

## تعیین رابطه برای ضریب تشدید تغییر مکان ( $C_1$ ) در اثر بلند شدن پی از خاک و انجام تحلیل قابلیت اعتماد برای یافتن احتمال وقوع این پدیده

وحید محسن‌زاده

دانشجوی دکتری مهندسی زلزله دانشگاه تهران، تهران، ایران  
*mohsenzadeh@ut.ac.ir*

محمد خان‌محمدی

استاد بار گروه مهندسی عمران دانشگاه تهران، تهران، ایران  
*mkhan@ut.ac.ir*

فاطمه حسین‌زاده

کارشناس ارشد سازه، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران  
*F\_hosseinzadeh@alum.sharif.edu*

کلید واژه‌ها: اندرکنش خاک و سازه، حرکت گهواره‌ای در پی، ضریب تشدید تغییر مکان، پاسخ لرزه‌ای

### چکیده

پیش‌بینی نیاز تغییر مکانی سازه‌ها برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای آنها حین زلزله، زمانی که از روش استاتیک غیرخطی استفاده می‌کنیم، یک گام اساسی است. از آنجایی که روابط پیشنهادی در ادبیات فنی برای سازه‌های با شرایط گیردار برقرار است، انجام تحقیقاتی به منظور ارائه روابط برای تخمین نیاز تغییر مکانی سازه‌هایی که پی آنها به علت ضعیف بودن قابلیت انجام حرکات گهواره‌ای و همچنین بلند شدن از خاک را دارد (این ضعف در بسیاری از سازه‌های موجود قابل مشاهده است)، الزامی است. در این تحقیق به کمک ایده پی وینکلر مدلهایی در نرم افزار OpenSees ساخته شد و با در نظر گرفتن بازه‌هایی معقول و کاربردی برای پیرو، ضریب  $R$  و نسبت ظرفیت خمشی سازه به پی، روابطی به کمک رگرسیون غیرخطی برای  $C_1$  معرفی شد. در نهایت به منظور تخمین احتمال بلند شدن پی از خاک، به کمک نتایج حاصل از تحلیل دو تابع حالت حدی تعیین شد و تحلیل قابلیت اعتماد بر روی آنها انجام گرفت.

### مقدمه

در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها، پیش‌بینی حداکثر نیاز تغییر مکانی کلی سیستم که تغییر مکان هدف نامیده می‌شود، برای ارزیابی عملکرد سازه مورد نیاز است. روش‌های ارزیابی در دستورالعمل‌های فعلی حداکثر تغییر مکان نیاز برای یک سازه چند درجه آزادی (MDOF) را به کمک یک سازه یک درجه آزادی (SDOF) با پیرویی برابر با پیرو مود اول سازه چند درجه آزادی تخمین می‌زنند، سپس به کمک ضرایب اصلاحی آن را تصحیح می‌کنند (FEMA440). به عنوان مثال در روش ارائه شده در دستورالعمل FEMA440 حداکثر تغییر مکان غیرخطی بام ( $U_T$ ) به کمک رابطه (۱) تعیین می‌شود:

$$U_T = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4f^2} g \quad (1)$$

در این رابطه  $C_0$  ضریب تصحیحی است که تغییر مکان طیفی سازه یک درجه آزادی معادل را به بام سازه چند درجه آزادی مرتبط می‌کند،  $C_1$  ضریب تصحیحی است که تغییر مکان غیرخطی واقعی را به تغییر مکان خطی مرتبط می‌کند،  $C_2$  اثرات پینچینگ، زوال سختی و

