتن غلتکی الیاف‌دار می‌گردد. سوکونتاسوکول و همکاران [8] بهبود مقاومت فشاری را برای نمونه‌های بتن غلتکی خود در حضور الیاف فولادی مشاهده کردند ، لیکن در پژوهش ایشان، مقدار بهبود مقاومت کمتر از این تحقیق است. شاید دلیل این امر طول کوتاه (۳۶ میلی‌متر) الیاف فولادی بوده است.

مقاومت فشاری بتن غلتکی ۷ روزه بدون الیاف با افزودن الیاف فولادی در درصدهای مختلف، سبب افزایش مقاومت فشاری بتن غلتکی به مقدار ۱۰، ۲۴ و ۳۷ درصد شده است. این روند در مقاومت فشاری بتن غلتکی ۲۸ روزه به ترتیب ۱۲، ۱۵ و ۳۶ درصد است. این امر نشان‌دهنده این است که الیاف فولادی منجر به افزایش مقاومت فشاری بتن غلتکی در هر دو حالت عمل‌آوری ۷ و ۲۸ روزه شده است. این افزایش مقاومت در مقاومت فشاری بتن غلتکی ۷ روزه از ۱۰ الی ۳۷ درصد و در مقاومت ۲۸ روزه بین ۱۲ الی ۳۶ درصد است. حال می‌توان گفت تأثیر الیاف فولادی بر عمل‌آوری بتن غلتکی ۷ روزه کمی بیشتر از عمل‌آوری بتن غلتکی ۲۸ روزه است.

ضابطه شماره ۷۳۱ سازمان برنامه و بودجه کشور در خصوص طراحی، اجرا و نگه‌داری روسازی بتنی راه‌ها، مقدار مقاومت فشاری بتن غلتکی را معمولا بین ۲۸ تا ۴۰ مگاپاسکال معرفی می‌کند [1]. این ضابطه بیان می‌دارد که مقاومت فشاری مشخصه ۲۸ روزه بتن غلتکی نباید کمتر از ۲۵ مگاپاسکال باشد. بررسی نتایج مقاومت فشاری نمونه‌ها در شکل (۸) نشان می‌دهد که نمونه‌های حاوی الیاف فولادی همگی دارای مقاومت بیشتر از ۲۵ مگاپاسکال هستند.

شکل ۸ مقاومت فشاری بتن غلتکی حاوی الیاف فولادی

شکل ۹ مقاومت کششی بتن غلتکی حاوی الیاف فولادی

در شکل (۸) ارتباط ریاضی بین درصد الیاف با مقاومت فشاری نمونه‌های بتنی نمایش داده شده است. همان طور که مشاهده می شود یک رابطه معناداری بین مقدار در صد الیاف با این مقاومت وجود دارد. شیب نمودار برای مقاومت ۲۸ روزه بیشتر از مقاومت ۷ روزه است.

مقاومت کششی نمونه‌های بتن غلتکی

نتایج به دست آمده از آزمایش مقاومت کششی در شکل (۹) نشان داده شده است. با توجه به این شکل می‌توان گفت که به طور کلی با اضافه نمودن الیاف فولادی در محدوده مورد آزمایش، مقاومت کششی نمونه‌های بتن غلتکی به طور کلی افزایش یافته است. این افزایش مقاومت در مقاومت کششی بتن غلتکی ۷ روزه از ۴ الی ۲۶ درصد و در مقاومت کششی ۲۸ روزه بین ۱۴ الی ۳۹ درصد است؛ بنابراین می‌توان گفت تأثیر الیاف فولادی در ۰/۵ درصد بیشترین مقدار نسبت به سایر نسبت‌ها در مقاومت کششی بتن غلتکی است. شاید دلیل بهبود مقاومت کششی این باشد که الیاف فولادی توانسته‌اند بارگذاری وارده را در ساختار بتن غلتکی به‌صورت همگن‌تر و مؤثرتر توزیع نمایند. از طرفی با ایجاد یک ساختار پل مانند، موجب حفظ اتصال ترک‌ها به هنگام وقوع تنش‌های کششی بحرانی شده‌اند. در پژوهش‌های دیگر نیز بهبود مقاومت کششی بتن غلتکی در حضور الیاف فولادی مشاهده شده است. سیف الهی و محمدی [9] در تحقیق خود بهبود مقاومت کششی بتن غلتکی را برای درصدهای ۰/۳۳، ۰/۶۷ و ۱ درصد الیاف فولادی گزارش کردند. لازم به ذکر است، ضابطه شماره ۷۳۱ سازمان برنامه و بودجه کشور، مقدار بحرانی مشخصی را برای مقاومت کششی نمونه‌های بتن غلتکی معرفی

نکرده است [1]. شکل (۹) یک رابطه خطی بین درصد الیاف با مقاومت کششی نمونه‌های بتن غلتکی را نشان می‌دهد. در این شکل، مشابه مقاومت فشاری، شیب نمودار برای مقاومت کششی ۲۸ روزه بیشتر از مقاومت ۷ روزه است.

بار شکست نمونه‌های بتن غلتکی

در شکل (۱۰) نتایج عددی حاصل از نرم‌افزار آباکوس برای ضرایب شکل نمونه خمشی نیم‌دایره‌ای نشان داده شده است. از این نتایج برای به دست آوردن مقاومت شکست نمونه‌های بتن غلتکی استفاده شد. در جدول (۶) مقادیر بار شکست نمونه‌های بتن غلتکی بدون الیاف و الیاف‌دار برای نمونه های نیم‌دایره‌ای ترک‌دار زاویه‌ای در مودهای مختلف بارگذاری شامل مود کشش خالص، مود ترکیبی و مود برش خالص نشان داده شده است. نتایج این جدول نشان می‌دهد که با افزایش درصد الیاف فولادی در تمام مودهای بارگذاری، بار شکست تمام نمونه‌های بتن غلتکی افزایش می‌یابد. علت این امر را می‌توان به توانایی الیاف فولادی در جلوگیری از گسترش ریز ترک‌ها و در نتیجه توزیع یکنواخت تنش‌ها نسبت داد. این افزایش بار سبب می شود که نمونه‌های بتن غلتکی ترک‌دار حاوی الیاف نسبت به نمونه‌های بدون الیاف در تمام مودهای بارگذاری مقاومت بیشتری در برابر رشد ترک داشته باشد. در ضابطه شماره ۷۳۱ سازمان برنامه و بودجه کشور، مقدار بار بحرانی برای شکست نمونه‌های بتن غلتکی بیان نشده است [1].

شکل ۱۰ نمودار ضرایب شکل

جدول ۶ بار شکست نمونه‌های نیم‌دایره‌ای ترک‌دار زاویه‌ای بتن غلتکی در مودهای مختلف بارگذاری

زاویه ترک (°)	M^e	میانگین بار شکست (KN) (۰ درصد الیاف)	میانگین بار شکست (KN) (۰/۱ درصد الیاف)	میانگین بار شکست (KN) (۰/۳ درصد الیاف)	میانگین بار شکست (KN) (۰/۵ درصد الیاف)
۰	۱	۴/۵۵	۵/۸۶	۵/۹۳	۶/۰۹
۱۵	۰/۸۱	۴/۶۹	۶/۱۰	۶/۸۹	۷/۲۳
۳۰	۰/۵۷	۵/۱۹	۶/۶۱	۷/۷۳	۷/۶۲
۴۰	۰/۳۵	۵/۷۱	۷/۰۳	۸/۲۳	۸/۷۳
۴۵	۰/۱۸	۶/۱۴	۷/۱۹	۸/۶۶	۹/۱۲
۴۹	۰	۶/۵۹	۷/۴۲	۹/۲۰	۹/۴۱

مقاومت شکست در مودهای مختلف بارگذاری

مقاومت شکست بتن غلتکی در مودهای مختلف بارگذاری در درصدهای مختلف الیاف فولادی در جدول‌های (۷) الی (۱۰) نشان داده شده است. شکل (۱۱) اثر مودهای مختلف را بر مقاومت شکست بتن غلتکی نشان می‌دهد. همان طور که از شکل (۱۱) مشاهده می‌شود با انتقال از مود کشش خالص به برش خالص مقاومت شکست بتن غلتکی حاوی الیاف و بدون الیاف کاهش می‌یابد؛ یعنی بیشترین مقدار مقاومت شکست در مود کشش خالص و کمترین مقدار در برش خالص اتفاق می‌افتد. همچنین اضافه شدن الیاف فولادی، سبب افزایش مقاومت شکست بتن غلتکی ترک‌دار در مودهای مختلف بارگذاری می‌شود. همچنین با توجه به شکل، با اضافه شدن برش، مقاومت شکست بتن غلتکی کاهش یافته تا اینکه در $M^e=0$ (برش خالص) مقاومت شکست بتن غلتکی حاوی الیاف و بدون الیاف فولادی به کمترین مقدار خود نسبت به سایر مودهای بارگذاری می‌رسد. نتیجه مهمی که می‌توان از این مطلب گرفت این است که مود بحرانی برای شروع ترک در بتن غلتکی استفاده شده در این تحقیق، در $M^e=0$ (برش خالص) است. همچنین الیاف فولادی سبب افزایش مقاومت شکست بتن غلتکی در برابر رشد ترک در مودهای مختلف بارگذاری می‌شود.

تأثیر الیاف فولادی بر مقاومت شکست بتن غلتکی ترک‌دار در شکل (۱۲) نشان داده شده است. این شکل در واقع نسبت مقاومت شکست بتن غلتکی حاوی الیاف فولادی به بتن غلتکی بدون الیاف است. نسبت مقاومت شکست بتن غلتکی حاوی فولادی به بتن غلتکی بدون الیاف همیشه بزرگ‌تر از ۱ است. این امر نشان‌دهنده این است که مقاومت شکست بتن غلتکی الیاف‌دار در برابر رشد ترک به مراتب بیشتر از مقاومت شکست مخلوط بدون الیاف است. افزودن الیاف فولادی بیشتر از مقدار ۰/۳ درصد تأثیر فراوانی در بهبود مقاومت شکست بتن غلتکی ندارد. از این رو، مقدار بهینه الیاف به دست آمده برای بهترین حالت مقاومت شکست بتن غلتکی در مودهای مختلف بارگذاری ۰/۳ درصد کل وزن بتن غلتکی است.

