

## Evaluation of seismic response of monopile foundation of offshore wind turbines in sandy soil by numerical modeling

Mohammad Ali Masoumi<sup>1</sup>, S. Mohammad Sadegh Sahraeian<sup>2\*</sup>, Mohammad Amir Najafgholipour<sup>3</sup>, Ali Shafiee<sup>4</sup>

1- MSc Student, Civil and Environmental Engineering Department. Shiraz University of Technology, Shiraz, Iran

2- Assistant Professor, Civil and Environmental Engineering Department. Shiraz University of Technology, Shiraz, Iran

3- Associate Professor, Civil and Environmental Engineering Department. Shiraz University of Technology, Shiraz, Iran

4- Assistant Professor, Civil and Environmental Engineering Department. California State Polytechnic University, Pomona, USA

### ABSTRACT

Because of the development of wind turbine farms in seismic areas, such as East Asia, southern Europe, and the United States, as well as the importance of the foundation of the wind turbines in the design and implementation, it is necessary to study the seismic behavior of wind turbine foundations. In this study, the seismic behavior of monopile foundation of a simplified offshore wind turbine model under a specific earthquake record was evaluated by using finite element method in OpenSees software. At first, the proposed numerical model was validated by the results of a dynamic centrifuge modeling of a steel pile located in sandy soil. Then, the effects of various parameters such as dimensions of monopile (diameter and length), soil relative density, end bearing pile effect and wind load effect were evaluated. The results of this study showed that the changes of these parameters have significant effects on the seismic behavior of the monopile of offshore wind turbines. Increasing dimensions of monopile (diameter and length) and soil relative density improves the seismic performance of the structure and foundation system and reduces lateral displacement at the top of tower and reduces settlement and rotation of the monopile. Change of behavior of the monopile from frictional pile to end bearing pile, improves the behavior of the wind turbine structure and foundation under seismic loading. Also, wind loading causes more displacement and rotation to the structure, and static wind load creates more critical conditions than the dynamic wind load.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 11 May 2022

**Revise Date:** 04 November 2022

**Accept Date:** 05 November 2022

### Keywords:

Offshore Wind turbine  
Finite element modeling  
Seismic response  
Monopile foundation  
Liquefaction

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2022.341393.2807>

\*Corresponding author: Seyed Mohammad Sadegh Sahraeian

Email address: sahraeian@sutech.ac.ir

## ارزیابی پاسخ لرزه‌ای فونداسیون مونوپایل توربین بادی فراساحل در خاک ماسه‌ای به وسیله مدل سازی عددی

محمدعلی معصومی<sup>۱</sup>، سید محمدصادق صحرائیان<sup>۲\*</sup>، محمدمیر نجفقلی پور<sup>۳</sup>، علی شفیعی<sup>۴</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی شیراز، شیراز، ایران

۲- استادیار گروه مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی شیراز، شیراز، ایران

۳- دانشیار گروه مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی شیراز، شیراز، ایران

۴- استادیار گروه مهندسی ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه ایالتی پلی تکنیک کالیفرنیا، پومونا، ایالات متحده آمریکا

### چکیده

با توجه به توسعه توربین‌های بادی در مناطق لرزه خیز، از جمله نواحی شرقی آسیا، نواحی جنوبی اروپا و بخش‌های غربی ایالات متحده آمریکا و همچنین اهمیت فونداسیون چنین سازه‌هایی در طراحی و اجرا، بررسی رفتار لرزه‌ای فونداسیون توربین‌های بادی امری ضروری می‌باشد. در این مقاله، رفتار لرزه‌ای یک فونداسیون مونوپایل (*monopile*) به همراه مدل ساده شده توربین بادی، تحت یک زلزله مشخص، به روش اجزاء محدود در نرم‌افزار *OpenSees* مدل سازی و مورد ارزیابی قرار گرفته است. در ابتدا مدل عددی، با نتایج مدل سازی دینامیکی سانتیفیوژ یک شمع فولادی مستقر در خاک ماسه‌ای، اعتبار سنجی و پس از آن اثر تغییر پارامترهای مختلف از جمله طول مدفون و قطر فونداسیون، تراکم نسبی خاک، شرایط مونوپایل مستقر بر روی بستر سنگی و همچنین بارگذاری باد به صورت یکنواخت و چرخه‌ای بررسی گردید. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که تغییر پارامترهای مذکور تأثیر قابل توجهی بر روی رفتار لرزه‌ای سیستم سازه و فونداسیون دارد. افزایش ابعاد مونوپایل (قطر و طول) و همچنین تراکم نسبی خاک، عملکرد لرزه‌ای سیستم سازه - فونداسیون را بهبود می‌بخشد و باعث کاهش جابه‌جایی جانبی در بالای برج و کاهش نشست و چرخش در مونوپایل می‌گردد. با تغییر رفتار مونوپایل از حالت اصطکاکی به اتکایی، موارد بیان شده با تغییر مثبت، منجر به بهبود رفتار در سازه و فونداسیون توربین بادی، تحت بارگذاری لرزه‌ای می‌گردد. همچنین بارگذاری باد، باعث ایجاد جابه‌جایی و چرخش بیشتر به سازه شده و اعمال بار باد به صورت یکنواخت شرایط بحرانی‌تری را نسبت به حالت بارگذاری چرخه‌ای، ایجاد می‌کند.

کلمات کلیدی: توربین بادی فراساحل، مدل سازی عددی، روش اجزاء محدود، پاسخ لرزه‌ای، مونوپایل (*Monopile*)، روانگرایی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2022.341393.2807	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2022.341393.2807	۱۴۰۲/۰۶/۳۱	۱۴۰۱/۰۸/۱۴	۱۴۰۱/۰۸/۱۴	۱۴۰۱/۰۸/۱۳	۱۴۰۱/۰۲/۲۱
				نویسنده مسئول* سید محمدصادق صحرائیان sahraeian@sutech.ac.ir		پست الکترونیکی:

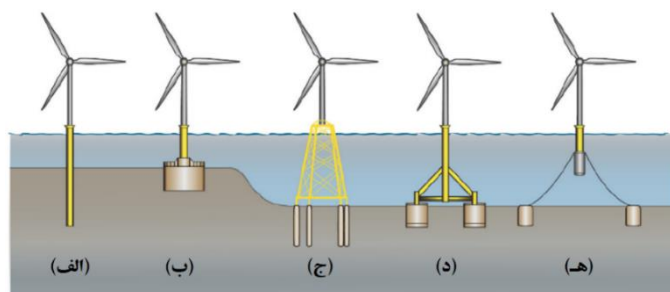
## ۱- مقدمه

امروزه با پیشرفت صنعت، نیاز به استفاده از منابع قابل اعتماد برای تولید انرژی امری غیرقابل انکار می‌باشد. توربین‌های بادی یکی از مهم‌ترین و مؤثرترین منابع تولید انرژی در دهه‌های اخیر به شمار می‌روند و روزبه‌روز در حال توسعه می‌باشند. با این حال اطلاعات کاملی از عملکرد آن‌ها در دسترس نیست. تاریخچه استفاده از توربین‌های بادی به اواخر قرن ۱۹ و اوایل قرن ۲۰ برمی‌گردد. دانمارک و ایالات متحده آمریکا، اولین کشورهای توسعه‌دهنده این صنعت بودند [۱]. در حال حاضر توربین‌های بادی ۴/۷ درصد از برق تولیدی در ایالات متحده آمریکا را به خود اختصاص می‌دهند و پیش‌بینی می‌گردد این عدد تا سال ۲۰۳۰ به ۳۰ درصد افزایش یابد [۲،۳]. همچنین ۵۷ درصد از برق تولیدی در دانمارک از طریق توربین‌های بادی تأمین می‌گردد. همچنین در ایرلند، اروگوئه و پرتغال نیز توجه ویژه‌ای به توسعه و بهره‌برداری توربین‌های بادی برای تولید انرژی شده است [۴].

با توسعه توربین‌های بادی در اروپا و ایالات متحده آمریکا، حساسیت جوامع صنعتی در مناطق لرزه‌خیز، جهت استفاده از توربین‌های بادی افزایش یافته است و با توجه به پتانسیل بالای نیروی باد در نواحی فراساحلی مناطق لرزه‌خیز، از جمله نواحی جنوبی اروپا و نواحی شرقی آسیا، روند توسعه مزارع توربین‌های بادی در این مناطق سرعت بیشتری به خود گرفته است. چین، ژاپن و تایوان برنامه‌های بلندمدتی جهت استفاده از توربین‌های بادی برای تولید انرژی دارند. با این حال یکی از اساسی‌ترین مشکلات و چالش‌هایی که جهت طراحی و احداث توربین‌های بادی وجود دارد، در دسترس نبودن سوابق تحقیقاتی و بررسی عملکرد لرزه‌ای توربین‌های بادی در مناطق لرزه‌خیز می‌باشد.

طراحی، نصب و اجرای توربین‌های بادی به دلیل هندسه منحصر به فرد (به‌عنوان مثال توزیع جرم و سختی در ارتفاع) و بارهایی که بر آن اعمال می‌گردد، متفاوت از طراحی و اجرای سایر سازه‌های مهندسی می‌باشد. همچنین پیچیدگی بارگذاری توربین‌های بادی، متفاوت از سازه‌های ساختمانی می‌باشد. بارهای محیطی مؤثر بر توربین‌های بادی، ترکیبی از حرکت‌های چرخشی و دینامیکی امواج دریا و تلاطم باد می‌باشد [۵-۶]. هدف اصلی فونداسیون، انتقال این بارها با درصد ایمنی بالا و بدون تغییر شکل زیاد به خاک اطراف می‌باشد. از آنجایی که فونداسیون توربین‌های بادی، سهم قابل توجهی از هزینه‌های طراحی و اجرای چنین سازه‌هایی را به خود اختصاص می‌دهد (حدود ۲۵ درصد از کل هزینه سرمایه یک پروژه توربین بادی فراساحلی [۷])، نوآوری جهت کاهش هزینه و طراحی دقیق‌تر و بهینه‌تر آن، امری چالش‌برانگیز و ضروری می‌باشد. در شکل ۱ انواع فونداسیون‌های رایج جهت استقرار توربین‌های بادی فراساحلی نشان داده شده است.

در حال حاضر مونوپایل‌ها (Monopile)، رایج‌ترین و محبوب‌ترین نوع فونداسیون برای توربین‌های بادی ساحلی و فراساحلی می‌باشند و برای عمق‌های کم دریا (عمق کمتر از ۵۰ متر) مورد استفاده قرار می‌گیرند. طبق آخرین گزارش وضعیت باد فراساحلی در اروپا [۸] تا پایان سال ۲۰۱۹ فونداسیون مونوپایل، با تعداد ۴۲۵۸ عدد حدود ۸۱ درصد از کل فونداسیون‌های توربین‌های بادی فراساحلی را در اروپا به خود اختصاص داده است.



شکل ۱: فونداسیون‌های رایج برای توربین‌های بادی فراساحلی (الف) مونوپایل (ب) کیسون<sup>۱</sup> (ج) جکت<sup>۲</sup> (د) سه‌پایه<sup>۳</sup> (ه) شناور<sup>۴</sup> [۹]

<sup>1</sup> Caisson

## ۲- پیشینه تحقیقات

در گذشته مبنای طراحی بیشتر چنین فونداسیون‌هایی، آیین‌نامه موسسه نفت آمریکا<sup>۲</sup> (API) بوده که به منظور طراحی شمع برای سازه‌های مربوط به صنعت نفت و گاز مورد استفاده قرار می‌گرفته است. امروزه در کشورهای شرق آسیا به‌ویژه چین از روش p-y پیشنهاد شده توسط API جهت طراحی فونداسیون توربین‌های بادی استفاده می‌شود، در حالی که کشورهای اروپایی به تدریج از این روش فاصله گرفته‌اند. بایرون و همکاران [۱۰] در پروژه PISA بیان کردند، روش‌های طراحی فعلی API، ظرفیت نهائی و سختی اولیه را در خاک‌های ماسه‌ای و رسی به درستی پیش‌بینی نمی‌کند. عبدالرحمن و اچموس [۱۱] دریافتند، روش p-y برای مونوپایل‌هایی با قطر بزرگ‌تر از ۲ متر، تغییر شکل فونداسیون را کمتر از مقدار واقعی پیش‌بینی می‌کند. لی و همکاران [۱۲] با انجام مجموعه‌ای از آزمایشات سانتریفیوژ با شتاب 100g در خاک ماسه‌ای، بیان کردند مقاومت خاک در روش p-y به درستی محاسبه نمی‌گردد و بر مبنای نتایج خود، یک روش اصلاح شده پیشنهاد کردند. همچنین درویشی الموتی و همکاران [۱۳] با انجام یکسری آزمایشات سانتریفیوژ بیان کردند، مدول اولیه واکنش بستر زمین<sup>۳</sup> در روش p-y حدود ۸ برابر حالت واقعی تخمین زده می‌شود. با وجود تناقض‌هایی که در روش p-y پیشنهادی توسط API وجود دارد، به نظر می‌رسد، بررسی اثرات لرزه‌ای روی فونداسیون و سازه توربین‌های بادی تا حدودی مورد غفلت قرار گرفته است. در تحقیقات جدید [۱۴-۱۶] در خصوص پاسخ دینامیکی توربین‌های بادی، به اهمیت عملکرد ترکیبی نیروی باد و زلزله تأکید بسیار شده است. سانتانزولو و همکاران [۱۷] عملکرد ترکیبی بار باد و زلزله را به صورت جفت نشده در حوضه زمان بررسی کردند. در این روش، پاسخ زلزله و باد جداگانه محاسبه و به صورت خطی با هم ترکیب می‌شود. دیرسی و همکاران [۱۸] عملکرد سازه‌ای و فونداسیون توربین‌های بادی را تحت سه نوع رکود زلزله Crustal و Inslab و Interface بررسی کردند. نتایج، حساسیت شدید این سازه‌ها را نسبت به زلزله‌های Crustal و Interface نشان داد.