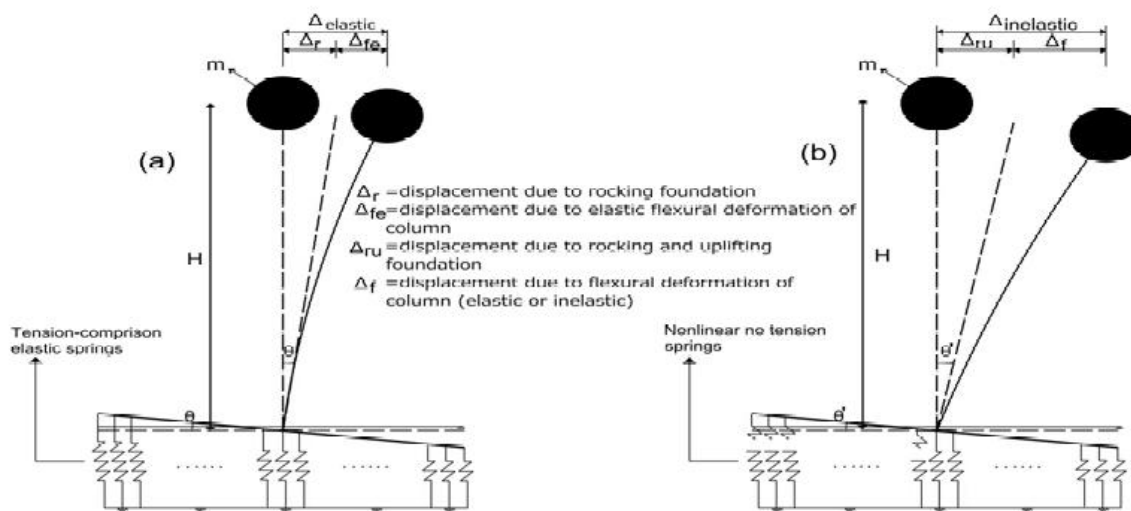


مقاومت را در نظر می‌گیرد.  $T_e$  پریود موثر مود اصلی سازه است،  $S_a$  شتاب طیفی در پریود موثر می‌باشد،  $g$  نیز شتاب جاذبه می‌باشد. با توجه به تحقیقات انجام شده در این زمینه، می‌توان گفت در تعیین ضریب  $C_1$  اثرات اندرکنش خاک و سازه در نظر گرفته نشده است. این در حالی است که تحقیقات انجام شده در این زمینه نشان داده‌اند که صرف نظر کردن از این اثرات برای سیستم‌های سازه‌ای نسبتاً سخت مانند دیوار برشی و قاب مهاربندی شده موجب دست‌یابی به خواص دینامیکی (نظیر فرکانس مود اصلی سازه و نسبت میرایی) نادرست می‌شود که در نتیجه آن نیاز تغییرمکانی نیز اشتباه بدست می‌آید (Stewart et al. 1999). در واقع رفتار غیرخطی پی‌های سطحی که المان‌های سخت سازه‌ای بر روی آنها قرار گرفته‌اند، می‌توانند نقش مهمی در نیاز تغییرمکانی سازه ایفا کنند.

### تعریف ضریب تشدید تغییر مکان ( $C_1$ ) برای پی‌های با حرکت گهواره‌ای

این ضریب به صورت نسبت حداکثر تغییر مکان سیستم غیرخطی که در آن فنرهای زیر خاک قابلیت جدا شدن از خاک را دارند ( $\Delta_{inelastic}$ ) به سیستم خطی مشابه که در آن فنرهای خاک به صورت خطی رفتار می‌کنند و قابلیت بلند شدن از خاک را ندارند ( $\Delta_{elastic}$ ) (رابطه ۲- شکل ۱) تعریف می‌شود.

$$C_1 = \frac{\Delta_{inelastic}}{\Delta_{elastic}} \quad (2)$$



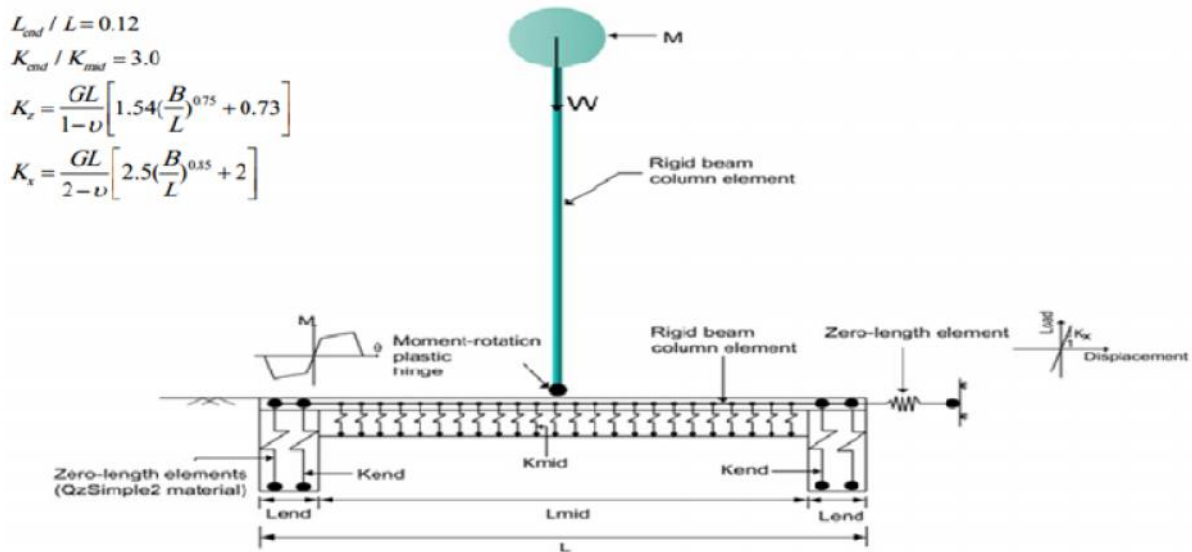
شکل ۱-  $\Delta_{elastic}$  و  $\Delta_{inelastic}$  در حالتی که پی بتواند از خاک جدا شود.