جدول ۷ مقاومت شکست نمونه‌های بتن غلتکی بدون الیاف در مودهای مختلف بارگذاری

زاویه ترک (درجه)	۰	۱۵	۲۰	۴۰	۴۵	۴۹
M^e	۱	۰/۸۱	۰/۵۷	۰/۳۵	۰/۱۸	۰
$K_{If}\left(MPa.\sqrt{m}\right)$	۰/۵۹۸	۰/۵۵۶	۰/۳۵۹	۰/۲۰۱	۰/۰۸۹	۰
$K_{IIf}\left(MPa.\sqrt{m}\right)$	۰	۰/۱۶۹	۰/۲۸۳	۰/۲۹۳	۰/۲۹۶	۰/۲۸۳
$K_{eff}\left(MPa.\sqrt{m}\right)$	۰/۵۹۸	۰/۵۸۱	۰/۴۵۷	۰/۳۵۵	۰/۳۰۹	۰/۲۸۳

جدول ۸ مقاومت شکست نمونه‌های بتن غلتکی حاوی ۰/۱ درصد الیاف در مودهای مختلف بارگذاری

زاویه ترک (درجه)	۰	۱۵	۲۰	۴۰	۴۵	۴۹
M^e	۱	۰/۸۱	۰/۵۷	۰/۳۵	۰/۱۸	۰
$K_{If}\left(MPa.\sqrt{m}\right)$	۰/۸۸۱	۰/۷۶۹	۰/۵۱۲	۰/۲۹۶	۰/۱۲۸	۰
$K_{IIf}\left(MPa.\sqrt{m}\right)$	۰	۰/۲۵۹	۰/۴۰۱	۰/۴۸۲	۰/۴۰۳	۰/۴۵۸
$K_{eff}\left(MPa.\sqrt{m}\right)$	۰/۸۸۱	۰/۸۱۱	۰/۶۵۰	۰/۵۶۵	۰/۴۲۲	۰/۴۵۸

جدول ۹ مقاومت شکست نمونه‌های بتن غلتکی حاوی ۰/۳ درصد در مودهای مختلف بارگذاری

زاویه ترک (درجه)	۰	۱۵	۲۰	۴۰	۴۵	۴۹
M^e	۱	۰/۸۱	۰/۶۷	۰/۳۵	۰/۱۸	۰
$K_{If}\ (MPa.\sqrt{m})$	۰/۸۶۹	۰/۸۹۷	۰/۶۰۱	۰/۳۲۰	۰/۱۴۲	۰
$K_{IIf}\ (MPa.\sqrt{m})$	۰	۰/۳۶۲	۰/۴۹۳	۰/۵۰۹	۰/۴۹۳	۰/۴۹۸
$K_{eff}\ (MPa.\sqrt{m})$	۰/۸۶۹	۰/۹۶۷	۰/۷۷۷	۰/۶۰۱	۰/۵۱۳	۰/۴۹۸

جدول ۱۰ مقاومت شکست نمونه‌های بتن غلتکی ۰/۵ درصد در مودهای مختلف بارگذاری

زاویه ترک (درجه)	۰	۱۵	۲۰	۴۰	۴۵	۴۹
M^e	۱	۰/۸۱	۰/۵۷	۰/۳۵	۰/۱۸	۰
$K_{If}\ (MPa.\sqrt{m})$	۰/۹۳۲	۰/۹۳۶	۰/۶۱۳	۰/۳۲۹	۰/۱۵۹	۰
$K_{IIf}\ (MPa.\sqrt{m})$	۰	۰/۳۲۱	۰/۴۸۹	۰/۵۲۲	۰/۴۹۹	۰/۵۱۲
$K_{eff}\ (MPa.\sqrt{m})$	۰/۹۳۲	۰/۹۸۹	۰/۷۸۴	۰/۶۱۷	۰/۵۲۳	۰/۵۱۲

شکل ۱۱ تحلیل مودهای مختلف بارگذاری بر مقاومت شکست بتن غلتکی

شکل ۱۲ تأثیر الیاف فولادی بر مقاومت شکست بتن غلتکی در مودهای مختلف بارگذاری

نتیجه‌گیری

در این پژوهش مقاومت فشاری و کششی و نیز مقاومت شکست بتن غلتکی حاوی الیاف فولادی بدون توجه به وقوع بحث خورندگی مورد بررسی قرار گرفت و نتایج زیر به دست آمد. بدیهی است که در نظر گرفتن بحث خورندگی می‌تواند نتایج تحقیق را تحت تأثیر قرار دهد:

۱. مقدار مقاومت فشاری و کششی نمونه‌های بتن غلتکی در حالت‌های ۷ و ۲۸ روزه در حضور الیاف فولادی بهبود می‌یابند. این مقاومت با افزایش درصد الیاف از صفر به ۰/۵ درصد افزایش می‌یابد.

۲. بار شکست تمام نمونه‌های بتن غلتکی با افزایش درصد الیاف فولادی در تمام مودهای بارگذاری افزایش می‌یابد.

۳. بیشترین مقدار مقاومت شکست مربوط به مود کشش خالص بوده و کمترین مقدار مقاومت شکست در برش خالص رخ می‌دهد.

۴. مناسب‌ترین مقدار الیاف فولادی از نظر مقاومت شکست، مقدار ۰/۳ درصد بتن غلتکی است، چرا که در بیشتر از این مقدار، تفاوت قابل توجهی در مقدار مقاومت شکست ایجاد نمی‌شود. مناسب‌ترین مقدار الیاف از نظر افزایش مقاومت کششی و فشاری مقدار ۰/۵ درصد بتن غلتکی است.

پیشنهادها

۱. امروزه از روش سطح پاسخ [12,13] و یادگیری ماشین [14,15] در تحلیل نتایج آزمایشگاهی استفاده می‌شود؛ بنابراین پیشنهاد می‌شود در تحقیقات آتی از این روش‌ها در تحلیل داده‌های مکانیک شکست نمونه‌های بتن غلتکی استفاده گردد.

۲. در این پژوهش استفاده از الیاف فولادی، مقاومت فشاری، مقاومت کششی و مقاومت شکست بتن غلتکی را بهبود داد، لیکن باید توجه داشت که پدیده خورندگی عملکرد این الیاف را در دراز مدت می‌تواند تضعیف کند. برای کاهش خورندگی می‌توان از الیاف فولادی ضدزنگ، استفاده از پوشش‌های مناسب بر روی الیاف، کنترل میزان نفوذپذیری آب در بتن غلتکی استفاده نمود. همچنین استفاده از روش‌های مناسب زهکشی می‌توا ند نفوذ پذیری آب در بتن غلتکی و میزان خورندگی در الیاف را کاهش دهد.

سپاسگزاری

مراجع

[1] "Guidelines for the design, implementation and maintenance of concrete paving of roads", *The Plan and Budget Organization*, (2018).

[2] J. LaHucik, S. Dahal, J. Roesler and A. N. Amirkhanian, "Mechanical Properties of Roller-compacted Concrete with Macro-fibers", *Construction and Building Materials*, Vol. 135, pp. 440-446, (2017). https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.212

[3] W. Zhang, S. Gong and J. Zhang, "Effect of Rubber Particles and Steel fibers on Frost Resistance of Roller Compacted Concrete in Potassium Acetate Solution", *Construction and Building Materials*, Vol. 187, Pp. 752-759, (2018). https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.07.244

[4] S. Fuan, M. Ke, L. Kanghe, L. Kun and M. R. M. Aliha, "Influence of Specimen Geometry on Mode I Fracture Toughness of Asphalt Concrete", *Construction and Building Materials*, Vol. 276, pp. 122181, (2021). https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.122181

[5] N. Vazifehkhah, A. R. Manafpour, "Effects of Steel and Polypropylene Fibers on Tensile Strength of FRC with the Same Base Strength", *Journal of Civil and Environmental Engineering*, Vol. 42, no. 69, pp. 47-56, (2013).

[6] H. shaddel, M. Kheyry ghojehbigli and A. Enayati Tekleh, "Behavior Pattern of Compressive and Tensile Strength of Structural Lightweight Concrete Consisting perlite, Leca and Steel Fiber", *Analysis of Structure and*

Earthquake, Vol. 15, no. 2, pp. 47-57, (2018).

[7] M. Leone, G. Centonze, D. Colonna, F. Micelli and M. A. Aiello, "Fiber-reinforced Concrete with Low Content of Recycled Steel Fiber: Shear Behaviour", *Construction and Building Materials*, Vol. 161, pp.141-155, (2018). https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.11.101

[8] P. Sukontasukkul, U. Chaisakulkiet, P. Jamsawang, S. Horpibulsuk, C. Jaturapitakkul and P. Chindaprasirt, "Case investigation on application of steel fibers in roller compacted concrete pavement in Thailand", *Case studies in construction materials*, Vol.11, (2019). https://doi.org/10.1016/j.cscm.2019.e00271

[9] F. Seifollahi, Y. Mohammadi, "The effects of nano silica and steel fibers on mechanical properties of roller-compacted concrete pavement", *Concrete Research*, Vol. 13, No. 2, Pp. 31-43, (2020). https://doi.org/10.22124/jcr.2020.14965.1405

[10] M. Abu-Bakr, H. F. Mahmood and A. A. Mohammed, "Investigation of metakaolin and steel fiber addition on some mechanical and durability properties of roller compacted concrete", *Case Studies in Construction Materials*, Vol.16, (2022). https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01136

[11] M. Fakhri, E. Amoosoltani, "The Effect of Reclaimed Asphalt Pavement and Crumb Rubber on Mechanical Properties of Roller Compacted Concrete Pavement", *Construction and Building Materials*, Vol. 137, Pp. 470-48, (2017). https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.01.136

[12] E. Rahmani, M. K. Sharbatdar, M. H. Beygi, "The effect of water-to-cement ratio on the fracture behaviors and ductility of Roller Compacted Concrete Pavement (RCCP)", *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, Vol.109, pp. 102753, (2020). https://doi.org/10.1016/j.tafmec.2020.102753

[13] E. Sengun, B. Alam, R. Shabani and I. O. Yaman, "Strength and fracture properties of roller compacted concrete (RCC) prepared by an in-situ compaction procedure", Construction and Building Materials, Vol.271, Pp.121563, (2021). https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121563

[14] M. R. M. Aliha, A. Razmi, A. Mansourian, "The Influence of Natural and Synthetic Fibers on Low Temperature Mixed Mode I+ II Fracture Behavior of Warm Mix Asphalt (WMA) Materials", Engineering Fracture Mechanics, Vol. 182, Pp. 322-336, (2017).https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2017.06.003

[15] B. Golchin, R. Safayi, "Effect of Carbon Fibers on Fracture Toughness of Asphalt Mixtures Using Linear Elastic Fracture Mechanics", *Journal of Transportation Infrastructure Engineering*, Vol. 4, no 2, pp. 77-92, (2018), (In Persian).

