



## Seismic Assessment of Reinforced Concrete skewed Bridges under Near-Fault Ground Motions with Considering Soil-Structure Interaction- Case Study of Jack Tone Road On-Ramp Overcrossing Located in California

H. Soltani, F. Emami\*, P. Javadi

Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

**ABSTRACT:** Seismic behavior of skewed bridges, the backbone of modern transportation networks, has not been well studied compared to their ordinary straight counterparts. Investigating past earthquakes, it can be evident that such bridges have experienced intensive damages especially due to girder unseating under the torsional effects of seismic responses coupling in longitudinal and transverse directions, which will be aggravated by local crushing of deck concrete due to pounding between the abutments and adjacent spans. Additionally, bridges are usually supported on Cast-In-Drilled-Hole extended pile-shafts. The inelastic behavior of the superstructure during an earthquake is profoundly dependant on soil strength due to the effect of surrounding soil properties on substructure stiffness. So, the main purpose of the present research is to evaluate the seismic responses of R.C skewed overcrossing to variations in some structural parameters by applying analytical models capturing backfill-abutment and soil-pile nonlinearities under near-fault ground motions with high-velocity pulses, especially in their strike-normal component, comparing the results with fixed-base model and finally obtain the most efficient ground motion intensity measure. A set of nonlinear time history analyses was conducted using seven pulse-like ground motions containing horizontal and vertical components on a two-span skewed bridge. Then, the effects of abutment skew angle, base condition modeling approach and soil strength on the revision of various demands were assessed and compared for both flexible- and rigid-base conditions. Furthermore, various analyses were carried out with respect to possible changes in soil properties ranging from soft to stiff for clayey and loose to dense for sandy soils besides the skew angle variations. It was observed that most of the demands, despite the changes in soil strength, were sensitive to an increase in abutment skew angle as a factor of structural stiffness and will often increase incrementally with that, but deck rotation was significantly affected by these variations. Considering foundation flexibility by a set of nonlinear springs can refine structural responses in most cases, particularly by applying Direct Method, based on precise modeling of structural components besides a vast region of encompassed soil around, which will impose an improving effect on various demands relative to the fixed-base condition.

### Review History:

Received: Apr. 20, 2020  
Revised: Jun. 18, 2020  
Accepted: Aug. 04, 2020  
Available Online: Aug. 22, 2020

### Keywords:

skewed bridges  
Skew angle  
Soil-structure interaction  
Near-fault ground motions  
Rigid base

## 1. INTRODUCTION

skewed bridges are identified by their skew angle, which is defined as the angle between the line perpendicular to the centerline of the bridge and the centerline of the bearings. Such bridges are commonly used to cut off roads, drains, or railways that are not parallel to the bridge alignment; therefore in the case that the intersecting crossing paths do not extend at a right angle, using skewed bridges for conquering space constraints will be inevitable. Investigating past earthquakes, it became evident that such bridges would be severely subjected to massive destruction during intense ground motions due to their inherent tendency to rotate about their vertical axis. Additionally, the collapse possibility of these bridges will be accentuated by being exposed to near-fault

ground motions with a high potential of destruction. Most of the distinctive features of these earthquakes are primarily due to the directivity effect and their vertical component impacts.

When external forces such as earthquakes affect the bridge structure, neither structural displacements nor ground displacements are independent to each other. This association is denoted as soil-structure interaction.

Most of the previous researches with this view that incorporating *SSI* effects will result in conservative estimations of seismic demands had neglected or greatly simplified these effects. Moreover, the vulnerability potential of highway skewed bridges due to the neglect of ground motions vertical component is an important issue, which still remains obscure. Hence, the present study is intended to explore how the aforementioned cases, along with skew

\*Corresponding author's email: f-emami@srbiau.ac.ir



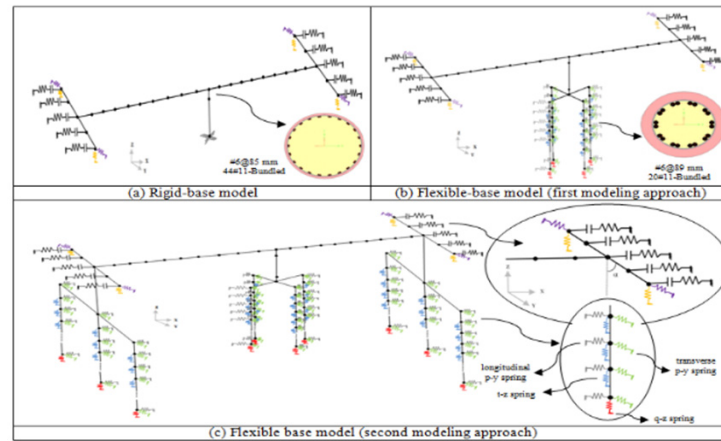


Fig. 1. 3D analytical finite element modeling scheme of the specimen bridge

angle variation and *SSI* elements incorporation, will affect the functionality of skewed bridges that are widely used in highway transportation systems currently.

## 2. METHODOLOGY

The specimen bridge is Jack Tone Road On-Ramp Overcrossing, having two spans supported on a single circular column-bent. The superstructure consists of a three-cell continuous pre-stressed RC box girder. The seat-type abutments are about  $33^\circ$  skewed, containing four elastomeric bearing pads [2].

The bridge was modeled once with the assumption of a rigid base and then with considering a flexible base, three-dimensionally as a *spine-line* model in *OpenSees* finite element platform.

In order to determine the dynamic characteristic of the bridge, mass assignment is required [1]. So that, the translational and rotational mass were assigned to each node [1, 3]. Defining a linear geometric transmission system from the local system of the element to the global system of the structure is necessary to model the R.C box-girder deck by applying *elasticBeamColumn* elements. No reduced stiffness is recommended for multi-cell pre-stressed concrete box girder sections [1].

Since the progression of column yielding and destruction under intense excitations was expected, after node introduction, mass assignment and redefining a transition system with considering  $P-\Delta$  effect, a single force-based *nonlinearBeamColumn* element with 10 integration points was assigned to simulate nonlinear geometry and nonlinear behavior of the materials with a fiber distribution based cross-section. *Concrete01* material was adopted for confined and unconfined concrete, while the reinforcing bars were modeled by *Steel02* material. Then, the embedded portion of the column in the deck was defined as a rigid element using a single *elastic* element with high stiffness and a length equal to the deck centroid length.

Based on *Skewed Abutment Model* [2], three different types of spring elements were used to simulate the longitudinal response related to passive lateral resistance of the backfill,

the transverse response of the exterior shear keys plus the vertical response of the bearing pads and back-wall, attaching to a rigid element representing the transverse portion of the deck. As the backfill volume that can be mobilized in a unit weight of the wall during the back-wall failure is estimated to be larger by moving from the obtuse corner to the acute corner of the deck, it was assumed that the stiffness and the strength of longitudinal springs increase linearly with skew angle increasing trend as well as the distance from the obtuse corner [2]. The stiffness and force of the longitudinal springs were determined by hyperbolic force-displacement formulation (*HFD*) [4]. The shear-key response was modeled using a tri-linear backbone curve, indicating observed behavior during a series of full-scale empirical studies. Then, the *hyperbolicGap*, *Concrete02* and *ElasticBilin* materials were adopted to represent longitudinal, transverse and vertical springs, respectively, and a *zeroLength* element was assigned to each of them.

In order to simulate the pile foundation system, *nonlinearBeamColumn* elements with distributed plasticity and fiber cross-section were used, then 50 elements with 3 integration points were assigned to each of them. The pile group under the abutments was modeled once by applying the simplified assumptions based on considering the stiffness of 7.0 KN/mm for each pile [1] in addition to using *ENT* material, which acts in parallel with the springs representing the backfill and the shear keys. As the second method, each of the abutment piles was simulated similarly to pier piles.

Additionally, the effect of *SSI* was considered by assigning *PySimple1* material for  $p-y$  springs indicating lateral soil responses in both longitudinal and transverse directions, *TzSimple1* material for  $t-z$  springs along the pile height simulating the friction between the pile and its surrounding soil, and finally *QzSimple1* material for  $q-z$  spring simulating end bearing capacity of the pile [5]. Then, each of these components was defined by a *zeroLength* element. Pile-cap was also defined as a rigid element. The detailed configurations of the adopted modeling approaches are illustrated in Figure 1.

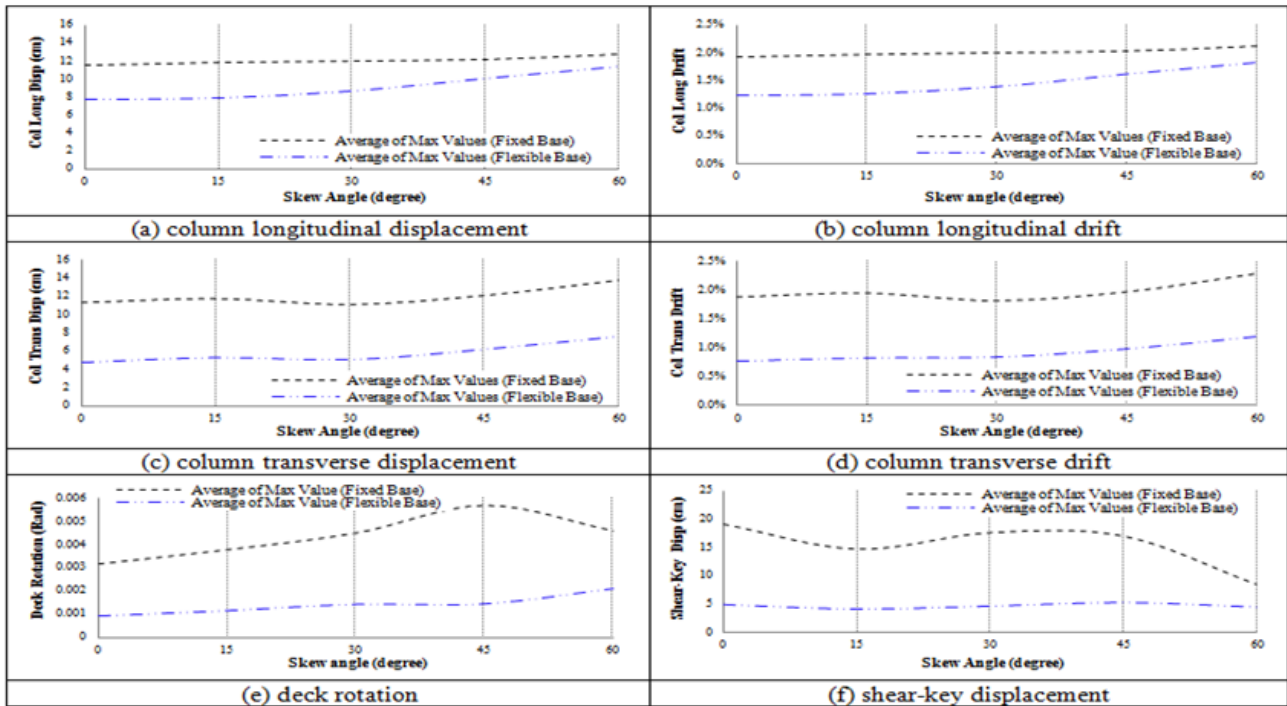


Fig. 2. Sensitivity of Maximum values' median to skew angle variations for the flexible and the fixed base conditions

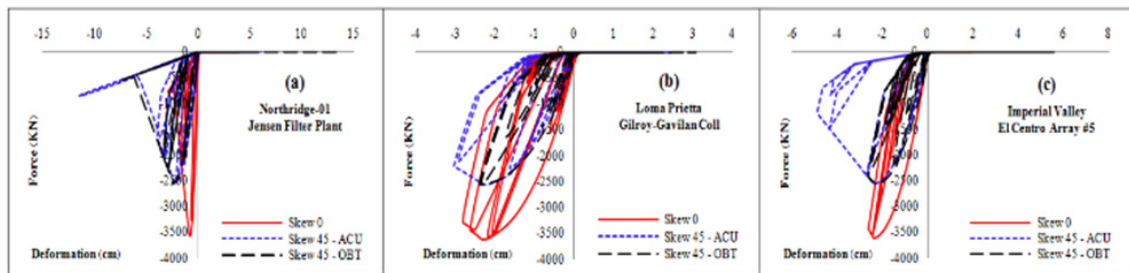


Fig. 3. Hysteresis behavior of the exterior shear keys

Containing strong velocity pulses with directivity effect in strike-normal ( $SN$ ) component, locating the recording station at 3 to 10 km distance from the construction site and the moment magnitude ( $M_w$ ) of 6 to 7 were the prominent factors for opting the input set of seven pulse-like ground motions. The strike-normal ( $SN$ ) and strike-parallel ( $SP$ ) components were applied in longitudinal and transverse directions, respectively.

### 3. RESULTS AND DISCUSSION

The obtained outputs from the analyses overtly indicate the increase in most of the demands as well as the residual values with the increasing trend of the skew angle, despite the broad range of soil strength from soft to stiff for clayey soils and loose to dense for sandy ones (Figure 2). Applying the first modeling approach of flexible-base, maximum displacement and drift ratio of the column in the longitudinal and transverse direction as well as deck rotation and shear-key deformation have been reduced by about 18%, 20%,

49%, 50%, 74% and 70% moderately.

The second modeling approach has led to a striking reduction of responses, especially the deck rotation, and also has reduced the amount of residual displacement and drift of the column besides residual deformation of the shear-key to a zero extent at the end of the excitations.

According to Figure 3, the shear-key located in the acute corner of the deck has experienced more deformation while showing less resistance against transverse loads, which will amplify its failure probability, significant deck rotations, deck unseating relative to abutment and eventually more vulnerability of the abutment foundation system. However, these defections will be degraded by considering  $SSI$  in modeling procedures.

It was found that probably the most realistic approach would be to introduce the most appropriate indicator in terms of having the least dispersion for each of the intended demands separately. Generally,  $PGA_{SN}$  can be introduced as the best  $IM$  with the lowest dispersion rate among all (Figure 4).

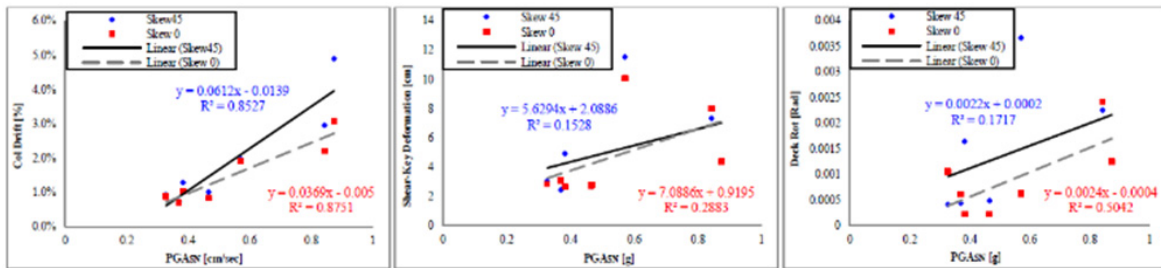


Fig. 4. Demands to  $PGA_{SV}$  for the flexible-base condition

#### 4. CONCLUSIONS

The main conclusions of the present study are as follows:

1. Extreme and non-uniform loading condition appearing in near-fault excitations with high-velocity pulses has tended to large displacements in one direction, imposing significant rotations and permanent residual displacements on bridges with skewed abutments. Therefore, these effects will be diminished by the incorporation of *SSI* elements.

2. Considering *SSI* effects compared to the fixed base model has led to a reduction in most of the engineering demand parameters (*EDPs*), especially with applying the second modeling approach denoted *Direct Method*. Of course, most of the intended demands have increased with the increase of abutment skew angle. Deck rotation has shown the most sensitivity to skewed angle variations, probably due to the non-uniform formation of passive soil wedges behind the abutment back-wall.

#### REFERENCES

- [1] CALTRANS, 2013. *Caltrans Seismic Design Criteria Version 1.7*. California Department of Transportation, Sacramento, CA.
- [2] Kaviani P., Zareian F., Taciroglu E., 2014. *Performance-Based Seismic Assessment of Skewed Bridges*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- [3] Aviram A., Mackie K. R., Stojadinovic B., 2008. *Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- [4] Shamsabadi A., Rollins K. M., Kapuskar M., 2007. "Nonlinear Soil–abutment–bridge Structure Interaction for Seismic Performance-based Design". *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 133(6), pp. 707-720.
- [5] Ghotbi A. R., 2016. "Response Sensitivity Analyses of Skewed Bridges with and without Considering Soil–structure Interaction". *Structures*, 5, pp. 219-232.

#### HOW TO CITE THIS ARTICLE

H. Soltani, F. Emami, P. Javadi, *Seismic Assessment of Reinforced Concrete skewed Bridges under Near-Fault Ground Motions with Considering Soil-Structure Interaction- Case Study of Jack Tone Road On-Ramp Overcrossing Located in California*, Amirkabir J. Civil Eng., 53(10) (2022) 973-976.