### مشخصات مدل‌ها

یک مدل دو بعدی یک درجه آزادی در نرم‌افزار OpenSees مورد استفاده قرار گرفت. اندرکنش خاک و سازه به کمک فنرهای غیرخطی پی وینکلر و لغزش پی نیز به کمک فنرهای افقی مدل‌سازی شد. به فنرهای قائم رفتار غیرخطی خاک به گونه‌ای اختصاص داده شد که قابلیت در نظر گرفتن حرکت گهواره‌ای پی، بلند شدگی پی و همچنین نشست پی را داشته باشند (Rachowdhury 2008). همچنین از آنجا که رفتار زلزله‌های گذشته نشان داده است که حرکت افقی پی سازه‌ها ناچیز است، سختی فنرهای افقی به گونه‌ای افزایش داده شد که پی حرکت افقی نداشته باشد. برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه هم از یک مفصل خمشی در پای سازه استفاده شد (شکل ۲). برای مشخصه‌بندی این سازه یک درجه آزادی از مشخصات سازه‌های طراحی شده بهره گرفته شد. سپس با تغییر ارتفاع و جرم سازه سازه‌هایی با پریود ۰.۱ تا ۳ ثانیه در حالتی که شرایط گیردار داشته باشند، در نظر گرفته شد. همچنین برای طراحی سازه‌های با شرایط گیردار از بازه‌ای از ضریب  $R$  ( $R = 1.0, 1.5, 2.0, 3.0$ ) استفاده شد. تعریف این ضریب در رابطه ۳ ارائه شده است.

$$R = \frac{m \cdot S_a}{F_y} \quad (3)$$

$m$  جرم سازه،  $S_a$  شتاب طیفی سازه در پریود مود اصلی سازه و  $F_y$  مقاومت جاری شدن جانبی سازه می‌باشد.



شکل ۲- مدل تحلیلی مورد استفاده

برای در نظر گرفتن پی‌هایی که قابلیت حرکت گهواره‌ای و همچنین بلند شدن از خاک حین زلزله دارند، از ضریب  $S$  (رابطه ۴) استفاده شد. این ضریب در این مطالعه برابر با ۵،۴،۳،۲ انتخاب شد. در رابطه ۴،  $M_{ncol}$  ظرفیت خمشی ستون،  $M_c$  ظرفیت خمشی نهایی پی،  $L$  بعد پی در جهت مورد بررسی،  $P$  بار محوری روی پی،  $q$  فشار قائم موجود و  $q_c$  تنش نهایی خاک می‌باشد. باید توجه داشت در تمام حالت‌های در نظر گرفته شده ( $S$  های مختلف) ظرفیت خمشی ستون از ظرفیت خمشی پی کمتر است یعنی انتظار می‌رود حرکات پی کنترل کننده رفتار باشند.

$$S = \frac{M_{ncol}}{M_c} = \frac{M_{ncol}}{\frac{L \cdot P}{2} \left(1 - \frac{q}{q_c}\right)} \quad (4)$$

## رکوردهای زلزله

در این مطالعه برای سطح MCE، ۱۷ رکورد به گونه‌ای انتخاب شدند که حداکثر شتاب هدف زمین  $0.6g$  باشد (Baker et al. 2011). سپس برای سطح DBE به گونه‌ای مقیاس شدند که حداکثر شتاب هدف آنها  $0.4g$  باشد. باید متذکر شد که جهت تحریک مدل‌ها از مولفه قائم بر گسل رکوردها استفاده شد. جدول ۱ رکوردهای انتخابی را نشان می‌دهد.

## مقادیر R جدید برای سازه‌های با پی جداشونده ( $R_x$ )

از آنجا که اثرات اندرکنش خاک و سازه و بلند شدگی پی در مدل‌های در نظر گرفته شده بسیار حائز است، باید تاثیر آن را در تغییر ضریب  $R$  لحاظ کرد. در واقع به علت افزایش پریود ناشی از مدل‌سازی خاک زیر سازه مقدار  $S_a$  در رابطه  $R$  تغییر خواهد کرد. به منظور تعیین  $R$  جدید سیستم‌های مورد نظر (از این به بعد با  $R_r$  نشان داده می‌شوند) از میانگین  $S_a$  در تمام رکوردهای آن گروه استفاده می‌شود. شکل‌های ۳ و ۴ مقادیر  $R_r$  را در برابر  $T_r$  (پریود سازه‌هایی که پی زیر آنها مدل شده است) نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در این نمودارها سه ناحیه برای مقادیر  $R_r$  قابل تشخیص است. به منظور راحت‌تر بودن تحلیل، این نواحی با خطوط مشخص شده، تخمین زده شده‌اند.