[16] M. M. Mirsayar, A. Razmi, M. R. M. Aliha and F. Berto, "EMTSN Criterion for Evaluating Mixed Mode I/II Crack Propagation in Rock Materials", *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 190, pp. 186-19, (2018). https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2017.12.014

[17] M. Delnavaz, K. Eshaghi, "Treatment of Petroleum Wastewater Using new Fe-ZSM-5@TiO2/Ag Nano Photocatalys", Ferdowsi Civil Engineering, Vol. 34, No. 2, pp. 71-86, (2021), (In Persian).

[18] B. Golchin, M. Aliyan and R. Meshkabadi, "Evaluating the Effect of Para-fiber on the Technical Properties of in

Plant Hot Recycled Asphalt Mixture and Determining a Suitable Combination", *Journal of Transportation Research*, Vol. 20, No. 3, pp. 85-102, (2023), (In Persian). https://doi.org/10.22034/tri.2022.323109.2999

[19] A. R. Kordjazi, F. Pooya Nejad and F. Shahabian, "Modeling the Patch Load Resistance of Plate Girders Using a Support Vector Machine", Ferdowsi Civil Engineering, Vol. 28, No. 2, Pp. 109-124, (2016), (In Persian). https://doi.org/10.22067/civil.v28i2.63162

[20] A. Kordjazi, f. Pooya Nejad, "Prediction of Ultimate Bearing Capacity of Axially Loaded Piles Using a Support Vector Machine", *Ferdowsi Civil Engineering*, Vol. 24, No. 1, pp. 71-90 (2012), (In Persian).

Ferdowsi Civil Engineering, 36, 4, 2024. (111-126)

Ferdowsi University of Mashhad

Ferdowsi Civil Engineering

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir

Iranian Concrete Institute

Pavement Engineering Association of Iran

Impact of Polymer Emulsion on the Shear Strength of Aeolian Sand

Research Article

Mahsa Heravi[1], Akbar Cheshomi[2]

DOI: 10.22067/jfcei.2024.82427.1229

1. Introduction

Nowadays, the development of transportation infrastructure in the arid and semi-arid regions of the world has made aeolian sand a borrows source in these regions. Aeolian sand has uniform granulation and does not have plastic properties, making it difficult, and in some cases impossible, to be compacted. This group of soil has a low bearing capacity due to looseness and granular structure. In a loose and saturated state, it has liquefaction potential under cyclic loading, and in the vicinity of water, it is wet and potential to collapse. Quartz is the main mineral of aeolian sands, which is accompanied by small amounts of feldspars and calcite. In unconfined conditions, it has poor geotechnical performance and needs improvement. Densification, reinforcement, drainage, and adding additive materials are the most important ways to improve the engineering characteristics of aeolian sands. Lime, cement, bitumen, and chemical additives are examples of additive materials for improving the engineering characteristics of aeolian sands. Much research on the use of polymer emulsions for stabilizing aeolian sands and granular soils has been performed since the late 1960s. Polymer emulsions are very small polymer particles (0.05-5 µm) dispersed in water and usually produced by emulsion polymerization. Being non-toxic, non-polluting, and cheap, they are considered a successful enhancer. Large areas of Iran, including parts of the Khuzestan plain, are covered with aeolian sands, and it is necessary to improve their engineering parameters by various methods in order to use them as borrowed sources. The present research investigated the effect of different percentages of vinyl acrylic polymer (VAP) emulsion on the shear strength parameters of aeolian sands in the mentioned areas.

2. Laboratory Program

2.1. Materials

The materials used in this research are aeolian sand from the Hor al-Azim region (Khuzestan Plain) and VAP. VAP is a viscous polymer material hardened by dissolving in water and losing moisture. It binds soil particles together and creates and increases soil strength. In this research, aeolian sand was mixed with 10%, 20%, and 30% VAP, respectively. Consequently, to determine the shear strength, four distinct samples with different percentages of sand and VAP were prepared and used for the next stages of the research.

2.2. Methods

The methods used in this research include a standard compaction test and a direct shear test. These two tests were performed according to the standards of ASTM D 698-78 and ASTM D 3080-90. The compaction test was performed in order to determine the maximum dry density and optimum water content and the direct shear test was performed to determine the shear strength parameters of the samples. The VAP was dissolved in water, and the weight ratios of VAP to water (P/W) 10, 20, and 30 were chosen (P/W×100=10%-20%-30%). According to the maximum dry density determined from the compaction test, the weight of the soil to be placed inside the shear molds was determined. Next, the prepared VAP solutions of 10%, 20%, and 30% were added to the soil in a way that the sample reached the optimum water content. The specified amount of soil was poured in three layers into cubic steel molds with a length and width of 5.7 cm and a depth of 3.7 cm to provide the possibility of compacting them to reach the maximum density. To speed up the sample preparation process, 15 cubic steel molds were used. The prepared samples were placed in the molds for 1, 7, 14, 21, and 28 days and then subjected to direct shear test. To perform the direct shear test, the steel molds were embedded in the mold of the direct shear machine and were sheared by four vertical stresses of 0.25, 0.5, 0.75, and 1 kg/cm^2. The reason for choosing four vertical stresses in the direct shear test was to check the results more closely and to eliminate the outlier data. By applying horizontal load and measuring horizontal displacements, the tests continued until reaching the maximum shear force necessary to break the sample.

3. Analysis of results

The results showed that with increasing the curing time, soil cohesion (C) increased and internal friction angle (φ)

*Manuscript received May 16, 2023, Revised, January 16, 2024, Accepted, April 16, 2024.

[1] MSc Student, Department of Structure and Engineering Geology, College of Science, University of Tehran, Iran.

[2] Corresponding author. Associate Professor in Engineering Geology, Department of Structure and Engineering Geology, College of Science, University of Tehran, Iran. **Email:** A.cheshomi@ut.ac.ir.

decreased. The rise in C with longer curing time results from filling the pore spaces between the grains with VAP solution and sticking the soil grains to each other. The reduction of φ is due to a layer of VAP on the grains' surface. This layer is the reduction of the friction between the grains. To investigate the simultaneous effect of C and φ, shear strength (S) was determined for each sample. For this purpose, the vertical stress was considered 1 kg/cm2. The results of the direct shear test showed that changing the percentage of VAP for one-day curing time had no effect on the shear strength. Therefore, it can be said that if the solution is not allowed to dry, it will not affect the shear strength of the sample. For the curing time of 28 days, the effect of VAP concentration on the shear strength is evident as the sample stabilized with 10% solution shows lower shear strength than the samples stabilized with 20% and 30%. The C and φ of the sample stabilized with 10% VAP in one-day curing time was 0.0006 kg/cm^2 and 32.33 degrees, respectively. Therefore, this sample has practically no C and its shear strength is caused by the φ of the sample. The C and φ of the same sample reached 0.76 kg/cm^2 and 9.87 degrees after 28 days, respectively. A significant increase in C and a decrease in the φ of the sample were seen. For this sample, the shear strength was 0.63 kg/cm^2 after one day, while it reached 1.02 kg/cm^2 after 7 days and showed a 104% increase. The C and φ when 20% VAP was used after one day of curing time was 0.004 kg/cm^2 and 32.39 degrees, respectively. In this case, despite the rise in the concentration of the VAP solution compared to the previous case, there was no change in the C and φ of the sample compared to the sample without additives due to the short curing time, but after 28 days, C was 1.13 kg/cm^2 and φ reached 7.41 degrees. Accordingly, the shear strength after 28 days showed a 101.6% increase compared to the curing time of 1 day. The C and φ for the 30% VAP after 1 day were 0.0138 kg/cm^2 and 32.44, respectively, which is similar to the previous two cases due to the short curing time. However, there was practically no change compared to the sample without additives. After 21 days, the C of the sample was 1.18 kg/cm^2 and φ was 6.40 degrees. Therefore, the shear strength after one day of curing was 0.63 kg/cm^2, which reached 1.3 kg/cm^2 after 21 days of curing, indicating an increase of 106.3%. This issue clearly shows the effect of curing time on increasing the shear strength of the sample, while also specifying that the effect of curing time on increasing the shear strength of sand is much higher than the concentration of the VAP solution.

4. Conclusions

The present study aimed to investigate the effect of VAP on the shear strength of aeolian sands in the Hor al-Azim region. First, solutions with concentrations of 10%, 20%, and 30% of VAP were made and added to the soil sample. Next, samples with maximum dry density and optimum water content were made and were subjected to direct shear tests in the curing times of 7, 14, 21, and 28 days to determine the shear strength parameters, and the following results were obtained.

- By increasing the curing time and the concentration of the VAP solution, the shear strength of the samples increased. The shear strength of the sample stabilized with 10%, 20%, and 30% VAP solution showed an increase of 104%, 111.7%, and 113.3%, respectively, compared to the sample without additive.
- By raising the concentration of the VAP solution and the curing time, the cohesion of the samples increased. The adhesion of the sample stabilized with 10%, 20%, and 30% solution at the curing times of 28, 28, and 21 days reached its maximum values of 0.76, 1.13, and 1.18 kg/cm^2.
- Electron microscope images revealed that the formation of bridges and connections between grains with increasing VAP solution concentration and curing time is the reason for cohesion improvement. Placing the polymer between the grains reduced the friction between them and decreased the internal friction angle of the stabilized samples.
- Increasing the curing time and the concentration of the VAP solution raised the shear strength of the sample, but the effect of the curing time was greater than the concentration of the VAP solution.

انجمن مهندسی روسازی ایران
انجمن بتن ایران
مهندسی عمران فردوسی
https://civil-ferdowsi.um.ac.ir/

بررسی تأثیر امولسیون پلیمری بر مقاومت برشی ماسه‌بادی*

مقاله پژوهشی

مهسا هروی[۱] اکبر چشمی[۲]

DOI: 10.22067/jfcei.2024.82427.1229

چکیده *تحقیق حاضر به بررسی تأثیر امولسیون پلیمری وینیل اکریلیک (VA) بر مقاومت برشی ماسه‌های بادی دشت خوزستان پرداخته است. بدین منظور پس از نمونه‌برداری از ماسه‌های بادی منطقه مذکور، آزمایش تراکم استاندارد روی آن انجام شده و درصد رطوبت بهینه و وزن مخصوص خشک حداکثر ماسه‌بادی تعیین گردید. سپس محلول‌هایی با درصدهای ۱۰، ۲۰ و ۳۰ از ماده پلیمری ساخته و به گونه‌ای به ماسه‌بادی اضافه گردید که به رطوبت بهینه برسد. نمونه‌های آماده شده با وزن مخصوص خشک حداکثر در قالب‌های فلزی چهارگوش قرار گرفته و به مدت ۱، ۷، ۱۴، ۲۱ و ۲۸ روز در فضای آزمایشگاه نگه‌داری شد، سپس تحت آزمایش برش مستقیم قرار گرفتند. نتایج آزمایش برش مستقیم بر روی نمونه‌های تثبیت شده با پلیمر نشان داد، با افزایش زمان عمل‌آوری و افزایش غلظت محلول پلیمری، چسبندگی و مقاومت برشی افزایش و زاویه اصطکاک داخلی کاهش می‌یابد. به طوری که محلول پلیمری با غلظت ۳۰ درصد موجب افزایش ۱۴۶ درصدی مقاومت برشی ماسه‌بادی تثبیت شده نسبت به نمونه پایه شده است. تصاویر میکروسکوپ الکترونی نشان دهنده ایجاد اتصال و برقراری پل‌هایی بین دانه‌های ماسه در نمونه‌های تثبیت شده بوده که این امر دلیل افزایش چسبندگی و مقاومت برشی نمونه‌ها است.*

واژه‌های کلیدی ماسه‌بادی، مقاومت برشی، چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی، امولسیون پلیمری.