DOI: 10.22060/ceej.2020.18336.6845





## ارزیابی لرزه ای پل های بتن مسلح مورب تحت اثر زلزله های نزدیک گسل، با در نظر گیری اندرکنش خاک و سازه - مطالعه موردی روگذر جک تن واقع در کالیفرنیا

حانیه سلطانی، فرشته امامی\*، پاشا جوادی

گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۹/۰۲/۲۱  
بازنگری: ۱۳۹۹/۰۴/۲۸  
پذیرش: ۱۳۹۹/۰۵/۱۴  
ارائه آنلاین: ۱۳۹۹/۰۶/۰۱

### کلمات کلیدی:

پل مورب  
زاویه تورب  
اندرکنش خاک و سازه  
زلزله های حوزه ی نزدیک  
پایه صلب

**خلاصه:** رفتار لرزه ای پل های مورب به عنوان ستون اصلی شبکه های حمل و نقل مدرن در بسیاری از شهرها، در مقایسه با پل های مستقیم متداول به خوبی بررسی نشده است. با مطالعه زلزله های گذشته می توان دریافت که این پل ها تخریبات گسترده ای را به دلیل چرخش عرشه و به دنبال آن بلندشدگی شاه تیرها تحت اثرات پیچشی حاصل از ترکیب پاسخ های لرزه ای در راستای طولی و عرضی تجربه کرده که این اثر با خردشدگی موضعی بتن عرشه ناشی از کوبش دهانه های مجاور به دیوار پشتی کوله قابل تشدید است. از طرفی عموماً پل ها بر روی فونداسیونی از نوع شمع های طویل در جریز واقع در حفرة از پیش حفاری شده به همراه سرشمع، مستقر می شوند. رفتار غیرالاستیک روسازه در طول زمین لرزه به دلیل اثر شرایط خاک نگهدارنده بر سختی زیرسازه قویاً به مقاومت خاک بستر متکی می باشد. لذا هدف اصلی این مطالعه ارزیابی حساسیت پاسخ لرزه ای روگذرهای بتن مسلح مورب نسبت به تغییرات برخی از پارامترهای سازه ای، به کمک مدل های تحلیلی قادر به دریافت رفتار غیرخطی خاکریز-کوله و خاک-شمع تحت اثر حرکات نزدیک گسل زمین با پالس های قوی سرعت، مقایسه نتایج حاصل با شرایط پایه صلب و نهایتاً دریافت مناسب ترین شاخص شدت حرکت زمین می باشد. لذا مجموعه ای از آنالیزهای تاریخیچه زمانی غیرخطی با استفاده از هفت رکورد پالس گونه شدید و سه مؤلفه ای (دو مؤلفه افقی و یک مؤلفه قائم) بر روی پل موربی واقع در کالیفرنیا، دارای دو دهانه، پایه ای تک ستونه و کوله هایی نشیمن دار انجام گرفته و به کمک نتایج حاصل، اثر زاویه تورب، نحوه مدل سازی شرایط انتهایی و مقاومت خاک محل ساختگاه بر تقاضاهای گوناگون ارزیابی شد. به منظور بررسی اثرات مقاومت خاک بر هر یک از تقاضاها، خصوصیات مصالح خاک رُسی از محدوده نرم تا سخت و خاک ماسه ای از محدوده سست تا متراکم تغییر یافت. دریافت گردید که اکثر تقاضاها حتی با وجود تغییر نوع و مقاومت خاک، به افزایش در زاویه تورب کوله به عنوان عامل سخت تر شدن سازه، حساس بوده و اغلب روندی افزایشی را با افزایش این زاویه طی می نمایند. در این میان تقاضای چرخشی عرشه به نحو چشمگیری تحت تأثیر تغییرات زاویه تورب قرار گرفته در حالی که در نظرگیری انعطاف پذیری فونداسیون به کمک مجموعه ای از فنرهای غیرخطی در مدل سازی ها خصوصاً با به کارگیری روش مستقیم مبنی بر مدل سازی کامل اجزاء سازه و بخش وسیعی از خاک محصور شده اطراف آن، عمدتاً منجر به بهبود پاسخ های لرزه ای نسبت به پایه صلب گردید.

### ۱- مقدمه

عملکرد پل در طول زمین لرزه را تا حد بیشتری تحت تأثیر قرار دهند. چنین پل هایی به کمک زاویه توربشان که به عنوان زاویه بین خط عمود بر محور مرکزی پل و محور مرکزی تکیه گاه ها (کوله یا پایه) تعریف می گردد، شناسایی می شوند. پل های مورب عمدتاً به منظور قطع سواره روها، آبراه ها و یا خطوط راه آهنی که با پل موازی نیستند به کار می روند، لذا در شرایطی که امتداد مسیرهای عبوری

رفتار لرزه ای پل ها عمدتاً تحت تأثیر عواملی همچون خصوصیات مصالح، هندسه پل، شرایط تکیه گاهی، راستای بارهای لرزه ای و شرایط خاک می باشد. حال اگر این عوامل با هندسه ای غیر متعارف که در پل های مورب به چشم می خورد ترکیب شوند، ممکن است

\* نویسنده عهده دار مکاتبات: f-emami@sbiau.ac.ir

برداری خارج شوند. به طور مشابه دیوار پشتی که نگهدارنده خاکریز در محل می باشد نیز در راستای طولی به همین ترتیب طراحی شده تا منجر به تحرک جرم خاک و نهایتاً ایجاد فشارهای مقاوم در خاک خاکریز گردد. لذا تقاضای تحمیل شده بر فونداسیون کوله های نشیمن دار به دلیل آزادی حرکت روسازه در جهات مختلف، کمتر از موارد مشابه برای یک کوله دیافراگمی خواهد بود [۱].

از آن جایی که تنش های به وجود آمده در دال های مورب تحت اثر بارهای خارجی در مقایسه با دال مستقیم متفاوت خواهد بود و این اختلاف ناشی از زاویه تورب با افزایش این زاویه مقدار چشمگیری خواهد داشت، بررسی عملکرد چنین پل هایی در طول وقایع لرزه ای شدید، از اهمیت زیادی برخوردار است. با توجه به موارد ذکر شده، پتانسیل خرابی این گونه پل ها با قرارگیری در معرض زلزله های حوزه ی نزدیک که دارای ویژگی های متفاوتی نسبت به زلزله های حوزه ی دور می باشند، تشدید خواهد شد. اگر چه که ممکن است این زلزله ها دارای بزرگا و یا دامنه کوچکی باشند ولی پتانسیل تخریبی بالایی دارند. بیشتر خصوصیات متمایز کننده زلزله های حوزه ی نزدیک ناشی از پدیده جهت پذیری پیش رونده و اثر مؤلفه قائم آن هاست. پدیده جهت پذیری پیش رونده هنگامی که گسیختگی گسل به سمت ساختگاه گسترش یافته و جهت لغزش گسل نیز به سمت آن باشد اتفاق می افتد. زمانی که جبهه گسیختگی از کانون به سمت ساختگاه انتشار یابد، به دلیل نزدیکی بودن سرعت گسیختگی گسل به سرعت امواج برشی زلزله، امواج آزاد شده در اثر لغزش های متوالی نواحی مختلف گسل در نزدیکی جبهه گسلش (قسمت جلوی مسیر گسیختگی در گسل) به صورت سیلی از امواج در حال حرکت جمع شده و این امواج دفعاتاً به صورت یک شوک قوی به ساختگاه می رسند. این پدیده باعث می شود که مؤلفه عمود بر گسل نداشت های ثبت شده در نزدیک گسل، دارای پالس هایی با پیوند بلند در نداشت سرعت باشند. به علاوه در اکثر این نداشت ها تقریباً کل انرژی زلزله در این پالس ها جمع شده و ورود یکباره این حجم از انرژی منجر به ایجاد تغییر شکل های بزرگی در سازه می گردد. از سویی اثر مؤلفه قائم در زلزله های حوزه ی نزدیک منجر به افزایش نسبت بیشینه شتاب قائم به بیشینه شتاب افقی، در مقایسه با مقادیر پیشنهادی توسط آئین نامه ها شده و تجاوز نسبت طیف پاسخ قائم به طیف پاسخ افقی برای پیود های کوتاه، از مقادیر

مقاطع یک زاویه قائمه نسازند، به منظور غلبه بر محدودیت های مکانی استفاده از چنین پل هایی اجتناب ناپذیر خواهد بود. این گونه پل ها با شدت بیشتری در برابر زمین لرزه پاسخ می دهند چرا که هندسه مورب پل مکانیزم انتقال بارهای استاتیکی و دینامیکی را در سیستم پل تحت تأثیر قرار داده و تقاضای نیرو و جابه جایی را تغییر می دهد. با بررسی زلزله های گذشته از جمله نورتریج (۱۹۹۴) و سان فرناندو (۱۹۷۱)، آشکار شد که این پل ها در طول حرکات زمین به شدت در معرض تخریبات گسترده خصوصاً به دلیل چرخش عرشه، شکست کلیدهای برشی، بلندشدگی کوله، جابه جایی جانبی ستون های پایه و تغییر شکل جداگرهای تکیه گاهی قرار خواهند گرفت. از طرفی پاسخ لرزه ای پل های دارای کوله های مورب اساساً با پل های دارای کوله های مستقیم به دلیل تمایل ذاتی آن ها به دوران حول محور قائم شان متفاوت خواهد بود. پل های مورب تا حد زیادی تحت تأثیر رفتار کوله ها قرار می گیرند، زیرا مرکز جرم روسازه و مرکز سختی کوله منطبق نبوده و فشار جانبی خاک بر روی کوله ای مورب نیز نیروی افقی برآیندی را ایجاد کرده که نسبت به مرکز سختی المان های روسازه خروج از مرکزیت دارد بنابراین نیروی اینرسی بر روی پل منجر به دوران پل حول محور قائم آن، لنگر عرضی بیش از اندازه، بلندشدگی روسازه و ضربه زدن به دیواره های کوله می گردد. از آن جایی که این گونه پل ها معمول ترین نوع در سیستم بزرگراهی کالیفرنیا می باشند، تازه ترین رویکرد طراحی آن ها در آئین نامه طراحی لرزه ای پل های کالیفرنیا، استفاده از کوله های نشیمن دار را با هدف کاهش تقاضاهای بهره برداری و لرزه ای بر روی فونداسیون و ایجاد امکان جابه جایی بیشتر روسازه تحت بارهای حرارتی و مکانیکی (بهره برداری و لرزه ای) خفیف پیشنهاد می دهد [۱].

بر اساس معیار جلوگیری از فروریختگی در طراحی لرزه ای پل ها، دیوار پشتی و کلیدهای برشی کوله به عنوان مؤلفه های فداکار معرفی می شوند بدین معنا که ایجاد خرابی در این اجزاء به منظور جلوگیری از تخریب سایر مؤلفه های محافظت شده می تواند قابل قبول باشد. کلیدهای برشی خارجی به گونه ای طراحی می شوند تا در راستای عرضی همانند یک فیوز عمل کرده و تحت ضربات شدید در طی زمین لرزه های بزرگ به منظور محافظت از سیستم فونداسیون و جلوگیری از هزینه های بالای تعمیرات، تخریب شده و یا عملاً از حالت بهره

فرض شده آئین نامه ها را به دنبال خواهد داشت. از طرفی می دانیم زمانی که نیروهای خارجی از جمله زمین لرزه ها بر سیستم سازه ای پل اثر می نمایند، نه جابه جایی های سازه ای و نه جابه جایی های زمین مستقل از یکدیگر نمی باشند که این وابستگی اثر اندرکنش خاک و سازه نام دارد. صرف نظر کردن از این اثر در مورد سازه های سبک و مستقر بر بستری با خاک نسبتاً سخت مانند ساختمان های کوتاه و دیوارهای حائل ساده و صلب منطقی به نظر می رسد، در حالی که لحاظ نمودن آن در تحلیل و طراحی سازه های مهمی چون پل ها می تواند مزایا و معایبی داشته باشد. لحاظ نمودن این اثر در طراحی ها منجر به افزایش پریود طبیعی سازه و نسبت میرایی مؤثر شده و بهره مندی از سازه ای سبک تر را به دنبال خواهد داشت. لذا طیف های طراحی مواجهه با پاسخ های لرزه ای کوچک تری را در این شرایط پیش بینی می نمایند که اصلی ترین توجیه آئین نامه ها برای کاهش برش پایه سازه در این حالت می باشد. انجام تحلیل های عددی نشان داد که افزایش در پریود طبیعی سازه به دلیل اندرکنش خاک و سازه، همیشه سودمند نخواهد بود. نهشته های نرم خاک می توانند دوره تناوب امواج لرزه ای را طولانی تر کرده و این افزایش در پریود طبیعی سازه، منجر به وقوع پدیده تشدید با حرکاتی با پریود طولانی گردد که تقاضای شکل پذیری سازه را به نحو چشمگیری افزایش خواهد داد. به علاوه تغییر شکل های پایدار و گسیختگی در خاک ممکن است پاسخ لرزه ای سازه را وخیم تر سازد. بر اساس نتایج مطالعات گذشته پیش بینی می شود که در صورت لحاظ نمودن اندرکنش خاک و سازه در مدل سازی ها، پیامدهای ناشی از هر دو مؤلفه زلزله های حوزه ی نزدیک بر سازه های مهمی چون پل ها و مشخصاً پل های مورب تا حدودی متفاوت باشد.

تحقیقات متعددی در طول چندین دهه گذشته به منظور درک و دریافت مکانیزم انتقال بار در پل های مورب تحت شرایط بارگذاری استاتیکی و دینامیکی انجام شده است که برخی از آن ها مدل های عددی را اتخاذ نموده و برخی دیگر به انجام آزمایش بر روی مدل های اجزاء پل و یا مشاهدات میدانی استناد کرده اند. تسو و غبراه با استفاده از یک مدل تیر که قادر به دستیابی به مودهای تغییر شکل خمشی و پیچشی بود، پاسخ دینامیکی یک پل بزرگراهی مورب و تحریک شده به وسیله مؤلفه قائم زمین لرزه را مطالعه کرده و دریافتند که تخریب حاصله به دلیل همبستگی حرکات خمشی و پیچشی عرشه بوده و

ستون ها نیز تحت تاثیر فشارهای شدید تخریب شده اند [۲]. باخت تکنیک های طراحی پل های مورب را با رویکردی منتقدانه با استفاده از تحلیل پل هایی با دال مورب و مستقر بر روی شاه تیر، مرور نمود و دریافت که اگر اثر زاویه تورب نادیده گرفته شود تقاضای حداکثر مقدار لنگر بیش از اندازه تخمین زده خواهد شد در حالی که تقاضای حداکثر مقدار برش طولی ممکن است کمتر تخمین زده شود که نهایتاً طراحی غیر محافظه کارانه ای را به دنبال خواهد داشت [۳].

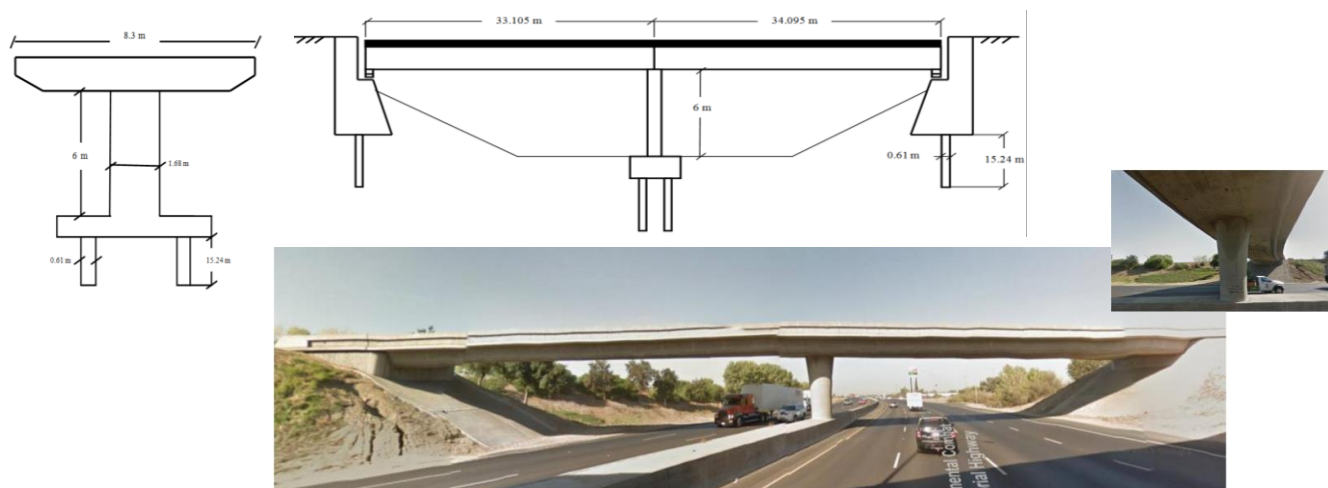
ویکفیلد و همکاران به منظور بررسی تخریبات لرزه ای ایجاد شده در یک پل بتن مسلح مورب، با استفاده از یک مدل ساده شده تیر و یک مدل بهبود یافته صفحه نتیجه گرفتند که اگر عرشه به کوله ها اتصال صلب نداشته باشد، پاسخ دینامیکی پل به جای مودهای خمشی و پیچشی، به وسیله حرکت درون صفحه جسم صلب تحت تأثیر قرار می گیرد [۴]. لویی و منگ پاسخ لرزه ای پلی مورب با شاه تیر جعبه ای بتنی را مطالعه نموده و اثرات انعطاف پذیری روسازه، شرایط مرزی زیرسازه، تورب سازه ای و خروج از مرکزیت سختی بر رفتار پل را با استفاده از آنالیز طیفی ارزیابی نمودند. مطالعات آن ها نشان داد که تورب و شرایط مرزی ستون ها نقش مهمی را در رفتار لرزه ای پل های مورب ایفا می کند. در تورب های بزرگ امکان تحمیل مودهای ارتعاشی از جمله پیچش و خمش جانبی وجود داشته که ممکن است منجر به افزایش نیروی محوری، برش، خمش و پیچش در ستون ها و افزایش جابه جایی عرشه گردد [۵]. مالکی پاسخ لرزه ای پل های مورب و مستقیم را با و بدون در نظرگیری گپ<sup>۱</sup> برای نگهدارنده های بالشتک های تکیه گاهی به همراه لحاظ سختی دیافراگم های انتهایی و جداگرهای الاستومریک در مدل خود مقایسه کرد. بررسی های او موارد متعددی از رفتار غیرخطی را در پاسخ دینامیکی پل نشان داد [۶]. مناسا و همکاران اثرات طول دهانه، عرض دال و زاویه تورب بر روی پاسخ یک پل تک دهانه بتن مسلح را با استفاده از روش اجزاء محدود بررسی کردند. مشاهده شد که خصوصیات طراحی بر اساس فاکتور بار و مقاومت آشتو، حداکثر مقدار لنگر خمشی طولی را بیش از اندازه تخمین زده است و این تخمین بیش از اندازه با افزایش زاویه تورب افزایش می یابد [۷]. شمس آبادی و همکاران عملکرد لرزه ای پل های مورب را با در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک، کوله و فونداسیون در طی تحریکات لرزه ای نزدیک

1 gap

گسل مورد مطالعه قرار دادند. آن‌ها در ابتدا به منظور بررسی رفتار خاکریز پشت کوله اقدام به شبیه سازی کوله در نرم افزار PLAXIS کرده و رابطه نیرو- تغییر شکل خاکریز را استنتاج نمودند تا از آن به منظور تعیین کارکرد مناسب فنرهای غیرخطی کوله در مدل خود استفاده نمایند. آن‌ها دریافتند که پل های مورب در برابر چرخش عرشه و چرخش عرشه در برابر تغییرات زاویه تورب بسیار حساس می باشند [۹ و ۸]. هُو و ژانگ اثر تورب بر عکس العمل های بار زنده در محل پایه های پل های یکپارچه را با استفاده از آنالیزهای اجزاء محدود مطالعه نمودند و دریافتند که در زوایای تورب بزرگتر از ۳۰ درجه، افزایش فاکتور توزیعی عکس العمل تیرهای داخلی از افزایش فاکتور توزیعی برش قابل ملاحظه تر است [۱۰]. امجدیان و کلانتری یک روش دستی تقریبی برای انجام تحلیل های دینامیکی بر روی یک پل بزرگراهی مورب و دارای عرشه ای صلب و یکپارچه، پیشنهاد نمودند. بر اساس فرضیات آن‌ها عرشه تنها در راستای صفحه افقی جابه جا شده و حرکات قائم آن محدود شده است. آن‌ها دریافتند که ممکن است در این مدل فرض صلبیت عرشه منجر به کوچک شمردن پاسخ های لرزه ای پل گردد. اما نتایج حاکی از تخمین کارآمد فرکانس طبیعی و نیروهای داخلی بود [۱۱]. دیمیتراکوپلاس پاسخ لرزه ای پل های مورب و کوتاه را با کوبش عرشه-کوله مطالعه نمود. او اثبات کرد که تمایل پل های مورب به چرخش و تجربه جابه جایی های عرضی، پس از کوبش عرشه به کوله تنها ناشی از زاویه تورب نبوده و به هندسه پلان و اصطکاک نیز وابسته است [۱۲]. ای پیراک و راپینیت و همکاران چندین آنالیز تاریخیچه زمانی و تحلیل پوش آور را بر روی مدل غیرخطی اجزاء محدود پل پیکو لاینز، با استفاده از رکوردهای زلزله نورتریج (۱۹۹۴) به عنوان نیروی ورودی و با هدف آگاهی از رفتار روسازه پل های مورب انجام دادند. نتایج مطالعات و شبیه سازی آن‌ها، افزایش در تنش های بحرانی روسازه پل های مورب را به دلیل افزایش زاویه تورب در مقایسه با پل های مشابه مستقیم نشان داد [۱۳]. ذاکری و همکاران رفتار لرزه ای پل های مورب را با استفاده از رویکردی احتمالی مطالعه نمودند. آن‌ها اثر زاویه تورب بر شکنندگی پل هایی با پایه های یک یا دو ستونی و کوله هایی از نوع یکپارچه یا نشیمن دار را مطالعه کرده و دریافتند که پل های قدیمی تر نسبت به زاویه تورب حساس نیستند و حضور کوله های یکپارچه در پل های جدیدتر، اثر زاویه تورب بر شکنندگی پل را کاهش داده است [۱۴].