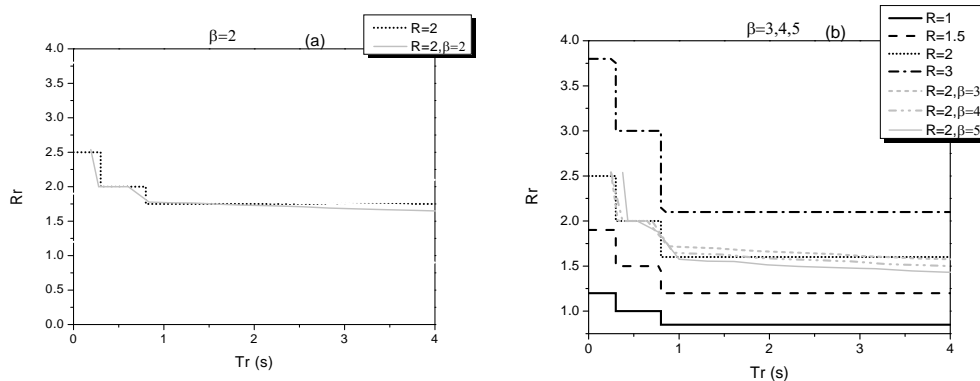
جدول ۱- رکوردهای استفاده شده در این مطالعه

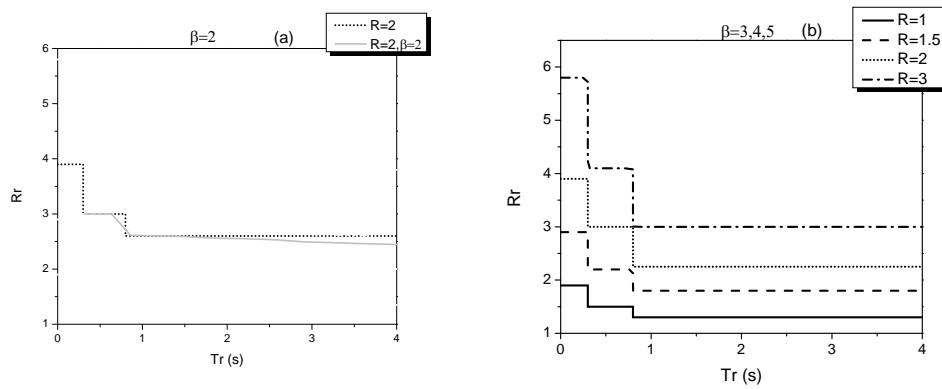
Record number	Earthquake Name	Year	Station	Magnitude?	Closest Distance (km)	Preferred Vs30 (m/s)	Scale Factor (MCE)	Scale Factor (DBE)
1	Imperial Valley-02	1940	El Centro Array #9	7.0	6.1	213	2.13	1.73
2	Imperial Valley-06	1979	Chihuahua	6.5	7.3	275	2.08	1.77
3	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #12	6.5	17.9	197	4.22	3.38
4	Imperial Valley-06	1979	Parachute Test Site	6.5	12.7	349	5.44	3.37
5	Victoria, Mexico	1980	Chihuahua	6.3	19.0	275	3.42	3.25
6	Chalfant Valley-02	1986	Bishop - LADWP South St	6.2	17.2	271	3.64	1.93
7	Superstition Hills-01	1987	Wildlife Liquef. Array	6.2	17.6	207	5.58	2.90
8	Superstition Hills-02	1987	El Centro Imp. Co. Cent	6.5	18.2	192	1.84	1.64
9	Superstition Hills-02	1987	Westmorland Fire Sta	6.5	13.0	194	2.28	1.89
10	Loma Prieta	1989	Gilroy Array #3	6.9	12.8	350	1.94	0.89
11	Loma Prieta	1989	Gilroy Array #4	6.9	14.3	222	2.26	1.40
12	Northridge-01	1994	Arleta - Nordhoff Fire Sta	6.7	8.7	298	2.11	1.64
13	Northridge-01	1994	Canoga Park - Topanga Can	6.7	14.7	267	1.44	1.17
14	Northridge-01	1994	Sun Valley - Roscoe Blvd	6.7	10.1	309	1.86	1.45
15	Northridge-01	1994	Sylmar - Converter Sta East	6.7	5.2	371	0.85	0.79
16	Duzce, Turkey	1999	Bolu	7.1	12.0	326	1.13	0.74
17	Duzce, Turkey	1999	Duzce	7.1	6.6	276	1.08	0.98