Investigation Impact of Polymer Emulsion on Shear Strength of Aeolian Sand

Mahsa Heravi Akbar Cheshomi

Abstract *The present study has investigated the effect of vinyl acrylic polymer emulsion (VA) on the shear strength of aeolian sands in the Khuzestan plain. For this purpose, after sampling the aeolian sands of the mentioned area, a standard compaction test was performed and the optimum water content and maximum dry density of the aeolian sand were determined. Then, solutions with percentages of 10, 20 and 30% of polymer material were made and added to the aeolian sand in such a way that it reached the optimum water content. The prepared soil with maximum dry density was placed in square metal molds kept in the laboratory for 1, 7, 14 and 21 days and then subjected to direct shear test. The results of the direct shear test on the stabilized samples showed that by increasing the curing time and the concentration of the polymer solution, cohesion and the shear strength increase and the angle of internal friction decreases. So the polymer solution with a concentration of 30% has caused a 146% increase in shear strength aeolian sand. Electron microscope images (SEM) show the creation of bridges between sand grains in the stabilized samples, which is the reason for the increased cohesion and shear strength of the samples.*

Key words Aeolian sand, Shear strength, Cohesion, Internal friction angle, Polymer emulsion.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۲/۲/۲۶ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۳/۱/۲۹ می‌باشد.

(۱) دانشجوی کارشناسی ارشد زمین‌شناسی مهندسی، دانشکده زمین‌شناسی، دانشگاه تهران.
(۲) نویسنده مسئول: دانشیار، دانشکده زمین‌شناسی، دانشگاه تهران.
Email: a.cheshomii@ut.ac.ir.

مقدمه

امروزه توسعه زیرساخت‌های حمل و نقل در مناطق خشک و نیمه خشک جهان موجب شده از ماسه‌های بادی به عنوان منبع قرضه در این مناطق استفاده کنند. دانه‌بندی ماسه‌های بادی یکنواخت بوده، فاقد خاصیت خمیری هستند، لذا متراکم کردن آن‌ها بسیار سخت و در بعضی موارد غیر ممکن است. این گروه از خاک‌ها به دلیل سست بودن و ساختار دانه‌ای ظرفیت باربری پایینی دارند [1]. در حالت سست و اشباع، تحت بارگذاری سیکلی مستعد روان‌گرایی بوده و در مجاورت با آب، خیس شده و مستعد فروریزش هستند [2,3]. اندازه دانه‌ها بین ۰/۰۸ تا ۰/۴ میلی‌متر، درصد رطوبت بین صفر تا ۴٪، نفوذپذیری بین ۰/۰۰۰۳۴ تا ۰/۰۱ سانتی‌متر بر ثانیه، حداکثر جذب آب ۱٪ ، چگالی ویژه (Gs) بین ۲/۴۴ تا ۲/۸۷، وزن مخصوص خشک حداکثر بین ۱/۶۴۲ تا ۱/۷۶۵ گرم بر سانتی‌متر مکعب، درصد رطوبت بهینه بین ۱۱ تا ۱۴/۵، چسبندگی صفر و زاویه اصطکاک داخلی بین ۳۹ تا ۴۲ درجه برای ماسه‌های بادی گزارش شده است [4-7].کوارتز اصلی‌ترین کانی تشکیل دهنده ماسه‌های بادی بوده که با مقادیر کمی از فلدسپات‌ها و کلسیت همراه است [4,5]. در شرایط نامحصور عملکرد ژئوتکنیکی ضعیفی داشته و نیازمند به‌سازی هستند [1].

متراکم کردن، تقویت کردن، زهکش کردن، و افزودن مصالح از مهم‌ترین روش‌های بهبود ویژگی‌های مهندسی ماسه‌های بادی است. الیویرا و همکاران، عباسی و مهدیه، الیویرا و روزا نمونه-هایی از فرایندهای فیزیکی، شیمیایی، الکتریکی، مکانیکی و یا بیولوژیکی برای بهبود ویژگی‌های مهندسی ماسه‌های بادی را گزارش کردند [8-10]. استفاده از آهک، سیمان، قیر و افزودنی-های شیمیایی نمونه‌هایی از روش‌های بهبود ویژگی‌های مهندسی ماسه‌های بادی با افزودن مصالح به آن‌ها است. [11-13].

تحقیقات زیادی در خصوص استفاده از امولسیون‌های پلیمری برای تثبیت ماسه‌های بادی و خاک‌های دانه‌ای از اواخر دهه ۱۹۶۰ گزارش شده است [14,15]. امولسیون‌های پلیمری ذرات پلیمری بسیار کوچک (با قطر پنج صدم تا پنج میکرومتر) هستند، در آب پراکنده شده و معمولا با پلیمریزاسیون امولسیونی تولید می‌شوند [16]. امولسیون‌های پلیمری به دلیل چسبندگی قوی، انقباض کم در زمان گیرش، حساسیت کم آب، مقاومت در برابر تشعشعات خورشیدی و تخریب بیولوژیکی، غیر سمی، غیر آلاینده و ارزان بودن، به عنوان یک تقویت‌کننده موفق در نظر گرفته می‌شوند [17]. اونیجکوه و غتائورا برای تثبیت خاک‌های ریزدانه معدنی از امولسیون‌های پلیمری با غلظت ۰/۲۶ تا ۱/۳۲ درصد استفاده و نشان دادند که این افزودنی‌ها باعث افزایش چسبندگی، مقاومت فشاری، خمشی و کششی خاک می‌شود [18]. آناگنوستوپولوس و پاپالیانگوس تأثیر دوغاب سیمان، رس، آب، همراه با درصدهای مختلف امولسیون اکریلیک رزین و متیل متااکریلات را بر بهبود مقاومت فشاری، مدول الاستیسیته و تخلخل ماسه بررسی و نتیجه گرفتند افزودن امولسیون به دوغاب باعث افزایش مقاومت فشاری، مدول الاستیسیته و کاهش تخلخل ماسه می‌شود [19]. گیلازقی و همکاران از پلیمر مایع پلی‌اورتان برای تثبیت خاک رس با پلاستیسیته بالا استفاده و افزایش ۹۰ درصدی مقاومت نهایی نسبت به مقاومت اولیه را گزارش کردند [20]. الخانباشی و عبدالله به بررسی تأثیر ۳ نوع امولسیون اکریلیک بر نفوذپذیری، مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته خاک ماسه‌ای پرداخته و نشان دادند که استفاده از افزودنی مذکور باعث کاهش قابل توجهی در نفوذپذیری و افزایش مقاومت و مدول الاستیسیته می‌شود [21]. هاتا و همکاران با انجام آزمایش‌های تک‌محوری به بررسی اثر الیاف پلی وینیل الکل و سیمان پرتلند بر رفتار ماسه پرداخته و نشان دادند که افزودن پلیمر و مخلوط سیمان با پلیمر باعث افزایش مقاومت تک‌محوری شده است [22]. کاهش نفوذپذیری خاک‌های ماسه‌ای و سیلتی در اثر افزودن پلیمرهای آلی نظیر وینیل استات و افزایش ظرفیت نگهداری آب در خاک با افزودن پلی وینیل استات گزارش شده است [23-25]. افزایش مقاومت برشی خاک‌های ماسه‌ای با افزودن ۱/۲ و ۲ درصد لیگنوسولفونات و اضافه کردن ۰/۵ تا ۵٪ صمغ ژلان گزارش شده است [26,27]. لی و همکاران از صمغ زانتان برای بهبود مقاومت برشی خاک‌های ماسه‌ای استفاده و نشان دادند ۱ درصد از صمغ زانتان مقاومت بین ذرات ماسه را تا ۱۴ برابر بهبود می‌بخشد [28]. رنجبر و همکاران به بررسی تأثیر سیمان و الیاف پت، پلی پروپیلن و کیسه‌های پلاستیکی بر پارامترهای مقاومتی ماسه بابلسر با انجام آزمایش‌های برش مستقیم و سه‌محوری، پرداخته و نشان دادند الیاف پت باعث بیشترین افزایش مقاومت برشی خاک‌های ماسه‌ای شده است [29]. خالقیان و صبا مقدار ۶ درصد آهک و ۴ نانو پلیمر استات را به عنوان مقادیر بهینه برای تثبیت خاک ماسه رسی گزارش کردند [30]. حاجیان نژاد و

