# شبیهسازی لرزهای مونوپایلهای فراساحلی تحت بار موج در خاک ماسهای

على عسكرى\*١، شكوفهالسادات علوى٢، على اكبر گلشنى٣

<sup>۱</sup> استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی و فناوری، دانشگاه مازندران، بابلسر ۲ کارشناس ارشد مهندسی عمران- خاک و پی، دانشگاه تربیت مدرس، تهران ۳ دانشیار دانشکده مهندسی عمران و محیطزیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران

دریافت: ۱۳۹۸/۱۱/۱۷، پذیرش: ۱۴۰۰/۲/۸، نشر آنلاین: ۱۴۰۰/۲/۸

### چکیدہ

نیاز روزافزون بشر به انرژی در دهههای اخیر بهویژه انرژیهای پاک و تجدیدپذیر، سبب گسترش مزارع بادی در مناطق ساحلیشده و با هدف بهرموری بیشتر بهسوی مناطق فراساحلی حرکت کرده است. بسیاری از توربینهای بادی روی شمعهایی با قطر بزرگ موسوم به مونوپایل (Monopile) بناشدهاند. در کشورهای اروپایی بارگذاری محیطی حاکم بر مونوپایلها در نواحی فراساحلی بار موج و در برخی از کشورهای پیشرو در توسعه انرژی باد نظیر چین، ژاپن، هند و ایالت متحده بار زلزله است. باتوجه به وقوع رویدادهای طبیعی موج و زلزله بهصورت همزمان در دریاها، بررسی رفتار مونوپایلها تحت اثر توأم آنها الزامی است. در این پژوهش شبیه سازی سهبعدی سیستم خاک- مونوپایل با استفاده از نرمافزار متن باز عصوری اورش اجزای محدود انجام گرفته و تأثیر حضور موج بر پاسخهای لرزهای مونوپایل و خاک اطرافش بررسی شده است. در مدل رفتاری غیرخطی توصیفگر خاک ماسهای، اثرات سختی، نوذپذیری، اتساع و پتانسیل تراکم خاک بر پاسخهای سیستم کاک- مونوپایل با استفاده از نرمافزار متن باز تصیفی توصیفگر خاک ماسهای، اثرات سختی، پاسخهای لرزهای مونوپایل گذاشته و علاوه بر تشدید جابه جایی، دوران، نیروی برشی و لنگر خمشی در آن، سبب تغییر محل وقوع برش و خمش حداکثر گردد. موج می تواند ترایز محل و تعایش و خاک اطرافش بررسی شده است. در مدل رفتاری غیرخطی توصیفگر خاک ماسهای، اثرات سختی، نوذپذیری، اتساع و پتانسیل تراکم خاک بر پاسخهای سیستم گنجانده شده است. بررسیها حاکی از آن است که موج می تواند تأثیر قابل توجهی بر پاسخهای لرزهای مونوپایل گذاشته و علاوه بر تشدید جابه جایی، دوران، نیروی برشی و لنگر خمشی در آن، سبب تغییر محل وقوع برش و خمش حداکثر پاسخهای لرزه به پیروی از الی مونوپایل گذاشته موج بر پاسخهای خانین و فشار آب حفره ای در اعماق سطحی مجاور مونوپایل را پس از گذشت مدت زمان مؤثر زلزله به پیروی از الگوی خود وادارد. تأثیر موج بر پاسخهای خاک با افزایش فاصله از محور مونوپایل و افزایش عمق خاک محو می گردد. نتایج پژوهش

**کلیدواژهها:** تحلیل لرزهای مونوپایل، اثر مشترک موج و زلزله، رفتار غیرخطی خاک، تحلیل لرزهای در حوزه زمان.

### ۱– مقدمه

با توجه به مقاومتهای موجود نسبت به گسترش صنعت مزرعه باد نظیر منازعات استفاده از زمینهای ساحلی و آلودگی-های صوتی و بصری، تلاش بر توسعه مزارع بادی در نواحی فراساحلی افزایش یافته است. از سوی دیگر شرایط محیطی خشن-تر دور از ساحل سبب اعمال بارها و لنگرهای جانبی بزرگتری بر مجموعه سازه توربین بادی و پی آن نسبت به سایر سازههای ساحلی و فراساحلی شده است. بههمین علل شمعهای قطورتری ساحلی و فراساحلی شده است. بههمین علل شمعهای قطورتری مرای اطمینان از ظرفیت باربری کافی پی و سختی مناسب سیستم برای اطمینان از ظرفیت باربری کافی بی و سختی مناسب سیستم برای اطمینان از ظرفیت باربری کافی بی و سختی مناسب میستم ماسحای و رسی به مونوپایل بنا شدهاند که انتخابی اقتصادی برای اعماق آب کمتر از ۳۰ متر در بسترهای ماسهای و رسی به شمار میروند (Mul و همکاران، ۲۰۱۲).