دیپوو و همکاران با انجام آنالیزهای دینامیکی بر روی مدل سه بعدی اجزاء محدود چندین ساختار متفاوت پل با زوایای تورب ۰، ۱۵، ۳۰، ۴۵ و ۶۰ درجه با استفاده از نرم افزار SAP2000 و با فرض گیردار بودن پایه های پل، دریافتند که عرشه پل های مورب در طول وقایع لرزه ای، دوران های قابل ملاحظه ای را حول محور قائم تجربه کرده و نسبت به موقعیت اصلی خود جابه جا می شوند [۱۵]. کاویانی و همکاران با در نظرگیری روندی خطی برای تغییرات نیروی مقاوم خاکریز در حد فاصل گوشه منفرجه و حاده عرشه، به بررسی اثرات زاویه تورب بر دوران عرشه، نسبت دریافت ستون و شکنندگی های فروریزش سیستم پرداختند. نتایج آنالیزهای حساسیت دقیق حاکی از افزایش تقاضای لرزه ای و پتانسیل فروریزش در زوایای تورب بزرگتر بود. اثرات زاویه تورب کوله در پل هایی با پایه های تک ستونه به دلیل دوران تشدید یافته و به دنبال آن شکنندگی بیشتر کلیدهای برشی، تشدید یافت [۱۶]. ری چاد هری و ملیک به ارزیابی اثرات زاویه تورب بر پاسخ لرزه ای سیستم فونداسیون پل شامل اندرکنش غیرخطی خاک-شمع و واقع در معرض تحریکات زمین اقدام نمودند و با انجام آنالیزهای پوش آور و تاریخیچه زمانی دینامیکی دریافتند که: (۱) ظرفیت برشی پایه به شدت تحت تاثیر میزان تورب پل می باشد که این اثر در مورد سازه هایی که اندرکنش خاک-شمع در آن‌ها لحاظ شده است نسبت به سازه هایی با پایه گیردار برجسته تر خواهد بود. (۲) پیروود مود اساسی و مود دوم سازه با افزایش در زاویه تورب، کاهش می یابد. (۳) تقاضای دورانی عرشه به شدت تحت تاثیر میزان تورب بوده و افزایش آسیب پذیری پل های مورب به دلیل حرکات دورانی عرشه و بالتبع بلندشدگی عرشه را به دنبال خواهد داشت. (۴) تقاضای برش و لنگر پایه، با افزایش در زاویه تورب، به ترتیب تا ۵۴٪ و ۳۷٪ افزایش یافته و به علاوه مشاهده گردید که حداکثر لنگر خمشی در محور شمع نیز تا ۵۵٪ افزایش می یابد [۱۷]. قطبی سیستم روگذر جَک تَن<sup>۱</sup> را یک بار با فرض پل، بدون فونداسیون شمعی و به عنوان پایه ای گیردار و بار دیگر با فونداسیون شمعی قرار گرفته بر بسترهایی از جنس متفاوت هدف قرار داد و به کمک مجموعه ای از فنرهای غیرخطی و انجام تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی به بررسی اثرات اندرکنش خاک و سازه به علاوه تغییر در زاویه تورب کوله بر آسیب پذیری اجزاء گوناگون پل پرداخت. او دریافت که در نظرگیری





شکل ۱. ساختار طولی و عرضی روگذر جک تون

Fig. 1. Construction details of Jack Tone Road On-Ramp Overcrossing in longitudinal and transverse directions

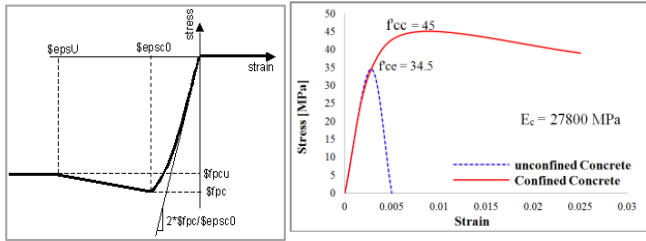
ابهامات زیادی مواجه است. لذا بررسی دقیق چگونگی تأثیر موارد مذکور به همراه تغییرات زاویه تورب بر عملکرد لرزه‌ای پل‌های مورب، به کمک مجموعه‌ای هفت گانه از رکوردهای حوزه نزدیک سه مؤلفه‌ای عمده‌ترین هدف این مطالعه به شمار می‌آید و به نوبه خود چشم اندازهای جدیدی را در بحث طراحی بهینه پل‌های مورب که امروزه کاربرد گسترده‌ای در شبکه‌های حمل و نقل بزرگراهی دارند، مطرح خواهد ساخت.

## ۲- الگوسازی نظری

پل انتخابی، روگذر جک تون با تورب  $33^\circ$  در واقعیت بوده که در سال ۲۰۰۱ در کالیفرنیا ساخته شده است. پل دارای دو دهانه بوده که بر روی پایه‌ای تک ستونه قرار گرفته است و یک باند ترافیکی واقع بر روی بزرگراهی هفت بانده را حمل می‌کند. روسازه پل از نوع شاه‌تیر جعبه‌ای بتنی پیش‌تنیده یکپارچه و سه سلولی می‌باشد. پایه نیز یک تیر سر ستون یکپارچه با عرشه و یک ستون دایروی بتن مسلح در وسط دارد. نسبت آرماتور طولی ستون تقریباً ۲٪ است. کوله‌ها از نوع نشیمن دار بوده و دارای چهار بالشتک تکیه‌گاهی الاستومریک در محل هر یک از کوله‌ها می‌باشند. این پل فاقد درز انبساط است. مشخصات تکمیلی پل انتخابی در جدول ۱ و شکل ۱ قابل مشاهده است. این پل یک بار با فرض پایه صلب و بار دیگر با فرض پایه انعطاف پذیر به صورت سه بعدی در نرم افزار اجزاء محدود OpenSees [۲۰] به صورت مدل Spine-line مبنی بر قرارگیری

اثرات اندرکنش خاک و سازه در ساخت مدل پل در مقایسه با مدل پایه گیردار منجر به کاهش تقاضاها می‌گردد. علاوه بر این چرخش عرشه بیشترین حساسیت را نسبت به افزایش در زاویه تورب نشان داد و نهایتاً دریافت گردید که تغییر در سختی فنرهای غیر خطی معرف خاکریز، بیشترین اثر را بر چرخش عرشه داشته است [۱۸]. عمرانی و همکاران ضمن بررسی حساسیت عملکرد لرزه‌ای روگذرهای بتن مسلح متداول نسبت به روش مدل‌سازی عکس‌العمل خاکریز کوله و خصوصیات نیرو-تغییر شکل کلیدهای برشی خارجی، به مقایسه اثر زاویه تورب بر کاهش فشار مقاوم خاکریز از طریق رویکردی ابتکاری نسبت به روابط تجربی حاصل از مشاهدات آزمایشگاهی و میدانی پرداختند. آشکار شد که ترکیب پاسخ خاکریز و کلید برشی در زوایای تورب متوسط تا بزرگ، پارامترهای تقاضای مهندسی، شکنندگی سیستم و اجزاء و مودهای گسیختگی نسبت به مدل معرف پاسخ کوله بسیار حساس اند [۱۹].

اگر چه مطالعات زیادی با هدف درک و دریافت رفتار و آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌های مورب انجام گرفته است، در اکثر تحقیقات با این نگرش که لحاظ نمودن اندرکنش خاک و سازه در مدل‌سازی پل منجر به تخمینی محافظه کارانه از تقاضاهای لرزه‌ای می‌گردد، اثرات اندرکنش خاک و سازه را نادیده گرفته یا به شدت ساده‌سازی نموده‌اند. از سویی احتمال آسیب‌پذیری پل‌های بزرگراهی و مشخصاً پل‌های مورب در اثر نادیده گرفتن مؤلفه قائم شتاب‌نگاشت‌های حوزه‌ی نزدیک مسئله مهمی بوده که کماکان با



شکل ۲. منحنی تنش-کرنش بتن هسته و کاور و مصالح Concrete01  
 Fig. 2. Stress-strain curve of the core and cover concrete beside uniaxial Material Concrete01

جعبه ای پیش تنیده چند سلولی استفاده شده است (1)  $(I_{eff} = I_g)$ .

$$M_{xx} = \frac{M \times d_w^2}{12} = \frac{\left(\frac{m}{L}\right) \times L_{trib} \times d_w^2}{12} \quad (1)$$

### ۲-۲- مدل سازی ستون های پایه

ستون های دوره نوین طراحی لرزه ای (پس از ۱۹۹۰) به وسیله محصورشدگی بیشتر، بهبود عملکرد در ناحیه مفصل پلاستیک و در نتیجه ممانعت از کمانش میلگرد طولی و شکست برشی بهبود یافته، لذا شکل پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی قابل توجهی دارند. در نتیجه در طول یک رویداد لرزه ای اثرات غیرخطی قابل ملاحظه ای را تجربه می کنند اما ظرفیت تحمل نیروی وزن را داشته و در نتیجه جلوگیری از فروریزش پل را تضمین می کنند. به دلیل انتظار پیشرفت تسلیم ستون و تخریب تحت تحریکات شدید زمین، پس از معرفی گره های ستون پایه و اختصاص جرم انتقالی و ممان اینرسی جرمی مطابق با رابطه (۲) از المان های تیر-ستون غیرخطی<sup>۲</sup> که خصوصیات مشخصه مقطع عرضی آن ها بر اساس مقطعی با توزیع فایبر استوار است، برای مدل سازی ستون استفاده شده است [۱ و ۲۲]. در رابطه (۲)،  $M$  جرم کلی قطعه ای از ستون،  $R_{col}$  شعاع ستون دایروی،  $m/L$  جرم واحد طول ستون،  $L_{trib}$  طول فرعی بر اساس تعریف گره و  $D_c$  بُعد ستون می باشد. سه مدل مصالح محافظه کارانه برای بتن هسته، بتن کاور و میلگردهای فولادی در داخل مقطع عرضی ستون به کار رفته است. به منظور نمایش رفتار تنش-کرنش تک محوری بتن محصور شده و محصور نشده، در مقاطع بتن مسلح ستون پایه و شمع ها از مدل مَندِر و همکاران (شکل ۲) استفاده شده است [۲۳]. برای بتن هسته

### جدول ۱. مشخصات هندسی پل انتخابی

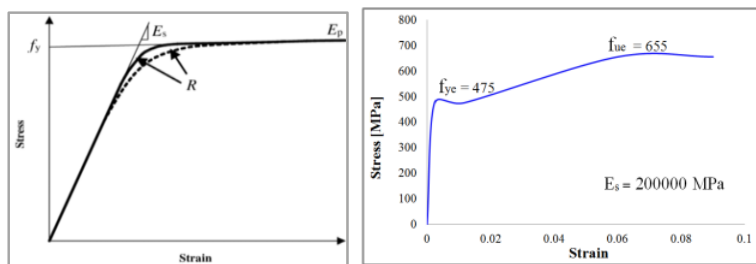
Table 1. Geometric properties of the specimen bridge

پارامترها	
طول دهانه (m)	۳۳/۱۰۵
	+ ۳۴/۰۹۵
عرض عرشه (m)	۸/۳
عمق عرشه (m)	۱/۴۱۵
مرکز جرم عرشه (m)	۰/۷۵۶
ارتفاع ستون (m)	۶
قطر ستون (m)	۱/۶۸
ارتفاع شمع ها (m)	۱۵/۲۴
قطر شمع ها (m)	۰/۶۱

المان ها در محل مرکز ثقل مقاطع عرضی، مدل سازی شده است. این نرم افزار کتابخانه ای پر بار از مصالح و المان ها برای کارکردهای مهندسی زلزله و سازه فراهم می سازد. از نرم افزار SAP2000 [۲۱] نیز برای تعیین پارامترهای لنگر-انحناء به منظور مدل سازی رفتار غیرخطی مقاطع بتن مسلح ستون پایه و شمع ها استفاده شده است.

### ۲-۱- مدل سازی روسازه

مختصات هر یک از گره های روسازه در فضای سه بعدی مشخص شده و از آنجایی که به منظور تعیین مشخصات دینامیکی پل، اختصاص جرم به هر یک از اعضای آن به صورت جرم متمرکز گرهی الزامی است، جرم انتقالی و جرم دورانی براساس رابطه (۱) به هر یک از این گره ها اختصاص یافته است [۱ و ۲۲]. در این رابطه،  $M$  جرم کلی قطعه ای از روسازه،  $m/L$  جرم روسازه در واحد طول،  $L_{trib}$  طول فرعی بر اساس تعریف گره و نهایتاً  $d_w$  عرض روسازه می باشد. پیش از تعریف المان ها لازم است سیستم انتقال هندسی خطی از سیستم محلی المان به سیستم کلی سازه به منظور مدل سازی عرشه شاه تیر جعبه ای بتن مسلح با المان های تیر-ستون الاستیک<sup>۱</sup> تعریف شود. از آنجایی که تسلیم خمشی عرشه در طول پاسخ لرزه ای مورد انتظار نمی باشد از این المان برای شبیه سازی این مؤلفه استفاده شده است. به منظور دستیابی به توزیع جرم در سرتاسر طول عرشه ۱۰ المان به هر یک از دهانه ها اختصاص یافته و طبق پیشنهاد کالترنس، مقادیر خالص ممان اینرسی و ممان اینرسی قطبی برای عرشه شاه تیر



شکل ۳. منحنی تنش-کرنش فولاد A706/A706M و مصالح Steel02  
 Fig. 3. Stress-strain curve of the A706/A706M steel material beside uniaxial Material Steel02

تسلیم ( $M_y$ ) و سختی پس از تسلیم در حدود ۵٪ سختی اولیه برای مقاطع شمع‌ها، شبیه‌سازی شده است [۱۸]. نهایتاً صلبیت پیچشی، برشی و خمشی با استفاده از دستور Section aggregator به مصالح Steel02 تعریف شده در گام نخست مدل‌سازی مقاطع شکل‌پذیر، وارد گشته است. پیش از تعریف المان‌های ستون بار دیگر لازم است یک سیستم انتقالی با در نظرگیری اثرات پی-دلتا از سیستم محلی المان به سیستم کلی سازه تعریف گردد. نهایتاً به منظور شبیه‌سازی هندسه غیرخطی و رفتار غیرخطی مصالح، ستون پایه با استفاده از المان‌های تیر-ستون غیرخطی استوار بر مبنای فرمول بندی نیرویی مدل‌سازی شده و تنها یک المان با ۱۰ نقطه انتگرال‌گیری در سرتاسر ارتفاع ستون به آن اختصاص یافته است. به دلیل عدم وجود سرستون و اتصال صلب عرشه و ستون، قسمت مدفون پایه ستونی در داخل روسازه به کمک تعریف یک المان صلب از نوع تیر-ستون الاستیک، با سختی زیاد و به طول مرکز جرم عرشه و متصل به بالای المان غیرخطی معرف ستون پایه، مدل‌سازی شده که منجر به اتصال یکپارچه روسازه به ستون و انتقال لنگر و نیرو بین این اعضاء می‌گردد.

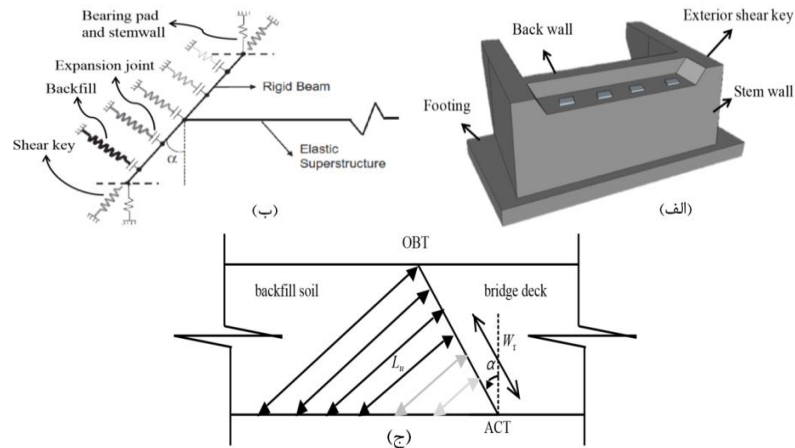
### ۲-۳- مدل‌سازی کوله

در شکل ۴-الف ساختار متداول یک کوله مورب قابل مشاهده است. به منظور شبیه‌سازی کوله نشیمن دار، مدل کوله مورب پیشنهادی کاونانی و همکاران مطابق با شکل ۴-ب اتخاذ گشته است [۱۶]. بر اساس این مدل، رفتار کوله در سه راستای متفاوت به کمک مجموعه‌ای از فنرهای غیرخطی شبیه‌سازی شده و بنابراین سه نوع متفاوت از المان‌های فنر به منظور مدل‌سازی پاسخ طولی خاکریز،

و پوشش مدل مصالح تک محور Concrete01 با کاهش سختی خطی در بارگذاری/باربرداری مطابق با شکل ۲ اتخاذ گردیده است. لازم به ذکر است که در این مصالح، رفتار ناحیه کششی بتن در نظر گرفته نمی‌شود. فولاد مسلح کننده از نوع A706/A706M (شکل ۳) بوده [۱] و میلگردها به کمک مصالح تک محور Steel02 با قابلیت مدل‌سازی سخت‌شدگی کرنشی ایزوتروپیک فولاد و رفتاری دو خطی (شکل ۳) مدل‌سازی شده‌اند. در این مصالح انتقال از ناحیه خطی به ناحیه غیرخطی به صورت یک منحنی بوده و شکستی ندارد، از این رو مشکلات همگرایی کمتری را در روند تحلیل‌ها ایجاد خواهد کرد.