همکاران افزایش مقاومت برشی خاک ماسه‌ای در اثر اضافه کردن خرده‌ها و نوارهای پلی‌اتیلن ترفتالات را گزارش کردند [31]. لیو و همکاران به بررسی اثرات نوعی پلیمر آلی مبتنی بر آب و الیاف شیشه بر روی ماسه پرداختند و گزارش کردند که خاک‌های آغشته شده با پلیمرهای آلی سنتز شده، مقاومت تک‌محوری، کششی و چسبندگی را بهبود می‌دهند [32]. آریاس‌تروجیلو و همکاران به مطالعه تأثیر وینیل اکریلیک بر پارامترهای مهندسی ماسه‌های بادی عربستان پرداخته و نشان دادند رابطه خطی مستقیم بین درصد پلیمر افزوده شده و وزن مخصوص حداکثر خشک خاک وجود دارد [1]. زندیه و همکاران به بررسی تأثیر پلیمر پلی وینیل استات و پلی وینیل اکریلات بر رفتار ماسه‌بادی پرداخته و گزارش کردند پلیمرهای مذکور مقاومت فشاری محدود نشده را به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌دهند [33]. سلطانی جیقه و همکاران با انجام آزمایش‌های برش مستقیم دریافتند که افزودن ۶۰ درصد ماسه به رس مقاومت برشی را بهبود می‌بخشد [34]. جانعلی‌زاده و همکاران به بررسی تأثیر استفاده از پلیمرهای سدیم پلی‌اکریلات و پلی‌الکترولیت‌آنیونی بر خصوصیات ژئوتکنیکی خاک پرداختند و نشان دادند افزودن پلیمرهای مذکور باعث افزایش مقاومت فشارشی و برشی رس، کائولینیت و ماسه‌بادی می‌شود [35]. اتم و آل- تمیمی نشان دادند الیاف پلی پروپیلن باعث افزایش مقاومت برشی ماسه‌بادی می‌گردد [36]. احمدی مطلق و سلطانی جیقه به بررسی اثر پلی الکترولیت کاتیونی بر رفتار ژئوتکنیکی ماسه‌بادی پرداخته و نشان دادند که با افزودن پلیمر مذکور مقاومت فشاری و برشی خاک افزایش می‌یابد [37]. یائو و همکاران به مطالعه الیاف پلی وینیل الکل بر خواص مکانیکی و رفتار ریزساختاری خاک سیلتی سیمانی پرداخته و نشان دادند الیاف مذکور منجر به افزایش مقاومت فشاری و بهبود قابل توجهی در استحکام کششی و مقاومت خمشی می‌شود [38]. فاتحی و همکاران تأثیر رزین کازئین بر بهبود پارامترهای مقاومت برشی ماسه را بررسی و نشان دادند افزودنی مذکور باعث افزایش زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی خاک می‌شود [39]. در تحقیقی تأثیر مخلوط رزین اپوکسی بر خصوصیات مکانیکی و فیزیکی ماسه بررسی گردید و مشخص شد، رزین اپوکسی باعث افزایش چسبندگی و کاهش زاویه اصطکاک داخلی ماسه شده است. کاهش زاویه اصطکاک داخلی ناشی از قرار گرفتن قشری از پلیمر روی سطح ذرات بوده که اصطکاک بین دانه‌ها را کاهش داده است [40].

مناطق وسیعی از کشور ایران از جمله مناطقی از دشت خوز ستان با ما سه‌بادی پو شیده شده، برای ا ستفاده از آن‌ها به عنوان منابع قرضه لازم است با روش‌های مختلف پارامترهای مهندسی آن‌ها بهبود یابد. تحقیق حاضر به بررسی تأثیر درصد های مختلف امولسیون پلیمری وینیل اکریلیک بر پارامترهای مقاومت برشی ماسه‌های بادی منطقه مذکور پرداخته است. به این منظور نمونه‌برداری از ماسه‌های بادی منطقه هورالعظیم صورت گرفته و بعد از تعیین وزن مخصوص خشک حداکثر و رطوبت بهینه آن‌ها، مخلوط هایی از ماسه‌بادی با درصدهای مختلف امولسیون پلیمری ساخته و در زمان‌های عمل‌آوری مختلف در دمای آزمایشگاه تحت آزمایش برش مستقیم قرار گرفته‌اند. استفاده از ماسه‌بادی منطقه‌ای خاص بازای درصد های مختلف امولسیون پلیمری با زمان های عمل‌آوری مختلف می‌تواند به عنوان نوآوری تحقیق حاضر در نظر گرفته شود.

مواد و روش‌ها

مواد

مواد استفاده شده در تحقیق حاضر ماسه‌بادی منطقه هورالعظیم (دشت خوزستان) و پلیمر وینیل اکریلیک می‌باشد. منحنی دانه‌بندی ماسه‌بادی در شکل (۱) ارائه شده است. وینیل اکریلیک ماده پلیمری چسبناکی است که با حل شدن در آب و از دست دادن رطوبت سخت شده، ذرات خاک را به هم چسبانده و باعث ایجاد و افزایش مقاومت خاک می‌شود. برخی خصوصیات فیزیکی و شیمیایی پلیمر مذکور در جدول (۱) ارائه شده است.

در این تحقیق، ماسه‌بادی به ترتیب با ۱۰، ۲۰، ۳۰ درصد محلول پلیمر مخلوط گردید. بر این اساس برای تعیین مقاومت برشی، ۴ نمونه مختلف با درصدهای متفاوت ماسه‌بادی و پلیمر آماده و برای مراحل بعدی تحقیق استفاده شد.

شکل ۱ منحنی دانه‌بندی ماسه‌بادی استفاده شده در تحقیق

جدول ۱ خصوصیات پلیمر وینیل اکریلیک

شکل ظاهری	رنگ	حلالیت در آب	چگالی (g/cm^3)	ویسکوزیته	pH
مایع	شیری	محلول	۱/۱-۰۲/۱	۲۰-۱۰۰	۳-۵

روش‌ها

روش‌های استفاده شده در تحقیق حاضر شامل آزمایش تراکم استاندارد و برش مستقیم است. این دو آزمایش بر اساس استانداردهای شماره ASTM D 698-78 و ASTM D 3080-90 انجام شد. آزمایش تراکم با هدف تعیین وزن مخصوص خشک حداکثر و درصد رطوبت بهینه و آزمایش برش مستقیم با هدف تعیین پارامترهای مقاومت برشی نمونه‌ها انجام گردید. آزمایش تراکم با قالب ۴ اینچی روی نمونه ماسه‌بادی انجام شد. با توجه به اینکه بررسی تأثیر غلظت پلیمر بر پارامترهای مقاومت برشی ماسه‌بادی هدف تحقیق حاضر می‌باشد، لذا برای ترکیب پلیمر با خاک، ابتدا پلیمر در آب حل گردید. نسبت وزنی پلیمر به آب ($\frac{P}{W}$)۱۰، ۲۰ و ۳۰ انتخاب شد ($\frac{P}{W} \times 100 = 10\% - 20\% - 30\%$). بر این اساس در تحقیق حاضر محلول‌های مذکور به عنوان محلول‌های پلیمری ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد معرفی شده است. با توجه به وزن مخصوص خشک حداکثر که از آزمایش تراکم تعیین شد، وزن مقدار خاک جهت قرارگیری در داخل قالب‌های برش تعیین گردید. سپس محلول‌های پلیمری ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد تهیه شده، به نحوی به خاک اضافه شد که نمونه به درصد رطوبت بهینه برسد. مقدار خاک مشخص شده در سه لایه داخل قالب های استیل مکعبی با طول و عرض ۵/۷ سانتی‌متر و عمق ۳/۷ سانتی‌متر ریخته شد تا امکان متراکم کردن آن‌ها برای رسیدن به چگالی حداکثر فراهم گردد. برای سرعت بخشیدن به فرایند آماده‌سازی نمونه‌ها از ۱۵ قالب استیل مکعبی استفاده شد. نمونه‌های آماده شده در قالب‌ها در فضای آزمایشگاه به مدت ۱، ۷، ۱۴، ۲۱، ۲۸ قرار گرفته و سپس تحت آزمایش برش مستقیم قرار گرفتند. برای انجام آزمایش برش مستقیم، قالب‌های استیل داخل قالب دستگاه برش مستقیم جاسازی شده و تحت، ۴ تنش قائم ۰/۲۵، ۰/۵، ۰/۷۵ و ۱ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع تحت برش قرار گرفتند. دلیل انتخاب چهار تنش قائم در آزمایش برش مستقیم بررسی دقیق‌تر نتایج و حذف کردن داده‌های پرت احتمالی بوده است. با اعمال بار افقی و اندازه‌گیری جابه‌جایی های افقی، آزمایش‌ها تا رسیدن به حداکثر نیروی برشی لازم برای گسیخته شدن نمونه ادامه یافت. در شکل (۲) مراحل آماده‌سازی نمونه‌ها برای انجام آزمایش برش مستقیم نشان داده شده است.

شکل ۲ آماده سازی نمونه‌ها برای آزمایش مقاومت برشی، (الف) نمونه ماسه‌بادی، (ب) محلول پلیمر، (ج) اضافه کردن محلول پلیمر به ماسه‌بادی، (د) قالب‌های مکعبی به همراه نمونه‌های آماده شده جهت قرارگیری در دستگاه برش، (ه) دستگاه آزمایش برش مستقیم، (و) نمونه در پایان آزمایش برش مستقیم

نتایج

آزمایش برش مستقیم

شکل (۳) نمودار تغییرات وزن مخصوص خشک در مقابل درصد رطوبت برای ماسه‌بادی را نشان می‌دهد. هدف از انجام این آزمایش تعیین وزن مخصوص خشک حداکثر و رطوبت بهینه ماسه‌بادی بوده است. با توجه به شکل وزن مخصوص خشک

حداکثر ماسه‌بادی ۱۶۸۸ کیلوگرم بر سانتی‌متر مکعب و درصد رطوبت بهینه ۱۳/۱۸ درصد تعیین شد. تقعر مشاهده شده در بخش اول منحنی تراکم (رطوبت ۹/۱۳ درصد) نشان می‌دهد زمانی که درصد رطوبت از ۶/۴۹ به ۹/۱۳ درصد افزایش یافته میزان جابه‌جایی دانه‌ها برای رسیدن به وزن مخصوص بیشتر نسبت به حالتی که رطوبت از ۹/۱۳ به ۱۰/۵۷ درصد افزایش یافته کمتر بوده است. نمونه‌های ساخته شده بعدی برای آزمایش برش مستقیم با این وزن مخصوص و درصد رطوبت ساخته شدند. با توجه به اهداف تحقیق برای رطوبت‌دهی به خاک از محلول‌های پلیمری ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد استفاده شد.

شکل ۳ منحنی تراکم ماسه‌بادی

آزمایش برش مستقیم با هدف تعیین پارامترهای مقاومت برشی ماسه‌بادی تثبیت شده با درصدهای مختلف پلیمر در زمان‌های عمل‌آوری مختلف انجام شد. جزئیات مربوط به روش آزمایش و آماده‌سازی نمونه‌ها در بخش قبل بیان شد. با انجام آزمایش نمودار تغییرات تنش برشی در مقابل کرنش بازای تنش‌های قائم ۰/۲۵، ۰/۵، ۰/۷۵ و ۱ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع رسم و تنش برشی حداکثر بازای تنش قائم مشخص تعیین گردید. در شکل (۴) تعدادی از نمودارهای مذکور برای ماسه‌بادی تثبیت نشده، ماسه‌بادی تثبیت شده با محلول‌های ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد در زمان عمل‌آوری ۷، ۱۴ و ۲۱ روز نشان داده شده است.