یکی از چالش‌های اساسی در مناطق لرزه‌خیز، روانگرایی می‌باشد. این پدیده می‌تواند تأثیر قابل توجهی روی فونداسیون توربین‌های بادی فراساحلی به خصوص در خاک‌های ماسه‌ای داشته باشد و باعث جابه‌جایی دائمی و کج شدن پایه فونداسیون‌ها گردد و ثبات و کارایی آن‌ها را تهدید کند [۹]. تجمع فشار آب حفره‌ای در ماسه، در هنگام لرزش زمین می‌تواند باعث تغییر ناگهانی سختی خاک و در نتیجه تغییر در حرکت سازه گردد. کاظمی و کی نیا [۱۹] دو نوع فونداسیون مونوپایل و کیسون را در یک محیط خاک ماسه‌ای اشباع با قابلیت روانگرایی، تحت اثر یک زلزله ثابت، مدل‌سازی کردند. در این مدل‌سازی، بار باد به دو صورت سیکلیک و استاتیک اعمال گردید و نتایج نشان داد، اعمال بار باد به صورت سیکلیک در فونداسیون کیسون تفاوت چندانی با حالت اعمال بار باد به صورت استاتیک ندارد، در حالی که این نوع بارگذاری در فونداسیون مونوپایل، شرایط بحرانی تری را ایجاد می‌کند. همچنین در این مطالعه، دریافتند فونداسیون‌ها، پس از رخداد روانگرایی، دچار چرخش قابل توجهی شده‌اند و کارایی خود را ازدست داده‌اند که به ترتیب با افزایش قطر و طول فونداسیون کیسون و مونوپایل می‌توان عملکرد آن را بهبود بخشید. وانگ و همکاران [۲۰،۲۱] یک فونداسیون ابتکاری مونوپایل چرخ اصطحاک‌کامی جهت افزایش مقاومت در برابر روانگرایی پیشنهاد دادند. آن‌ها با انجام مجموعه‌ای از آزمایشات سانتریفیوژ، تحت بارگذاری مونوتونیک و سیکلیک و همچنین اعمال یک زلزله مصنوعی در پایه مدل، بیان کردند این نوع فونداسیون مقاومت گشتاوری، ظرفیت باربری، سختی اولیه و جانبی بیشتری نسبت به فونداسیون‌های مونوپایل دارد. همچنین آن‌ها نشان دادند این فونداسیون مقاومت بیشتری در مقابل روانگرایی داشته و از پایداری جانبی بهتری برخوردار است. با این حال، نشست فونداسیون ابتکاری در مقایسه با فونداسیون مونوپایل بیشتر می‌باشد.

<sup>2</sup> Jacket structure

<sup>3</sup> Tripod

<sup>4</sup> Floating with anchors

<sup>5</sup> The American Petroleum Institute

<sup>6</sup> Initial modulus of subgrade reaction

یکی دیگر از چالش‌های مهم، در بحث طراحی فونداسیون توربین‌های بادی، در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه می‌باشد. تحلیل عددی اندرکنش لرزه‌ای خاک و سازه توربین‌های بادی، با استفاده از انواع الگوریتم‌های حل خطی و غیرخطی، به‌وضوح نشان داده است که در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه می‌تواند، بار زلزله روی توربین بادی را تا ۱۰ درصد کاهش دهد. [۲۲-۲۴]. یو و همکاران [۲۵] با انجام یکسری آزمایش سانتریفیوژ، با اعمال یک زلزله مصنوعی در پایه مدل، بیان کردند، فونداسیون‌های مونوپایل، در برابر زلزله کاملاً حساس هستند و در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه در رفتار لرزه‌ای توربین‌های بادی نقش مهمی دارد، زیرا می‌تواند روی نشست سازه، پاسخ فونداسیون و فرکانس طبیعی آن تأثیرگذار باشد.

در این تحقیق، جهت بررسی پاسخ لرزه‌ای فونداسیون توربین‌های بادی، ابتدا مدل‌سازی عددی به روش اجزاء محدود در نرم‌افزار OpenSees با نتایج مدل‌سازی دینامیکی یک شمع فولادی مستقر در خاک ماسه‌ای، اعتبار سنجی گردید و پس از آن یک نمونه واقعی از توربین‌های بادی با فونداسیون مونوپایل، با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه، مورد ارزیابی قرار گرفت و اثر تغییر پارامترهای مختلف از جمله طول مدفون و قطر فونداسیون، تراکم نسبی خاک، شرایط مونوپایل مستقر روی بستر سنگی و بارگذاری باد به‌صورت یکنواخت و چرخه‌ای بررسی گردید.

### ۳- روش تحقیق

در این تحقیق، کلیه مدل‌سازی‌ها در نرم‌افزار OpenSees به روش اجزاء محدود انجام گردیده است. این نرم‌افزار جهت انجام تحلیل‌های خطی و غیرخطی سازه‌ای و ژئوتکنیکی تحت بارهای استاتیکی و دینامیکی و در پلتفرم محاسباتی مبتنی بر عملکرد لرزه‌ای توسط مرکز تحقیقات مهندسی زلزله پاسیفیک<sup>۷</sup> در ایالات متحده آمریکا ارائه شده است. این نرم‌افزار با توجه به قابلیت حل معادلات خطی و غیرخطی و تنوع بالای الگوریتم‌های حل و تخصیص مصالح، المان‌ها، ارجحیت بالایی جهت مدل‌سازی‌های ژئوتکنیکی دارد. همچنین یکی از مزیت‌های برجسته این نرم‌افزار در دسترس بودن جدیدترین مدل‌های رفتاری موجود، جهت مدل‌سازی روانگرایی می‌باشد.

مدل‌سازی عددی در این تحقیق، شامل چهار مرحله به شرح تحلیل گرانشی الاستیک، تحلیل گرانشی پلاستیک، اضافه شدن شمع به خاک با نرخ بارگذاری بسیار پایین و تحلیل لرزه‌ای می‌باشد. در مرحله اول، ابتدا خاک با مختصات موردنظر در نرم‌افزار مدل گردیده، المان بندی و شرایط مرزی تعریف شده و تحت نیروی گرانشی خود به‌صورت الاستیک مورد تحلیل قرار گرفته است. در مرحله بعد با در نظر گرفتن شرایط پلاستیک، خاک تحت نیروی گرانشی خود مورد تحلیل قرار گرفت. در کلیه مراحل مذکور بار گرانشی خاک، در یک بازه زمانی بسیار طولانی در ۱۰۰ مرحله با گام زمانی ۵۰۰۰۰۰ ثانیه‌ای به هندسه مدل، اعمال گردید. در مرحله بعد، با معرفی مونوپایل مورد تحلیل در خاک و تعریف مختصات مربوطه، بارگذاری ناشی از وزن مونوپایل در ۲۰۰ گام ۵۰۰۰۰۰ ثانیه‌ای به خاک اعمال گردید. دلیل این امر، حفظ شرایط استاتیکی در زمان قرارگیری مونوپایل در خاک بوده است. در گام آخر، رکورد زلزله به کف مدل اعمال و مدل مذکور تحت بارگذاری لرزه‌ای، مورد تحلیل قرار گرفت. در جدول ۱ خلاصه‌ای از مراحل برنامه‌نویسی مربوط به مدل‌سازی ارائه شده است.

<sup>7</sup> Pacific Earthquake Engineering Research Center

جدول ۱: خلاصه‌ای از مراحل مدل‌سازی در نرم‌افزار

مرحله	شرح مرحله	مرحله	شرح مرحله	مرحله
۱	تعریف پارامترهای اولیه مربوط به خاک، مونوپایل و برج توربین بادی	۱۰	معادل‌سازی گره‌های مشترک بین مونوپایل و خاک	
۲	تعریف مختصات بر اساس شماره گره مربوط به خاک	۱۱	تخصیص بار سازه‌ای ناشی از جرم مونوپایل و برج توربین بادی	
۳	تعریف شرایط مرزی خاک بر اساس شماره گره	۱۲	تعریف مشخصات مصالح و هندسه مونوپایل و برج توربین بادی	
۴	تعریف مدل رفتاری خاک و اختصاص پارامترهای کالیبره شده	۱۳	المان بندی تخصیص مصالح به هر المان مونوپایل و برج توربین بادی	
۵	المان بندی خاک و تخصیص مصالح به هر المان	۱۴	تخصیص اندرکنش بین خاک و مونوپایل	
۶	تعریف الگوریتم مربوط به تحلیل گرانشی الاستیک	۱۵	تعریف الگوریتم مربوط به تحلیل گرانشی ناشی از اضافه شدن بخش سازه‌ای	
۷	تعریف الگوریتم مربوط به تحلیل گرانشی پلاستیک	۱۶	تعریف الگوی بارگذاری لرزه‌ای بر اساس رکورد شتاب انتخابی	
۸	تعریف مختصات بر اساس شماره گره مربوط به مونوپایل و برج توربین بادی	۱۷	تعریف رکوردهای موردنظر جهت ثبت خروجی پس از پایان تحلیل	
۹	تعریف شرایط مرزی و قیود مربوط به مدل‌سازی متقارن بر اساس شماره گره	۱۸	تعریف الگوریتم مربوط به تحلیل دینامیکی ناشی از بارگذاری لرزه‌ای	

در کلیه مدل‌سازی‌ها، المان بندی خاک به صورت سه‌بعدی و از المان‌های ۸ گرهی Brick-UP استفاده گردید. این نوع المان در نرم‌افزار OpenSees بهترین نوع المان بندی جهت مدل‌سازی‌های دینامیکی می‌باشد. در این مدل‌سازی، فونداسیون مونوپایل با المان Elastic-Beam-Column مدل شد و اندرکنش المان‌های مونوپایل با خاک اطراف با المان‌های الاستیک خطی تأمین گردید.

#### ۴- اعتبار سنجی

در این تحقیق، جهت راستی آزمایی مدل عددی ارائه شده، ابتدا مدل عددی با نتایج مدل‌سازی دینامیکی ارزیابی و مورد مقایسه قرار گرفت. مدل رفتاری مورداستفاده در این تحقیق، مدل SANISAND با پارامترهای پیشنهادی طبیبات و همکاران [۲۶] می‌باشد. این مدل رفتاری، توسط دافالیاس و منظری [۲۷] در سال ۲۰۰۴ توسعه داده شده است و در حال حاضر یکی از پرکاربردترین و قدرتمندترین مدل‌های رفتاری موجود جهت بررسی اثرات لرزه‌ای و روانگرایی خاک ماسه‌ای می‌باشد.

ویلسون و همکاران [۲۸] در سال ۲۰۰۰ با انجام یکسری آزمایشات جامع سانتریفیوژ، مجموعه‌ای از مدل‌سازی‌های دینامیکی تک شمع فولادی و شمع گروهی مستقر در خاک ماسه‌ای Nevada تحت دو زلزله شاخص را بررسی و مورد ارزیابی قرار دادند. شکل شماتیک مدل دینامیکی شمع فولادی که جهت اعتبار سنجی در این تحقیق استفاده شده، در شکل ۲ نشان داده شده است.

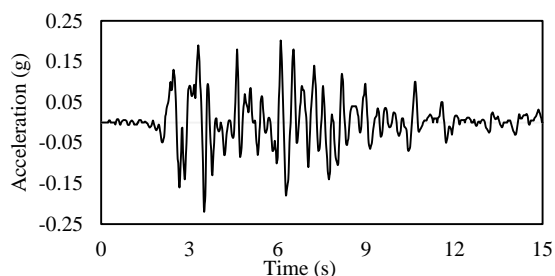
خاک مورداستفاده در این آزمایش، خاک ماسه‌ای دولایه Nevada و لایه پایین دارای ضخامت ۱۱/۴ متر با تراکم نسبی ۸۰ درصد و لایه بالای مدل دارای ضخامت ۹/۱ متر و تراکم نسبی ۵۵ درصد می‌باشد. شمع فولادی مستقر درون خاک، دارای قطر ۰/۶۷ متر و ضخامت ۰/۱۹ متر و طول ۱۸/۸ متر می‌باشد که ۱۵ متر آن درون خاک و ۳/۸ متر آن بالای سطح خاک قرار گرفته است و یک بار ۴۸۰ کیلو نیونی در بالای برج اعمال گردیده است. سطح آب زیرزمینی دقیقاً روی سطح خاک می‌باشد. ابعاد مدل در حالت نمونه اصلی<sup>۸</sup> برابر ۵۱/۶ در ۲۰/۵۵ در ۲۰/۵ مترمکعب می‌باشد و مدل درون یک کانتینر تیر برشی انعطاف‌پذیر<sup>۹</sup> قرار دارد. آزمایش سانتریفیوژ با مقیاس ۱ به ۳۰ تحت زلزله ۱۹۹۵ کوبه با بیشینه شتاب 0.22g مدل‌سازی گردید. نمودار تاریخچه زمانی زلزله مورداستفاده در شکل ۳ نشان داده شده است.

مدل عددی به صورت سه‌بعدی و به روش اجزاء محدود با ۲۲۸۲ المان‌های ۸ گرهی Brick-UP با مدل رفتاری SANISAND و پارامترهای پیشنهادی طبیبات و همکاران [۲۶] در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی گردید. پارامترهای کالیبره شده مورداستفاده در این تحقیق در جدول ۲ ارائه شده است. نتایج راستی آزمایی مدل عددی در شکل‌های ۴ تا ۷ نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل‌ها مشاهده می‌گردد، نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی با نتایج آزمایش سانتریفیوژ انطباق خوبی دارد، با این حال در شکل ۶، رکورد شتاب ثبت شده در عمق ۱/۴ متری در نتایج آزمایش سانتریفیوژ، تغییرات ناگهانی و شدید شتاب با دامنه بلند مشاهده می‌گردد، که در مدل‌سازی

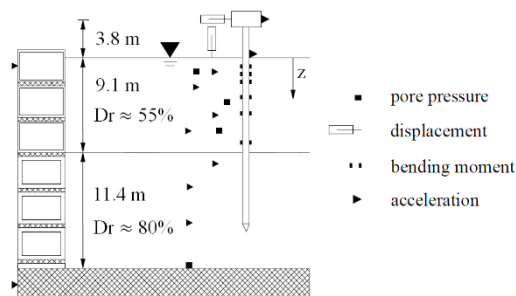
<sup>8</sup> Prototype

<sup>9</sup> Flexible shear beam container

عددی قابل تشخیص نمی‌باشد. این مسئله ناشی از تغییر فاز در رفتار ماسه لایه بالا (تغییر از حالت انقباضی به اتساعی) می‌باشد. کاتر و ویلسون [۲۹] در سال ۱۹۹۹ این رفتار را به Deliquescence Shock Wave تعبیر کردند.