بسیاری از کشورها مانند چین، آمریکا، هلند، دانمارک و سوئد طرحهای بلندمدتی جهت نصب و راهاندازی مزارع بادی فراساحلی دارند. در ایران نیز طی چند سال اخیر تحقیقاتی در زمینه امکانسنجی نصب توربینهای بادی فراساحلی انجام گرفته که حکایت از وجود پتانسیل نصب توربینهای بادی فراساحلی در سواحل ایران به خصوص خلیجفارس دارد.

ساختار پی یک توربین بادی باید قادر به مقاومت در برابر وزن خود سازه و بارهای محیطی باشد. البته وزن سازه نیز بستگی به بارهای محیطی دارد، چراکه این بارها ضخامت بدنه سازه را تعیین میکنند. بنابراین نخست باید برآورد بارهای محیطی مطابق با شرایط اقلیمی صورت گیرد. کلیه بارهای وارد بر توربین بادی مطابق توصیه DNV به بارهای دائمی (بارهایی که در طول دوره در نظر گرفته شده، اندازه، موقعیت و جهت آنها تغییر نمیکند)، عملکردی متغیر (بارهای مربوط به بهرهبرداری از تأسیسات که

<sup>\*</sup> نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۹۱۱۲۱۷۴۶۶۹

آدرس ایمیل: a.asgari@umz.ac.ir (ع. عسگری)، saa7949@gmail.com (ش. علوی)، golshani@modares.ac.ir (ع. ا. گلشنی).

ممکن است موقعیت، اندازه و جهت آنها طی دوره تحت بررسی تغییر کند) و محیطی (بارهایی که اندازه، موقعیت و جهت اعمال آنها طی پریود تحت بررسی تغییر میکند) تقسیم بندی شدهاند. اطلاعات کاربردی درباره شرایط و انواع بارهای محیطی در DNV-RP-C205 (2014) آورده شده است.

شرایط آب و هوایی متخاصم دریاهای اروپا که طی دهههای اخیر بیشترین مزارع بادی را در خود جای دادهاند، سبب تجربه امواج تند و بزرگ و گاها شکنا طی نصب، بهرهبرداری و نگهداری توربینهای بادی شده است. به این ترتیب در طراحی شمعهای فراساحلي براي اين نواحي كه عموماً لرزه خيزي اندكي دارند، اغلب بارهای ناشی از امواج اقیانوسی حکم فرما هستند. البته ارزیابی دقیق و واقعی این بارها به خاطر تعامل چندین پدیده با یکدیگر بسیار پیچیده است. سینماتیک<sup>۲</sup> غیرخطی امواج، تنوع پروفیلهای توصيفگر موج، آشفتگي جريان موج، تأثير سازه بر ميدان موج و حتى احتمال پخش گردابه و تشديد سازه به اين پيچيدگي دامن مىزنند. براى بهينهسازى طراحى تحت اثر موج، اطلاعات كافى از شرايط واقعى دريا شامل امواج نامنظم و پخش جهتى موردنياز است (Nielsen و همکاران، ۲۰۱۲). در مناطق فعال از لحاظ لرزه-خیزی مانند سواحل شرقی چین و سواحل غربی امریکا، بار لرزهای به طراحی حکمفرماست. در چنین مناطقی مرکز زلزله می تواند در فلات قاره گسترده از خشکی ساحلی تا بستر دریا در دور دست واقع شود و ایمنی توربینهای بادی فراساحلی را بهطورجدی تهدید کند. بنابراین توربینهای بادی دریایی در مناطق فعال از لحاظ لرزه خیزی، در معرض تهدید بالقوه ناشی از اثر مشترک امواج دریا و زلزله قرار دارند (Yamada و همکاران، ۱۹۸۹؛ Zheng و همکاران، ۲۰۱۵).