منحنی‌های ارائه شده در شکل (۴) نشان می‌دهد افزودن پلیمر به ماسه‌بادی باعث شده منحنی‌های تنش برشی- کرنش به دلیل چسبیدن دانه‌ها به یکدیگر رفتار شکننده داشته باشند. با توجه به منحنی‌های تنش برشی- کرنش مقاومت برشی حداکثر نظیر هر تنش قائم تعیین گردید. محل تغییر شیب در این منحنی‌ها معرف حداکثر تنش برشی است.

(الف)

(ب)

(ج)

(د)

شکل ۴ نمودار تنش- کرنش: (الف) ماسه‌بادی بدون افزودنی، (ب) ۱۰ درصد VA بعد از ۱۴ روز، (ج) ۲۰ درصد VA بعد از ۲۱ روز، (د) ۳۰ درصد VA بعد از ۷ روز

به منظور به دست آوردن پارامترهای مقاومت برشی نمودار

تغییرات تنش برشی در مقابل تنش قائم بر اساس سه نقطه‌ای که بهترین هم‌بستگی را داشته رسم گردید. با استفاده از شیب و عرض از مبدأ خط مذکور زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی خاک تعیین شد.

در شکل (۵) منحنی تغییرات تنش برشی در مقابل تنش قائم برای نمونه‌های بدون افزودنی و ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد محلول پلیمر در زمان‌های عمل‌آوری مختلف ارائه شده است. بر اساس منحنی‌های مذکور مقادیر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی هر نمونه تعیین گردیده است.

(الف)

(ب)

(ج)

شکل ۵ نمودار زاویه اصطکاک داخلی، چسبندگی و زمان عمل‌آوری ماسه‌بادی با (الف) ۱۰ درصد امولسیون پلیمر VA، (ب) ۲۰ درصد امولسیون پلیمر VA، (ج) ۳۰ درصد امولسیون پلیمر VA

تجزیه و تحلیل نتایج

آزمایش برش مستقیم

در شکل (۶-الف) تا (۶-ج)، مقادیر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی برای زمان‌های عمل‌آوری مختلف، به ازای درصدهای مختلف محلول پلیمری نشان داده شده است. به طور مثال شکل (۶-الف) مربوط به نمونه‌ای است که با محلول ۱۰ درصدی پلیمر تثبیت شده است. این شکل نشان می‌دهد که با افزایش زمان عمل‌آوری چسبندگی خاک افزایش و زاویه اصطکاک داخلی کاهش یافته است. این روند تغییرات برای شکل‌های (۶-ب) و (۶-ج) که مربوط به خاک تثبیت شده با محلول پلیمری ۲۰ و ۳۰ درصد است نیز مشاهده می‌گردد.

(الف)

(ب)

(ج)

شکل ۶ نمودار زاویه اصطکاک داخلی، چسبندگی و زمان عمل‌آوری ماسه-بادی با (الف) ۱۰ درصد محلول پلیمرVA، (ب) ۲۰ درصد محلول پلیمر VA، (ج) ۳۰ درصد محلول پلیمر VA

افزایش چسبندگی با افزایش زمان عمل‌آوری ناشی از پر شدن فضاهای خالی بین دانه‌ها با محلول پلیمری و خشک شدن پلیمر در این فضاها و چسباندن دانه‌های خاک به همدیگر است. کاهش زاویه اصطکاک داخلی ناشی از کم شدن اصطکاک بین دانه‌ها به دلیل قرارگرفتن قشری از پلیمر روی دانه‌ها است.

در شکل (۷) تصویر سطح نمونه بعد از اتمام آزمایش برش مستقیم نشان داده شده است. شکل (۷-الف) مربوط به نمونه‌ای است که با ۳۰ درصد محلول پلیمری بعد از ۷ روز عمل‌آوری تحت بار قائم ۰/۲۵ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع آزمایش شده است.

همان طور که دیده می شود به دلیل چسبندگی ایجاد شده سطح برش به صورت مستقیم و صاف تشکیل نشده است. در حالی که شکل (۷-ب) مربوط به نمونه ماسه‌بادی بدون افزودنی است، سطح برش به صورت مستقیم و صاف است.

(الف) (ب)

شکل ۷ سطح نمونه بعد از اتمام آزمایش برش مستقیم: (الف) نمونه تثبیت شده با ۳۰ درصد محلول پلیمر، (ب) نمونه ماسه‌بادی بدون افزودنی

عدم تشکیل سطح برش صاف و مستقیم در نمونه‌های تثبیت شده باعث می‌گردد که رفتار نمونه های در لحظه گسیختگی حالت شکننده داشته باشد. این موضوع در منحنی‌های تنش برشی در مقابل کرنش که در شکل (۴) نشان داده شده، قابل مشاهده است. شکل (۴-الف) که مربوط به نمونه تثبیت نشده است بعد از رسیدن به نقطه حداکثر مقدار تنش برشی به ازای کرنش‌های مشخص با روندی کاهشی ادامه می‌یابد اما شکل (۴-د) که مربوط به نمونه ۳۰ درصد پلیمر است بعد از رسیدن به نقطه حداکثر تنش برشی با شیب تند کاهش یافته و رفتار کاملا شکننده‌ای مشاهده می شود. بنابراین افزودن پلیمر باعث افزایش سختی خاک شده و رفتار خاک را شکننده می‌کند.

بر اساس معیار گسیختگی موهر- کولمب چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی دو مؤلفه تشکیل دهنده مقاومت برشی بوده و تفکیک تأثیر هر کدام از آن‌ها به صورت مجزا ممکن است باعث ایجاد خطا گردد. بدین جهت در ادامه به تأثیر هم‌زمان این دو پارامتر پرداخته شده است. در شکل (۸) مقاومت برشی نمونه‌های مختلف با زمان‌های عمل‌آوری متفاوت مقایسه شده است.

این شکل به ازای تنش قائم ۱ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع، در مقابل زمان برای نمونه های تثبیت شده با ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد محلول پلیمر رسم شده است. همان طور که از نمودارها مشخص است، مقاومت برشی وقتی از محلول ۱۰ در صد در زمان عمل‌آوری یک روز استفاده شده، در همه نمونه‌ها یکسان است. بنابراین تغییر درصد محلول در زمان عمل‌آوری یک روز تأثیری روی مقاومت برشی نداشته است. بنابراین می‌توان گفت که اگر به محلول اجازه خشک شدن و گیرش داده نشود تأثیری روی مقاومت برشی نمونه نخواهد داشت. وقتی زمان عمل‌آوری به ۲۸ روز می‌رسد تأثیر غلظت روی مقاومت برشی مشهود است. به طوری که نمونه‌ای که با ۱۰ درصد محلول تثبیت شده مقاومت برشی کمتری نسبت به نمونه‌هایی که با ۲۰ و ۳۰ درصد تثبیت شده‌اند نشان می‌دهد. برای مقایسه هم‌زمان پارامترهای مقاومت برشی (چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی) و مقدار مقاومت برشی در زمان‌های عمل‌آوری مختلف به ازای درصدهای مختلف پلیمر شکل (۹) ترسیم شده است.

شکل ۸ مقایسه مقاومت برشی به ازای تنش قائم ۱ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع نمونه تثبیت شده با درصدهای مختلف محلول پلیمری

همان طور که در شکل (۹-الف) نشان داده شده است، چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی نمونه تثبیت شده با محلول ۱۰ در صد پلیمر در زمان عمل‌آوری ۱ روز ۰/۰۰۰۶ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و ۳۲/۳۳ درجه است. بنابراین نمونه یک روزه عملا فاقد چسبندگی بوده و مقاومت برشی آن ناشی از زاویه اصطکاک داخلی نمونه است. چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی همین نمونه بعد از گذشت ۲۸ روز به ۰/۷۶ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و ۹/۸۷ درجه رسیده است. افزایش قابل توجهی در چسبندگی و کاهشی در زاویه اصطکاک داخلی نمونه دیده می‌شود. برای این نمونه مقاومت برشی بعد از گذشت یک روز ۰/۶۳کیلوگرم گذشت بر سانتی‌متر مربع بوده در حالی که این مقاومت بعد از ۷ روز به ۱/۰۲ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع رسیده و ۱۰۴ درصد افزایش را نشان می‌دهد.

در شکل (۹-ب) مشاهده می شود که چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی زمانی‌که از محلول ۲۰ درصد استفاده شده بعد از گذشت یک روز ، ۰/۰۰۴ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و ۳۲/۳۹ درجه است. در این حالت نیز با وجود افزایش غلظت محلول پلیمری نسبت به حالت قبل ولی به دلیل کم بودن زمان عمل‌آوری عملا تغییری در چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی نمونه نسبت به نمونه بدون افزودنی دیده نشده است لیکن بعد از گذشت ۲۸ روز چسبندگی به ۱/۱۳ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و زاویه اصطکاک داخلی به ۷/۴۱ درجه می‌رسد. بر این اساس مقاومت برشی بعد از گذشت ۲۸ روز نسبت به زمان عمل‌آوری ۱ روز، ۱۰۱/۶ درصد افزایش نشان می‌دهد.

در شکل (۹-ج)، چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی برای محلول ۳۰ درصد در بعد از ۱ روز ۰/۰۱۳۸ کیلوگرم بر سانتی متر مربع و ۳۲/۴۴ بوده که مشابه دو حالت قبل به دلیل کم بودن زمان عمل‌آوری عملا تغییری نسبت به نمونه بدون افزودنی دیده نمی‌شود لیکن بعد از گذشت ۲۱ روز چسبندگی نمونه ۱/۱۸ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و زاویه اصطکاک داخلی به ۶/۴۰ درجه می‌شود. بر این اساس مقاومت برشی بعد از گذشت یک روز، ۰/۶۳کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع بوده که این مقاومت بعد از گذشت ۲۱ روز به ۱/۳ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع رسیده که ۱۰۶/۳ درصد افزایش را نشان می‌دهد. این موضوع به خوبی تأثیر زمان عمل‌آوری را بر افزایش مقاومت برشی نمونه نشان داده ضمن اینکه مشخص می‌کند که تأثیر زمان عمل‌آوری در افزایش مقاومت برشی ماسه به مراتب بیشتر از غلظت محلول است.