## نتایج تحلیل

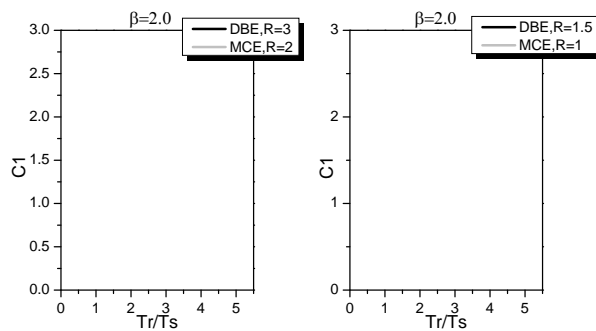
در ابتدا لازم است به این نکته اشاره کرد که مطالعات گذشته نشان داده است که برای کاهش اختلاف در میانگین ضریب  $C_1$  برای یک سایت با مشخصات خاک خاص، پیروود سازه باید به وسیله پیروود سایت مورد نظر ( $T_s$ ) تقسیم شود. به همین دلیل در این تحقیق پیروود مشخصه سایت ۰.۷ ثانیه فرض شد (این مقدار با توجه به مشخصات فنرهای خاک انتخاب شد) و محور زمان در نمودارهای ارائه شده برای  $C_1$  به کمک این مقدار نرمال شده است.

شکل‌های ۵ و ۶ مقادیر میانگین  $C_1$  را به ترتیب برای حالتی که  $S = 2$  و حالتی که  $S = 3, 4, 5$  باشد، نشان می‌دهد. این دو شکل در حالتی رسم شده‌اند که مدل‌ها دارای مقادیر  $R_r$  یکسانی باشند. همانطور که مشاهده می‌شود، می‌توان گفت شدت زلزله بر روی این ضریب بی‌تاثیر است. همچنین می‌توان نشان داد که مقادیر  $C_1$  برای مدل‌هایی که در آنها  $S = 3, 4, 5$  است، یکسان می‌باشد. در شکل ۷ چند حالت به صورت نمونه رسم شده‌اند که اثبات کننده این ادعا می‌باشند. بنابراین برای ارائه رابطه برای تخمین  $C_1$  می‌توان یک بار رگرسیون غیرخطی را برای مدل‌های با  $S = 2$  و بار دیگر برای مدل‌های با  $S = 3, 4, 5$  انجام داد.

شکل ۳-  $R_r$  در سطح DBE



شکل ۴-  $R_r$  در سطح MCE



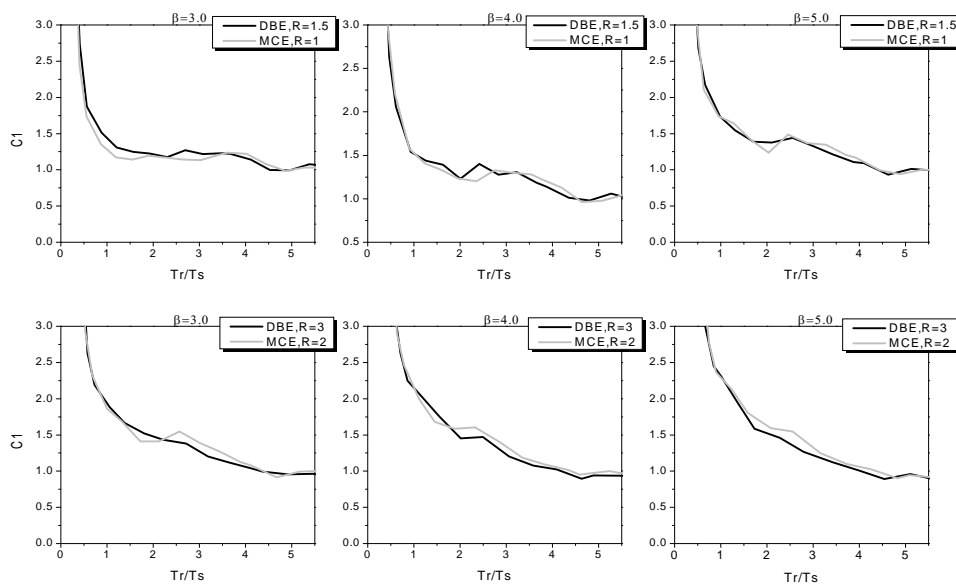
شکل ۵- مقادیر میانگین  $C_1$  برای سیستم‌های با  $\beta = 2$