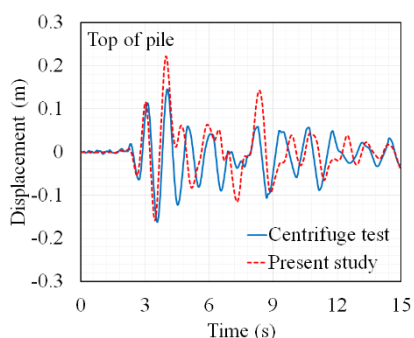
شکل ۳: رکورد شتاب اعمال شده به پایه کانیتینر (زلزله ۱۹۹۵ کوبه)



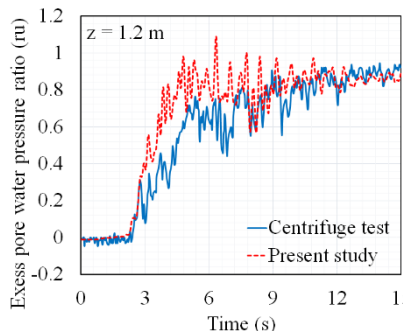
شکل ۲: شماتیک مدل دینامیکی ویلسون و همکاران [۲۸]

جدول ۲: پارامترهای کالیبره شده مدل رفتاری SANISAND برای خاک ماسه‌ای Nevada [۲۶]

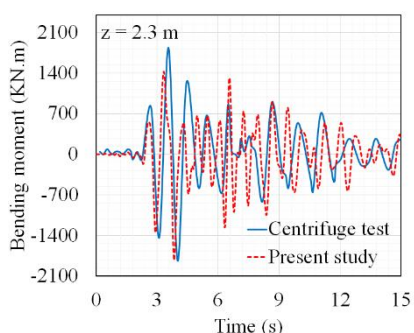
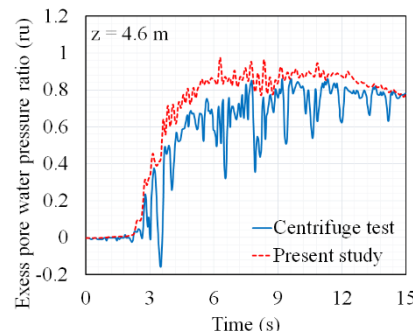
پارامتر	Elasticity				CSL			Dilatancy		Kinematic		Hardening		Fabric dilatancy	
	نماد	$G_0$	$\nu$	$M$	$c$	$e_0$	$\lambda$	$\xi$	$m$	$n^d$	$A_0$	$n^b$	$h_0$	$c_h$	$z_{max}$
مقدار	150	0.05	1.14	0.78	0.83	0.027	0.45	0.02	1.05	0.81	2.56	9.7	1.02	5	800



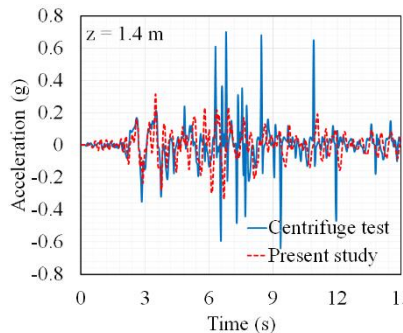
شکل ۵: نمودار تاریخچه زمانی جابه‌جایی جانبی سر شمع برای مدل‌سازی عددی و آزمایش سانتریفیوژ



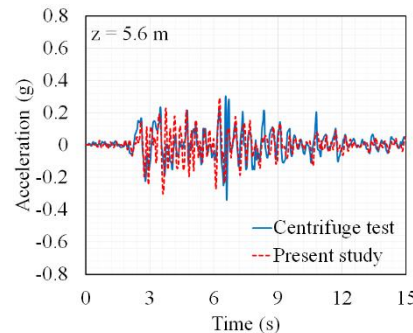
شکل ۴: نمودار تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای ( $r_u$ ) در عمق‌های ۱/۲ متری و ۴/۶ متری از سطح خاک برای مدل‌سازی عددی و آزمایش سانتریفیوژ



شکل ۷: نمودار تاریخچه زمانی لنگر خمشی شمع برای مدل‌سازی عددی و آزمایش سانتریفیوژ



شکل ۶: نمودار تاریخچه زمانی رکورد شتاب در عمق‌های ۱/۴ متری و ۵/۶ متری از سطح خاک برای مدل‌سازی عددی و آزمایش سانتریفیوژ



## ۵- خصوصیات هندسی مدل

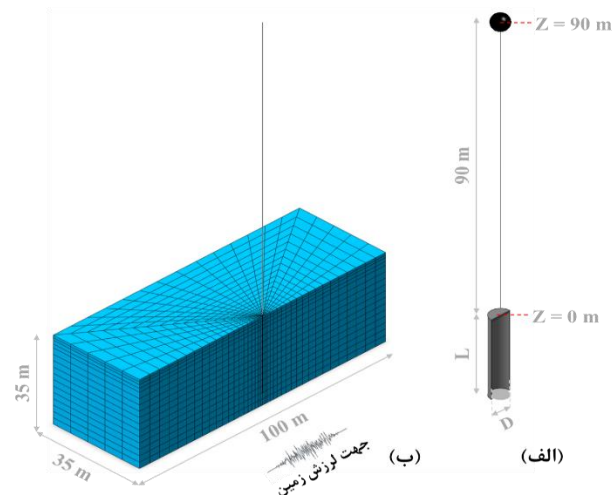
در این تحقیق، توربین بادی ۵ مگاواتی فراساحلی NREL مستقر روی خاک ماسه‌ای Nevada با تراکم نسبی ۷۰ درصد در نرم‌افزار OpenSees به روش اجزاء محدود مدل‌سازی شده است. این یک توربین بادی فراساحلی مرجع است که توسط آزمایشگاه ملی انرژی تجدید پذیر آمریکا<sup>۱۰</sup> (NREL) تعریف شده است تا محققان از آن به‌عنوان یک مدل مرجع مشترک در مطالعات خود استفاده کنند [۳۰]. این توربین بادی، حول محور افقی خود با سه پره دوران می‌کند و روی فونداسیون مونوپایل مستقر است. خصوصیات توربین بادی مرجع NREL در جدول ۳ ارائه شده است. این توربین بادی مرجع با خصوصیات تعریف شده در جدول ۳ به صورت یک مقطع استوانه‌ای توخالی با المان Elastic-Beam-Column مدل‌سازی گردیده است. همچنین بار بخش گردان<sup>۱۱</sup> و ناسل<sup>۱۲</sup> به صورت یک جرم متمرکز در بالای برج مدل‌سازی شده است.

ابعاد خاک با توجه به انجام یکسری آنالیز حساسیت، برابر ۷۰ در ۱۰۰ مترمربع و ارتفاع خاک ۳۵ متر در نظر گرفته شد. به دلیل تقارن هندسی و بارگذاری در مدل موردنظر، تنها نیمی از مدل، مدل‌سازی و مورد تحلیل قرار گرفت. به دلیل اینکه مدل دینامیکی آزمایش سانتریفیوژ مربوط به اعتبار سنجی مدل عددی، درون یک کانتینر تیر برشی انعطاف‌پذیر (Flexible shear beam container) واقع شده بود، شرایط مرزی در کلیه مدل‌های عددی ارائه شده در این تحقیق نیز به صورت Periodic-boundary در نظر گرفته شد. در این حالت حرکت گره‌ها در هر جهت، در یک سمت مرز، مشابه حرکت گره‌های طرف دیگر مرز، رخ می‌دهد. همچنین اجازه جابه‌جایی در جهت قائم، در مرزهای مجاور داده می‌شود و پائین مدل به صورت گیردار فرض می‌گردد. کلیه مدل‌های عددی به صورت سه‌بعدی و به روش اجزاء محدود با المان‌های ۸ گرهی Brick-UP با مدل رفتاری SANISAND و پارامترهای پیشنهادی طبیبات و همکاران [۲۶] در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی گردید. در شکل ۸ نمایی از هندسه خاک و مش بندی آن، به همراه مدل ساده شده برج نشان داده شده است.

در کلیه مدل‌های عددی، رکورد زلزله ۱۹۹۵ کوبه در ایستگاه Port Island با بیشینه شتاب 0.22g که جهت راستی آزمایشی مورد استفاده قرار گرفته بود، به پایه مدل‌ها اعمال و تحلیل صورت پذیرفت. شایان ذکر است که رکورد زلزله در جهت بعد طولانی‌تر مدل اعمال گردید.

جدول ۳: خصوصیات توربین بادی مرجع NREL [۲۹]

Property	Value
Rating	5 MW
Rotor orientation, configuration	Upwind, 3 blades
Rotor diameter, hub diameter	126 m, 3 m
Hub height	90 m
Cut-in, rated, cut-out wind speed	3 m/s, 11.4 m/s, 25 m/s
Cut-in, rated rotor speed	6.9 rpm, 12.1 rpm
Rated tip speed	80 m/s
Rotor mass	110 000 kg
Nacelle mass	240 000 kg
Tower mass	347 466 kg
Tower height	87.6 m
Tower top diameter, wall thickness	3.89 m, 0.019 m
Tower base diameter, wall thickness	6 m, 0.027 m
Substructure base diameter, wall thickness	6 m, 0.06 m
Support structure steel density	8500 kg/m <sup>3</sup>
Steel Young's modulus	210 Gpa
Property	Value



شکل ۸: شماتیک (الف) برج و بار متمرکز روی سر برج مستقر بر فونداسیون مونوپایل، (ب) هندسه و مش بندی خاک مدل‌سازی شده

<sup>10</sup> National Renewable Energy Laboratory

<sup>11</sup> Rotor

<sup>12</sup> Nacelle



## ۶- پارامترهای مورد تحلیل

در این تحقیق، توربین بادی ۵ مگاواتی فراساحلی NREL با خصوصیات مذکور در بخش ۵، در نرم افزار OpenSees به روش اجزاء محدود مدل سازی گردید. در جدول ۴، شرح کاملی از پارامترهای مورد بررسی در این تحقیق ارائه شده است. مطالعات انجام شده، به منظور بررسی اثر تغییر پارامترهای مختلف در ۵ بخش کلی انجام گردید. در بخش اول اثر تغییر قطر مونوپایل مورد بررسی قرار گرفت و سه قطر ۴، ۶ و ۸ متر در نظر گرفته شد. در بخش دوم تغییرات طول مدفون مونوپایل ارزیابی شد و برای این منظور سه طول ۲۰، ۲۵ و ۳۰ متر بررسی گردید. در بخش سوم تغییرات تراکم نسبی خاک به منظور بررسی وقوع روانگرایی و عملکرد لرزه ای مونوپایل توربین بادی مورد بررسی قرار گرفت؛ برای این منظور خاک مدل سازی با تراکم نسبی های ۳۰، ۵۰، ۷۰ و ۹۰ درصد مدل سازی و مورد تحلیل قرار گرفت. در بخش چهارم شرایط قرارگیری مونوپایل بر اساس مقاومت اتکایی (مستقر روی سنگ بستر) و مقاومت اصطحاکاکی (مدفون درون خاک) در چند نمونه خاک با تراکم نسبی های مختلف بررسی گردید و در نهایت در بخش پنجم، عملکرد لرزه ای مونوپایل تحت بارگذاری باد مورد ارزیابی قرار گرفت.

جدول ۴: پارامترهای مورد بررسی جهت تحلیل لرزه ای

عنوان تحلیل	قطر مونوپایل (متر)	ضخامت مونوپایل (متر)	طول مونوپایل (متر)	ضخامت لایه خاک (متر)	تراکم نسبی خاک (درصد)	نوع بار باد
بخش اول: بررسی تغییرات قطر مونوپایل	۴ ۶ ۸	۰/۰۸	۲۵	۳۵	۷۰	یکنواخت چرخه ای
بخش دوم: بررسی تغییرات طول مونوپایل	۶	۰/۰۸	۲۰ ۲۵ ۳۰	۳۵	۷۰	یکنواخت چرخه ای
بخش سوم: بررسی تغییرات تراکم نسبی خاک	۶	۰/۰۸	۲۵	۳۵	۳۰ ۵۰ ۷۰ ۹۰	یکنواخت چرخه ای
بخش چهارم: بررسی حالت مونوپایل متکی بر روی سنگ بستر (اتکایی)	۶	۰/۰۸	۲۵	۲۵	۳۰ ۷۰ ۹۰	یکنواخت چرخه ای
بخش پنجم: بررسی اثر بارگذاری باد	۶	۰/۰۸	۲۵	۳۵	۷۰	یکنواخت چرخه ای

## ۷- نتایج

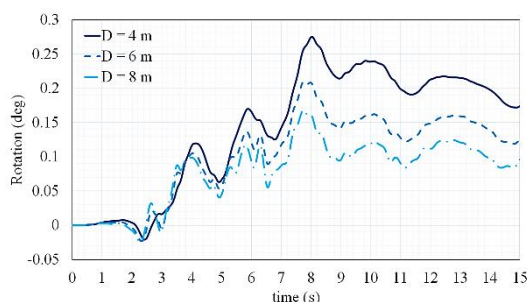
مدل های عددی، مطابق توضیحات ارائه شده در بخش های ۵ و ۶ در نرم افزار OpenSees برای حالات بیان شده در جدول ۴ ساخته شده است و با توجه به نتایج ارائه شده در این قسمت شامل جابه جایی جانبی سازه و مونوپایل، نشست، چرخش و لنگر خمشی مونوپایل، نسبت اضافه فشار آب حفره ای و نمودار تنش- کرنش برشی خاک اطراف فونداسیون، پاسخ لرزه ای مونوپایل در برابر شتاب نگاشت مورد استفاده، مورد بررسی قرار گرفته است.

## ۷-۱- تغییرات قطر مونوپایل

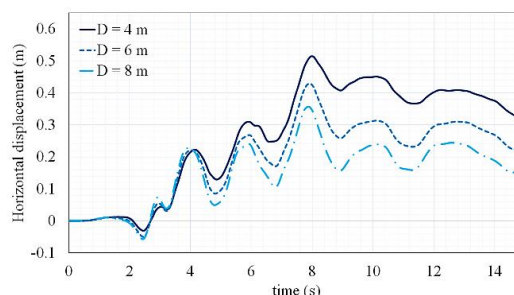
در این بخش به بررسی تأثیر تغییر قطر مونوپایل پرداخته شده و مونوپایل با قطرهای ۴، ۶ و ۸ متر مدل گردیده است. در شکل های ۹ تا ۱۱ به ترتیب نمودارهای جابه جایی جانبی در بالای برج، چرخش و نشست مونوپایل برای این مدل ها ارائه شده است. همان طور که در شکل ها مشاهده می شود، با افزایش قطر مونوپایل، جابه جایی جانبی در بالای برج، چرخش مونوپایل و نشست آن کاهش می یابد. بنابراین افزایش قطر مونوپایل در بهبود عملکرد لرزه ای فونداسیون و برج توربین بادی مؤثر می باشد. طبق نظر کی نیا [۹] بیشینه چرخش مجاز برای مونوپایل ها، ۰/۷۵ درجه می باشد و ۰/۲۵ درجه از چرخش آن مربوط به مرحله احداث توربین بادی است، بنابراین بیشینه چرخش مجاز پس از زلزله حدود ۰/۵ درجه می باشد. با توجه به نتایج ارائه شده، مونوپایل با قطرهای مختلف، تحت زلزله مورد نظر، چرخشی کمتر از چرخش مجاز دارد و پس از زلزله، همچنان قابلیت بهره برداری دارد.

در شکل ۱۲ نمودار تاریخچه زمانی لنگر خمشی مونوپایل در عمق ۱ متری خاک برای تغییرات قطر مونوپایل نشان داده شده است. همان طور که در شکل مشاهده می شود، با افزایش قطر مونوپایل و افزایش سختی خمشی فونداسیون، لنگر خمشی در مونوپایل افزایش می یابد. همچنین، این افزایش لنگر خمشی، ناشی از افزایش ابعاد (وزن) فونداسیون و افزایش نیروی جانبی زلزله وارد بر فونداسیون نیز می باشد. در شکل ۱۳، پروفیل جابجایی جانبی مونوپایل با قطرهای مختلف در عمق برای زمان های متفاوت رکورد زلزله رسم شده است. همان طور که ملاحظه می گردد با افزایش قطر مونوپایل و افزایش سختی آن، جابجایی جانبی آن کاهش یافته و همین امر باعث کاهش جابجایی افقی رأس برج و چرخش مونوپایل می گردد. در ضمن در این شکل ملاحظه می گردد که با افزایش قطر مونوپایل، تغییر شکل جانبی آن از حالت انعطاف پذیر به صلب تغییر می یابد.