تاکنون رفتار مونوپایلهای فراساحلی تحت بار امواج یا زلزله به تنهایی به کرات بررسی شده است، اما پژوهش های بسیار اندکی اثرات همزمان بار امواج و زلزله مورد توجه قرار دادند. به عبارت دیگر، از آنجاکه تصور می شود احتمال وقوع همزمان یک زلزله قوی با موج شدید، کم باشد، طراحی تحت ترکیب بار زلزله با موج هنوز توسط جامعه صنعتی به تصویب نرسیده است (NON ۲۰۱۴، Phon و همکاران، ۲۰۱۵)؛ اما گزارش های مربوط به پنج دهه اخیر در آسیا نشان داد که هنگام رخداد چندین زلزله قوی در زمستان یا بهار، احتمال وقوع شرایط دریایی متوسط و حتی شدید بسیار بالا بوده است (Lin و همکاران، ۲۰۱۴، لرزش های ممکاران، ۲۰۱۴). برای مثال در ۲۶ دسامبر ۲۰۱۶، لرزش های قوی با بزرگای ۷ تنها در ظرف چند دقیقه به پینگ تونگ<sup>۲</sup> تایوان اصابت نمود و در این رویداد موج زلزله در سرتاسر تنگه تایوان

شود که یک زلزله قابل توجه می تواند هم زمان با شرایط دریایی متوسط رخ دهد. همچنین زلزله معروف توهو کو<sup>†</sup> (۲۰۱۱) در سواحل اقیانوس آرام، ضربه محتمل به سازههای دریایی نه تنها سواحل اقیانوس آرام، ضربه محتمل به سازههای دریایی نه تنها ناشی از تکان اصلی حاصل از سونامی در قالب امواج غول پیکر بلکه به وسیله پس لرزهها را به ما یادآوری می کند (In و همکاران، به وسیله پس لرزهها را به ما یادآوری می کند (In و همکاران، ۲۰۱۲) مواج غول پیکر بلکه فراساحلی واقع در یک منطقه فعال لرزهای، امواج دریای ناآرام و ۲۹۸۹). بنابراین توربینهای بادی فراساحلی در نواحی فعال لرزه- زمین لرزه و موج اقیانوسی ای تحت تهدید بالقوه ناشی از عمل مشترک زلزله و موج اقیانوسی آمرار دارند (In ۲۰۱۳ و همکاران، ۲۰۱۵) وات توربینهای بادی فراساحلی در نواحی فعال لرزه- می تحت تهدید بالقوه ناشی از عمل مشترک زلزله و موج اقیانوسی آمترار دارند (Zheng و همکاران، ۲۰۱۵) و همکاران، ۲۰۱۵) مشترک زلزله و موج اقیانوسی مترار دارند (Zheng و همکاران، ۲۰۱۵) و می توربینهای بادی فراساحلی در نواحی فعال لرزه- زمین رازه ای توربینهای بادی فراساحلی در نواحی فعال لرزه- زمین رازه و موج اقیانوسی آمترار دارند (Zheng و همکاران، ۲۰۱۵) و می توربینهای بادی فراساحلی در نواحی فعال لرزه- زمین رازه و موج اقیانوسی آمترار دارند (Zheng و همکاران، ۲۰۱۵) و همکاران، ۲۰۱۵). شرایط اولیه ایجادشده توسط امواج نیز نشئت می گیرد. بنابراین شرایط اولیه ایجادشده توسط امواج نیز نشئت می گیرد. باناراین خرورت پژوهش در موضوع را به دنبال دارد (Zheng و همکاران، ۲۰۱۵).

### ۲- پیشینه پژوهش

با توجه به گزارشهایی مبنی بر وجود خرابی سازههای دریایی ناشی از اثرات همزمان بار امواج و زلزله (Lin و همکاران، ۲۰۱۲ Koshimura و همکاران، ۲۰۱۴)، اخیراً بررسی اثرات همزمان بار امواج و زلزله موردتوجه برخی از پژوهشگران قرار گرفت که در ادامه به برخی از آنها اشاره می شود:

در پژوهش Asgari و همکاران (۲۰۱۴) روی رفتار مونوپایل-های فراساحلی تحت اثر الگوهای بار جانبی سیکلی و گذرا، از یک مدل سهبعدی غیرخطی اجزای محدود خاک-مونوپایل در OpenSees استفاده شد (Mazzoni) و همکاران، ۲۰۰۴) یا و همکاران، ۲۰۱۱). این مدلسازی با تکیه بر فرمولاسیون دینامیکی معتبر ترکیبی محیط متخلخل- سیال منفذی و تئوری خمیری-میتبر ترکیبی محیط متخلخل- سیال منفذی و تئوری خمیری-پیشرینی پاسخ غیرخطی اندرکنش خاک- شمع بهعنوان تابعی از سختی، نفوذپذیری، اتساع و پتانسیل تراکم خاک موفق بوده است. مقایسه منحنیهای نیرو- جابهجایی سر مونوپایل تحت بارگذاری میدهد که جابهجایی سر مونوپایل در ماسه اشباع نسبت به ماسه خشک در محدوده وسیعتری تغییر میکند. از اینرو پایداری مونوپایلها به گسترش فشار منفذی و نرخ بارگذاری نسبت داده شده است.

Etemad و همکاران (۲۰۰۴) به بررسی رفتار دینامیکی غیرخطی سکویی فلزی در خلیجفارس تحت بارگذاری توأم موج و زلزله با مدلسازی سهبعدی آن در نرمافزار انسیس<sup>۵</sup> پرداختند.

<sup>1.</sup> Breaking waves

<sup>2.</sup> Kinematics

<sup>3.</sup> Pingtung

<sup>4.</sup> Tohoku

<sup>5.</sup> ANSYS

پاسخهای سازه تحت بار زلزله بهتنهایی و زلزله و موج توأم با فرض همراستایی مؤلفه طولی افقی زلزله و موج، مورد مقایسه قرار گرفتند. روشن شد که حداکثر جابهجایی و حتی دامنه تغییرات آن تحت زلزله تنها بیشتر از حالت زلزله و موج توأم است، یعنی موج روی تغییرمکان سازه اثر کاهندگی دارد. همچنین تأخیر فاز موج نسبت به بار لرزهای، نقش عمدهای در پاسخ بیشینه سازه داشته و برهمنهی بیشینههای دو رکورد بار الزاماً سبب ایجاد پاسخ بیشینه در سازه نمی شود.

اثر مشترک موج و زلزله روی مونوپایل فراساحلی توسط Zheng و همکاران (۲۰۱۵) با استفاده از سیستم شبیهسازی مشترک زلزله، موج و جریان<sup>6</sup> موردمطالعه قرار گرفت. تمرکز این مطالعه بر اثر تلفیقی موج- زلزله در جهت یک خط مستقیم قرار داشته و نتایج مربوط به شتاب اوج ناسل<sup>۷</sup> و ضرایب تقویت دینامیکی نشان دادند که چشمپوشی از اثر موج در تحلیل لرزهای منجر به تخمین دست پایین پاسخ سازه بهویژه هنگام حساسیت دینامیکی بالای مونوپایل شده و حداکثر شتاب سازه تحریکشده تحت شرایط دریایی متوسط قابل مقایسه با یک زلزله متوسط است. مطالعه حاضر به بررسی تأثیر حضور موج بر رفتار لرزهای مونوپایلهای فراساحلی مدفون در ماسه قابل روانگرایی می پردازد. بدینمنظور با شبیه سازی عددی سیستم سه بعدی خاک – مونوپایل در OpenSees و تحلیل دینامیکی سیستم تحت بارگذاری همزمان و همسوی موج و زلزله به شیوه انتقالی با گام زمانی متغیر، کوشش شده تا اثر حضور موج بر حداکثر تغییر شکلها و واکنشهای داخلی مقطع مونوپایل ناشی از بار لرزهای ارزیابی گردد. همچنین با توجه به توانمندی مدل رفتاری خاک در شبیهسازی اتساع ماسه و پیش بینی اضافه فشار آب حفرهای، تغییرات تاریخچه زمانی فشار آب حفرهای در مرز خاک و مونوپایل بر اثر حضور بار موج در کنار زلزله بررسی شده است. علاوه بر این، به تأثیر موج بر جابهجایی و شتاب سطح زمین تحت تحریک زلزله نیز پرداخته شده است. مبنای انتخاب روش مدل سازی و تحلیل در این پژوهش، مطالعات Asgari و همکارانش (۲۰۱۳)؛ Asgari و همکاران (۲۰۱۴) بوده است.