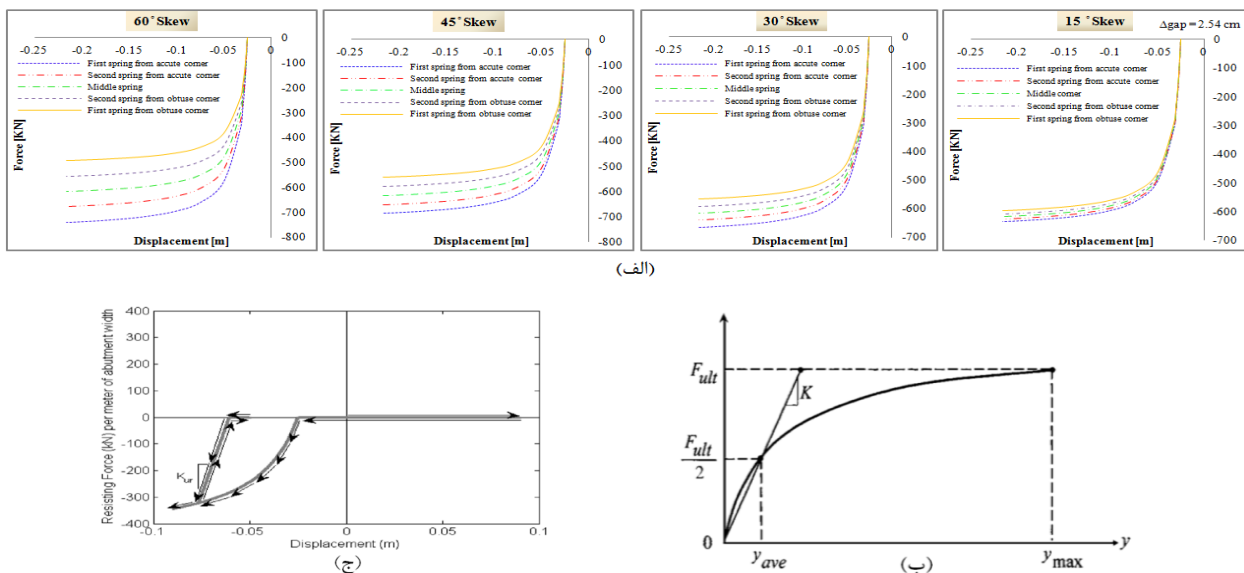
$$M_{zz} = \frac{1}{2} \times M \times R_{col}^2 = \frac{\left(\frac{m}{L}\right) \times L_{trib} \times D_c^2}{8} \quad (2)$$

به منظور ترکیب تغییر شکل برشی در آنالیز مقاطع شکل‌پذیر، یک مصالح الاستیک با سختی برشی الاستیک برابر با  $0.8 G_{conc} A_{col}$  تعریف شده که اثرات ترکیبی بار خمشی و محوری دلیل استفاده از مساحت خالص کاهش یافته است. سپس به منظور ترکیب تغییر شکل پیچشی در مقطع فایبر ستون و شمع، مجدداً یک مصالح الاستیک که پیچش را به زاویه پیچش در واحد طول ستون مربوط می‌سازد، استفاده شده و سختی پیچشی برابر با  $0.2 G_{conc} J_{col}$  به منحنی استقامت اختصاص یافته است. به دلیل کاهش شدید سختی پیچشی اعضای بتنی پس از شروع ترک خوردگی، ممان اینرسی پیچشی با ضریب  $0.2$  کاهش یافته است [۲۲ و ۱۶]. رابطه لنگر-انحناء نیز به صورت یک منحنی دو خطی، با استفاده از مدل مصالح Steel02 برای مقطع ستون پایه و مدل مصالح سخت‌شونده (Hardening) با تعریف سختی اولیه ( $EI_{eff}$ )، لنگر



شکل ۴. الف-ساختار یک کوله نشیمن دار مورب؛ ب- فنرهای غیرخطی مدل کوله مورب [۱۶]؛ ج- کاهش حجم خاکریز عمود بر دیوار انتهایی کوله مورب [۱۹]

Fig. 4. a: A skewed seat-type abutment construction details; b: Nonlinear springs of Skewed Abutment Model [16]; c: Reduction of backfill volume normal to backwall of a skewed abutment [19]



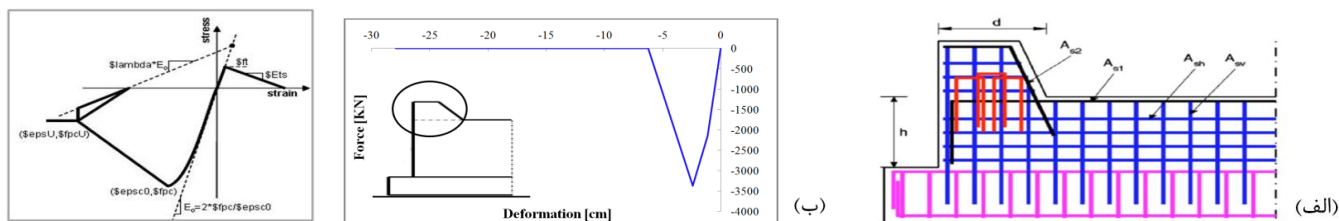
شکل ۵. الف-تغییرات منحنی های استقامت پنج فنر غیرخطی معرف خاکریز؛ از گوشه حاده تا منفرجه عرشه؛ ب-ساختار مدل HFD [۸]؛

ج- منحنی رفتاری مصالح HyperbolicGap

Fig. 5. a: Variations in backbone curves of the longitudinal springs from the obtuse corner to the acute corner of the deck at different skew angles; b: The scheme of HFD model [9]; c: OpenSees backbone curve of HyperbolicGap material

فرض می شود که سختی و مقاومت این فنرها با افزایش زاویه تورب کوله و فاصله از گوشه منفرجه عرشه، به صورت خطی افزایش می یابد. حجم خاکریز مهندسی که می تواند در هنگام شکست دیوار انتهایی در عرض واحد دیوار بسیج شود، با حرکت از وجه منفرجه عرشه (OBT) به طرف وجه حاده آن (ACU) بزرگتر است (شکل ۴-ج).

پاسخ عرضی کلیدهای برشی و پاسخ قائم بالشتک های تکیه گاهی و دیوار پیشانی به المان صلب معرف بخش عرضی عرشه متصل می گردد. مطابق با شکل ۵-الف، در این مدل خصوصیات پنج فنر هیپربولیک غیرخطی بر اساس موقعیت نسبی آن ها از زاویه منفرجه بین دیوار انتهایی و راستای ترافیک اندکی با یکدیگر متفاوت است.



شکل ۶. الف- جزئیات سازه ای کلید برشی ؛ ب-منحنی استقامت نیرو- تغییر شکل کلید برشی، منحنی تنش- کرنش مصالح Concrete02  
 Fig. 6. a: Structural details of the shear-key; b: Force-deformation backbone curve of the shear-key beside the OpenSees stress-strain curve of uniaxialMaterial Concrete02

انتهایی کوله می باشد. لازم به ذکر است که هر  $\text{in}$  برابر  $2/54 \text{ cm}$  و هر  $\text{kip}$  برابر  $4/45 \text{ KN}$  است.

$$F(y) = \frac{8y}{1+3y} H^{1.5} \quad (\text{in, kip / ft}) \quad (4)$$

$$F(y) = \frac{8y}{1+1.3y} H \quad (\text{in, kip / ft}) \quad (5)$$

مقاومت تأمین شده توسط کلیدهای برشی خارجی به منظور مدل سازی پاسخ عرضی کوله مورب لحاظ شده و پاسخ کلید برشی به کمک یک منحنی استقامت سه خطی مطابق با شکل ۶-ب که حاکی از رفتار غیرخطی مشاهده شده در طی آزمایشات تمام مقیاس بود، مدل سازی گشته است [۲۴]. در این مدل پس از طی شدن یک فاصله آزاد اولیه توسط کوله، کلیدهای برشی وارد عمل شده و با سختی نسبتاً صلب به نیروی نهایی خود رسیده و سپس با یک شیب مشخص به حداکثر جابه جایی خود با نیروی مقاوم صفر می رسند. این اجزاء با استفاده از مدل مصالح Concrete02 که دستوری مناسب برای ساخت مصالح بتنی با مقاومت کششی می باشد (شکل ۶-ب)، مدل سازی شده و المانی با طول صفر به آن ها اختصاص یافته است. به منظور تخمین ظرفیت نهایی کلید برشی از روابط حاکم بر مکانیزم کشش قطری مبنی بر ایجاد چندین ترک قطری در دیوار پیشانی کوله پس از اعمال بار جانبی، استفاده شده است [۲۴].

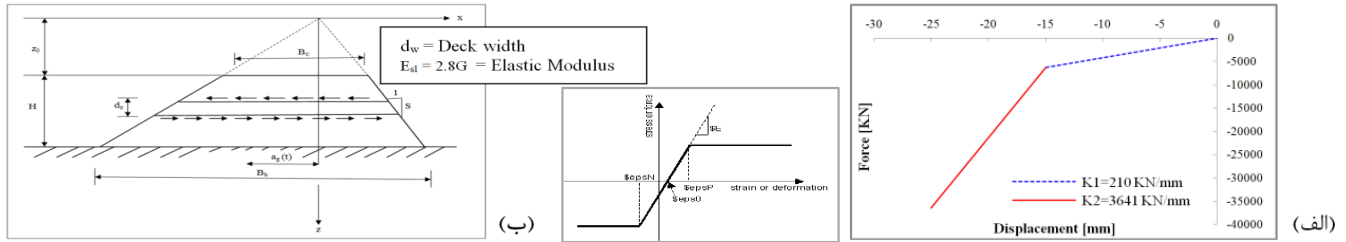
$$V_N = V_C + V_S \quad (\text{KN}) \quad (5)$$

$$V_C = 0.2\sqrt{f'_c} \times b \times h \quad (\text{KN}) \quad (6)$$

نهایتاً حداکثر تغییر سختی/ نیرو برای بزرگترین زاویه تورب یعنی  $60^\circ$  اتفاق افتاده و برابر با  $30\%$  است. بنابراین فاکتور تغییر سختی/نیرو ( $\beta$ ) برای یک زاویه تورب معین ( $\alpha$ ) از رابطه (۳) به دست می آید [۱۶].

$$\beta = 0.3 \times \frac{\tan \alpha}{\tan 60} \quad (3)$$

یک المان صلب برای معرفی بخش عرضی عرشه، از نوع تیر- ستون الاستیک با سختی زیاد تعریف شده و از پنج فنر غیرخطی با فواصل یکسان برای مدل سازی فنرهای طولی معرف خاکریز استفاده شده است. سپس مدل مصالح HyperbolicGap با رفتاری مطابق شکل ۵-ج به هر یک از آن ها اختصاص یافته است. لازم به ذکر است که این مصالح صرفاً به صورت فشاری عمل می نمایند. سختی و نیروی مقاوم فنرهای طولی به کمک فرمولاسیون نیرو-جابه جایی هیپربولیک (HFD) شمس آبادی و همکاران (شکل ۵-ب) تعیین شده [۹] و المان با طول صفر (ZeroLength) برای تعریف این فنرها مورد استفاده قرار گرفته است. با فرض گسیختگی دیوار انتهای تحت یک مکانیزم شکننده این مؤلفه در ظرفیت باربری طولی کوله مشارکت نمی نماید. در روابط هیپربولیک اصلاح شده (HFD) تنها سه پارامتر سختی متوسط خاک (K)، ظرفیت مقاوم نهایی ( $F_{ult}$ ) و جابه جایی حداکثر ( $y_{max}$ ) که در آن ظرفیت مقاوم نهایی خاک بسیج می گردد، مورد نیاز خواهد بود. شمس آبادی و همکاران در شرایط عدم وجود اطلاعات ژئوتکنیکی، پارامترها و روابطی را به منظور ایجاد منحنی نیرو-جابه جایی خاکریزهای مترکم فراهم نموده اند که در روابط (۴) قابل مشاهده است [۹]. در این روابط  $F(y)$  نیروی ایجاد شده در کوله در جابه جایی متناظر  $y$  بوده و  $H$  بیانگر ارتفاع دیوار



شکل ۷. الف- منحنی استقامت نیرو-جابه جایی قائم کوله و منحنی رفتاری مصالح ElasticBilin؛ ب-مقطع عرضی خاکریز دوزنقه ای [۲۵]  
 Fig. 7. a: Vertical force-displacement backbone curve of the abutment beside OpenSees stress-strain curve of ElasticBilin material; b: Cross-section of infinitely long embankment [25]

مصالح دوخطی الاستیک (ElasticBilin) که در حین باربرداری دارای رفتاری دقیقاً مشابه با بارگذاری است (شکل ۷-الف)، استفاده شده است. این فنر تنها در فشار عمل کرده و المانی با طول صفر به آن اختصاص می یابد.

$$V_S = \left[ A_{s1} f_{y,1} h + A_{s2} f_{y,2} d + n_h A_{sh} f_{y,s} \frac{h^2}{2s} + n_v A_{sv} f_{y,s} \frac{d^2}{2s} \right] \left( \frac{1}{h+a} \right) \quad (7)$$

$$k_z = \frac{E_{sl} B_c}{Z_0 \ln \left( \frac{Z_0 + H}{Z_0} \right)} \quad (8)$$

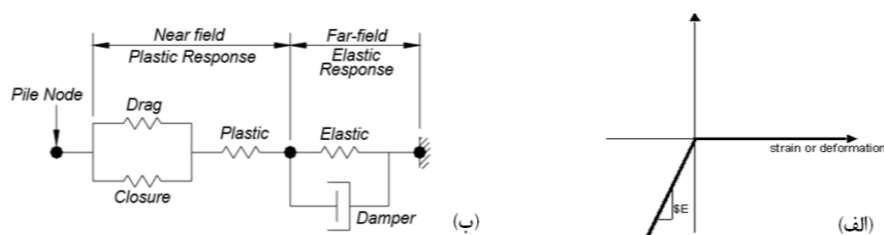
$$z_0 = \frac{1}{2} \times d_w \times S \quad (9)$$

#### ۴-۲- مدل سازی اندرکنش خاک و سازه

در مدل هایی که اثر اندرکنش خاک و سازه لحاظ خواهد شد، به منظور مدل سازی گروه شمع چهارگانه پایه، از المان های تیر-ستون غیرخطی با پلاستیسیته توزیع شده مبنی بر روابط نیرویی (nonlinearBeamColumn) با مقطع فایبر استفاده شده و به هر یک از آن ها ۵۰ المان با سه نقطه انتگرال گیری اختصاص یافته است. گروه شمع سه عددی واقع در زیر کوله ها یک بار به کمک فرضیات ساده سازی شده کالترنس مبنی بر لحاظ فنرهایی با سختی ۷/۰ KN/mm به ازای هریک از شمع های کوله [۱] و با به کارگیری مصالح الاستیک فاقد سختی کششی (Elastic No Tension) با رفتاری مشابه با شکل ۸-الف مدل سازی شده که در راستای طولی و عرضی به ترتیب موازی با فنرهای معرف خاکریز و فنرهای معرف کلیدهای برشی عمل می کنند. لازم به ذکر است که این ترکیب

در رابطه (۵)،  $V_S$  و  $V_C$  به ترتیب مشارکت بتن و آرماتور فولادی در مقاومت کلید برشی ( $V_N$ ) بوده که به کمک روابط (۶) و (۷) قابل محاسبه است. در این روابط،  $f_c$  مقاومت فشاری بتن،  $b$  و  $h$  به ترتیب عرض و ارتفاع دیوار پیشانی کوله،  $A_{s1}$  مساحت کلی میلگردهای مهار افقی،  $A_{s2}$  مساحت کلی میلگردهای مایل در اولین ردیف عبوری از فصل مشترک کلید برشی،  $A_{sh}$  و  $A_{sv}$  به ترتیب مساحت یک میلگرد افقی و یک میلگرد قائم،  $n_h$  و  $n_v$  به ترتیب تعداد وجوه جانبی با آرماتور جانبی افقی و قائم،  $s$  فاصله میلگردهای افقی و قائم،  $d$  ضخامت کلید برشی در فصل مشترک با دیوار پیشانی کوله،  $a$  برابر با  $d/167$  و نهایتاً  $f_y$  مقاومت تسلیم فولاد را بیان می دارد. جزئیات آرماتورگذاری کلیدهای برشی مطابق با شکل ۶-الف می باشد. لازم به ذکر است که در این مدل، سختی عرضی بالشتک های تکیه گاهی به دلیل در نظرگیری رفتار بسیار انعطاف پذیر برای آن ها در راستای عرضی، حذف شده است [۱۶].

در راستای قائم مدل کوله شامل سختی قائم هر یک از بالشتک های تکیه گاهی برابر با ۲۱۰ KN/mm و مؤثر در جابه جایی ۱۵ mm [۲۳]، موازی با سختی قائم پیشنهادی ژانگ و ماکریس در روابط (۸) و (۹) برای خاکریز دوزنقه ای و دیوار پیشانی می باشد (شکل ۷-ب) [۲۵]. برای مدل سازی فنر الاستیک معرف این دو سختی از



شکل ۸. الف- منحنی تنش-کرنش مصالح ENT؛ ب- مدل مصالح PySimple1، TzSimple1 و QzSimple1

Fig. 8. a: OpenSees stress-strain curve of ENT material; b: OpenSees modeling scheme of PySimple1, TzSimple1 and QzSimple1 materials

شده‌اند. به منظور محاسبه ظرفیت باربری جانبی خاک، برای معرفی فنرهای طولی و عرضی مربوط به خاک‌های رسی از روابط مت لاک و خاک‌های ماسه‌ای از روابط پیشنهادی مؤسسه نفت خام آمریکا استفاده شده است [۲۶ و ۲۷]. اصطکاک بدنه و باربری انتهایی شمع برای خاک چسبنده و دانه‌ای نیز به کمک روابط مؤسسه نفت خام آمریکا محاسبه گردیده است [۲۷]. به هر یک از ۵۰ نقطه تعریف شده در طول شمع، دو فنر p-y طولی و عرضی و یک فنر t-z و به نقطه انتهایی دو فنر p-y طولی و عرضی به علاوه یک فنر q-z اختصاص یافته که سختی و مقاومت آن‌ها به تناسب عمق از سطح خاک، متمایز است. هر یک از این فنرها به کمک مقاومت نهایی ( $q_{ult}$  و  $t_{ult}$ ) و جابه‌جایی که در آن ۵۰٪ از مقاومت نهایی بسیج می‌شود (به عنوان مثال  $Y_{50}$  برای فنرهای p-y و  $Z_{50}$  برای فنرهای t-z) تعریف شده‌اند. خصوصیات انواع مصالح خاک مورد استفاده، در جدول ۲ قابل مشاهده است [۲۸ و ۱۸]. در این مطالعه ساختگاه‌های C و D شبیه‌سازی

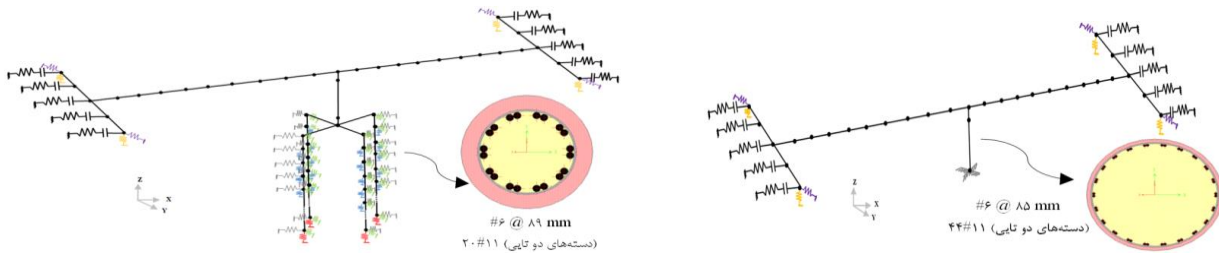
تنها در فشار مقاوم خواهد بود. در سری دوم مدل‌سازی‌ها هر یک از شمع‌های واقع در زیر کوله‌ها نیز همانند شمع‌های پایه با استفاده از ۵۰ المان، از نوع تیر-ستون غیرخطی با سه نقطه انتگرال‌گیری و اختصاص مقطع فایبر و تعریف شرایط مرزی مناسب مدل‌سازی شده است. اساس طراحی شمع‌ها، بر تحمیل مفصل پلاستیک در پائین ستون بوده و اتصال کامل بین شمع و سرشمع به منظور انتقال مناسب نیرو ایجاد شده است [۱].