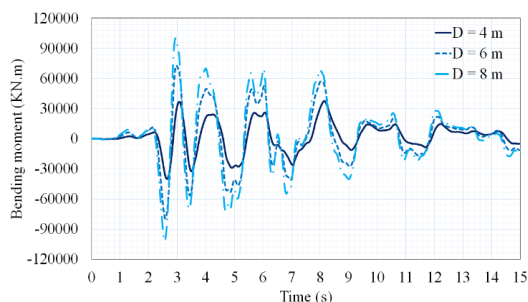
در شکل ۱۴ نمودار تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار آب حفره ای ( $\Gamma_{II}$ ) در عمق ۵ متری از سطح زمین و در فاصله ۱ متری از مونوپایل ارائه شده است. این نمودار نشان می دهد که ماسه اطراف فونداسیون در عمق مزبور تحت شتابنگاشت موردنظر دچار پدیده روانگرایی شده است. همچنین با دقت در شکل ها، مشاهده می شود که در ابتدا با افزایش سریع  $\Gamma_{II}$  و کاهش مقاومت خاک، نرخ افزایش جابجایی بالای برج، نشست و چرخش مونوپایل سریع و چشمگیر می باشد اما در ادامه با کاهش نرخ افزایش  $\Gamma_{II}$ ، نرخ افزایش این مقادیر نیز کاهش یافته و یا در برخی حالات روند جابجایی برج و چرخش مونوپایل تا حدی کاهش می گردد. همچنین در شکل ۱۵ پروفیل نسبت اضافه فشار آب حفره ای ( $\Gamma_{II}$ ) در فاصله ۱ متری از مونوپایل برای زمان های مختلف رکورد زلزله و برای قطرهای متفاوت مونوپایل ارائه شده است. همان طور که قابل پیش بینی است کاهش مقاومت خاک اطراف مونوپایل و رخداد روانگرایی، روند نسبتاً مشابهی برای قطرهای مختلف مونوپایل داشته است. در هر سه حالت فونداسیون، کاهش مقاومت خاک اطراف آن در عمق های ابتدایی (حدود ۱۰ متر) چشمگیر می باشد و در عمق های بیشتر، کمتر می باشد. این مشابهت روند روانگرایی در اطراف مونوپایل با قطرهای متفاوت، دلیل دیگری است برای اینکه تفاوت رفتار فونداسیون با قطرهای مختلف بیشتر تابعی از سختی خمشی آن بوده است.



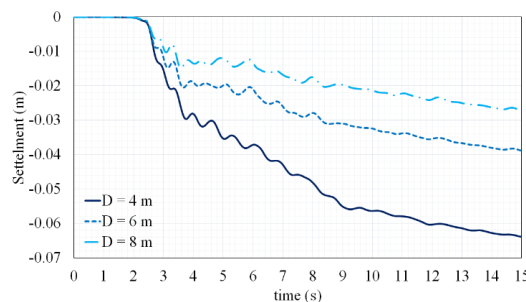
شکل ۱۰: نمودار تاریخچه زمانی چرخش مونوپایل برای تغییرات قطر مونوپایل



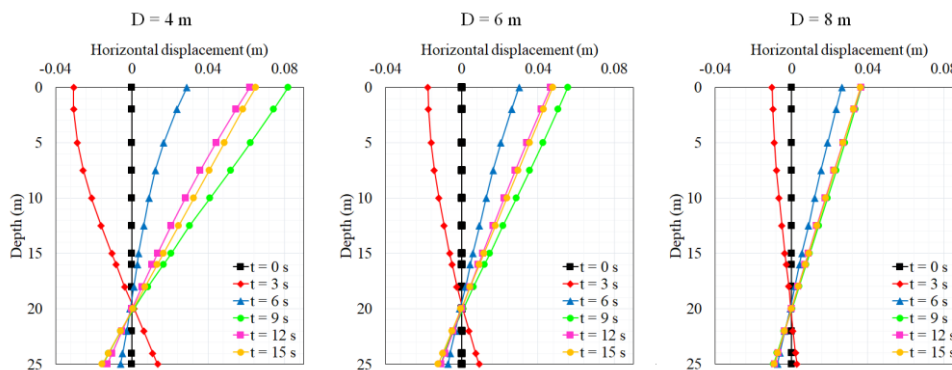
شکل ۹: نمودار تاریخچه زمانی جابه جایی جانبی در بالای برج (در ارتفاع ۹۰ متری) برای تغییرات قطر مونوپایل



شکل ۱۲: نمودار تاریخچه زمانی لنگر خمشی مونوپایل در عمق ۱ متری، برای تغییرات قطر مونوپایل

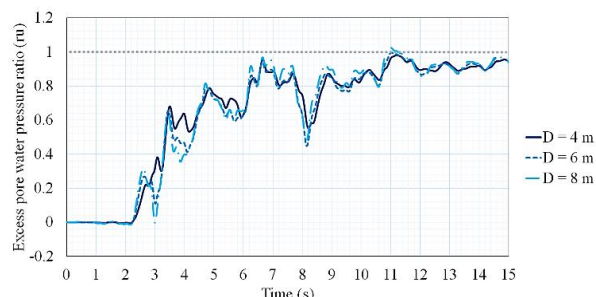


شکل ۱۱: نمودار تاریخچه زمانی نشست مونوپایل برای تغییرات قطر مونوپایل

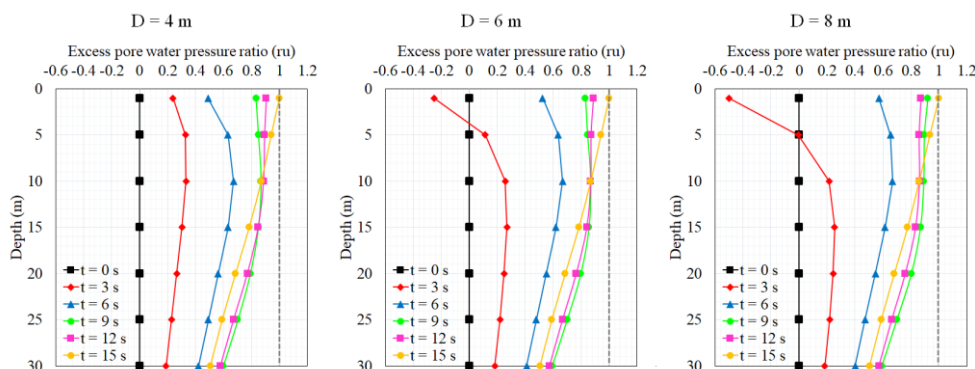


شکل ۱۳: پروفیل جابه‌جایی جانبی در طول مونوپایل در زمان‌های مختلف از زلزله مورد نظر برای تغییرات قطر مونوپایل

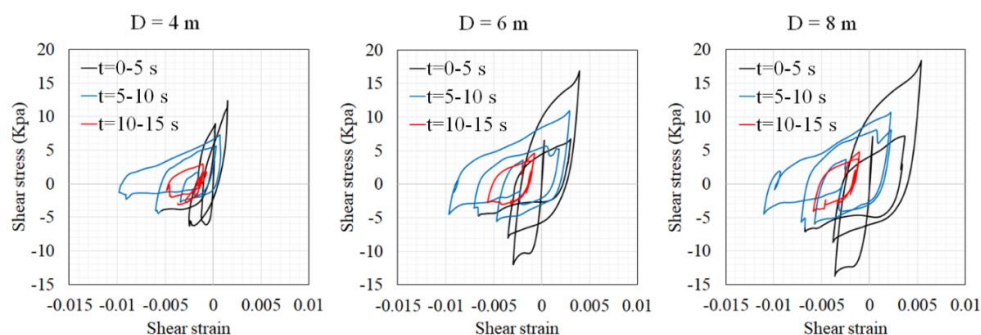
در شکل ۱۶ نمودار تنش برشی برحسب کرنش برشی در عمق ۵ متر و در فاصله ۱ متری از مونوپایل، تحت اثر زلزله مذکور برای تغییرات قطر مونوپایل ارائه شده است. همان‌طور که در شکل مشاهده می‌شود، پاسخ در بازه‌های زمانی ابتدایی (۰-۵ ثانیه)، میانی (۵-۱۰ ثانیه) و انتهایی (۱۰-۱۵ ثانیه) با رنگ‌های متفاوت نمایش داده شده است. شکل‌ها تغییر رفتار خاک را از حالت چرخه‌ای با تغییرات تنش زیاد (قسمت مشکی) به حالت چرخه‌ای با تغییرات کرنش زیاد (yeilding) به علت افزایش شتاب زلزله و فشار آب حفره‌ای (قسمت آبی) و نهایتاً چرخه با حلقه‌های کوچک (قسمت قرمز) که نشانگر روانگرایی و کاهش شتاب زلزله می‌باشد، نشان می‌دهند. همچنین افزایش قطر مونوپایل باعث افزایش ابعاد چرخه‌ها بخصوص در بازه زمانی ابتدایی و میانی می‌گردد که مبین افزایش کرنش و تنش برشی در خاک مجاور مونوپایل می‌باشد. همان‌طور که شرح داده شد با افزایش قطر مونوپایل و سختی خمشی آن، لنگر خمشی در فونداسیون افزایش یافته (شکل ۱۱) و منجر به بالا رفتن سطح تنش و کرنش در خاک مجاور آن می‌گردد.



شکل ۱۴: نمودار تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای ( $r_u$ ) برای تغییرات قطر مونوپایل در فاصله ۱ متری از مونوپایل در عمق ۵ متری خاک



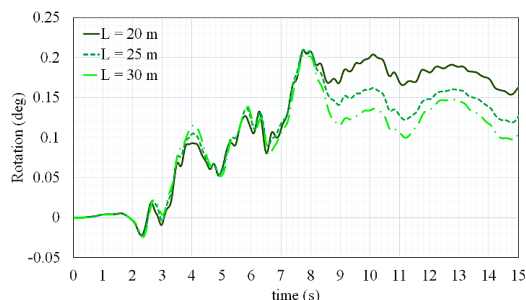
شکل ۱۵: پروفیل نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در فاصله یک متری از مونوپایل در زمان‌های مختلف از زلزله مورد نظر برای تغییرات قطر مونوپایل



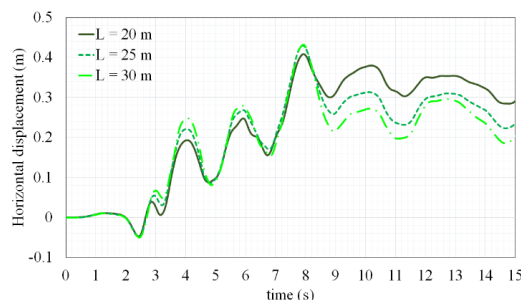
شکل ۱۶: نمودار تنش برشی برحسب کرنش برای تغییرات قطر مونوپایل، در فاصله ۱ متری از مونوپایل در عمق ۵ متری خاک

## ۷-۲ - تغییرات طول مونوپایل

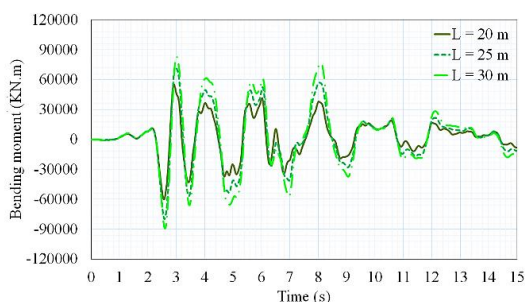
در این بخش به منظور بررسی اثرات تغییر طول مدفون مونوپایل روی پاسخ لرزه‌ای آن، فونداسیون مونوپایل با طول مدفون ۲۰، ۲۵ و ۳۰ متر برای سازه توربین مدل گردیده است. در شکل‌های ۱۷ تا ۱۹ به ترتیب نمودارهای جابه‌جایی جانبی بالای برج، چرخش و نشست مونوپایل برای تغییرات طول مونوپایل ارائه شده است. همان‌طور که در شکل‌ها مشاهده می‌شود، با افزایش طول مونوپایل، جابجایی جانبی بالای برج و چرخش مونوپایل، علیرغم نوساناتی با دامنه بلندتر حین زلزله، در انتها مقادیر کمتری دارند. عملاً طول باربری بیشتر مونوپایل‌های طویل در انتهای زلزله و رخداد روانگرایی، کنترل‌کننده رفتار جانبی فونداسیون می‌باشد و منجر به کاهش چرخش و جابجایی جانبی ماندگار بالای برج می‌گردد. اما در حین زلزله به علت وزن بیشتر مونوپایل‌های طویل، نیروی جانبی بیشتری به سازه و فونداسیون آن اعمال می‌گردد و نوسانات با دامنه بلندتر رخ می‌دهد. اما در نشست فونداسیون (شکل ۱۹)، از آنجا که رفتار جانبی کمتر تأثیرگذار است، از ابتدا مقادیر نشست کمتری در مونوپایل‌های بلندتر مشاهده می‌گردد زیرا طول باربری بیشتری در مونوپایل‌های طولانی‌تر در کنترل نشست مؤثر هستند. شایان‌ذکر است که حین این رکورد زلزله خاص که در مدل‌سازی استفاده شده است، افزایش نیروی اینرسی وارد بر مونوپایل ناشی از افزایش طول و وزن آن، به میزانی نبوده است تا رفتار لرزه‌ای فونداسیون را تحت تأثیر قرار دهد. با توجه به این نتایج، افزایش طول و قطر مونوپایل، هر دو پارامترهای مؤثری در کنترل رفتار لرزه‌ای مونوپایل و برج توربین بادی در مواجهه با شتاب‌نگاشت موردنظر می‌باشند. همچنین نتایج نشان می‌دهد که با توجه به بیشینه چرخش مجاز برای مونوپایل پس از رخداد زلزله (۵/۰ درجه)، تحت زلزله موردنظر مونوپایل چرخشی کمتر از چرخش مجاز دارد و پس از رخداد زلزله، همچنان دارای قابلیت بهره‌برداری است. در شکل ۲۰ نمودار تاریخچه زمانی لنگر خمشی مونوپایل در عمق ۱ متری برای تغییرات طول مونوپایل نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که با افزایش طول مونوپایل و به تبع آن بالا رفتن طول باربری فونداسیون، لنگر خمشی نیز در آن افزایش می‌یابد. همچنین در شکل ۲۱، پروفیل جابجایی جانبی مونوپایل با طول‌های مختلف برای زمان‌های متفاوت رکورد زلزله رسم شده است. همان‌طور که در شکل مشخص است طول بازه نوسانات جانبی مونوپایل‌های بلندتر در طول زلزله کمی بیشتر می‌باشد، اما به دلیل طول بیشتر مونوپایل‌ها، نهایتاً در آن‌ها چرخش بیشتری ایجاد نمی‌گردد (شکل ۱۸) و در انتهای نوسانات زلزله، چرخش ماندگار مونوپایل‌های بلندتر کمتر می‌باشد. همچنین در این شکل انعطاف‌پذیری جانبی بیشتر مونوپایل‌های بلندتر مشهود می‌باشد.