### رگرسیون غیر خطی و تحلیل قابلیت اعتماد

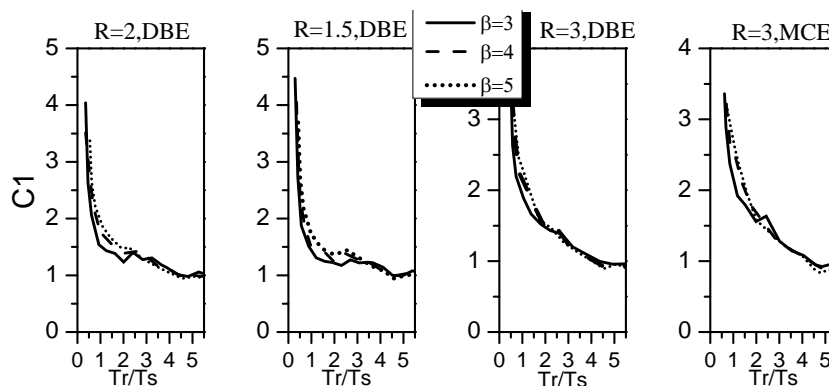
به منظور معرفی یک رابطه مناسب برای تعیین مقدار میانگین ضریب تصحیح تغییرمکان برای سازه‌های با مقاومت جانبی و ابعاد پی متفاوت که تحت تحریک زلزله‌های مورد نظر قرار می‌گیرند، تحلیل رگرسیون غیرخطی انجام شد. از روش Levenberg-Marquardt در مدول رگرسیون غیرخطی نرم‌افزار IBM SPSS Statistic استفاده شد. نتایج حاصل از این رگرسیون نسبتاً ساده و به صورت روابط ۵ و ۶ ارائه می‌شود.

$$C_1 = 1 + aR_r(T_r^b + R_r^c + d) \text{ for } T_r > 0.5 \text{ sec, } S = 2.0 \quad (5)$$

$$C_1 = 1.1 + aR_r(T_r^b + R_r^c + d) \text{ for } T_r > 0.5 \text{ sec, } S > 2.0 \quad (6)$$



شکل ۶- مقادیر میانگین  $C_1$  برای سیستم‌های با  $\beta = 3, 4, 5$

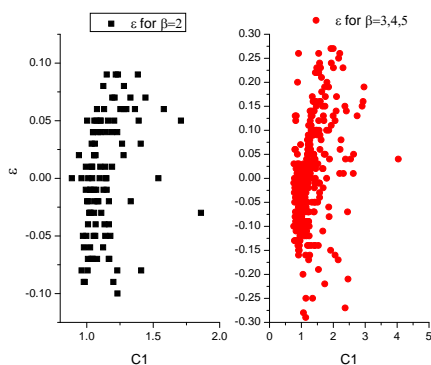


شکل ۷- تاثیر تغییر  $S$  بر روی ضریب  $C_1$  برای سیستم‌هایی که در آنها  $S \geq 3$  است.

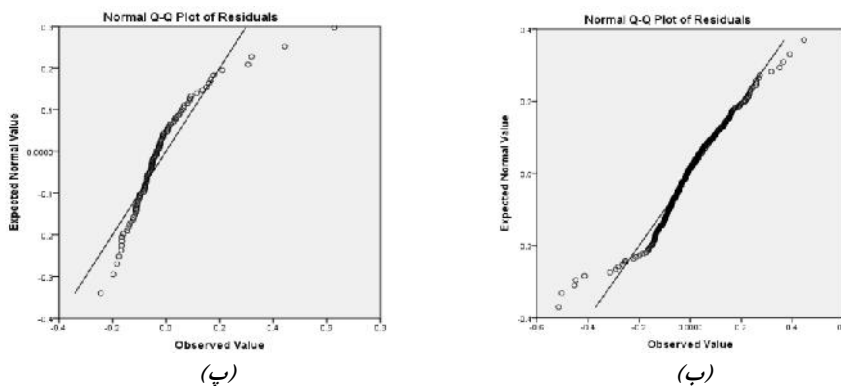
جدول ۲- پارامترهای معادلات ۵ و ۶

$\beta$ value	a	b	c	d	R square
2	0.221	$3.15-2.66(T_r / T)$	$0.594-0.232(T_r / T)$	-1.71	0.91
3,4,5	0.609	$-0.099-0.27(T_r / T)$	$-0.23+0.09(T_r / T)$	-1.433	0.94

در ادامه برای ارزیابی مدل‌های ارائه شده نمودارهای مربوط به ناهمگنی پراکنش و نرمال بودن خطاها ارائه می‌شود. همانطور که مشاهده می‌شود همگنی پراکنش برقرار است و داده‌ی پرت در مدل وجود ندارد. همچنین نمودارهای (ب) و (پ) نیز نشان می‌دهند که خطاها از توزیع نرمال پیروی می‌کنند. شکل ۹ توانایی مدل‌ها را در تقریب دقیق ضریب  $C_1$  نشان می‌دهد.