به منظور شبیه‌سازی پاسخ جانبی خاک پیرامون شمع در هر دو راستای طولی و عرضی به صورت فنرهایی با عنوان p-y از مصالح PySimple1، شبیه‌سازی اصطکاک بین خاک و شمع به کمک فنرهای t-z در طول شمع از مصالح TzSimple1 و نهایتاً شبیه‌سازی پاسخ باربری انتهایی شمع به صورت یک فنر q-z از مصالح QzSimple1 (شکل ۸-ب) استفاده شده است. هر یک از فنرهای فصل مشترک خاک به صورت المانی با طول صفر تعریف

جدول ۲. خصوصیات انواع خاک موجود در محل ساختگاه

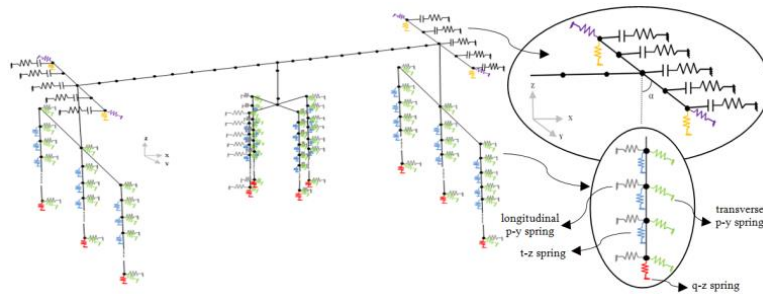
Table 2. Properties of the soil materials

	SU (kPa)	$\phi$ (°)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$G_{max}$ (MPa)	$V_s$ (m/s)	طبقه‌بندی خاک	
						نشریه [۲۹]۴۶۳	استاندارد ASCE 7 [۳۰]
رس نرم	۴۲	-	۱۵	۴۵	۱۷۱/۵	VI	E
رس میانه	۷۵	-	۱۵	۱۱۳	۲۷۱/۹	III	D
رس سخت	۱۰۸	-	۱۵	۱۷۰	۳۳۳/۴	III	D
رس سخت	۱۴۲	-	۲۰	۲۷۵	۳۶۷/۲	III	C
ماسه	-	۳۰	۱۷	۵۵	۱۷۸/۱	VI	E
ماسه	-	۳۳	۱۹	۷۵	۱۹۶/۸	III	D
ماسه	-	۳۷	۲۰	۱۰۰	۲۲۱/۵	III	D
ماسه	-	۴۰	۲۱	۱۳۰	۲۴۶/۴	III	D



ب: پایه انعطاف پذیر؛ رویکرد اول مدل سازی شمع‌ها - مقطع عرضی شمع‌ها

الف: پایه گیردار - مقطع عرضی ستون پایه



ج: پایه انعطاف پذیر؛ رویکرد دوم مدل سازی شمع‌ها - فنرهای غیرخطی معرف اجزاء کوله مورب - فنرهای غیرخطی معرف خاک پیرامون شمع

شکل ۹. نمایی از حالات متفاوت مدل اجزاء محدود پل نمونه (شرایط پایه گیردار و پایه انعطاف‌پذیر)

Fig. 9. 3D analytical finite element modeling scheme of the specimen bridge;

a: Rigid-base model in addition to column-bent cross-section

b: Flexible-base model (first modeling approach) in addition to pile cross-section

c: Flexible base model (second modeling approach) - Nonlinear springs representing the skewed abutment components - Nonlinear springs representing surrounding soil of the pile

فاصله ۳ تا ۱۰ کیلومتری از ناحیه شکست گسل و بزرگای گشتاوری  $(M_w)$  ۶ تا ۷ در انتخاب این مجموعه از حرکات زمین مدنظر قرار گرفته است. به دلیل تأثیر زیاد نسبت پریود تحریک به پریود سازه در پاسخ لرزه‌ای، بهره‌مندی از پریودهای پالس متفاوت (از ۲/۴۳ تا ۷/۴۵ ثانیه) نیز در انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها لحاظ شده است. وجود پالس‌های قوی سرعت در دیگر جهات این مجموعه حرکات آشکار بوده اما عمدتاً در مؤلفه SN متمرکز شده‌اند. این شتاب‌نگاشت‌ها به منظور معرفی سطوح خطر معین انتخاب نشده‌اند بلکه هدف از گزینش آن‌ها پوشش انواعی از پل‌های واقع در نواحی آسیب‌پذیر لرزه‌ای بوده است [۱۶]. به دلیل عدم اطمینان از موقعیت گسل‌ها نسبت به سازه، امکان دوران حرکت زمین حول زوایای متفاوت وجود دارد [۱۶]. زاویه فرعی به عنوان زاویه بین مؤلفه SN رکورد انتخابی و راستای طولی پل شناخته می‌شود. قابل مشاهده بود که با افزایش زاویه فرعی (تا ۹۰ درجه) شدت مؤلفه حرکت زمین کاهش می‌یابد [۱۸]. زوایای فرعی ۱۲۰ و ۱۵۰ درجه حقیقتاً راستای امواج

و ساخته‌های A و B اساساً به عنوان سنگ بستر شناخته شده که در مدل پایه گیردار در نظر گرفته شده‌اند [۱۸]. ساخته‌های F به دلیل روانگرایی و انتشار جانبی محتمل شبیه سازی نشده است [۱۸]. نحوه کامل مدل سازی‌ها در شکل ۹ قابل مشاهده است.

## ۲-۵- مشخصات رکوردهای حوزه ی نزدیک انتخابی

همپایه سازی واریانس طیف پاسخ هدف، منجر به افزایش پراکندگی پاسخ سازه‌ای شده و توزیع پاسخ سازه‌ای را تحت تأثیر قرار می‌دهد. به علاوه پراکندگی افزایش یافته در پاسخ‌ها می‌تواند منجر به تخمین بالاتر احتمال فروریزش گردد [۳۱ و ۱۶]. لذا مجموعه حرکات انتخابی شامل هفت رکورد مقیاس نشده سه مؤلفه‌ای با خصوصیات ارائه شده در جدول ۳ و طیف پاسخ ۵٪ شکل ۱۰ بوده که مؤلفه عمود بر گسل آن‌ها دارای پالس‌های قوی سرعت مربوط به پریودهای گوناگون است [۳۲]. دارا بودن پالس‌های قوی سرعت در راستای عمود بر گسل، قرارگیری محل ثبت رکورد در



جدول ۳. خصوصیات رکوردهای حوزه نزدیک انتخابی [۳۳]

Table 3. Characteristics of the selected set of near-fault ground motions

نام زلزله	سال	ایستگاه	M <sub>w</sub>	D (km)	V <sub>s30</sub> (m/s)	PGA <sub>SN</sub> (g)	PGA <sub>SP</sub> (g)	PGA <sub>UP</sub> (g)	PGV <sub>SN</sub> (cm/s)	PGV <sub>SP</sub> (cm/s)	PGV <sub>UP</sub> (cm/s)
Imperial Valley-06	۱۹۷۹	El Centro Array #4	۶/۵۳	۷/۰۵	۲۰۸/۹۱	۰/۳۷	۰/۴۸	۰/۲۹	۷۷/۹۳	۴۰/۱۴	۱۶/۸۸
Imperial Valley-06	۱۹۷۹	El Centro Array #5	۶/۵۳	۳/۹۵	۲۰۵/۶۳	۰/۳۸	۰/۵۳	۰/۵۹	۹۱/۴۸	۴۹/۰۰	۳۹/۵۴
Imperial Valley-06	۱۹۷۹	El Centro Array #8	۶/۵۳	۷/۰۵	۲۰۶/۰۸	۰/۴۷	۰/۶۱	۰/۴۷	۴۸/۵۵	۵۱/۹۸	۲۳/۵۸
Loma Prieta	۱۹۸۹	Gilroy - Gavilan Coll	۶/۹۳	۹/۹۶	۷۲۹/۶۵	۰/۳۳	۰/۳۶	۰/۱۹	۳۰/۸۱	۲۶/۶۲	۱۳/۹۳
Northridge-01	۱۹۹۴	Sylmar-Olive View Med	۶/۶۹	۵/۳۰	۴۴۰/۵۴	۰/۸۴	۰/۶۱	۰/۵۴	۱۲۲/۷۲	۵۴/۶۷	۱۹/۲۰
Northridge-01	۱۹۹۴	Rinaldi Receiving Sta	۶/۶۹	۶/۵۰	۲۸۲/۲۵	۰/۸۷	۰/۴۷	۰/۹۶	۱۶۷/۲۰	۶۲/۷۱	۴۲/۱۹
Northridge-01	۱۹۹۴	Jensen Filter Plant	۶/۶۹	۵/۴۳	۵۲۵/۷۹	۰/۵۷	۱/۰۰	۰/۷۶	۶۷/۴۳	۶۴/۴۵	۲۷/۷۹

جدول ۴. مقایسه پریود مدهای اساسی پل مورد مطالعه در حالت پایه گیردار و انعطاف پذیر

Table 4. Comparison of fundamental mode periods of the specimen bridge for the fixed-base and the flexible-base conditions

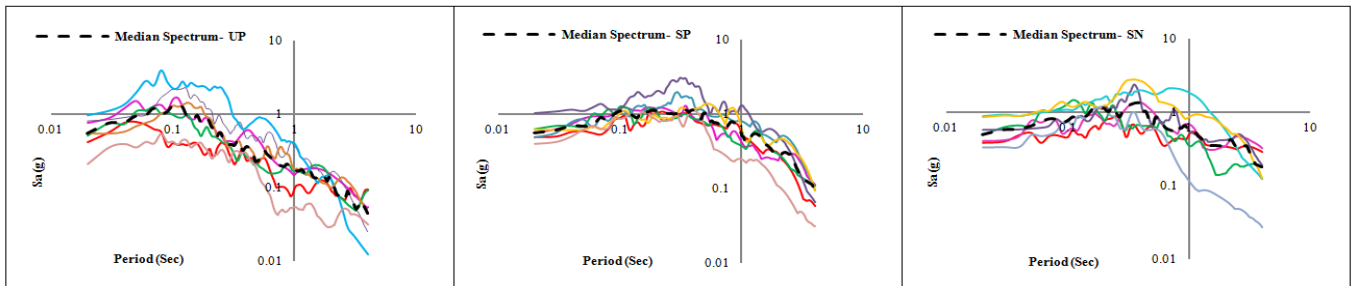
شرایط پایه گیردار						شرایط پایه انعطاف پذیر					
مود	۰°	۱۵°	۳۰°	۴۵°	۶۰°	مود	۰°	۱۵°	۳۰°	۴۵°	۶۰°
اول	۰/۵۴۲	۰/۵۴۱	۰/۵۳۲	۰/۵۱۶	۰/۴۶۴	اول	۱/۵۶۷	۱/۵۳۹	۱/۵۱۵	۱/۴۹۹	۰/۹۷۸
دوم	۰/۳۲۸	۰/۳۴۲	۰/۳۸۳	۰/۴۲۳	۰/۳۸۷	دوم	۰/۸۴۶	۰/۸۵۶	۰/۸۶۵	۰/۸۷۴	۰/۶۴۵
سوم	۰/۳۲۰	۰/۳۲۷	۰/۳۳۲	۰/۳۲۷	۰/۲۷۲	سوم	۰/۷۸۵	۰/۶۴۶	۰/۵۸۱	۰/۵۶۲	۰/۴۳۶

یک آنالیز مقادیر ویژه به منظور دریافت خصوصیات مودال پل تحت ارتعاش آزاد انجام گرفته است. در جدول ۴ سه پریود اول پل، مربوط به شرایط پایه گیردار و انعطاف پذیر بررسی شده و همانطور که واضح است با ورود المان‌های معرف اندرکنش خاک و سازه به مدل‌سازی‌ها، سه پریود اساسی پل نسبت به شرایط پایه گیردار افزایش یافته است که این امر احتمالاً ناشی از انعطاف پذیری تحمیل شده به وسیله فنرهای معرف خاک-شمع می‌باشد. از طرفی پریود مود اساسی سازه با افزایش زاویه تورب از حالت بدون تورب به ۶۰ درجه، در حدود ۳۸٪ برای پایه انعطاف پذیر و ۱۴٪ برای پایه صلب کاهش داشته است. می‌توان دریافت که میزان سختی کلی برای این مود با افزایش

فرعی را تغییر می‌دهند. این زوایا منجر به تشدید حرکت زمین در مقایسه با زاویه ۹۰ درجه شده اما همچنان از شدت حرکت زمین در مقایسه با زاویه فرعی اولیه می‌کاهند [۱۸]. از این رو به منظور انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی، رکوردهای انتخابی با اعمال مؤلفه SN در راستای طولی و مؤلفه SP در راستای عرضی پل مورد استفاده قرار گرفته است.

### ۳- نتایج و بحث

از آنجایی که خصوصیات هندسی پل نقش به‌سزایی در ویژگی‌های مودال آن دارد پیش از انجام تحلیل تاریخچه زمانی



ج- مؤلفه قائم (UP)

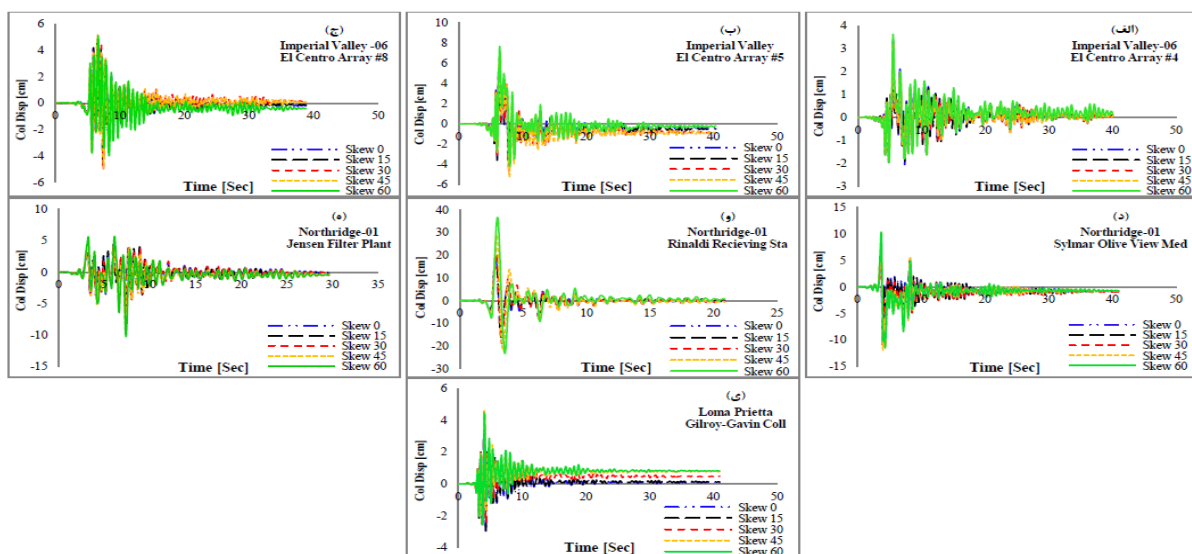
ب- مؤلفه موازی گسل (SP)

الف- مؤلفه عمود بر گسل (SN)

شکل ۱۰. طیف پاسخ شتاب ۵٪ میرایی مربوط به هریک از سه مؤلفه رکوردهای انتخابی

Fig. 10. Acceleration response spectra of the near-fault ground motions with 5% damping

a: Strike-normal component, b: Strike-parallel component, c: UP component



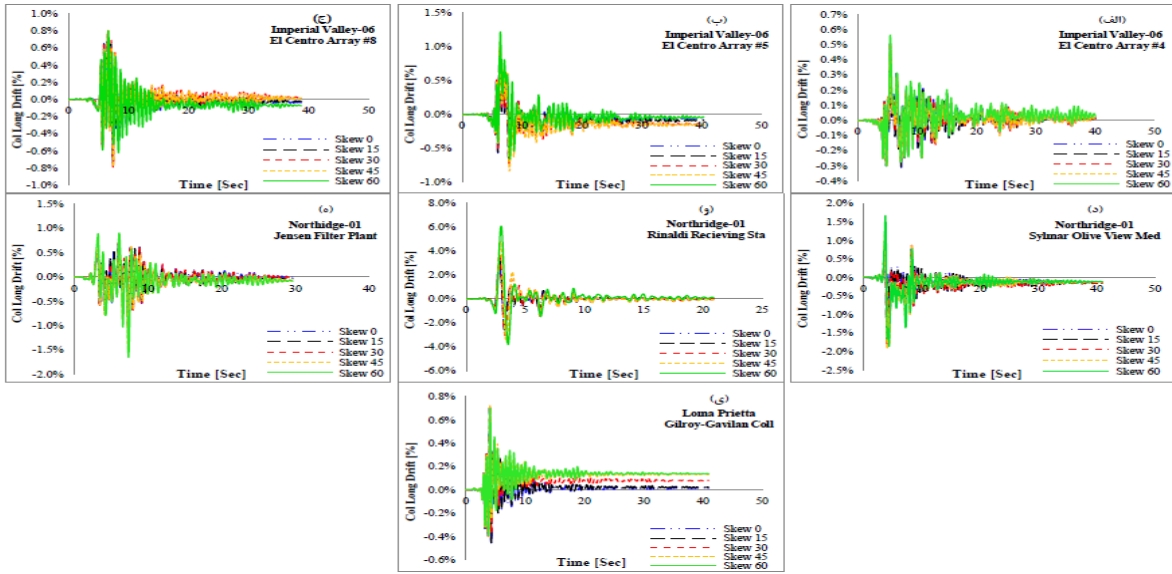
شکل ۱۱. حساسیت جابه جایی بالای ستون پایه در راستای طولی نسبت به تغییرات زاویه تورب