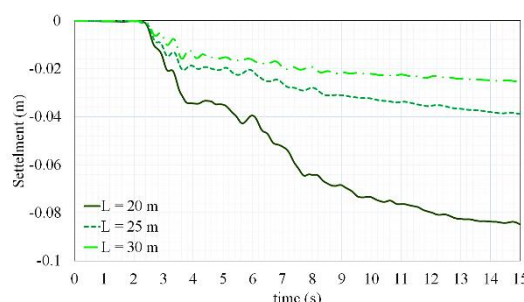
شکل ۱۸: نمودار تاریخچه زمانی چرخش مونوپایل برای تغییرات طول مونوپایل



شکل ۱۷: نمودار تاریخچه زمانی جابه‌جایی جانبی در بالای برج (در ارتفاع ۹۰ متری) برای تغییرات طول مونوپایل

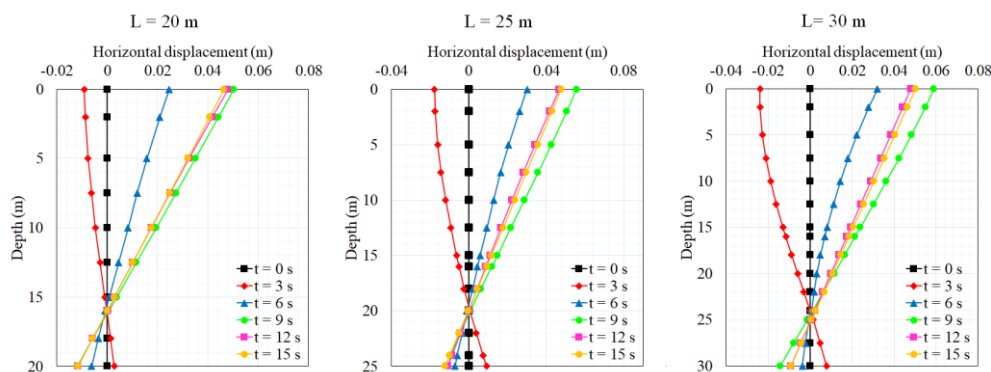


شکل ۲۰: نمودار تاریخچه زمانی لنگر خمشی مونوپایل در عمق ۱ متری، برای تغییرات طول مونوپایل

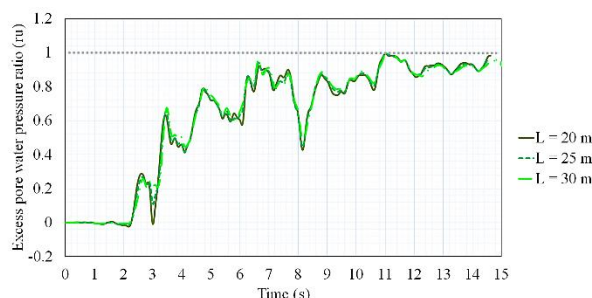


شکل ۱۹: نمودار تاریخچه زمانی نشست مونوپایل برای تغییرات طول مونوپایل

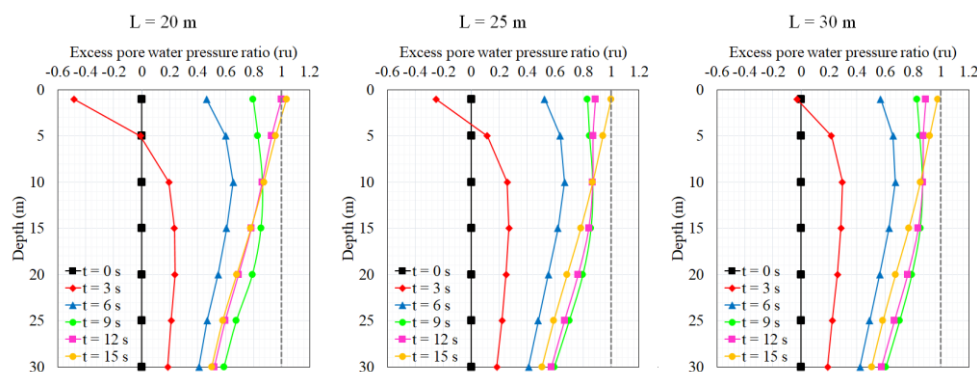
در شکل ۲۲ نمودار تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای ( $\Gamma_{II}$ ) در عمق ۵ متری از سطح زمین و در فاصله ۱ متری از مونوپایل برای تغییرات طول مونوپایل ارائه شده است و در این حالت نیز رفتاری مشابه حالت تغییرات قطر مونوپایل قابل مشاهده است. با توجه به شکل، خاک اطراف مونوپایل در عمق مورد نظر و تحت اثر زلزله مزبور دچار پدیده روانگرایی خصوصاً در بازه زمانی میانی و انتهایی شتاب‌نگاشت شده است و طبیعتاً افزایش طول مونوپایل، مشابه افزایش قطر آن، در تغییرات اضافه فشار آب حفره‌ای در عمق و محل مورد نظر و همچنین کاهش اثر روانگرایی، تأثیر چندانی ندارد. همچنین پروفیل نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در عمق برای مونوپایل با طول‌های متفاوت در شکل ۲۳ رسم شده است. همان‌طور که از شکل استنباط می‌گردد تقریباً روند یکسانی در کاهش مقاومت خاک و بروز روانگرایی در خاک اطراف مونوپایل‌ها به خصوص در مراحل انتهایی رکورد زلزله رخ داده است. در عمق‌های ابتدایی (۵-۱۰ متر) کاهش مقاومت خاک چشمگیر و طبیعتاً ظرفیت باربری مونوپایل کاهش یافته است و بنابراین مونوپایل‌های بلندتر، طول بیشتری در مجاورت خاک با مقاومت کافی داشته‌اند و چرخش و نشست فونداسیون کنترل گردیده است. نکته قابل توجه دیگر این است که روند جابه‌جایی جانبی در بالای برج و چرخش مونوپایل (شکل‌های ۱۷ و ۱۸) برای هر سه طول مونوپایل، تا محدوده زمانی ۸-۹ ثانیه تا حدی مشابه همدیگر می‌باشد و بعد از این زمان، جابه‌جایی جانبی بالای برج و چرخش مونوپایل‌های بلندتر نسبت به مونوپایل‌های کوتاه‌تر کاهش یافته است. با توجه به شکل ۲۳، در زمان ۹ ثانیه کاهش مقاومت خاک مجاور مونوپایل به حدی رسیده است که قاعدتاً ظرفیت باربری مونوپایل در اعماق ابتدایی (۱۰-۱۵ متر) به‌طور قابل توجهی کاهش یافته است و در این حالت مونوپایل‌های بلندتر که تا اعماق بیشتر خاک ادامه داشته‌اند در کنترل جابه‌جایی جانبی بالای برج و چرخش مونوپایل مؤثرتر عمل کرده‌اند.



شکل ۲۱: پروفیل جابه‌جایی جانبی در طول مونوپایل در زمان‌های مختلف از زلزله مورد نظر برای تغییرات طول مونوپایل



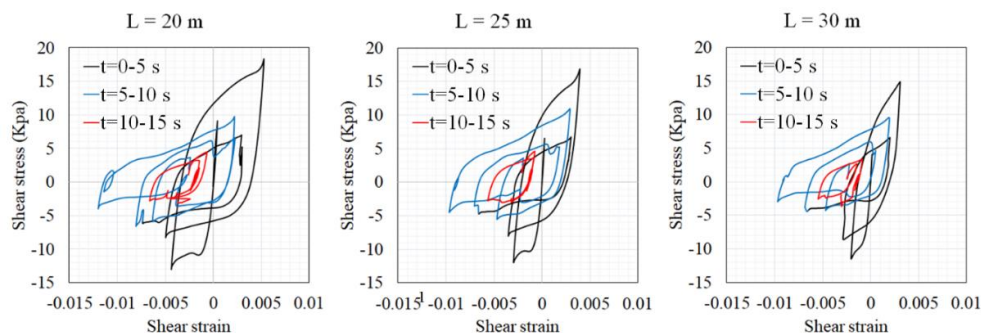
شکل ۲۲: نمودار تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای ( $r_u$ ) برای تغییرات طول مونوپایل در فاصله ۱ متری از مونوپایل در عمق ۵ متری خاک



شکل ۲۳: پروفیل نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در فاصله یک متری از مونوپایل در زمان‌های مختلف از زلزله مورد نظر برای تغییرات طول مونوپایل

در شکل ۲۴ نمودار تنش برشی برحسب کرنش برشی تحت اثر زلزله مذکور در عمق ۵ متری و در فاصله ۱ متری از مجاورت فونداسیون برای تغییرات طول مونوپایل ارائه شده است. همان‌طور که در شکل ۱۶ شرح داده شد، تغییر رفتار خاک از حالت چرخه‌ای با تغییرات تنش زیاد (قسمت مشکی) به حالت چرخه‌ای با تغییرات کرنش زیاد (yielding) به علت افزایش شتاب زلزله و فشار آب حفره‌ای (قسمت آبی) و نهایتاً چرخه با حلقه‌های کوچک (قسمت قرمز) که نشانگر روانگرایی و کاهش شتاب زلزله می‌باشد، مشهود می‌باشد. نکته دیگر کاهش ابعاد چرخه با افزایش طول مونوپایل بخصوص در ابتدای رکورد زلزله (قسمت مشکی) و پیش از کاهش چشمگیر مقاومت خاک می‌باشد. این رفتار به علت افزایش طول باربری فونداسیون و انتقال بار به اعماق بیشتر و کاهش سطح کرنش و تنش برشی در خاک مجاور فونداسیون در عمق مورد نظر می‌باشد.



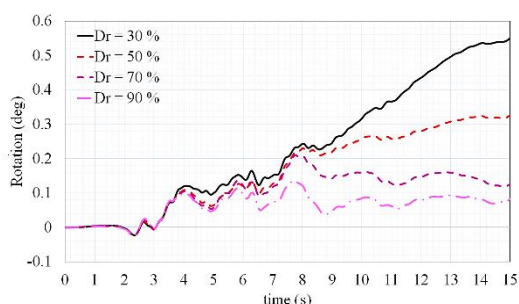


شکل ۲۴: نمودار تنش برشی بر حسب کرنش برای تغییرات طول مونوپایل، در فاصله ۱ متری از مونوپایل در عمق ۵ متری خاک

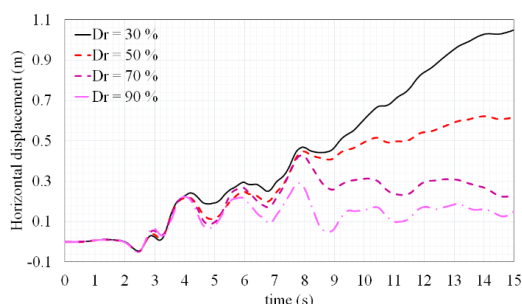
### ۷-۳ - تغییرات تراکم نسبی خاک

در این بخش به بررسی اثرات تغییر تراکم نسبی خاک پرداخته شده است. به این منظور، در این مطالعه خاک با تراکم نسبی ۳۰، ۵۰، ۷۰ و ۹۰ درصد مدل سازی گردیده است. در شکل های ۲۵ تا ۲۷ به ترتیب نمودارهای جابه جایی جانبی در بالای برج، چرخش و نشست مونوپایل برای تغییرات تراکم نسبی خاک ارائه شده اند. همان طور که ملاحظه می گردد با افزایش تراکم نسبی خاک، جابه جایی جانبی بالای برج و نشست و چرخش مونوپایل (فونداسیون) کاهش می یابد و عملکرد لرزه ای برج و فونداسیون سازه بهبود می یابد. با توجه به نتایج ارائه شده در شکل ۲۶ در مدل با تراکم نسبی خاک ۳۰ درصد، چرخش بیش از ۰/۵ درجه رخ داده است و این مدل قابلیت پایداری و بهره برداری پس از زلزله را دارا نمی باشد. سایر مدل ها، چرخشی کمتر از چرخش مجاز (۰/۵ درجه) دارند و پس از رخداد زلزله، همچنان قابلیت بهره برداری را دارا می باشند.

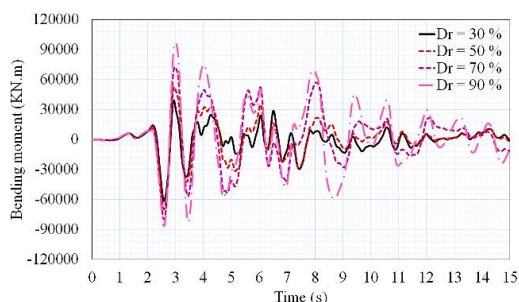
در شکل ۲۸ نمودار تاریخچه زمانی لنگر خمشی مونوپایل در عمق ۱ متری برای تغییرات تراکم نسبی خاک نشان داده شده است. نتایج نشان می دهند که افزایش تراکم نسبی خاک باعث افزایش لنگر خمشی در عمق مورد نظر می شود و طبیعتاً دلیل این رفتار، انتقال تنش های بیشتر از خاک متراکم تر (سخت تر) به فونداسیون و افزایش تنش خمشی و نیروی خمشی در مونوپایل می باشد. در شکل ۲۹ پروفیل جابجایی جانبی در طول مونوپایل در زمان های مختلف از زلزله مورد نظر برای تغییرات تراکم نسبی خاک رسم شده است. مشاهده می گردد که با افزایش تراکم نسبی خاک، جابجایی جانبی مونوپایل به وضوح کاهش می یابد و این امر نه تنها باعث کاهش جابجایی جانبی بالای برج و چرخش مونوپایل می شود بلکه منجر به افزایش تنش های داخلی مونوپایل و لنگر خمشی آن می گردد.