## ۳- شبیه سازی ۳–۱– مدلسازی سیستم خاک– شمع

مصالح خاکی منتخب در این پژوهش، ماسه نسبتاً متراکم و اشباع بوده که مدل رفتاری خمیری چندسطحی برگرفته از مدل Prevost (۱۹۸۵) توصيف شده است (Yang و همکاران، ۲۰۰۲). این مدل رفتاری پیوسته برای شبیهسازی رفتار سیکلی خاکهای غيرچسبنده اصطكاكي شامل مكانيزم انباشتكي^ كرنش برشي

7. Nacelle

ناشی از روانگرایی توسعه یافته است. پارامترهای مدل رفتاری خاک، در جدول (۱) ارائه شده است.

در پژوهش حاضر مونوپایل فولادی مدور به کمک المانهای دوگرهی تیرستون ارتجاعی با ۶ درجه آزادی و خاک اشباع با ۳۶۰ المانهای سهبعدی آجری شکل هشت گرهی همبسته و هر گره با ۴ درجه آزادی (سه درجه آزادی مربوط به تغییر مکان و یک درجه آزادی مربوط به فشار آب حفرهای) مدل شده است (Law و همكاران، ۲۰۰۱؛ Elgamal و همكاران، ۲۰۰۸). این المانها قادر به شبیهسازی پاسخ دینامیکی همبسته بر مبنای تئوری محیط متخلخل بیوت میباشند. برای در نظر گرفتن اثر سطح مقطع هر گره از گرههای شمع به گرههای خاک اطراف متصل می شود. سختی این المانها چندین برابر سختی المانهای شمع (در حدود ۱۰۰۰۰ برابر) است. در این مدلسازی جرم شمع بهصورت جرم متمرکز در گرههای المان شمع قرار گرفته است. در محاسبات عددی، مقطع لوله ای مونوپایل با یک مقطع توپر با سختی خمشی معادل جایگزین شده است. مناسب بودن این سادهسازی قبلاً توسط Achmus و همکاران (۲۰۰۹) و Asgari و همکاران (۲۰۱۴) تأیید شده است.

جدول ۱- پارامترهای هیدرولیکی و مکانیکی خاک ماسهای نىمەمتراكم

مقادير	پارامتر
۱۹۰۰ kg/m <sup>3</sup>	جرم مخصوص ماسه
۷۵ kPa	مدول برشی اولیه ماسه
• /Y	ضريب تخلخل خاک
$\mathcal{FF} \times \mathcal{V}^{\Delta}m/s$	ضريب نفوذپذيرى
۳۷°	زاویه اصطکاک داخلی خاک
7.1	كرنش تسليم روانگرايي
۰/۰۵	پارامتر انقباضی
۲۷°	زاويه فاز انتقال
• /۶	پارامتر اوليه اتساع
٣	پارامتر ثانويه اتساع
۲۰۰ kPa	مدول بالک خاک
• /۵	ضريب فشار جانبي
۱۰۰ kPa	فشار مرجع
۲/۲kPa	مدول بالک محصورشده آب
١.	پارامتر اولیه روانگرایی
• /• ١	پارامتر ثانویه روانگرایی
1	پارامتر سوم روانگرایی

8. Accumulation mechanism

9. 3D solid-fluid brick elements

<sup>6.</sup> Earthquake, Wave and Current Joint Simulation System (EWCJSS)

مقادير	پارامتر
$\gamma \lambda \cdot \cdot kg/m^3$	جرم مخصوص شمع
۰ /٣	ضريب پواسون
۲/۱ × ۱۰ <sup>۸</sup> kPa	مدول الاستيسيته
<b>ኛ۶</b> ۵ mPa	تنش مقاومت تسليم
۶m	قطر شمع
۶۰ m	طول کل شمع