Fig. 11. Sensitivity of column-bent top displacement in longitudinal direction to skew angle variations

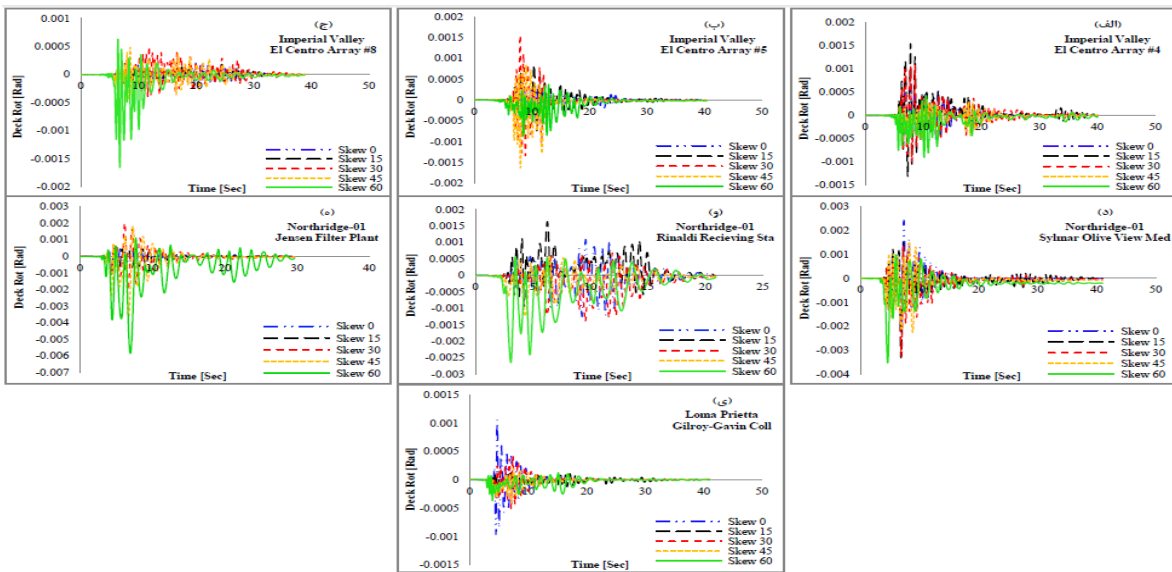
میانگین پاسخ های سازه ای معرفی می کنند [۳۴ و ۲۹]. نمودارهای تاریخچه زمانی شکل ۱۱ و ۱۲ به طور کلی افزایش جابه جایی و دررفت طولی ستون در طول ارتعاش به علاوه ی افزایش مقادیر پسماند مربوط به این پارامترها را به محض افزایش زاویه تورب نشان می دهند. پالس های دامنه بلند سرعت ناشی از پدیده جهت پذیری، منجر به رفتار شلاقی در ستون بتن مسلح شده و این تغییر مکان و دررفت پسماند قابل ملاحظه را ایجاد می کند. البته نمودار میانگین بیشینه مقادیر مربوط به این دو پارامتر نهایتاً حاکی از اندک حساسیت آن ها نسبت به تغییرات زاویه تورب در مقایسه با دیگر پارامترها، خصوصاً در حالت در نظرگیری شرایط انتهایی صلب می باشد. افزایش

تورب، افزایش یافته است.

شکل های ۱۱ تا ۱۴ حساسیت جابه جایی و دررفت طولی ستون پایه، دوران عرشه، جابه جایی عرضی کلاهک شمع و جابه جایی کلید برشی با فرض قرارگیری پل نمونه بر بستری از جنس رُس سخت را نسبت به تغییرات زاویه تورب نشان داده و در شکل های ۱۵ میانگین بیشینه مقادیر پاسخ های مؤثر بر آسیب پذیری لرزه ای پل در زوایای تورب متفاوت برای حالت پایه صلب و انعطاف پذیر مورد مقایسه قرار گرفته است، چرا که اکثر آئین نامه های بارگذاری به پاسخ میانگین سازه اشاره کرده و هنگامی که تعداد رکوردهای انتخابی برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی متعدد باشد، معیار اعلام نتایج را



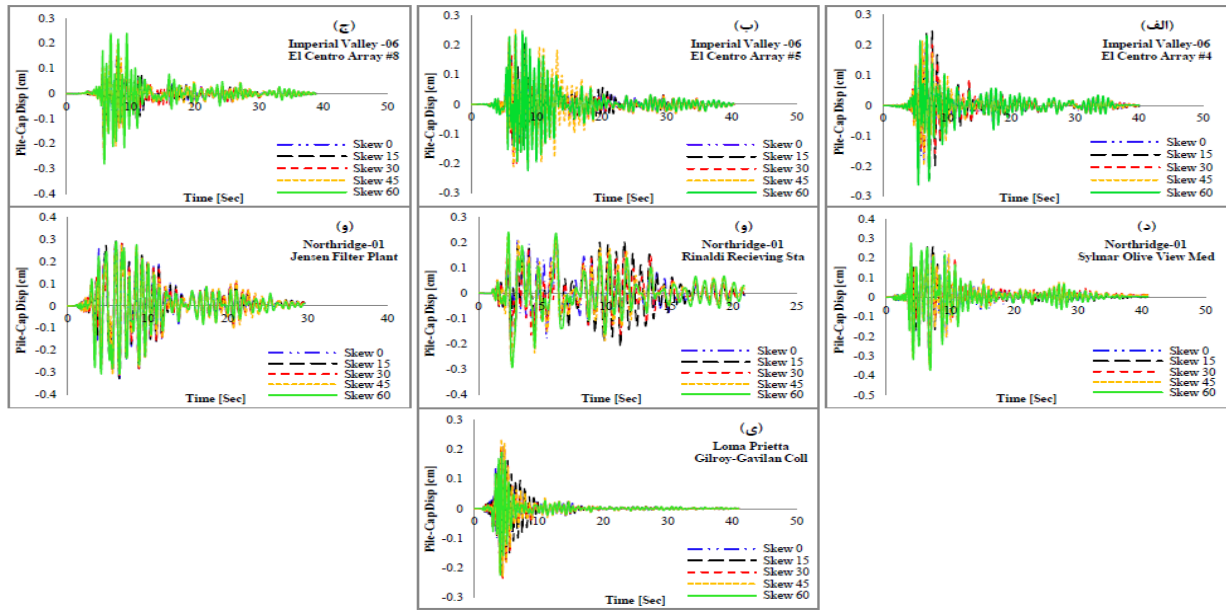
شکل ۱۲. حساسیت دررفت ستون پایه در راستای طولی نسبت به تغییرات زاویه تورب  
 Fig. 12. Sensitivity of column-bent drift in longitudinal direction to skew angle variations



شکل ۱۳. حساسیت دوران عرشه نسبت به تغییرات زاویه تورب  
 Fig. 13. Sensitivity of deck rotation to skew angle variations

کوله و فنرهای معرف اندرکنش خاکریز-کوله عمود بر تورب قرار گرفته‌اند، مشارکت آن‌ها در سختی طولی پل با افزایش زاویه تورب کاهش می‌یابد. به علاوه جابه جایی و دررفت طولی ستون در اثر اعمال رکوردی با  $PGA_{SN}$  برابر با  $g/۸۷$  بیش از ۸ برابر بزرگتر از رکوردی با حداکثر شتاب  $g/۳۳$  است. در تمامی رکوردها، افزایش دوران عرشه با افزایش زاویه تورب تا مرز ۳۰ درجه به وضوح قابل مشاهده بوده در حالی که در برخی از رکوردهای انتخابی با تغییر این

مقدار جابه جایی و دررفت طولی در حالت پایه گیردار حدوداً ۱۰٪ و برای پایه انعطاف پذیر نزدیک به ۴۷٪ است. مقدار این افزایش برای جابه جایی و دررفت عرضی در حالت پایه صلب و انعطاف پذیر به ترتیب ۲۲٪ و ۵۷٪ می‌باشد. از مقایسه بیشینه مقادیر جابه جایی و دررفت طولی و عرضی ستون در شکل ۱۵ می‌توان دریافت که جابه جایی و دررفت طولی به دلیل کاهش سختی مؤثر پل در این راستا بیش از جابه جایی و دررفت عرضی می‌باشد. از آنجایی که



شکل ۱۴. حساسیت جابه جایی کلاهک شمع در راستای عرضی نسبت به تغییرات زاویه تورب  
 Fig. 14. Sensitivity of pile-cap transverse displacement to skew angle variations

جدول ۵. مقایسه میانگین بیشینه مقادیر برخی از پارامترهای تقاضای مهندسی مربوط به تورب ۳۰ درجه، با موارد مشابه از مطالعه قطبی [۱۸]  
 Table 5. Comparison of maximum values' median of some EDPs related to 30° skewness with similar amounts of Ghotbi's article [18]

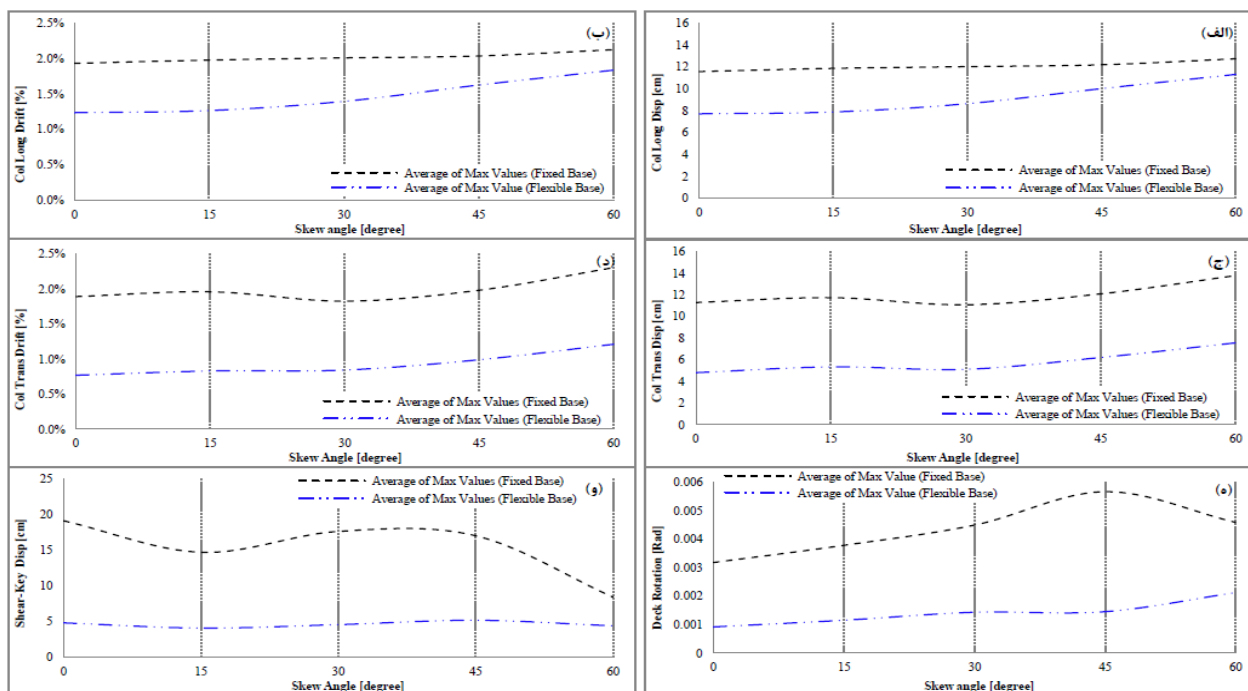
مطالعه حاضر			مطالعه قطبی [۱۸]		
جابه جایی طولی ستون (cm)	تغییر شکل کلید برشی (cm)	دوران عرشه (rad)	جابه جایی طولی ستون (cm)	تغییر شکل کلید برشی (cm)	دوران عرشه (rad)
۸/۶۳	۴/۵۵	۰/۰۰۱۴۳	۷/۳۷	۴/۳۲	۰/۰۰۱۷۲

۱۵ درجه و دو قلّه در تورب ۳۰ و ۴۵ درجه بوده و پس از آن با شیبی تند کاهش می یابد.

به منظور صحت سنجی، برخی نتایج حاصل از اتخاذ رویکرد اول در مدل سازی شمع ها با نتایج آنالیز حساسیت روگذر جَک تُن با اعمال رکوردی دو مؤلفه ای مربوط به زلزله نورتریج (Sylmar-Olive View Med) توسط قطبی مقایسه شده است [۱۸]. تطابق حدودی مقادیر جدول ۵ با وجود برخی ابهامات مطالعه مذکور در خصوص نحوه مدل سازی شمع های کوله، راستای اعمال و ضریب مقیاس هر یک از مؤلفه های رکورد انتخابی و عدم اشاره به نوع خاک محصور کننده شمع در هنگام ارائه نتایج، به طور کلی حاکی از صحت روند مدل سازی ها است.

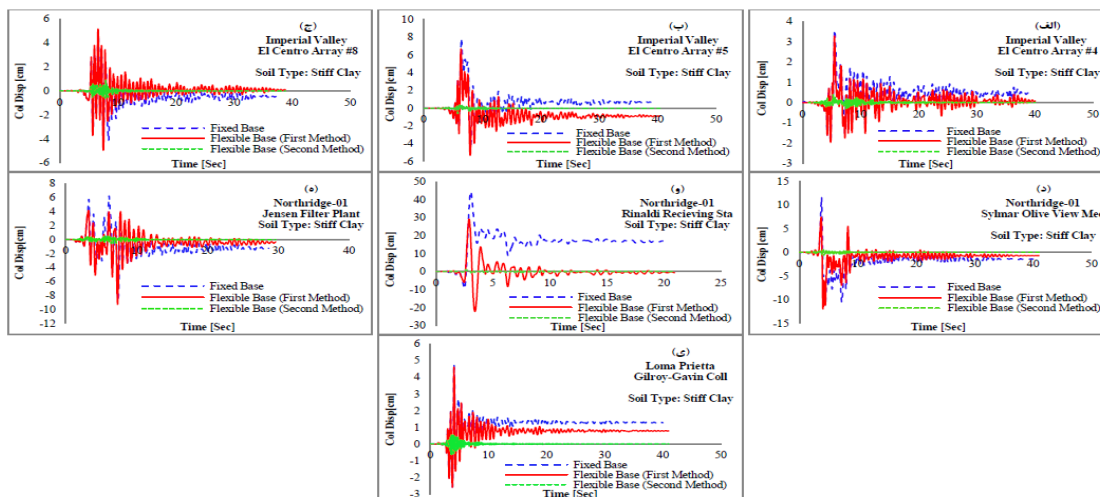
کاوایانی و همکاران تجاوز حداکثر نسبت دریافت ستون پایه از مقدار ۸٪ و دریافت پسماند مربوط به آن از مقدار ۱٪ را به عنوان

زاویه در محدوده ۳۰ تا ۶۰ درجه، مقدار دوران کاهش می یابد (شکل ۱۳). نمودار میانگین بیشینه مقادیر مربوط به این پارامتر نیز در حالت پایه انعطاف پذیر افزایش ۱۳۲ درصدی با تغییر زاویه تورب از صفر تا ۶۰ درجه را نشان داده در حالی که این روند در مورد پایه صلب پس از طی قلّه ای در زاویه ۴۵ درجه و افزایش ۷۸ درصدی نسبت به حالت بدون تورب، به تدریج کاهش می یابد. روند تغییرات دوران عرشه نسبت به زاویه تورب از شیب تندتری در مقایسه با سایر پارامترها برخوردار است. با توجه به شکل ۱۳، بیشترین مقدار دوران در تورب ۶۰ درجه و تحت اثر رکوردی با بیشترین  $PGA_{sp}$  برابر با  $g/10$  رخ داده است. جابه جایی کلاهک شمع نیز به طور میانگین افزایشی در حدود ۲۰٪ را با افزایش زاویه تورب تجربه می نماید. بیشینه مقادیر تغییر شکل کلید برشی از روند خاصی در برابر تغییرات زاویه تورب پیروی نکرده، بدین ترتیب که در شکل ۱۵- و شاهد درّه ای در تورب



شکل ۱۵. حساسیت میانگین بیشینه مقادیر پاسخ های پل نسبت به تغییرات زاویه تورب الف-جابجایی طولی ستون پایه؛ ب-دریفت طولی ستون پایه؛ ج-جابجایی عرضی ستون پایه؛ د-دریفت عرضی ستون پایه؛ ه-دوران عرشه؛ و-جابجایی کلید برشی

Fig. 15. Sensitivity of maximum values' median of the bridge responses to skew angle variations; a: column longitudinal displacement; b: column longitudinal drift; c: column transverse displacement d: column transverse drift; e: deck rotation; f: shear-key displacement

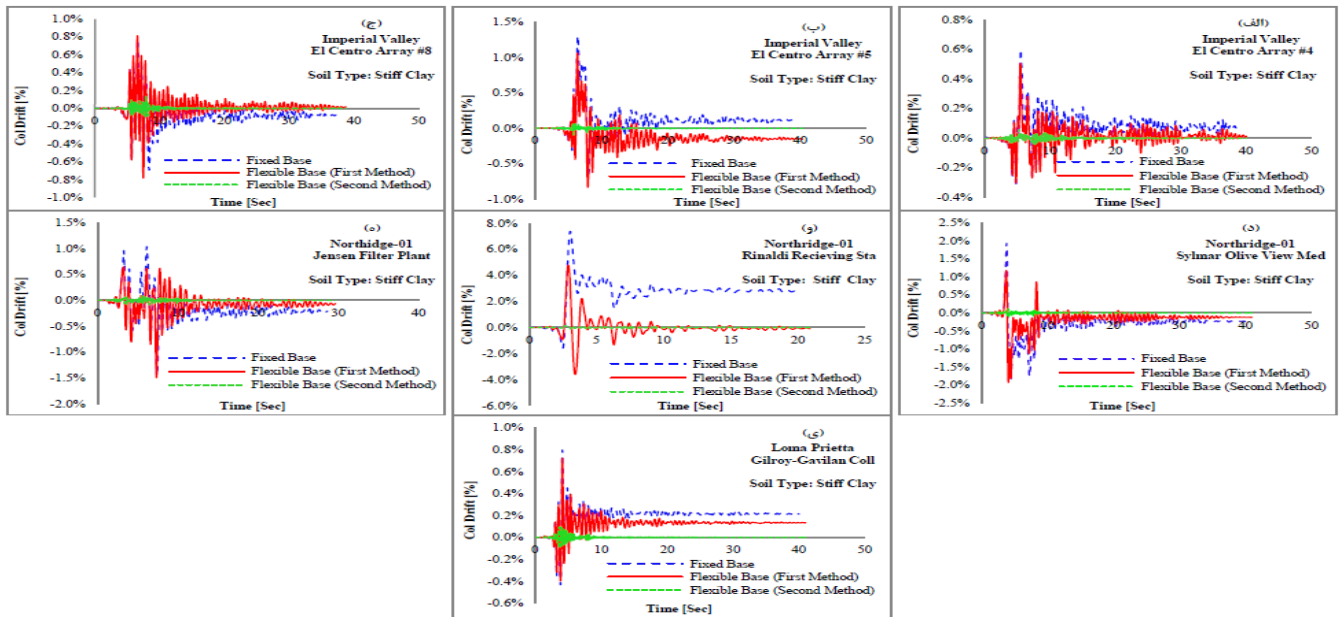


شکل ۱۶. مقایسه جابجایی بالایی ستون پایه در راستای طولی در تورب ۴۵°، برای حالت پایه صلب و انعطاف پذیر