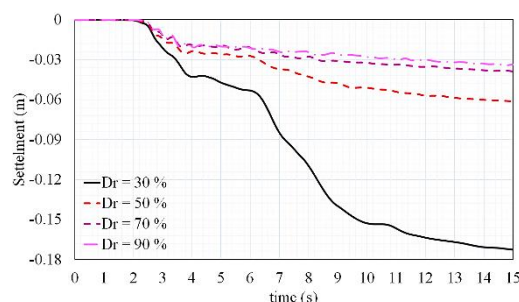
شکل ۲۶: نمودار تاریخچه زمانی چرخش مونوپایل برای تغییرات تراکم نسبی خاک



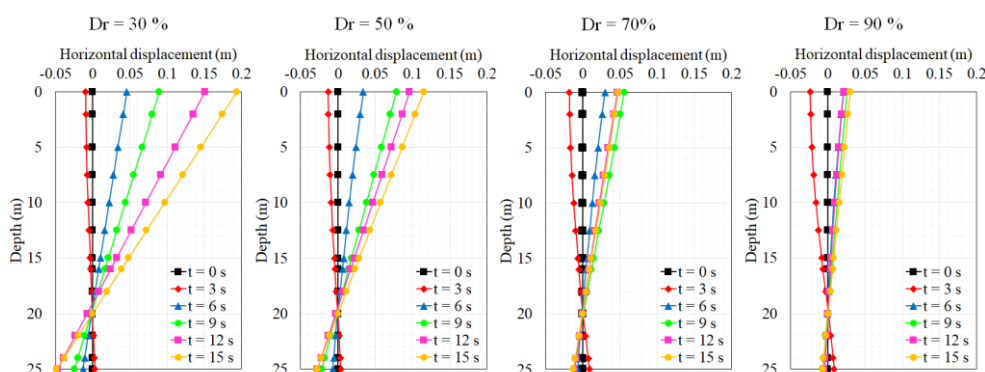
شکل ۲۵: نمودار تاریخچه زمانی جابه جایی جانبی در بالای برج (در ارتفاع ۹۰ متری) برای تغییرات تراکم نسبی خاک



شکل ۲۸: نمودار تاریخچه زمانی لنگر خمشی مونوپایل در عمق ۱ متری، برای تغییرات تراکم نسبی خاک



شکل ۲۷: نمودار تاریخچه زمانی نشست مونوپایل برای تغییرات تراکم نسبی خاک



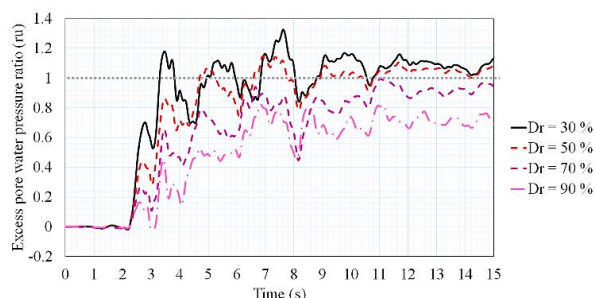
شکل ۲۹: پروفیل جابه‌جایی جانبی در طول مونوپایل در زمان‌های مختلف از زلزله مورد نظر برای تغییرات تراکم نسبی خاک

در شکل ۳۰ نمودار تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای ( $\Gamma_{U}$ ) در عمق ۵ متری از سطح زمین و در فاصله ۱ متری از مونوپایل برای تغییرات تراکم نسبی خاک ارائه شده است. با توجه به این شکل، با افزایش تراکم نسبی خاک، ضریب  $\Gamma_{U}$  و پتانسیل روانگرایی در خاک مجاور مونوپایل کاهش یافته است. در شکل ۳۱، پروفیل نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در فاصله یک متری از مونوپایل در زمان‌های مختلف از زلزله مورد نظر برای تغییرات تراکم نسبی خاک رسم شده است. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود، نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در بازه زمانی ۳ تا ۶ ثانیه، به حدی رسیده که باعث کاهش مقاومت خاک، علی‌الخصوص در خاک‌های با تراکم نسبی پایین گردیده است و بر اساس شکل‌های ۲۵ و ۲۶ در همین بازه زمانی (۴ ثانیه) تفاوت رفتار مونوپایل‌ها در جابه‌جایی جانبی در بالای برج و چرخش مونوپایل در خاک‌های با تراکم نسبی مختلف آغاز می‌گردد. به طوری که با گذشت زمان و افزایش نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای و کاهش بیشتر مقاومت خاک‌ها با تراکم کم (۳۰ و ۵۰ درصد)، جابه‌جایی جانبی بالای برج و چرخش فونداسیون بیشتر می‌گردد اما در خاک‌های متراکم‌تر (۷۰ و ۹۰ درصد) این مقادیر بسیار کمتر می‌باشند. همچنین در نشست مونوپایل‌ها (شکل ۲۷) هم‌زمان حدود ۶ ثانیه یک نقطه عطف می‌باشد، به گونه‌ای که نرخ افزایش نشست در خاک‌های کم تراکم (۳۰ و ۵۰ درصد) شدیداً افزایش یافته است در حالی که در خاک‌های متراکم‌تر نرخ افزایش نشست در این زمان ملایم می‌باشد. البته نشست فونداسیون پیش از این زمان، ابتدا در حدود ۲/۵ ثانیه با شروع زلزله آغاز می‌گردد و با شیب زیاد افزایش می‌یابد و در ادامه در حدود ۴ ثانیه با آغاز کاهش مقاومت خاک بر اثر روانگرایی، با شیب کمتر تا زمان ۶ ثانیه افزایش می‌یابد. این مراحل سه‌گانه نشست در خاک‌های با تراکم کمتر (۳۰ و ۵۰ درصد) با وضوح بیشتری قابل تشخیص می‌باشد.

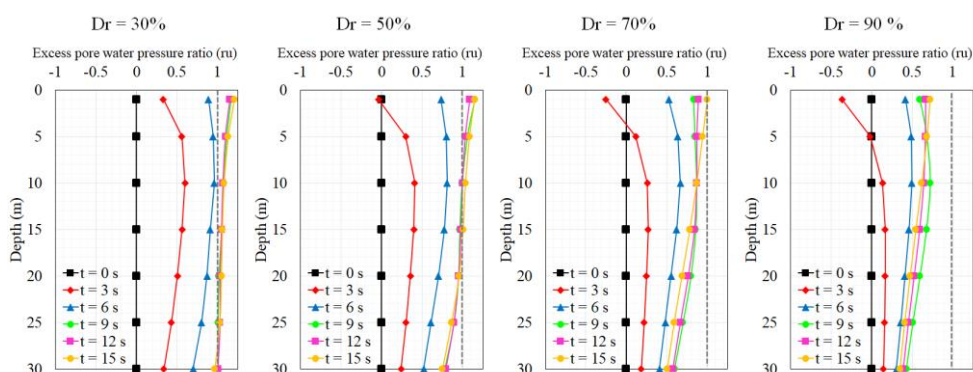
در شکل ۳۲ نمودار تنش برشی برحسب کرنش برشی در فاصله ۱ متری از مونوپایل و در عمق ۵ متری خاک، تحت اثر زلزله مذکور برای تغییرات تراکم نسبی خاک ارائه شده است. این شکل نشان می‌دهد که روند سه مرحله‌ای توضیح داده شده در قسمت‌های قبل برای این بخش که خاک با تراکم نسبی‌های متفاوت مدل شده است نیز همچنان برقرار است. از طرفی با افزایش تراکم نسبی و سختی خاک، رفتار خاک در هر سه مرحله ابتدایی، میانی و انتهایی، از حالت چرخه‌ای با تغییرات کرنش زیاد (yielding) به حالت چرخه‌ای با تغییرات تنش زیاد تغییر می‌یابد. این بدان معناست که افزایش تراکم نسبی خاک و سختی آن، باعث کاهش محدوده تغییرات کرنش برشی



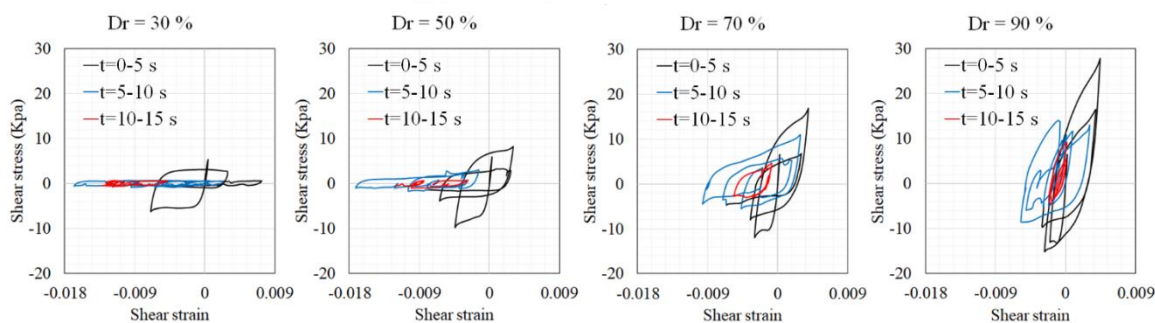
خاک، و نتیجتاً منجر به کاهش جابه‌جایی جانبی و چرخش مونوپایل می‌گردد. از طرفی افزایش تراکم نسبی خاک و افزایش تنش برشی در آن، باعث انتقال تنش‌های بیشتر به مونوپایل و افزایش لنگر خمشی در آن می‌گردد.



شکل ۳۰: نمودار تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای ( $r_u$ ) برای تغییرات تراکم نسبی خاک در فاصله ۱ متری از مونوپایل در عمق ۵ متری خاک



شکل ۳۱: پروفیل نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در فاصله یک متری از مونوپایل در زمان‌های مختلف از زلزله مورد نظر برای تغییرات تراکم نسبی خاک

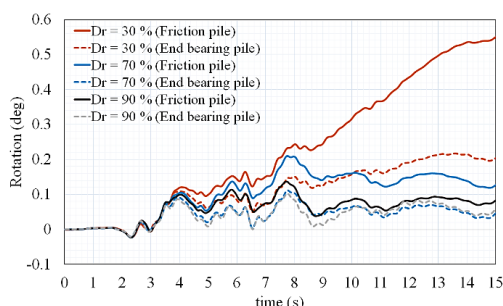


شکل ۳۲: نمودار تنش برشی بر حسب کرنش برشی برای تغییرات تراکم نسبی خاک، در فاصله ۱ متری از مونوپایل در عمق ۵ متری خاک

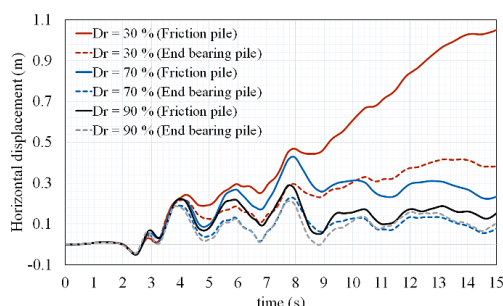
## ۷-۴ - بررسی حالت مونوپایل متکی بر روی سنگ بستر (اتکایی)

به‌منظور اینکه عملکرد مونوپایل با سیستم باربری اتکایی (End bearing pile) بررسی گردد، در این بخش مونوپایل به‌گونه‌ای مدل گردیده تا شرایط باربری اتکایی فراهم شود. به همین علت خاک با ضخامت ۲۵ متر و تراکم نسبی‌های متفاوت (۳۰، ۷۰ و ۹۰ درصد) مدل شده است تا مونوپایل با طول مشابه حالات قبل (۲۵ متر) بر روی سنگ بستر اتکا داشته باشد. پس از انجام مدل‌سازی، شتاب‌نگاشت انتخابی بر بستر مدل اعمال گردیده و نتایج استخراج شده است. در شکل‌های ۳۳ و ۳۴ به ترتیب نمودارهای جابه‌جایی جانبی در بالای برج و چرخش مونوپایل مستقر بر روی سنگ بستر برای تغییرات تراکم نسبی خاک ارائه شده است. همچنین در این شکل‌ها نتایج برای حالاتی که شمع از نوع اصطکاکی بوده است (بخش ۷-۳) نیز ارائه شده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که در حالت مونوپایل با سیستم باربری اتکایی در هر سه تراکم نسبی خاک نسبت به حالت شمع اصطکاکی (Friction pile) قرار گرفته در خاک با تراکم نسبی مشابه، مقادیر جابه‌جایی جانبی

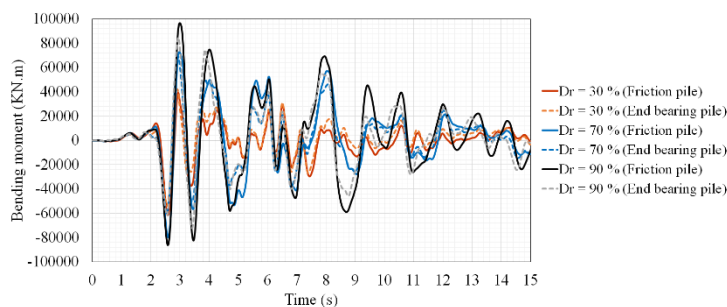
بالای برج و چرخش کاهش یافته است. این رفتار بیشتر در حالاتی که خاک تراکم نسبی کم و متوسط دارد (۳۰ و ۷۰ درصد) قابل مشاهده است و در حالت خاک با تراکم بالا (۹۰ درصد) به علت اینکه خاک از سختی بسیار بالایی برخوردار است و به نوعی مانع حرکت جانبی فونداسیون می گردد، اثر تکیه گاه شمع، چندان چشمگیر نمی باشد. از طرفی در حالت شمع اتکایی نیز، افزایش تراکم نسبی خاک باعث کاهش جابه جایی جانبی برج و چرخش فونداسیون می گردد و در خاک سست (تراکم ۳۰ درصد) این اثر مشهودتر است. همچنین با توجه به نتایج و مقایسه با بیشینه چرخش مجاز پس از رخداد زلزله برای مونوپایل ها (۰/۵ درجه)، مدل های ارائه شده با شمع اتکایی، چرخشی کمتر از چرخش مجاز دارند و همچنان قابلیت بهره برداری پس از رخداد زلزله را دارا می باشند. در شکل ۳۵ نمودار تاریخچه زمانی لنگر خمشی مونوپایل در عمق ۱ متری برای تغییرات تراکم خاک مجاور مونوپایل با افزایش سختی خاک و انتقال تنش های بیشتر به فونداسیون، باعث افزایش لنگر خمشی در مونوپایل می شود و تأثیر نوع تکیه گاه قابل توجه نمی باشد. در شکل ۳۶ پروفیل جابجایی جانبی مونوپایل در زمان های مختلف از زلزله مورد نظر، برای تغییرات تراکم نسبی خاک رسم شده است. همان طور که از مقایسه این شکل و شکل ۲۹ مشخص می شود، شمع های اتکایی جابجایی جانبی بسیار کمتری نسبت به شمع های اصطکاکی داشته اند و این تفاوت در خاک با تراکم کم (۳۰ درصد) نمایان تر می باشد و همین موضوع منجر به کاهش جابجایی جانبی بالای برج و چرخش مونوپایل های اتکایی شده است (شکل ۳۳ و ۳۴).