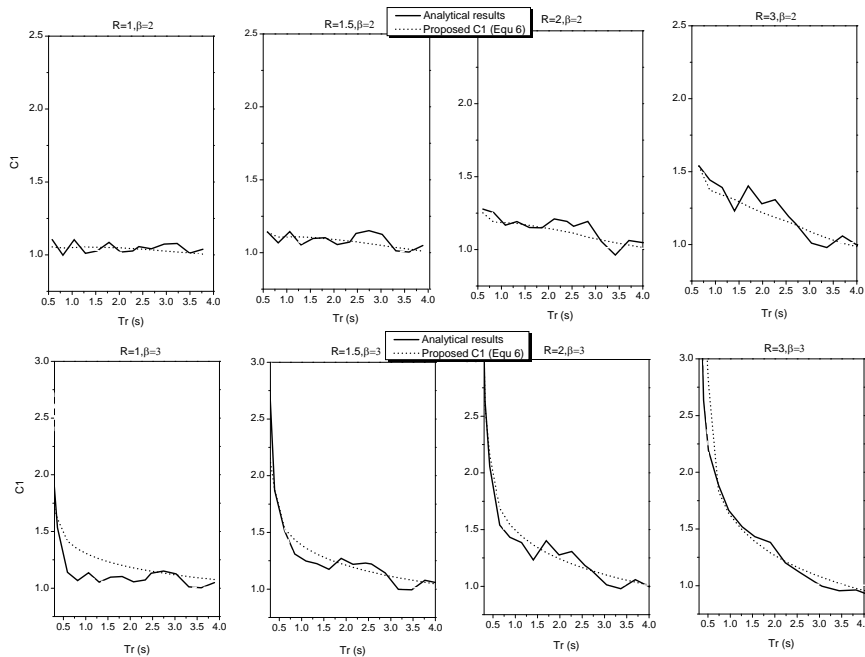
(الف)



(پ)

(ب)

شکل ۸- (الف) نمودار ناهمگنی پراکنش (ب) منحنی  $Q-Q$ Plot برای رابطه ۶ (پ) منحنی  $Q-Q$ Plot برای رابطه ۵



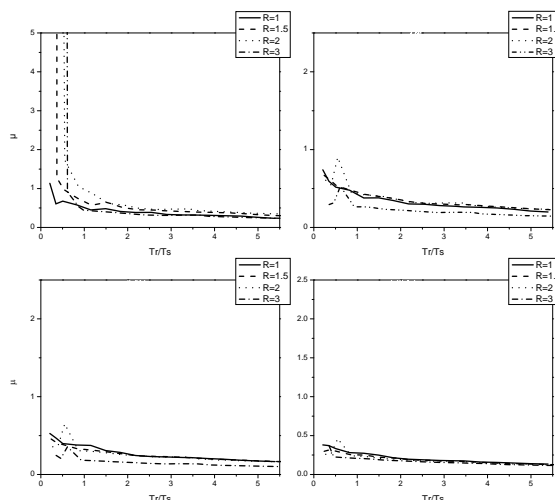
شکل ۹- مقایسه بین مقادیر تحلیلی و مقادیر پیشنهادی

برای انجام تحلیل قابلیت اعتماد نیازمند تابع حالت حدی هستیم. برای بدست آوردن تابع حالت حدی که در آن بلند شدن پی به عنوان شکست تلقی شود (ذکر این نکته ضروری است که بلند شدن پی از خاک الزاما به معنی رخداد یک رفتار نامطلوب نمی‌باشد (Deng et al. 2012))، نیازمند تامل بیشتر در فیزیک این پدیده و نتایج حاصل برای ضریب  $C_1$  می‌باشیم. بدین منظور شکل‌پذیری نیاز مفصل پای سازه (شکل ۲) به کمک رابطه ۷ حساب می‌شود (شکل ۹). در رابطه ۷،  $\mu_{max}$  میانگین حداکثر دوران مفصل ستون برای تمام رکوردهای گروه مورد بررسی،  $\mu_{yield}$  دوران جاری شدن ستون (با شرایط تکیه‌هی گیردار) است.