Fig. 16. Comparison of column-bent top displacement in longitudinal direction in the case of fixed-base and flexible-base at 45° skewness

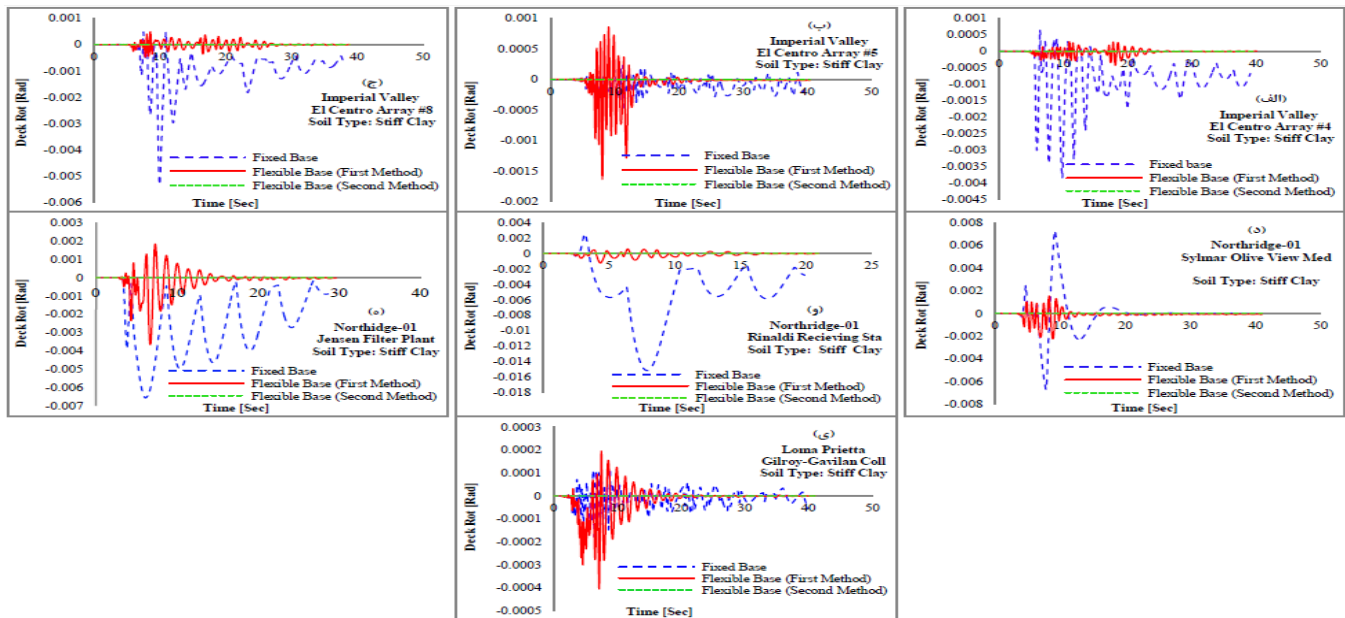
رخ نداده است. با بررسی دقیق تر شکل های ۱۶ تا ۱۹، مشاهده می شود که استفاده از فرضیات ساده کننده کالترنس مبنی بر به کارگیری فترهایی با مقدار سختی معین به منظور مدل سازی هر یک از

یکی از معیارهای فروریزش پل معرفی نموده [۱۶] که بر اساس نتایج تحلیل مدل های شامل و فاقد اثرات اندرکنش خاک و شمع (شکل ۱۵-ب و ۱۵-د) حداکثر دریفت طولی و عرضی ستون در زوایای تورب متفاوت کمتر از ۲/۵٪ بوده، لذا گسیختگی بر مبنای این معیار



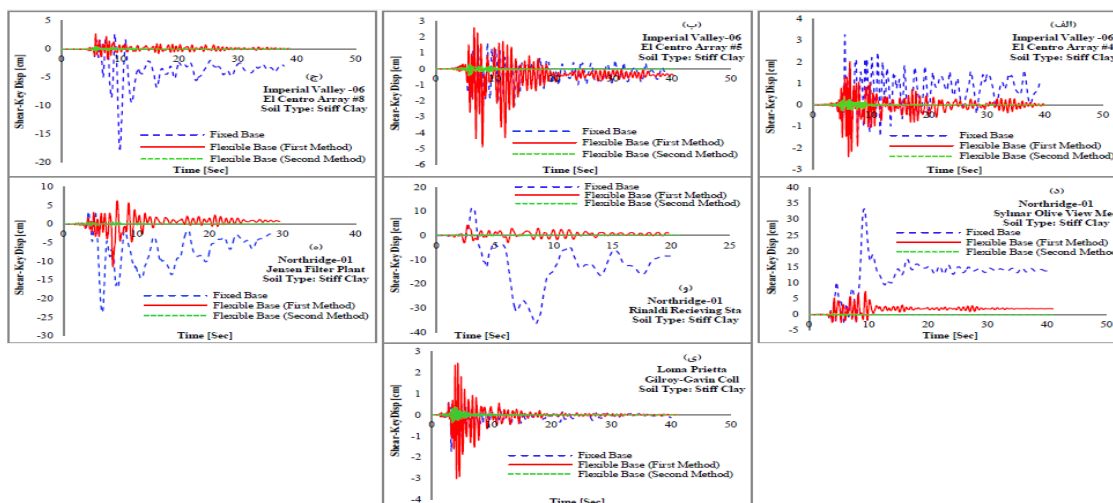
شکل ۱۷. مقایسه دررفت طولی ستون پایه در تورب  $45^\circ$ ، برای حالت پایه صلب و انعطافپذیر

Fig. 17. Comparison of column-bent drift ratio in longitudinal direction in the case of fixed-base and flexible-base at  $45^\circ$  skewness



شکل ۱۸. مقایسه دوران عرشه در تورب  $45^\circ$ ، برای حالت پایه صلب و انعطاف پذیر

Fig. 18. Comparison of deck rotation in the case of fixed-base and flexible-base at  $45^\circ$  skewness

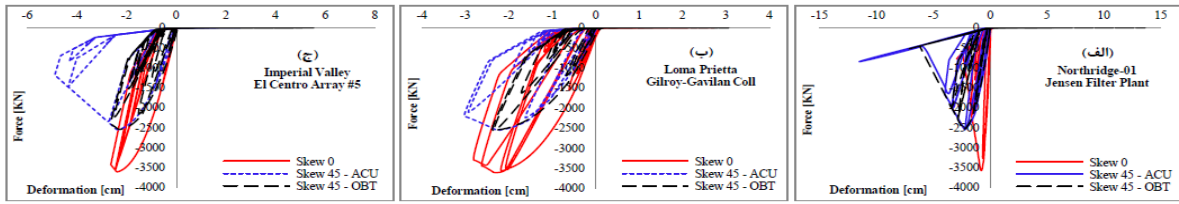


شکل ۱۹. مقایسه جابه جایی کلید برشی شمالی کوله غربی در تورب  $45^\circ$ ، برای حالت پایه صلب و انعطافپذیر

Fig. 19. Comparison of shear-key deformation in the case of fixed-base and flexible-base at  $45^\circ$  skewness

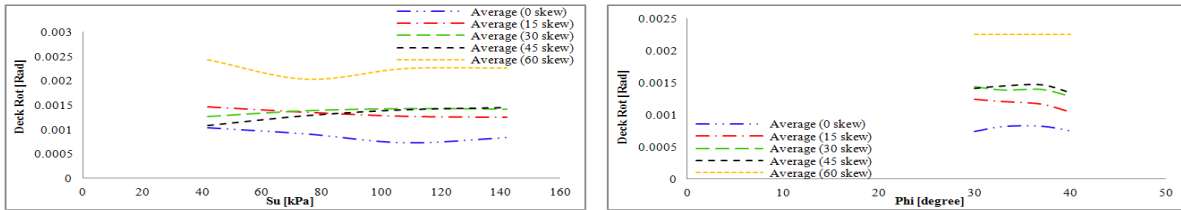
تحت اثر دو رکورد با بیشینه  $PGA_{SN}$  و  $PGA_{SP}$  بیش از ۹۸٪ نسبت به پایه گیردار کاهش یافته است (شکل های ۱۶-۵، ۱۷-۵، ۱۸-۵ و ۱۹-۵). اگر چه که با توجه به نتایج حاصل، مدل سازی کامل سیستم فونداسیون پایه و کوله و بخش وسیعی از خاک محصور شده اطراف آن مطلوب ترین رویکرد به نظر می رسد اما ممکن است برای پل های ساده و متداول استفاده از این روش به دلیل افزایش احتمال بروز خطا لازم نبوده و نتایج مطلوب با اتخاذ روش اول مدل سازی نیز حاصل گردد. البته لازم به ذکر است که شدت رکورد حوزه نزدیک و راستای اعمال آن به سازه پل نیز در نتایج حاصل و میزان کارایی مدل بسیار تأثیرگذار خواهد بود. لذا پیشنهاد می گردد که موارد ذکر شده با اتخاذ مجموعه وسیع تری از رکوردهای حوزه نزدیک مجدداً بررسی گردند. منحنی استقامت کلیدهای برشی (شکل ۶-ب) در یک مقدار تغییر شکل معین ( $\Delta_{SK-F}$ )، به نام تغییر شکل گسیختگی کلید برشی به مقدار سختی صفر تنزل می یابد. این مقدار برای پل نمونه در حدود  $6/2$  cm بوده که در صورت تجاوز مقدار تغییر شکل هر یک از کلیدهای برشی از این حد، شکست کلید اتفاق می افتد. با دقت در شکل ۲۰ مربوط به رفتار هیستریزس کلید برشی واقع در دو گوشه عرشه می توان دریافت که با افزایش زاویه تورب، این مؤلفه ها و به طور مشخص کلید برشی واقع در گوشه حاده عرشه تغییر شکل بیشتری را تجربه کرده و مقاومت کمتری در برابر بارهای عرضی نشان می دهند که این امر منجر به افزایش احتمال شکست کلید برشی و

شمع های واقع در زیر کوله ها [۱]، منجر به کاهش پاسخ های مربوط به تورب  $45^\circ$  درجه تحت اکثر رکوردهای انتخابی نسبت به حالت پایه گیردار می گردد. با اتخاذ این روش حداکثر جابه جایی و دررفت طولی و عرضی ستون، دوران عرشه و تغییر شکل کلید برشی به طور میانگین تا ۱۸٪، ۲۰٪، ۴۹٪، ۵۰٪، ۷۴٪ و ۷۰٪ کاهش می یابد. البته در برخی از موارد به کارگیری این روش مدل سازی تقاضاهای مربوط به دوران عرشه و تغییر شکل کلید برشی را افزایش داده است. لازم به ذکر است که مقدار جابه جایی و دررفت پسماند ستون به علاوه ی تغییر شکل پسماند عرشه و کلید برشی نیز در این حالت نسبت به شرایط پایه گیردار کاهش یافته و تحت برخی از رکوردها، ستون و بالتبع آن عرشه به موقعیت اولیه خود باز خواهند گشت. از شکل های ۱۸ و ۱۹ دریافت می شود که مقدار دوران عرشه و تغییر شکل کلید برشی در تورب  $45^\circ$  درجه مربوط به حالت پایه انعطاف پذیر، در اثر اعمال رکوردی با بیشترین  $PGA_{SP}$  نسبت به رکوردی با کمترین  $PGA_{SP}$ ، به ترتیب ۹ و ۴ برابر بیشتر است. به عنوان رویکرد دوم، مدل سازی کامل شمع های کوله و پایه، با استفاده از ۵۰ المان تیر-ستون غیرخطی منجر به کاهش قابل ملاحظه پاسخ ها به ویژه دوران عرشه شده و جابه جایی و دررفت پسماند ستون همراه با تغییر شکل پسماند کلید برشی را در انتهای ارتعاش به مقدار صفر می رساند. به عنوان مثال با اتخاذ این روش، حداکثر جابه جایی و دررفت طولی ستون، دوران عرشه و تغییر شکل کلید برشی در تورب  $45^\circ$  درجه و



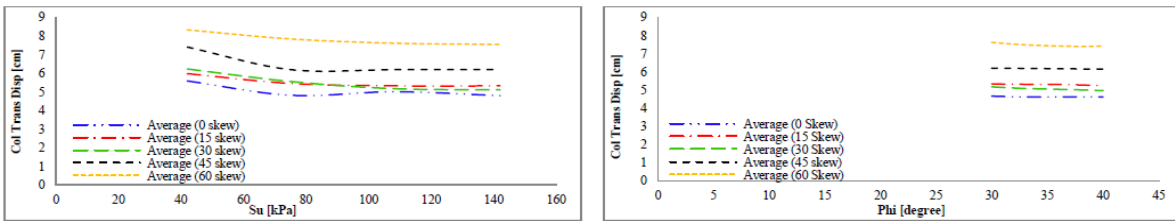
شکل ۲۰. رفتار هیستریزیس نیرو-تغییر شکل کلیدهای برشی واقع در گوشه حاده و منفرجه عرشه

Fig. 20. Force-deformation hysteresis behavior of the shear keys located in acute and obtuse corners



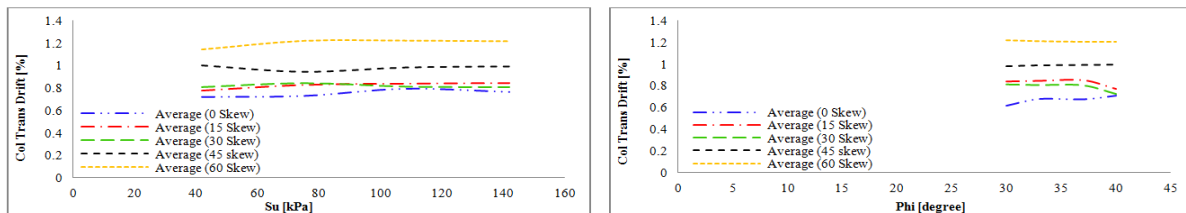
شکل ۲۱. حساسیت دوران عرشه نسبت به مقاومت خاک موجود در محل ساختگاه، در زوایای تورب متفاوت

Fig. 21. Sensitivity of deck rotation to soil strength at various skew angles



شکل ۲۲. حساسیت جابه جایی عرضی ستون نسبت به مقاومت خاک موجود در محل ساختگاه، در زوایای تورب متفاوت

Fig. 22. Sensitivity of column transverse displacement to soil strength at various skew angles



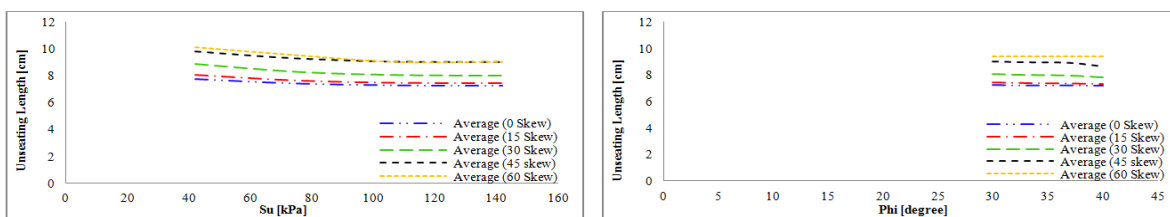
شکل ۲۳. حساسیت دریفت عرضی ستون نسبت به مقاومت خاک موجود در محل ساختگاه، در زوایای تورب متفاوت

Fig. 23. Sensitivity of column transverse drift to soil strength at various skew angles

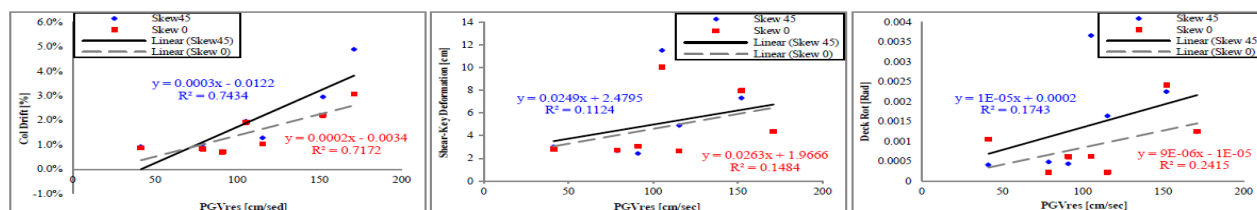
در شکل های ۲۱ تا ۲۴ مربوط به نتایج حاصل از به کارگیری رویکرد اول در مدل سازی شمع های کوله، اثر تغییرات زاویه تورب و مقاومت خاک بر برخی از تقاضاهای مهندسی اساسی مورد ارزیابی قرار گرفته و مشاهده گردید که با وجود تغییر مقاومت خاک از محدوده نرم تا سخت برای خاک های رسی و محدوده سست تا متراکم برای

بالتبع آن دوران بیش از اندازه عرشه، تحمیل فشارهای مضاعف به سیستم فونداسیون کوله در زوایای تورب بزرگتر و افزایش احتمال بلندشدگی عرشه خصوصاً در گوشه حاده می گردد. بر اساس شکل ۲۰-الف، در تورب ۴۵ درجه کلید برشی واقع در گوشه حاده عرشه دچار شکست شده است.