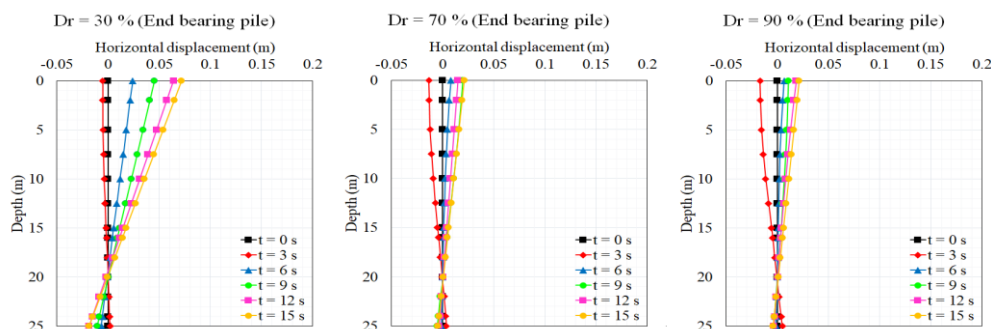
شکل ۳۴: نمودار تاریخچه زمانی چرخش مونوپایل برای هر دو نوع مونوپایل



شکل ۳۳: نمودار تاریخچه زمانی جابه جایی جانبی در بالای برج (در ارتفاع ۹۰ متری) برای هر دو نوع مونوپایل



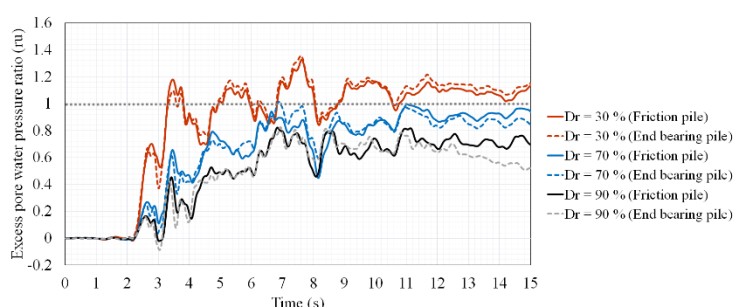
شکل ۳۵: نمودار تاریخچه زمانی لنگر خمشی مونوپایل در عمق ۱ متری برای هر دو نوع مونوپایل



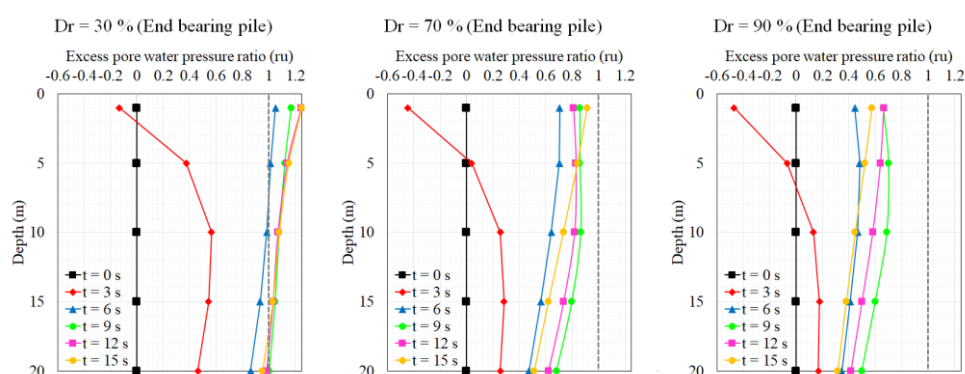
شکل ۳۶: پروفیل جابه جایی جانبی در طول مونوپایل در زمان های مختلف از زلزله مورد نظر برای مونوپایل اتکایی

در شکل ۳۷ نمودار تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای ( $r_u$ ) در عمق ۵ متری از سطح زمین و در فاصله ۱ متری از مونوپایل برای تغییرات تراکم نسبی خاک ارائه شده است. همچنین در شکل ۳۸، پروفیل نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در فاصله یک متری از مونوپایل در زمان‌های مختلف از زلزله مورد نظر برای خاک با تراکم نسبی مختلف رسم شده است. با مقایسه این شکل و شکل ۳۱ ملاحظه می‌شود که روند مشابه موارد شرح داده شده در بخش قبل می‌باشد زیرا طبیعتاً نوع تکیه‌گاه تأثیری در کاهش مقاومت خاک و رخداد روانگرایی ندارد.

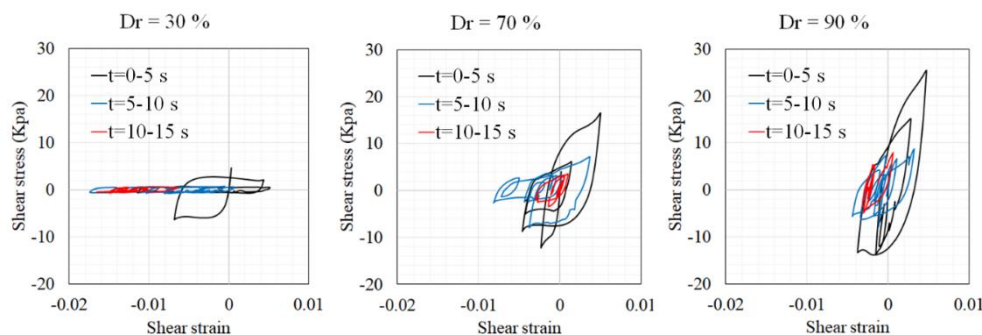
در شکل ۳۹ نمودار تنش برشی برحسب کرنش برشی در حالی که مونوپایل بر سنگ بستر تکیه دارد و تحت اثر زلزله مورد نظر قرار گرفته است، برای تغییرات تراکم نسبی خاک ارائه شده است. این نتایج نیز حکایت از روندی مشابه تغییرات تنش و کرنش برشی در حالت مونوپایل اصطکاکی قرار گرفته در خاک با تراکم نسبی‌های مختلف (بخش ۷-۳) دارد و تنها محدوده تغییرات تنش و کرنش به صورت جزئی تغییر کرده است.



شکل ۳۷: نمودار تاریخچه زمانی نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای ( $r_u$ ) برای هر دو نوع مونوپایل در فاصله ۱ متری از مونوپایل در عمق ۵ متری خاک



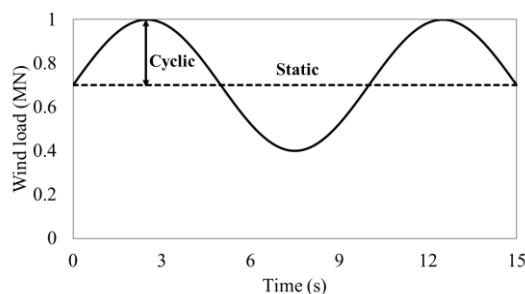
شکل ۳۸: پروفیل نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در فاصله یک متری از مونوپایل در زمان‌های مختلف از زلزله مورد نظر برای مونوپایل اتکایی



شکل ۳۹: نمودار تنش برشی برحسب کرنش برشی برای تغییرات لایه‌بندی خاک در حالت مونوپایل اتکایی، در فاصله ۱ متری از مونوپایل در عمق ۵ متری خاک

## ۷-۴ - بررسی اثر بارگذاری باد

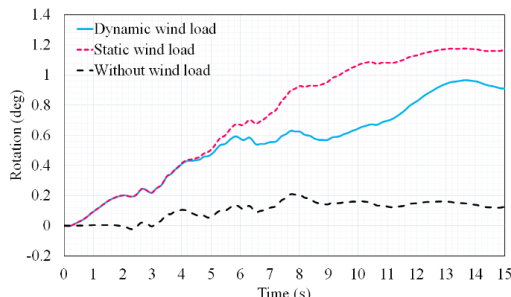
در این بخش به بررسی اثر بارگذاری باد در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه و فونداسیون توربین بادی پرداخته شده است. برای این منظور بار باد در دو حالت یکنواخت به میزان ۱ مگا نیوتن و چرخه‌ای به میزان  $0.7+0.3\sin(2\pi ft)$  مگا نیوتن با فرکانس  $f = 0.1$  Hz به بالای برج در مدل موردنظر و هم‌جهت با حرکت زمین اعمال گردیده است (شکل ۴۰). همچنین در این بخش، نتایج برای حالتی که بار باد اعمال نشده است، نیز ارائه شده‌اند. در شکل‌های ۴۱ و ۴۲ به ترتیب نمودارهای جابه‌جایی جانبی بالای برج و چرخش مونوپایل به‌منظور بررسی اثرات بارگذاری ارائه شده است. همان‌طور که در شکل مشاهده می‌شود، با وجود بار باد، جابه‌جایی و چرخش قابل توجهی نسبت به عدم نظرگیری آن به سازه و فونداسیون اعمال می‌گردد و طبیعتاً لحاظ کردن بار باد مبین شرایط واقع‌بینانه‌تری می‌باشد. همچنین بار باد به‌صورت یکنواخت، شرایط بحرانی‌تری را نسبت به بارگذاری چرخه‌ای نشان می‌دهد. نحوه شروع جابه‌جایی و چرخش در ابتدای زلزله برای هر دو نوع بارگذاری باد یکسان بوده است، اما به دلیل اندرکنش زلزله و باد و متفاوت بودن ماهیت نوع باد در دو حالت یکنواخت و چرخه‌ای، در ادامه و در بازه زمانی حدود ۴/۵ تا ۵ ثانیه، رفتار سیستم سازه و فونداسیون در دو حالت مذکور متفاوت شده است و باد به‌صورت یکنواخت منجر به مقادیر بیشتر جابه‌جایی و چرخش گردیده است. علت این رفتار این است که در زمان ۵ ثانیه بار دینامیکی باد، در حال کاهش دامنه و بازگشت به مقدار اولیه (۰/۷ مگانیوتن) و کاهش بیش از آن می‌باشد (شکل ۴۰) در صورتی که بار استاتیکی باد مقدار ثابت ۱ مگانیوتن را دار است و بر اثر ترکیب این بار و بار زلزله مقادیر جابجایی و چرخش به‌صورت تجمعی در حال افزایش هستند. همان‌طور که در شکل ۴۲ مشاهده می‌گردد، بیشینه چرخش مجاز برای مونوپایل پس از رخداد زلزله برای هر دو حالت بارگذاری باد، بیش از ۰/۵ درجه می‌باشد و پس از رخداد زلزله مذکور، دیگر قابلیت بهره‌برداری از سازه وجود نخواهد داشت. در شکل ۴۳ نشست مونوپایل برای انواع بارگذاری باد ارائه شده است. همان‌طور که در تصویر مشاهده می‌شود، در نظر گرفتن بار باد و نحوه اعمال این بار، برای این شتاب‌نگاشت خاص، تأثیر چندانی روی نشست سازه نداشته است. دلیل این امر آن است که باد به‌عنوان یک بارگذاری جانبی، تأثیر بیشتری روی رفتار جانبی سازه و فونداسیون داشته است. در شکل ۴۴ نمودار تاریخچه زمانی لنگر خمشی ایجاد شده در مونوپایل، در عمق ۱ متری از سطح زمین، به‌منظور بررسی اثرات بارگذاری باد نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که به علت اعمال بار جانبی باد در بالای برج و ایجاد لنگر خمشی مضاعف در مونوپایل، در هر دو حالت بار باد نسبت به حالت عدم حضور باد، مقادیر بیشتر لنگر خمشی در فونداسیون ایجاد شده است و لنگر خمشی ماندگاری در انتهای رکورد زلزله در مونوپایل باقی‌مانده است. شایان ذکر است که مشابه روندی که در جابجایی بالای برج و چرخش مونوپایل (شکل ۴۱ و ۴۲) مشاهده گردید، از حدود ۵ ثانیه، لنگر خمشی مونوپایل در حالت بارگذاری باد یکنواخت، دامنه بیشتری نسبت به حالت باد دینامیکی داشته است و دلیل این امر همان‌طور که پیش از این شرح داده شد روند کاهش دامنه بار باد دینامیکی می‌باشد. در شکل ۴۵ پروفیل جابجایی جانبی مونوپایل در زمان‌های مختلف از زلزله موردنظر برای انواع بارگذاری باد ارائه شده است و مشخص است که با اعمال بار جانبی باد، جابجایی جانبی مونوپایل افزایش یافته است و این افزایش در حالت بار باد استاتیکی که دامنه بیشتری دارد چشمگیرتر می‌باشد.



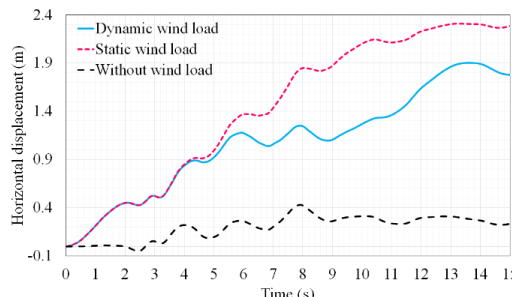
شکل ۴۰: بار باد دینامیکی اعمال شده در بالای برج

در شکل ۴۶ نمودار پروفیل نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در فاصله یک متری از مونوپایل در زمان‌های مختلف از زلزله موردنظر برای انواع بارگذاری باد نشان داده شده است. با توجه به شکل، تغییرات نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در سه حالت بارگذاری شامل زلزله

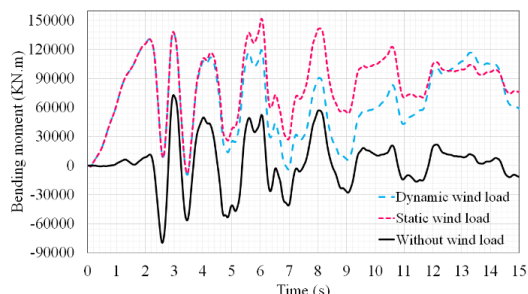
بدون بار باد و همراه با بار باد استاتیکی و بار باد دینامیکی تفاوت چندانی بخصوص در انتهای بارگذاری زلزله ندارند و تنها در حالت بدون بار باد، مقادیر نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای کمی بیشتر می‌باشد. دلیل این پدیده این است که بار باد بر بالای برج اعمال می‌گردد و تأثیر چندانی در رخداد پدیده روانگرایی خاک ناشی از بار زلزله ندارد.