(الف)

(ب)

(ج)

شکل ۹ تغییرات چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی و مقاومت برشی به ازای تنش قائم معادل ۱ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع برای نمونه‌های تثبیت شده در زمان‌های عمل‌آوری متفاوت: (الف) با ۱۰ درصد محلول VA ، (ب) ۲۰ درصد محلول VA ، (ج) ۳۰ درصد محلول VA

بحث

نتایج ارائه شده در بخش قبل به روشنی نشان داد که محلول پلیمری باعث افزایش مقاومت برشی ماسه‌بادی شده است. این افزایش ناشی از افزایش چسبندگی نمونه‌های تثبیت شده بوده است. برای مشاهده دقیق‌تر از وضعیت و تغییرات ایجاد شده در نمونه‌های تثبیت شده، اقدام به تصویربرداری با میکروسکوپ الکترونی از نمونه‌های تثبیت شده با ۳۰ درصد محلول پلیمر به شرح ارائه شده در شکل (۱۰) گردید. مطابق شکل (۱۰) می‌توان گفت پلیمر با پر کردن فضاهای خالی و فاصله بین دانه‌ها و ایجاد پل‌ها و متصل کردن دانه‌ها به یکدیگر باعث افزایش چسبندگی و مقاومت برشی نمونه‌ها شده است. پر واضح است که گذشت زمان باعث استحکام بیشتر پلیمر شده و در نتیجه مقاومت برشی ایجاد شده بیشتر خواهد شد. این مسئله با مقایسه مقاومت برشی نمونه‌ها در زمان عمل‌آوری یک روز با ۲۸ روز در شکل (۸) مشخص گردید. لیکن بعد از گذشت زمان مشخص تأثیر زمان بر استحکام بیشتر پلیمر کمتر می‌گردد. این موضوع نیز با مقایسه مقاومت برشی نمونه‌های عمل‌آوری شده در زمان‌های ۲۱ و ۲۸ روز با محلول ۳۰ درصد در شکل (۸) مشخص گردید.

(الف) (ب)

(ج) (د)

شکل ۱۰ تصاویر نمونه ماسه‌بادی تثبیت شده با ۳۰ درصد پلیمر، با بزرگ‌نمایی: (الف) ۴۰۰، (ب) ۸۰۰، (ج) ۱۶۰۰، (د) ۳۰۰۰ برابر

قرارگیری پوشش پلیمری روی ذرات ماسه باعث کاهش اصطکاک ناشی از تماس دانه‌ها با همدیگر شده و این موضوع باعث کاهش زاویه اصطکاک داخلی نمونه‌های تثبیت شده گردیده است. کاهش زاویه اصطکاک داخلی و افزایش چسبندگی در اثر افزودن پلیمر به ماسه قبلا توسط آناگنوستوپولوس و همکاران [38] گزارش شده است.

افزایش چسبندگی در اثر افزودن ۲ درصد نانوپلیمر پلی وینیل استات با زمان عمل‌آوری ۷ روزه از ۰/۳۶ به ۱/۴ [39] و همچنین افزایش چسبندگی از ۰/۲۴ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع به ۲/۱ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و کاهش زاویه اصطکاک داخلی از ۳۰ درجه به ۲۴ درجه در اثر افزودن رزین اپوکسی به ماسه برای زمان عمل‌آوری ۲۸ روز گزارش شده است [38]. در تحقیق حاضر نیز افزایش چسبندگی و کاهش زاویه اصطکاک داخلی در اثر افزودن محلول پلیمری به ماسه‌بادی گزارش شده به‌طوری‌که چسبندگی ماسه‌بادی تثبیت شده با محلول پلیمری ۳۰ درصد و زمان عمل‌آوری ۲۱ روزه از ۰/۰۰۰۲ به ۱/۱۸ کیلوگرم بر سانتی-متر مربع افزایش و زاویه اصطکاک داخلی آن از ۳۰/۷۵ به ۶/۴۰ درجه کاهش یافته است. افزایش چسبندگی به قدری زیاد است که باعث شده علی‌رغم کاهش ایجاد شده در زاویه اصطکاک داخلی افزایش قابل توجهی در مقاومت برشی ایجاد شود.

نتیجه‌گیری

مطالعه حاضر با هدف بررسی تأثیر پلیمر وینیل اکریلیک بر مقاومت برشی ماسه‌های بادی منطقه هورالعظیم انجام شد. ابتدا محلول‌هایی با غلظت‌های ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد از پلیمر وینیل اکریلیک ساخته شد و به نمونه خاک اضافه گردید. سپس نمونه-هایی با وزن مخصوص خشک حداکثر و رطوبت بهینه ساخته شده و در زمان‌های عمل‌آوری ۷، ۱۴، ۲۱ و ۲۸ روز به منظور تعیین پارامترهای مقاومت برشی تحت آزمایش برش مستقیم قرار گرفتند و نتایج زیر به دست آمد:

۱. با افزایش زمان عمل‌آوری و غلظت محلول پلیمری، مقاومت برشی نمونه‌ها افزایش می‌یابد. مقاومت برشی نمونه تثبیت شده با محلول ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد، نسبت به نمونه فاقد افزودنی به ترتیب ۱۰۴، ۱۱۱/۷ و ۱۱۳/۳ درصد افزایش نشان می‌دهد.

۲. با افزایش غلظت محلول پلیمری و زمان عمل‌آوری چسبندگی نمونه‌ها افزایش می‌یابد. به طوری که چسبندگی نمونه تثبیت شده با محلول ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد، در زمان عمل‌آوری ۲۸، ۲۸ و ۲۱ روز به بیشترین مقدار خود ۰/۷۶، ۱/۱۳ و ۱/۱۸ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع رسیده است.

۳. تصاویر میکروسکوپ الکترونی نشان می‌دهد به وجود آمدن پل‌ها و اتصالات بین دانه‌ها با افزایش غلظت محلول و زمان عمل‌آوری دلیل افزایش چسبندگی است. قرارگیری پلیمر بین دانه‌ها باعث کاهش اصطکاک بین آن‌ها و کاهش زاویه اصطکاک داخلی نمونه‌های تثبیت شده گردیده است.

۴. افزایش زمان عمل‌آوری و افزایش غلظت محلول پلیمری باعث افزایش مقاومت برشی نمونه شده لیکن تأثیر زمان عمل‌آوری بیشتر از غلظت محلول پلیمری می‌باشد.

سپاسگزاری

مراجع

[1] J. Arias-Trujillo, A. Matías-Sanchez, B. Cantero, S. López-Querol, “Effect of polymer emulsion on the bearing capacity of aeolian sand under extreme confinement conditions,” *Construction and building materials*, vol. 236, no. 10, pp. 117473, (2020). https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117473

[2] Y. Mohamedzein, A. Al-Hashmi, A. Al-Abri, A. Al-Shereiqi, “Polymers for stabilisation of wahiba dune sands Oman,” *Proc. of the institution of civil engineers, Ground improvement*, vol. 172, no. 2, pp. 76-84, 2019. http://dx.doi org/10.1680/jgrim.17.00063

[3] P.L. Souza Júnior, O.F. Santos Junior, T.B. Fontoura, O. Freitas Neto, “Drained and undrained behavior of an aeolian sand from Natal Brazil”, *Soils and rocks*, vol. 43, no. 2, pp. 263-270, (2020). http://dx.doi.org/10.28927/SR.432263

[4] E.S. Abu Seif, “Performance of cement mortar made with fine aggregates of dune sand, Kharga Oasis, Western desert, Egypt: An Experimental Study,” *Jordan journal of civil engineering*, vol. 7, no. 3, pp. 270–284, (2013).

[5] A. J. Al-Taie, Y. J. Al-Shakarchi, A. A. Mohammed, “Investigation of geotechnical spesifications of sand dune: case study: around Baiji in Iraq”, *International journal of advanced research*, vol. 14, no. 2, pp. 121-132, 2013.

[6] M. Al-Ansary, M.C. Pöppelreiter, A. Al-Jabry, S.R. Iyengar, “Geological and physiochemical characterization of construction sands in Qatar”, *International journal of sustainable built environment*, vol. 1, no. 1, pp. 64-84, 2012. https://doi.org/10.1016/j.ijsbe.2012.07.001

[7] M.G.M. Elipe, S. Lopez-Querol, “Aeolian sands: Characterization, Options of improvement and possible employment in construction– The state-of-the-art”, *Construction and building materials*, vol. 73, pp. 728–739, (2014).

[8] P.J. Venda Oliveira, M.S. Costa, J.N.P. Costa, M.F. Nobre, “Comparison of the ability of two bacteria to improve the behaviour of a sandy soil”, *Journal of materials in civil engineering*, vol. 27, no. 1, (2015). http:// dx.doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001138

[9] N. Abbasi, M. Mahdieh, “Improvement of geotechnical properties of silty sand soils using natural pozzolan and lime”, *International journal of geo-engineering*, vol. 9, no. 1, pp. 1-12, (2018). http://dx.doi.org/10.1186/s40703-018-0072-4

[10] P.J. Venda Oliveira, J.A.O. Rosa, “Confined and unconfined behavior of a silty sand improved by the enzymatic biocementation method”, *Transportation geotechnics*, vol. 24, p. 100400, (2020). http://dx.doi.org/10.1016/jtrgeo.2020.100400

[11] W. Akili, C.L. Monismith, "Permanent deformation characteristics of cement emulsion stabilized sand", *Association of asphalt paving technologists proc*, vol. 47, pp. 281–301, (1978).

[12] H. Al-Abdul Wahhab, F. Bayomy, A. Al-Halhouli, "Evaluation of emulsified asphalt-treated sand for low-volume road and road bases". *Fourth international conference on low-volume roads*, vol. 2, no. 1106, pp. 71–80, (1998).

[13] S.F.I. Al-Abdullah, "An approach in improving the properties of sand dunes", *Journal of Engineering*, vol. 13, pp. 930–939, (2006).