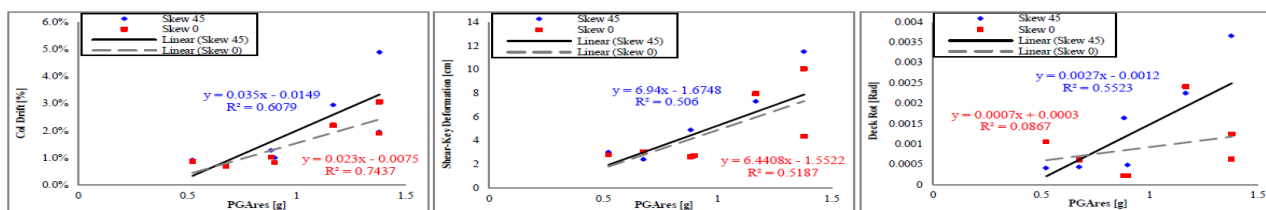




شکل ۲۴. حساسیت طول بلندشدگی کوله نسبت به مقاومت خاک موجود در محل ساختمان، در زوایای تورب متفاوت  
 Fig. 24. Sensitivity of abutment unseating-length to soil strength at various skew angles



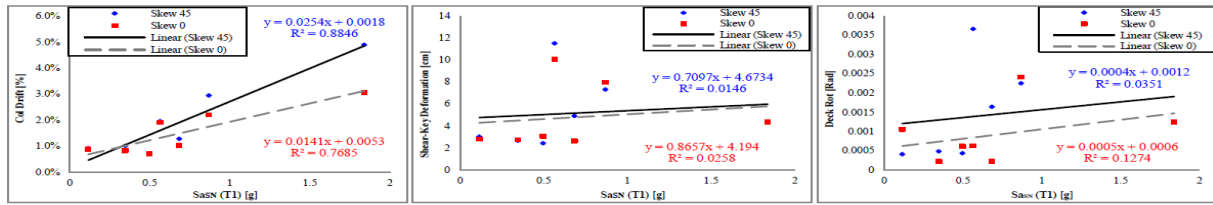
شکل ۲۵. تقاضا در مقابل حداکثر سرعت برآیند زمین (PGV<sub>res</sub>) برای دریفت ستون پایه، جابه جایی کلید برشی و دوران عرشه  
 Fig. 25. Demands to peak resultant ground velocity (PGV<sub>res</sub>) for column-bent drift, shear-key displacement and deck rotation



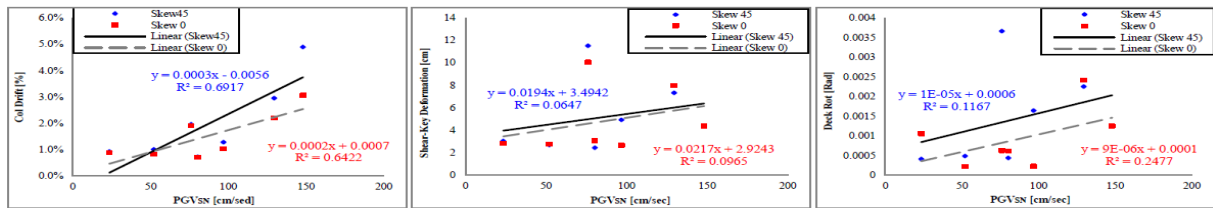
شکل ۲۶. تقاضا در مقابل حداکثر شتاب برآیند زمین (PGA<sub>res</sub>) برای دریفت ستون پایه، جابه جایی کلید برشی و دوران عرشه  
 Fig. 26. Demands to peak resultant ground acceleration (PGA<sub>res</sub>) for column-bent drift, shear-key displacement and deck rotation

سه پارامتر پاسخ لرزه‌ای حالت پایه انعطاف پذیر نسبت به بیشینه سرعت و شتاب برآیند زمین ( $PGV_{res}$  و  $PGA_{res}$ )، شتاب طیفی در پرپود مود اول مؤلفه عمود بر گسل ( $Sa_{SN}(T_1)$ ) و بیشینه سرعت و شتاب مؤلفه عمود بر گسل ( $PGV_{SN}$  و  $PGA_{SN}$ ) به عنوان شاخص شدت (IM) در شکل‌های ۲۵ تا ۲۹ مشخص است. از جمله معیارهای انتخاب این شاخص‌ها می‌توان به پراکندگی کمتر در تخمین ظرفیت گسیختگی و عدم وابستگی به خصوصیات سازه‌ای اشاره کرد [۱۶]. دریافت گردید که احتمالاً واقع بینانه‌ترین رویکرد، معرفی مناسب‌ترین شاخص به لحاظ برخورداری از کمترین پراکندگی برای هر یک از تقاضاهای مذکور به صورت مجزا خواهد بود.

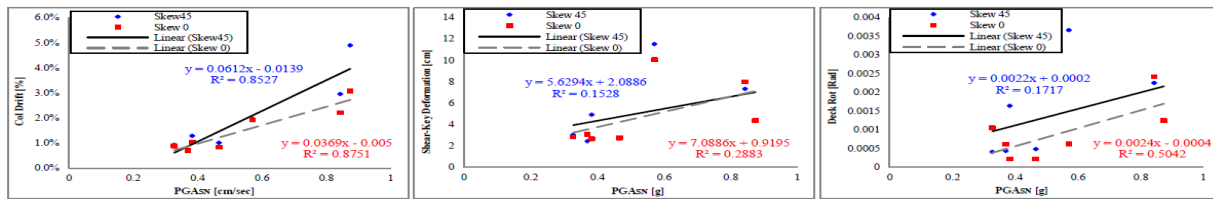
خاک‌های ماسه‌ای نیز افزایش زاویه تورب منجر به افزایش بیشینه مقادیر پاسخ‌ها می‌گردد. از طرفی یکی دیگر از معیارهای فروریزش پل، جابه جایی عرشه نسبت به کوله در راستای بلندشدگی طولی به مقداری بیش از طول نشیمن عرشه می‌باشد [۱۶]. در دوره نوین طراحی لرزه‌ای پل‌ها پس از وقوع زلزله لوما پریتا (۱۹۸۹) پهنای بزرگتری نسبت به دوره‌های قبل برای نشیمن عرشه پل (حدود ۶۰ cm) در نظر گرفته شد [۳۱ و ۱]. طول نشیمن مجاز برای پل نمونه برابر با ۷۵ cm بوده [۱۶] که با مراجعه به شکل ۲۴ واضح است که با وجود تغییر مقاومت خاک، گسیختگی براساس این معیار نیز رخ نداده است. برای بررسی اثر زاویه تورب بر تقاضاهای تحمیل شده، حساسیت



شکل ۲۷. تقاضا در مقابل شتاب طیفی در پرئود مود اول مؤلفه عمود بر گسل  $(Sa_{SN}(T_1))$  برای دررفت ستون پایه، جابه جایی کلید برشی و دوران عرشه  
**Fig. 27. Demands to spectral acceleration at the first mode period of strike-normal component ( $Sa_{SN}(T_1)$ ) for column-bent drift, shear-key displacement and deck rotation**



شکل ۲۸. تقاضا در مقابل سرعت مؤلفه عمود بر گسل  $(PGV_{SN})$  برای دررفت ستون پایه، جابه جایی کلید برشی و دوران عرشه  
**Fig. 28. Demands to peak ground velocity of strike-normal component ( $PGV_{SN}$ ) for column-bent drift, shear-key displacement and deck rotation**



شکل ۲۹. تقاضا در مقابل شتاب مؤلفه عمود بر گسل  $(PGA_{SN})$  برای دررفت ستون پایه، جابه جایی کلید برشی و دوران عرشه  
**Fig. 29. Demands to peak ground acceleration of strike-normal component ( $PGA_{SN}$ ) for column-bent drift, shear-key displacement and deck rotation**

فونداسیون انعطاف پذیر انجام شد. در ابتدا پل انتخابی با و بدون در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک و سازه با استفاده از نرم افزار اجزاء محدود OpenSees به صورت سه بعدی مدل سازی شده و سپس تحت مجموعه ای هفتگانه از رکوردهای حوزه نزدیک سه مؤلفه ای (دو مؤلفه افقی و یک مؤلفه قائم) و دارای پالس های قوی ناشی از جهت پذیری پیش رونده در نگاشت سرعت، مورد تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی قرار گرفت. لازم به ذکر است که مؤلفه عمود بر گسل (SN) رکوردهای انتخابی در راستای طولی و مؤلفه موازی گسل (SP) در راستای عرضی به سازه اعمال گردید. در طول انجام آنالیزهای تاریخیچه زمانی، زاویه تورب کوله (۰، ۱۵، ۳۰، ۴۵

به عنوان مثال برای دررفت ستون  $PGA_{SN}$ ، تغییر شکل کلید برشی  $PGA_{res}$  و دوران عرشه  $PGV_{res}$  مناسب ترین شاخص است. به طور کلی برای هر سه تقاضا می توان  $PGA_{SN}$  را به عنوان بهترین شاخص با کمترین میزان پراکندگی معرفی کرد.

#### ۴- نتیجه گیری

در طی این مطالعه مجموعه وسیعی از تحلیل های تاریخیچه زمانی غیرخطی، به منظور ارزیابی رفتار لرزه ای یک پل مورب بزرگراهی دو دهانه و همچنین اثرات تغییر در زاویه تورب بر محدوده پارامترهای تقاضای مهندسی (EDPs) در دو حالت پایه گیردار و

گسیختگی آن‌ها، دوران‌های قابل ملاحظه عرشه، بلندشدگی عرشه از روی کوله و بالتبع آسیب‌پذیری بیشتر فونداسیون کوله می‌گردد.

### مراجع

- [1] CALTRANS, 2013. Caltrans Seismic Design Criteria Version 1.7. California Department of Transportation, Sacramento, CA.
- [2] Ghobarah A. A., Tso W. K., 1973. "Seismic Analysis of Skewed Highway Bridges with Intermediate Supports". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2(3), pp. 235-248.3.
- [3] Bakht B., 1988. "Analysis of Some Skew Bridges as Right Bridges". *Journal of Structural Engineering*, 114(10), pp. 2307-2322.
- [4] Wakefield R. R., Nazmy A. S., Billington D. P., 1991. "Analysis of Seismic Failure in Skew RC Bridge". *Journal of Structural Engineering*, 117(3), pp. 972-986.
- [5] Meng J. Y., Lui E. M., 2000. "Seismic Analysis and Assessment of a Skew Highway Bridge". *Engineering Structures*, 22(11), pp. 1433-1452.
- [6] Maleki S., 2005. "Seismic Modeling of Skewed Bridges with Elastomeric Bearings and Side Retainers". *Journal of Bridge Engineering*, 10(4), pp. 442-449.
- [7] Menassa C., Mabsout M., Tarhini K., Frederick G., 2007. "Influence of Skew Angle on Reinforced Concrete Slab Bridges". *Bridge Engineering*, ASCE, 12(2), pp. 205-214.
- [8] Shamsabadi A., Nordal S., 2006. "Modeling Passive Earth Pressures on Bridge Abutments for Nonlinear Seismic Soil-Structure Interaction using Plaxis". *Plaxis Bulletin*, 20, pp. 8-15.
- [9] Shamsabadi A., Rollins K. M., Kapuskar M., 2007. "Nonlinear Soil-Abutment-Bridge Structure Interaction for Seismic Performance-Based Design". *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 133(6), pp. 707-720.
- [10] Huo X. S., Zhang Q., 2008. "Effect of Skewness on the Distribution of Live Load Reaction at Piers of Skewed Continuous Bridges". *Bridge Engineering*, ASCE, 13(1), pp. 110-114.
- [11] Kalantari A., Amjadian M., 2010. "An Approximate

و ۶۰ درجه) و مقاومت خاک بستر، تغییر یافته و اثر این تغییرات عمده‌ترین تقاضاهای مهندسی مؤثر بر رفتار لرزه‌ای پل مورد مطالعه قرار گرفت. به علاوه نحوه تغییرات هر یک از این تقاضاها در دو حالت پایه صلب و انعطاف‌پذیر با یکدیگر مقایسه شده و نهایتاً نسبت به دریافت کارآمدترین شاخص شدت حرکت زمین با کمترین پراکندگی برای ارزیابی پاسخ لرزه‌ای پل‌های مورب با پایه انعطاف‌پذیر، اقدام گردید. پاره‌ای از نتایج حاصل به شرح زیر است:

- بارگذاری شدید و غیر یکنواختی که در رکوردهای حوزه نزدیک با پالس‌های قوی سرعت به چشم می‌خورد، منجر به ایجاد جابه‌جایی‌های بزرگ در یک راستا شده که دوران‌های قابل ملاحظه و جابه‌جایی‌های پسماند را در پل‌های دارای کوله‌های مورب به دنبال خواهد داشت لذا با ورود المان‌های معرف اندرکنش خاک و سازه در مدل‌سازی‌ها این اثرات تقلیل خواهد یافت. از طرفی انتظار می‌رود که مقدار کاهش پاسخ ناشی از در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه در اثر نگاشت‌های حوزه نزدیک نسبت به نگاشت‌های حوزه دور کمتر باشد.
- در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه در مقایسه با مدل پایه گیردار منجر به کاهش اکثر تقاضاهای مهندسی خصوصاً با به کارگیری رویکرد مدل‌سازی کامل هر یک از اجزاء سازه و بخش وسیعی از خاک اطراف ناحیه محصور شده آن (روش مستقیم) گردید، چرا که نحوه تعریف شرایط مرزی شمع‌ها و پایه نقش مهمی را در نتایج ایفا می‌کند. اغلب این تقاضاها با افزایش زاویه تورب کوله روندی افزایشی را طی نمودند.
- نتایج حاصل از تحلیل‌های متعدد آشکار ساخت که دوران عرشه در مقایسه با سایر تقاضاها بیشترین حساسیت را نسبت به تغییر در زاویه تورب کوله از خود نشان می‌دهد که دلیل اصلی آن می‌تواند تشکیل گوه‌های مقاوم غیریکنواخت خاک در پشت دیوار انتهایی کوله باشد.

- کاهش تغییر شکل کلیدهای برشی در اثر ورود المان‌های معرف اندرکنش خاک و سازه به مدل‌سازی‌ها، منجر به کاهش تقاضای غیرالاستیک تحمیل شده بر سیستم فونداسیون کوله، محدود نمودن جابه‌جایی عرضی عرشه و تسهیل انتقال برش به زیرسازه، در مقایسه با شرایط پایه گیردار خواهد شد. از طرفی این مؤلفه‌ها با افزایش زاویه تورب خصوصاً در گوشه حاده عرشه، ضمن تجربه مقدار تغییر شکل بیشتر مقاومت کمتری از خود نشان داده که منجر به افزایش احتمال

- Structures: Basic Analysis Reference Manual. Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA.
- [22] Aviram A., Mackie K. R., Stojadinovic B., 2008. Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California. PEER Report No. 2008/03. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- [23] Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R., 1988. "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete". Journal of Structural Engineering, ASCE, 114(8), pp. 1804–1825.
- [24] Bozorgzadeh A., Megally S., Restrepo J. I., Ashford S. A., 2006. Capacity Evaluation of Exterior Sacrificial Shear Keys of Bridge Abutments". Journal of Bridge Engineering, ASCE, 11(5), pp. 555-565.
- [25] Zhang J., Makris N., 2002. "Kinematic Response Functions and Dynamic Stiffness of Bridge Embankments". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(11), pp.1933-1966.
- [26] Matlock H., 1970. Correlation for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay. In Proceedings of the 2nd Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, OTC 1204.
- [27] API, 2000. API Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms. Report No. RP 2A-WSD. American Petroleum Institute, Washington, D.C.
- [28] Mackie K.R., Lu J., Elgamal A., 2012. "Performance-Based Earthquake Assessment of Bridge Systems Including Ground-foundation Interaction". Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 42, pp. 184-196.
- [29] Code No. 463, 2008. Road and Railway Bridges Seismic Resistant Design Code. Ministry of Roads and Transportation, Tehran, Iran, (in Persian).
- [30] Charney F., 2010. "Site Classification Procedure for Seismic Design". Seismic Loads, ASCE, 7(20), pp. 11-18.
- [31] ATC, 1996. Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations, ATC Report No. ATC-32. Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- Method for Dynamic Analysis of Skewed Highway Bridges with Continuous Rigid Deck". Engineering Structures, 32(9), pp. 2850-2860.
- [12] Dimitrakopoulos E. G., 2011. "Seismic Response Analysis of Skew Bridges with Pounding Deck-Abutment Joints". Engineering Structures, 33(3), pp. 813-826.
- [13] Apirakvorapinit P., Mohammadi J., Shen J., 2012. "Analytical Investigation of Potential Seismic Damage to a Skewed Bridge". Practice Periodical on Structural Design and Construction, 17(1), pp. 5-12.
- [14] Zakeri B., Padgett J. E., Amiri G. G., 2014. "Fragility Analysis of Skewed Single-Frame Concrete Box-Girder Bridges". Journal of Performance of Constructed Facilities, 28(3), pp. 571-582.
- [15] Deepu S., Prajapat K., Ray-Chaudhuri S., 2014. "Seismic Vulnerability of Skew Bridges under Bi-directional Ground Motions". Engineering Structures, 71, pp. 150-160.
- [16] Kaviani P., Zareian F., Taciroglu E., 2014. Performance-Based Seismic Assessment of Skewed Bridges. PEER Report No. 2014/01. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- [17] Mallick M., Raychowdhury P., 2015. "Seismic Analysis of Highway Skew Bridges with Nonlinear Soil-Pile Interaction". Transportation Geotechnics, 3, pp. 36-47.
- [18] Ghotbi A. R., 2016. "Response Sensitivity Analyses of Skewed Bridges with and without Considering Soil-Structure Interaction". Structures, 5, pp. 219-232.
- [19] Omrani R., Mobasher B., Sheikhabari Sh., Zareian F., Taciroglu E., 2017. "Variability in the Predicted Seismic Performance of a Typical Seat-type California Bridge due to Epistemic Uncertainties in its Abutment Backfill and Shear-key Models". Engineering structures, 148, pp. 718-738.
- [20] McKenna F., Fenves G.L., Scott M.H., 2000. The Open System for Earthquake Engineering Simulation, University of California, Berkeley, CA. See also URL <http://opensees.berkeley.edu>.
- [21] CSI, 2019. SAP2000- Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional

- the 3rd International Conference on Applied Researches in Structural Engineering and Construction Management, Tehran, Iran (in Persian).
- [34] ASCE, 2010. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE 7-10. American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- [32] PEER Ground Motion Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center. See also URL <http://peer.berkeley.edu>.
- [33] H. Soltani, F. Emami, 2019. Seismic Behavior of Reinforced Concrete Skew Bridges Embedded on Stiff Clay under Near Fault Ground Motions, with Considering Soil-Structure Interaction. Proceedings of

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

*H. Soltani, F. Emami, P. Javadi, Seismic Assessment of Reinforced Concrete skewed Bridges under Near-Fault Ground Motions with Considering Soil-Structure Interaction- Case Study of Jack Tone Road On-Ramp Overcrossing Located in California, Amirkabir J. Civil Eng., 53(10) (2022) 4433-4458.*

DOI: [10.22060/ceej.2020.18336.6845](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.18336.6845)