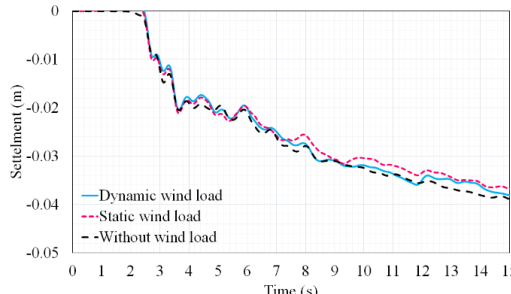
شکل ۴۲: نمودار تاریخچه زمانی چرخش مونیوپایل برای انواع بارگذاری باد



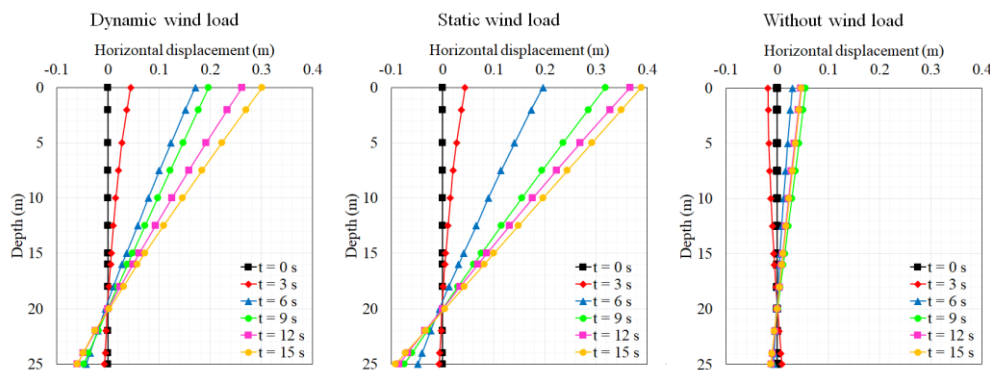
شکل ۴۱: نمودار تاریخچه زمانی جابه‌جایی جانبی در بالای برج (در ارتفاع ۹۰ متری) برای انواع بارگذاری باد



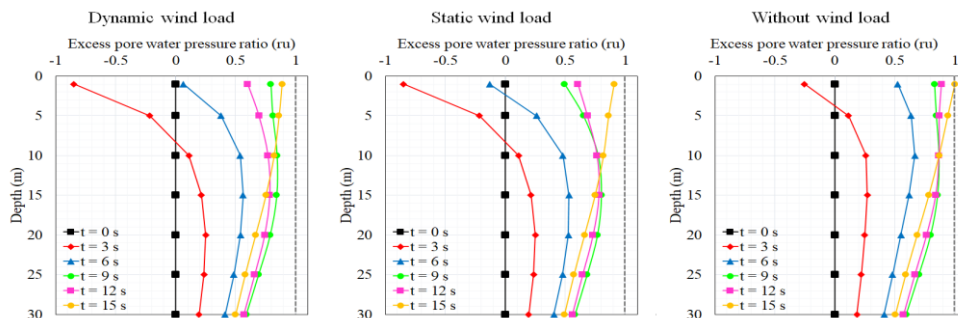
شکل ۴۴: نمودار تاریخچه زمانی لنگر خمشی مونیوپایل برای انواع بارگذاری باد



شکل ۴۳: نمودار تاریخچه زمانی نشست مونیوپایل برای انواع بارگذاری باد



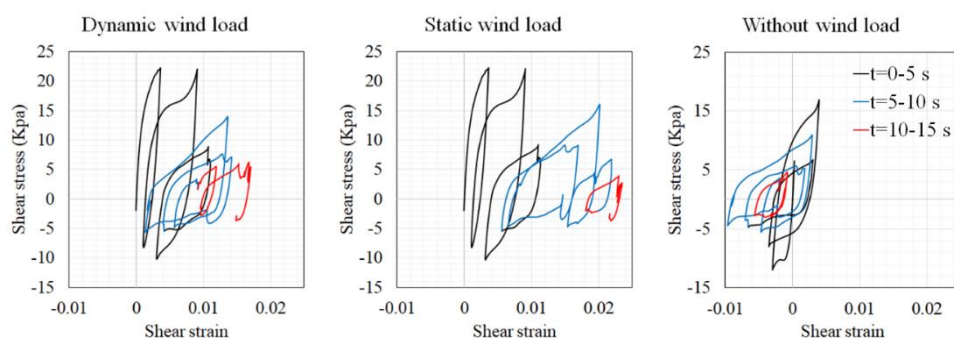
شکل ۴۵: پروفیل جابه‌جایی جانبی در طول مونیوپایل در زمان‌های مختلف از زلزله موردنظر برای انواع بارگذاری باد



شکل ۴۶: پروفیل نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در فاصله یک متری از مونیوپایل در زمان‌های مختلف از زلزله موردنظر برای انواع بارگذاری باد



همچنین در شکل ۴۷ نمودار تنش برشی برحسب کرنش برشی تحت اثر زلزله مذکور در عمق ۵ متری و در فاصله ۱ متری از مجاورت فونداسیون برای حالت‌های بارگذاری باد به صورت یکنواخت و دینامیکی و حالت بدون بار باد ارائه شده است. در این حالت نیز همان سه مرحله شرح داده شده پیشین، شامل مرحله ابتدایی، میانی و انتهایی قابل مشاهده می‌باشد اما اعمال بار باد، باعث افزایش محدوده تغییرات تنش برشی و کرنش برشی در خاک گردیده است، که افزایش کرنش برشی در خاک با بارگذاری باد به صورت یکنواخت بیشتر می‌باشد. طبیعتاً به دلیل اعمال نیروی جانبی باد به سازه و افزایش جابجایی جانبی مونوپایل، کرنش برشی بیشتری خصوصاً در حالت اعمال باد به صورت یکنواخت، در خاک مجاور فونداسیون ایجاد شده است.



شکل ۴۷: نمودار تنش برشی برحسب کرنش برشی برای انواع بارگذاری بار باد، در فاصله ۱ متری از مونوپایل در عمق ۵ متری خاک

## ۸- نتیجه گیری

در این تحقیق مجموعه‌ای از فونداسیون‌های مونوپایل به همراه برج توربین بادی مستقر بر آن در نرم افزار OpenSees مدل سازی و مورد بررسی عددی قرار گرفته‌اند. هدف از این تحقیق بررسی تأثیر پارامترهای مختلف بر روی پاسخ لرزه‌ای فونداسیون مونوپایل توربین بادی فراساحل می‌باشد. ابتدا مدل عددی با نتایج مدل سازی دینامیکی یک آزمایش سانتریفیوژ اعتبارسنجی شد و پس از آن یکسری تحلیل عددی جهت بررسی اثرات تغییر قطر و طول مونوپایل، تراکم نسبی خاک، نوع باربری مونوپایل و حضور یا عدم حضور بار باد بر رفتار لرزه‌ای فونداسیون انجام گردید. نتایج این تحقیق نشان داد که تغییرات این پارامترها، تأثیر قابل توجهی بر پاسخ لرزه‌ای مونوپایل توربین‌های بادی فراساحل خواهد داشت و برخی از نتایج مهم به شرح زیر می‌باشند:

- ۱) افزایش قطر و طول مونوپایل و همچنین افزایش تراکم نسبی خاک، منجر به کاهش جابه‌جایی جانبی در برج و کاهش نشست و چرخش فونداسیون (مونوپایل) توربین می‌گردد و منجر به بهبود عملکرد لرزه‌ای فونداسیون و برج توربین بادی می‌گردد. این اثر برای مونوپایل مستقر بر روی بستر سنگی نیز صادق می‌باشد.
- ۲) افزایش قطر مونوپایل به علت افزایش سختی خمشی فونداسیون و افزایش نیروی زلزله وارد بر آن ناشی از افزایش جرم، افزایش طول مونوپایل به دلیل افزودن بر طول باربری فونداسیون و افزایش تراکم نسبی خاک به علت افزایش سختی خاک مجاور مونوپایل و انتقال تنش‌های بیشتر به آن، موجب ازدیاد لنگر خمشی در مونوپایل می‌گردند.
- ۳) در حالت تغییرات قطر و طول مونوپایل، در ابتدا به علت افزایش سریع و ناگهانی ضریب  $\Gamma_u$ ، افزایش جابجایی توربین، نشست و چرخش مونوپایل بسیار چشمگیر می‌باشد؛ اما در ادامه با کاهش نرخ افزایش  $\Gamma_u$  و تثبیت آن، نرخ افزایش این مقادیر کاهش یافته و در برخی حالات تا حدی از جابجایی بالای توربین و چرخش مونوپایل کاسته شده است.
- ۴) به کارگیری مونوپایل به صورت اتکایی، با کاهش جابجایی جانبی برج و چرخش فونداسیون، منجر به بهبود عملکرد لرزه‌ای مونوپایل می‌گردد.
- ۵) به منظور کاهش وابستگی رفتارهای لرزه‌ای مشاهده شده در این تحقیق به نوع شتاب‌نگاشت مورد استفاده در تحلیل‌ها و به جهت تعمیم مشاهدات به حالات کلی‌تر، ضروری است که رفتار لرزه‌ای سازه و فونداسیون آن در برابر شتاب‌نگاشت‌هایی با خصوصیات متفاوت بررسی گردد.

۶ اعمال بارگذاری باد هم‌زمان با بار زلزله، باعث ایجاد جابه‌جایی جانبی، چرخش و لنگر خمشی بیشتر در مونوپایل شده است و اعمال بار باد به صورت یکنواخت شرایط بحرانی‌تری را نسبت به حالت بارگذاری دینامیکی ایجاد می‌کند.

پیشنهاد می‌گردد در ادامه بررسی پارامترهای مؤثر بر عملکرد لرزه‌ای این سیستم سازه - فونداسیون، اثرات بارگذاری لرزه‌ای دو جهته، بارگذاری باد و موج آب و تغییر مدل رفتاری خاک و نوع خاک از جمله خاک‌های ماسه‌ای کربناته و سیلیکاتی که در مناطق فراساحلی رایج‌تر هستند، مورد بررسی قرار گیرد. همچنین اثر پارامترهای مذکور برای طیف وسیع‌تری از شتاب‌نگاشت‌های زلزله با خصوصیات مختلف بررسی شود.

## مراجع

- [1] Vestergaard, J., Brandstrup, L., & Goddard, R. D. (2004, November). A brief history of the wind turbine industries in Denmark and the United States. In *Academy of international business (Southeast USA Chapter) Conference proceedings* (Vol. 2, pp. 322-7).
- [2] Adib, R., Murdock, H. E., Appavou, F., Brown, A., Epp, B., Leidreiter, A., ... & Farrell, T. C. (2015). Renewables 2015 global status report. *REN21 Secretariat, Paris, France*, 162.
- [3] Li, J., & Yu, X. (2015). Model and procedures for reliable near term wind energy production forecast. *Wind Engineering*, 39(6), 595-607.
- [4] Murdock, H. E., Gibb, D., André, T., Sawin, J. L., Brown, A., Appavou, F., ... & Mastny, L. (2020). Renewables 2020-Global status report.
- [5] Arany, L., Bhattacharya, S., Macdonald, J., & Hogan, S. J. (2015). Simplified critical mudline bending moment spectra of offshore wind turbine support structures. *Wind Energy*, 18(12), 2171-2197.
- [6] Arany, L., Bhattacharya, S., Macdonald, J., & Hogan, S. J. (2017). Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 92, 126-152.
- [7] Wang, X., Zeng, X., Yang, X., & Li, J. (2018). Feasibility study of offshore wind turbines with hybrid monopile foundation based on centrifuge modeling. *Applied energy*, 209, 127-139.
- [8] Ramirez, L., Fraile, D., & Brindley, G. (2020). Offshore wind in Europe: Key trends and statistics 2019.
- [9] Kaynia, A. M. (2019). Seismic considerations in design of offshore wind turbines. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 124, 399-407.
- [10] Byrne, B. W., Burd, H. J., Gavin, K. G., Houlsby, G. T., Jardine, R. J., McAdam, R. A., ... & Zdravkovic, L. (2018, November). PISA: Recent developments in offshore wind turbine monopile design. In *Vietnam Symposium on Advances in Offshore Engineering* (pp. 350-355). Springer, Singapore.
- [11] Abdel-Rahman, K., & Achmus, M. (2005, October). Finite element modelling of horizontally loaded monopile foundations for offshore wind energy converters in Germany. In *Proceedings of the international symposium on frontiers in offshore geotechnics*. Taylor and Francis, Perth (pp. 391-396).
- [12] Lee, M., Bae, K. T., Lee, I. W., & Yoo, M. (2019). Cyclic py curves of monopiles in dense dry sand using centrifuge model tests. *Applied Sciences*, 9(8), 1641.
- [13] Darvishi Alamouti, S., Moradi, M., & Bahaari, M. R. (2019). Centrifuge modelling of monopiles subjected to lateral loading. *Scientia Iranica*, 26(6), 3109-3124.
- [14] Asareh, M. A., Schonberg, W., & Volz, J. (2016). Effects of seismic and aerodynamic load interaction on structural dynamic response of multi-megawatt utility scale horizontal axis wind turbines. *Renewable energy*, 86, 49-58.
- [15] Smith, V., & Mahmoud, H. (2016). Multihazard assessment of wind turbine towers under simultaneous application of wind, operation, and seismic loads. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 30(6), 04016043.
- [16] Cunha, A., Caetano, E., Ribeiro, P., & Müller, G. Seismic Response of Wind Turbines due to Earthquake and Wind Loading.
- [17] Santangelo, F., Failla, G., Santini, A., & Arena, F. (2016). Time-domain uncoupled analyses for seismic assessment of land-based wind turbines. *Engineering Structures*, 123, 275-299.
- [18] De Risi, R., Bhattacharya, S., & Goda, K. (2018). Seismic performance assessment of monopile-supported offshore wind turbines using unscaled natural earthquake records. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 109, 154-172.

- [19] Esfeh, P. K., & Kaynia, A. M. (2020). Earthquake response of monopiles and caissons for Offshore Wind Turbines founded in liquefiable soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 136, 106213.
- [20] Wang, X., Zeng, X., Li, J., & Yang, X. (2018). Lateral bearing capacity of hybrid monopile-friction wheel foundation for offshore wind turbines by centrifuge modelling. *Ocean Engineering*, 148, 182-192.
- [21] Wang, X., Zeng, X., Li, X., & Li, J. (2020). Liquefaction characteristics of offshore wind turbine with hybrid monopile foundation via centrifuge modelling. *Renewable Energy*, 145, 2358-2372.
- [22] Zhao, X., & Maisser, P. (2006). Seismic response analysis of wind turbine towers including soil-structure interaction. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part K: Journal of Multi-body Dynamics*, 220(1), 53-61.
- [23] Hongwang, M. (2012, September). Seismic analysis for wind turbines including soil-structure interaction combining vertical and horizontal earthquake. In *15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal*.
- [24] Stamatopoulos, G. N. (2013). Response of a wind turbine subjected to near-fault excitation and comparison with the Greek Aseismic Code provisions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 46, 77-84.
- [25] Yu, H., Zeng, X., Li, B., & Lian, J. (2015). Centrifuge modeling of offshore wind foundations under earthquake loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 77, 402-415.
- [26] Taiebat, M., Jeremić, B., Dafalias, Y. F., Kaynia, A. M., & Cheng, Z. (2010). Propagation of seismic waves through liquefied soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(4), 236-257.
- [27] Dafalias, Y. F., & Manzari, M. T. (2004). Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. *Journal of Engineering mechanics*, 130(6), 622-634.
- [28] Wilson, D. W., Boulanger, R. W., & Kutter, B. L. (2000). Observed seismic lateral resistance of liquefying sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(10), 898-906.
- [29] Kutter, B. L., & Wilson, D. W. (1999, August). De-liquefaction shock waves. In Proc., 7th US-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction, Rep. MCEER-99 (Vol. 19, pp. 295-310).
- [30] Jonkman, J., Butterfield, S., Musial, W., & Scott, G. (2009). *Definition of a 5-MW reference wind turbine for offshore system development* (No. NREL/TP-500-38060). National Renewable Energy Lab.(NREL), Golden, CO (United States).