جدول ۲- پارامترهای مکانیکی و هندسی شمع

مونوپایل در این مطالعه، دارای قطر خارجی یکنواخت ۶ متر، ضخامت بدنه یکنواخت ۰/۱۵ متر و طول ۶۰ متر می باشد که نیمی از آن در ماسه اشباع نسبتاً متراکم مدفون است. دیگر مشخصات مونوپایل به کار گرفته شده در این پژوهش در جدول (۲) آورده شده است. یک جرم متمرکز ۲۰۰ تنی در سر مونوپایل بهعنوان روسازه لحاظ شده که معادل وزن مجموعه ناسل، پرهها و برج در توربین بادی ۵ مگاواتی آزمایشگاه انرژیهای تجدیدپذیر ملّی میباشد. بر اساس آنالیز حساسیت و آئیننامههای طراحی، شمعها، تا فاصله ۸ برابر قطرشان نسبت به محور خود، خاک اطرافشان را تحت تأثیر قرار میدهند. لذا برای حذف اثر مرزها روی پاسخ شمع در تمامی مدلها طول و عرض مدل حدود ۱۰۰ متر و عمق مدل ۶۰ متر در نظر گرفته شده است. ابعاد المانها با دور شدن از محور مونوپایل افزایش مییابد. بهدلیل تقارن بارگذاری و هندسی (به هدف کاهش زمان تحلیل) نیمی از مدل شبیهسازی شده است. مشابه این روند در مطالعات Elgamal و ۲۰۰۹)؛ Asgari و همكاران Asgari (۲۰۱۳)؛ Asgari و همکاران (۲۰۱۴) انجام شده است.

در شکل (۱) نمونهای از مدل بررسی شده را مشاهده می کنید که به ۳۶۰ المان تقسیم بندی شده است. همانند مطالعات He Golshani ،(۲۰۰۹) و (۲۰۰۸) و (۲۰۰۹)، و Golshani و همکاران (۲۰۱۵)؛ Asgari و همکاران (۲۰۱۳) و (۲۰۱۴) در اینجا نیز از هیچ المان تماسی یا سیستم فنر - کمک فنری برای فصل مشترک خاک و مونوپایل استفاده نشده و حفظ پیوستگی مدل طی بارگذاری در سطح بهره برداری مفروض است. اگرچه مطالعات He (۲۰۰۵) نشان می دهد که مدل رفتاری به کار گرفته شده در ماسه، می تواند اثرات فصل مشترک را نیز کنترل کند.

### ۳-۲- شرایط مرزی

شرایط مرزی سیستم خاک- شمع بهشرح زیر است: ۱- تمامی نقاط واقع در کف مدل (Z = 60 m) مهارشدهاند و تحریک لرزهای در امتداد کف مدل و در جهت محور طولی X صورت گرفته است.

۲- همه گرههای واقع بر صفحه تقارن (V = V) در برابر جابه-جایی عمود بر آن صفحه (حرکت در راستای Y، دوران حول محور X و دوران حول محور Z) مهار شدهاند ولی برای حرکت روی صفحه تقارن آزادند.

۳- گردهای واقع بر صفحات مرزی مدل
 ۲- ۳- گردهای واقع بر صفحات مرزی مدل
 ۲ (۱۰ (استاهای X)) از هرگونه حرکت انتقالی در راستاهای X
 و Y منع شدهاند.

۴- نقاط متناظر در المانهای خاک و شمع با دستور درجه آزادی یکسان<sup>۱۰</sup> در هر سه درجه آزادی انتقالی به یکدیگر بسته-شدهاند.





۳-۳- انتخاب شتابنگاشتها (بار لرزهای)

در این پژوهش به انتخاب شش زمین لرزه حوزه دور که با بزرگای بیشتر از ۶ ثبت شدهاند، اکتفا شده است (شکل (۲)). مشخصات این شتابنگاشتها برای تحلیل دینامیکی در جدول (۳) آمده است. شتابنگاشتهای منتخب جهت بررسی سطح خطر لرزه خیزی بالا به حداکثر شتاب 0.35g مقیاس می شوند.

## ۳-۴- بر آورد بار موج

در این پژوهش بار موج یکسویه مطابق شکل (۳) و در جهت محور طولی X اعمال شده است (Duarte و همکاران، ۲۰۱۴). اگرچه تئوریهای موج غیرخطی، امواج شدید را بهتر توصیف می-کنند ولی تئوری آیری<sup>۱۱</sup> علاوه بر سادگی آن، قادر به ارزیابی سریع و قابل قبولی از بارهای موج روی سطوح جانبی مونوپایل می،اشد.