[14] S. Onyejekwe, S. Ghataora, "Soil stabilization using proprietary liquid chemical stabilizers: sulphonated oil and a polymer", *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. vol. 74, pp. 651–665, (2015). http://dx.doi.org/10.1007/s10064-014-0667-8

[15] A.R. Zandieh, S.S. Yasrobi, "RETRACTED ARTICLE: Study of factors affecting the compressive strength of sandy soil stabilized with polymer", *Geotechnical and geological engineering*, vol. 28, pp. 139–145, (2010). http://dx.doi.org/10.1007/s10706-009-9287-7

[16] Y. Ohama, "Polymer-based admixtures", *Cement and concrete composites*, vol. 20, no. 1-2, pp. 189-212, (1998). https://doi.org/10.1016/S0958-9465(97)00065-6

[17] R.A. Siddiqi, C.J. Moore, "Polymer stabilization of sandy soil for erosion control", Transportation research records, vol. 827, pp. 30-34, (1981)

[18] S. Onyejekwe, S. Ghataora, "Stabilization of quarry fines using a polymeric additive and portland cement", *Journal of Materials in Civil EngineeringArchive*, vol. 28, no. 1, (2016).
http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001324

[19] C. A. Anagnostopoulos, T. T. Papaliangas, "Experimental investigation of epoxy resin and sand mixes", *Journal of geotechanical and geoenvironmental engineering*, vol. 138, pp. 841-849, (2012). http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000648

[20] S. T. Gilazghi, J. Huang, S. Rezaeimalek, S. Bin-Shafique, "Stabilizing sulfate-rich high plasticity clay with moisture activated polymerization", *Engineering geology*, vol. 211, pp. 171-178, (2016). http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.07.007

[21] A. Al-Khanbashi, S.W. Abdalla, "Evaluation of three waterborne polymers as stabilizers for sandy soil". *Geotechnical and geological engineering*, vol. 24, pp. 1603–1625, (2006). http://dx.doi.org/10.1007/s10706-005-4895-3

[22] T. Hata, A. C. Saracho, A. Guharay, S. K. Haigh, "Strength characterization of cohesionless soil treated with cement and polyvinyl alcohol", *Soils and foundations*, vol. 62, no. 6, p. 101238, (2020). https://doi.org/10.1016/j.sandf.2022.101238

[23] A.F. Cabalar, M.H. Awraheem, M.M. Khalaf, "Geotechnical properties of a low- plasticity clay with biopolymer", *Journal of material in civil engineering*, vol. 30, no. 8, (2018). http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002380

[24] W. Huang, C. Zhou, Z. Liu, H. Sun, J. Du, L. Zhang, "Improving soil-water characteristics and pore structure of silty soil using nano-aqueous polymer stabilizers", KSCE Journal for civil engineering, vol. 25, no. 9, pp. 3298–

3305, (2021). http://dx.doi.org/10.1007/s12205-021-2036-z

[25] G. Tadayonfar, V. Ta Improving the permeability of silty soils using vinyl acetate polymer dayonfar, R. Kazemi, "Improving the permeability of silty soils using vinyl acetate polymer", *First national conference on soil mechanics and foundation engineering*, Tehran, 2013, (in Persian).

[26] B. Indraratna, R. Athukorala, J. Vinod, "Estimating the rate of erosion of a silty sand treated with lignosulfonate," *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol. 139, no. 5, pp. 701-714, (2013). https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000766

[27] I. Chang, J. Im, G.C. Cho, "Geotechnical engineering behaviors of gellan gum biopolymer treated sand," *Canadian geotechnical journal*, vol. 53, no. 10, pp. 1658–1670, (2016). http://dx.doi.org/10.1139/cgj-2015-0475

[28] S. Lee, I. Chang, M.K. Chung, Y. Kim, J. Kee, "Geotechnical shear behavior of Xanthan gum biopolymer treated sand from direct shear testing," *Geomechanics and engineering*, vol. 12, no. 5, pp. 831–847, (2017). http://dx.doi.org/10.12989/gae.2017.12.5.831

[29] N. R. Maildrreh, I. Shooshpasha, S. M. Mirhosseini, M. Dehestani, "Effects of reinforcement on mechanical behaviour of cement treated sand using direct shear and triaxial tests", *International journal of geotechnical engineering*, vol. 12, no. 5, pp. 491499, (2018). https://doi.org/10.1080/19386362.2017.1298300

[30] M. Khaleghian, and H. Saba, "Investigation of the parameters of clayey sand soils stabilized with lime and polyvinyl acetate nanopolymer", *the second conference on civil engineering*, architecture and urban planning in the countries of the Islamic world, Tabriz, 2018, (in Persian).

[31] Z. Hajiannejad, M. Karamati, M. Alinjad, R. Naderi, "Investigation of the shear strength of sand soil of Bandar Anzali reinforced with polyethylene terephthalate" (PET), *Amir Kabir civil engineering journal*, vol 52, no 12, pp 14-14, 2019, (in Persian).

[32] J. Liu, Z. Song, Y. Lu, Q. Wang, F. Kong, F. Bu, D.P. Kanungo, S. Sun, "Improvement effect of water based organic polymer on the strength properties of fiber glass reinforced sand", *Polymers*, vol. 10, no. 8, pp. 836, (2018). https://doi.org/10.3390/polym10080836

[33] A. Zandieh, S. Yasrebi, M. Mortezaei, "Investigation of the effect of humidity on uniaxial samples stabilized with polymer", *The third national engineering congress*, 2006, (in Persian).

[34] H. Soltani jigheh, "Behavior of clay-sand mixtures under undrained triaxial conditions", *Ferdowsi civil engineering*, vol. 31, no. 20, pp. 113-126, (2018).

[35] A. Janalizadeh, A. Rabiei, M. Absari, "Investigating the effect of adding water-soluble polymer on the mechanical parameters of kaolinite clay", *Second national conference on soil mechanics and earth engineering*, 2014, (in Persian).

[36] M. Attom, and A. Al-Tamimi, "Effects of polypropylene fibers on the shear strength of sandy soil", *International journal of geosciences*, vol. 1, no. 1, pp. 44-50, (2010).

[37] P. Ahmadi Motlagh, H. Soltani Jigheh, "Investigating the effect of liquid polymer on the undrained behavior of sandy soil using a triaxial device", *Master's thesis*, *Shahid madani university of Azerbaijan*, *Faculty of engineering and technology*, 2016, (in Persian).

[38] X. Yao, G. Huang, M. Wang, X. Dong, "Mechanical properties and microstructure of PVA fiber reinforced cemented soil," *KSCE Journal of Civil Engineering*, vol. 25, pp. 482–491, (2021). http://dx.doi.org/10.1007/s12205-020-0998-x

[39] H. Fatehi, M. Abtahi, H. Hashem Al-Hosseini, "Improving the strength parameters of granular soil using casein biopolymers and carinat sodium salt", *Master's thesis*, *Isfahan university of technology*, *Faculty of engineering construction*, 2016, (in Persian).

[40] C. Anagnostopoulos, P. Kandiliotis, M. Lola, and S. Karavatos, "Effect of Epoxy Resin Mixtures on the Physical and Mechanical Properties of Sand", *Research journal of applied sciences*, *Engineering and technology*, Vol. 7, no. 17, pp. 3478-3490, (2014). http://dx.doi.org/10.19026/rjaset.7.700

CONTENTS

Application of Differential Transform Method for Solving Free-Surface Seepage Problem of One-Dimensional Porous Media 1
Mohammad Saleh Baradaran - Ahmad Aftabi Sani - Saeed Abrishami

The effect of Boundary Conditions on the Seismic Performance of Out-of-Plane Masonry Infills by Considering In-Plane Behavior Interaction 19
Delaram Ostad - Jalil Shafaei

Seismic Evaluation of Multi-Span Reinforced Concrete Bridges with Ultra High-Performance Concrete Piers Using Fragility Curves 45
Hamed Ghadimi Moghaddam - Fereshteh Emami - Mohammad Reza Mansoori

Study on Seismic Vulnerability of the Back-to-Back MSE Walls Using Fragility Curves 71
aryam Rahimi - Alireza Firoozfar - Hamid Alielahi

Experimental Evaluating the Effect of Steel Fibers on the Mechanical Properties of Roller-Compacted Concrete 95
Ramin Chaleshi - Babak Golchin - Ramin Meshkabadi

Investigation Impact of Polymer Emulsion on Shear Strength of Aeolian Sand 111
Mahsa Heravi - Akbar Cheshomi

JOURNAL OF
CIVIL ENGINEERING
FERDOWSI UNIVERSITY OF MASHHAD

ISSN 2008-7454

General Director: F. Irani
Editor-Chief: M. R. Esfahani
Published: Ferdowsi University of Mashhad

Editorial Board:

M. Reza Esfahani	Professor, Ferdowsi University of Mashhad
K. badv	Professor, Urmia University
J. Bolouri Bazaz	Associate Professor, Ferdowsi University of Mashhad
A. Pouya	Professor, Ecole des Ponts Paris tech
S. H. Mohammadzadeh	Professor, Ferdowsi University of Mashhad
E. Seyedi Hosseininia	Associate Professor, Ferdowsi University of Mashhad
Gh. Rakhshandehro	Professor, Shiraz University
M. H. Sebt	Professor, Amirkabir University of Technology
F. Shahabian Moghadam	Professor, Ferdowsi University of Mashhad
A. Kavussi	Professor, Tarbiat Modares University
S. M. Karrabi	Associate Professor, Ferdowsi University of Mashhad
H. Ganji Doost	Professor, Tarbiat Modares University
M. Faghfour Maghrebi	Professor, Ferdowsi University of Mashhad
M. Maghrebi	Associate Professor, Ferdowsi University of Mashhad
F. Moghadas Nejad	Professor, Amirkabir University of Technology
A. Mohammadzadeh Moghaddam	Associate Professor, Ferdowsi University of Mashhad
M. Kianoush	Professor, University of Ryerson

Text Editor: M. Dehghan

Administrative Director: T. Hooshmand

Typist: A. Noie – T. Hooshmand

Journal of Civil Engineering

Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.

P. O. Box. 91775-1111, Mashhad, I.R.IRAN

Tel: +98 51 38806024; Email: **civil-ferdowsi@um.ac.ir**

Web site: http://civil-ferdowsi.um.ac.ir

نشریه مهندسی عمران فردوسی

سال ۳۷، شماره ۱، ۱۴۰۲

شماره پیاپی ۴۵

Ferdowsi University of Mashhad

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

Serial No. 45

ISSN 2783-2805

Application of Differential Transform Method for Solving Free-Surface Seepage Problem of One-Dimensional Porous Media 1
Mohammad Saleh Baradaran - Ahmad Aftabi Sani - Saeed Abrishami

The effect of Boundary Conditions on the Seismic Performance of Out-of-Plane Masonry Infills by Considering In-Plane Behavior Interaction 19
Delaram Ostad - Jalil Shafaei

Seismic Evaluation of Multi-Span Reinforced Concrete Bridges with Ultra High-Performance Concrete Piers Using Fragility Curves 45
Hamed Ghadimi Moghaddam - Fereshteh Emami
Mohammad Reza Mansoori

Study on Seismic Vulnerability of the Back-to-Back MSE Walls Using Fragility Curves 71
Maryam Rahimi - Alireza Firoozfar - Hamid Alielahi

Experimental Evaluating the Effect of Steel Fibers on the Mechanical Properties of Roller-Compacted Concrete 95
Ramin Chaleshi - Babak Golchin - Ramin Meshkabadi

Investigation Impact of Polymer Emulsion on Shear Strength of Aeolian Sand 111
Mahsa Heravi -Akbar Chesho

Vol. 37, No. 1
Spring, 2024