$$\sim = \frac{\mu_{max}}{\mu_{yield}} \quad (7)$$

همان‌طور که در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود در تمام حالت‌هایی که روابط ارائه شده برای  $C_1$  برقرار است ( $T_r \geq 0.5s$ ) مقدار نیاز شکل‌پذیری سازه کوچکتر از یک می‌باشد. این بدان مفهوم است که سازه الاستیک باقی مانده است. یعنی اگر ضریب  $C_1$  بزرگتر از یک شود به علت جدا شدن پی از خاک بوده است. بنابراین تابع حالت حدی برای هر دو حالت به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$g = 1 - C_1 \quad (8)$$



شکل ۱۰- شکل‌پذیری نیاز برای مفصل پای سازه تحت رکوردهای سطح DBE



برای انجام تحلیل قابلیت اعتماد، از روش قابلیت اعتماد مرتبه اول (FORM) استفاده می‌شود. این تحلیل یک بار برای سیستم‌های با  $S = 2$  و بار دیگر برای سیستم‌های با  $S = 3, 4, 5$  انجام می‌شود. تمام پارامترهای مدل‌های ارائه شده در روابط ۵ و ۶ به کمک توزیع نرمالی با میانگین و انحراف از معیار قابل برداشت شده از نرم‌افزار مدل می‌شوند. برای متغیرهای  $T_r, \frac{T_r}{T}, R_{nr}$  هم از استنباط متغیر موجود در نرم‌افزار Rt استفاده شده و توزیع متناسب بدست می‌آید. همچنین خطای مدل هم به صورت متغیری با توزیع نرمال مدل می‌شود. نتایج حاصل از این تحلیل در جدول ۳ ارائه شده‌اند.

همان‌طور که انتظار می‌رود احتمال بلندشدگی پی در حالتی که  $S = 2$  است (یعنی ظرفیت خمشی پی نصف ظرفیت خمشی سازه باشد) کمتر از حالتی است که  $S = 3, 4, 5$  باشد. در حالتی که  $S \geq 3$  انتظار می‌رود که پی حتما در طی زلزله از خاک بلند شود اما احتمال بدست‌آمده نشان می‌دهد که این فرضیه درست نیست. دلیل آن نیز این است که در پیوندهای بالا که مربوط به سازه‌های بلندتر است، با کوچک کردن ابعاد پی در حالی که وزن سازه ثابت است، تنش قائم اعمالی به پی و خاک زیر آن به شدت زیاد می‌شود که در نتیجه آن بلندشدگی پی رخ نمی‌دهد.

جدول ۳- پارامتر قابلیت اعتماد و احتمال بلند شدن پی از خاک

$\beta$ value	The reliability index	Probability of failure (%)
2	-0.288	61.3
3,4,5	-1.07	85.8

## نتیجه‌گیری

در این تحقیق رفتار لرزه‌ای یک سیستم یک درجه آزادی قرار گرفته بر روی پی جداشونده از خاک در طی زلزله، مورد بررسی قرار گرفت. هدف اصلی ارائه رابطه برای تعیین  $C_1$  و بدست آوردن احتمال بلندشدگی پی از خاک در حالت‌های مختلف بود. در سیستم‌هایی که ابعاد پی به گونه‌ای در نظر گرفته میشوند که پی بتواند در طی زلزله از خاک بلند شود، به علت افزایش پیوند سیستم، انتظار می‌رود نیاز تغییر مکانی آن افزایش یابد. مدل‌های تحلیلی فراوانی که در آنها مقاومت جانبی، میزان ابعاد پی و پیوند سازه متغیر بود در نظر گرفته شد و تحت ۳۴ رکورد در دو سطح DBE و MCE قرار گرفت. پس از ارائه روابط نسبتاً دقیق برای محاسبه  $C_1$ ، به منظور ارتقاء دید مهندسی به این پدیده، تحلیل قابلیت اعتماد بر روی مدل‌ها انجام شد و احتمال بلند شدن پی از خاک در حالت‌های مختلف ارائه شد.

## مراجع

- Baker JW, Lin T, Shahi SK and Jayaram N (2011) New ground motion selection procedures and selected motions for the PEER Transportation Research Program, *Technical Report PEER 2011/03*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA
- Deng L, Kutter BK and Kunnath S (2012) Probabilistic seismic performance of rocking foundation and hinging-column bridges. *Earthquake Spectra*, **28**(4), 1423-1446
- FEMA-440 (2005) Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. American Society of Civil Engineering for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., USA
- Rachowdhury P (2008) Nonlinear Winkler-based shallow foundation model for performance assessment of seismically loaded structures, PHD. thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, San Diego
- Stewart JP, Seed RB and Fenves GL (1999) Seismic soil-structure interaction in buildings. I: Analytical aspects, *J. Geotech. & Geoenv. Engrg.*, ASCE, **125**, 26-37