شکل ۲– نمودار شتابنگاشت برای: الف) زمینلرزه Loma Prieta (۱۹۸۹)، ب) زمینلرزه Taiwan SMART1 (۱۹۸۶)، ج) زمینلرزه (۱۹۹۴) Northridge-01 (۱۹۸۰)، د) زمینلرزه San Fernando (۱۹۷۱)، مر) زمینلرزه (۱۹۸۰)، ر) زمینلرزه (۱۹۹۴)

نورثریج -۱ (Northridge) ۱۹۹۴	سیتکا آلاسکا (Sitka-Alaska) ۱۹۷۲ رصدخانه سیتکا	سان فرناندو (San Fernando) ۱۹۷۱ سد سانتا آنیتا	ایرپینیا ایتالی –۱ (Irpinia-Italy) ۱۹۸۰	تایوان اسمارت (۴۵) (Taiwan SMART1) ۱۹۸۹	لوماپریتا (Loma Prieta) ۱۹۸۹	رویداد سال خداد
1994	۱۹۷۲ رصدخانه سیتکا	۱۹۷۱ سد سانتا آنیتا	۱۹۸۰	۱۹۸۹	۱۹۸۹	سال خداد
	رصدخانه سيتكا	سد سانتا آنیتا				) ()
دریاچه هیوس (Lake Hughes) ۴ - کمپ مند (Camp Mend)	(Sitka Observatory)	- Sitka ) (Observatory	آرينزو (Arienzo)	اسمارت ۱⊣ی۲	تالار شهر هایوارد (Hayward) شمال	ایستگاه
٠/٠٧٩	•/\٢۶	٠/٢٧٩	٣	۰ /۳۲ ۱	•/•۴	شدت آریاس (m/s)
<i>۶</i> /۶٩	۷/۶۸	8/81	۶/۹	٧/٣	۶/۹۳	بزرگا
r1/tv	34/51	۳٠/٧	57/98	۵١/۳۵	۵۴/۹۷	فاصله کانونی (km)
۶۰۰/۰۶	849/84	884/13	۶۱۲/VX	871/22	۷۳۵/۴۴	طول گسیختگی (km)
•/•۵٨	٠/• ٩۶	•/100	•/٣٩٣	۰/۱۳۶	•/• ۴٩	سرعت موج برشی (m/s)
14/1	YV/Y	۱۱/۳	18/3	17/4	۱۹/۵	حداکثر شتاب زمین (g)
•/1۲	٠/١۴	٠ /٢	٠/٢	•/47	•/1۴	مدت شاخص (sec)
٨/٧	٩/٩٧	۴/۱۸	۱۳/۰ ۹۸	14/07	٨/• ۶۵	پريود غالب (sec)
•/•٧٩	•/178	٠/٣٧٩	٣	۰ /۳۲ ۱	•/•۴	زمان حداکثر شتاب (sec)

ز PEER-NGA record information¹)	رفته ا	برگ	زههای استفادهشده (	لرز	ت زمين	۳- مشخصا	دول	ج
---------------------------------	--------	-----	--------------------	-----	--------	----------	-----	---

<sup>1</sup> https://peer.berkeley.edu/peer-strong-ground-motion-databases

موریسون، نیروی وارد بر المانی بهطول dl از رابطه (۱) تعیین می شود که در آن  $C_0$  و  $C_m$  بهترتیب ضریب دراگ $^{16}$  و اینرسی،  $\rho_w$ 

در این شبیه سازی نیز سینماتیک امواج بر اساس این تئوری و کشش هیلر<sup>۱۲</sup> محاسبه شده و برای تعیین بار جانبی در معادله معروف موریسون<sup>۱۲</sup> جای گذاری می گردند. مطابق با تئوری

- 12. Wheeler
- 13. Morrison

<sup>14.</sup> Drag Coefficient

$$dF(z,t) = \frac{1}{2} C_d \rho_w DV(z,t) |V(z,t)| dz + C_M \rho_w A \frac{\partial V(z,t)}{\partial t} dz,$$
  

$$F(z,t) = \int_{z=0}^{z=0} dF(z,t)$$
(1)

برای تعیین کل نیروی موج مؤثر بر عضو باید از انتگرالگیری عددی در سرتاسر طول عضو استفاده نمود. با حل انتگرال فوق، رابطه (۲) تعیین می شود:

$$F(t) = \frac{1}{2}C_{d}\rho_{w}D\frac{H^{2}\omega^{2}sinh(2kL) + 2kH}{ksinh^{2}(kL)}cos(\omega t)|cos(\omega t)|$$
$$-C_{M}\rho_{w}\frac{\pi}{4}D^{2}\frac{H}{2k}\omega^{2}sin(\omega t),$$
$$k = \frac{2k}{\lambda}, \quad \omega = \frac{2k}{T}, \quad \lambda = \frac{gT^{2}}{2\pi}tanh\frac{2\pi L}{\lambda}$$
(7)

که در آن H ارتفاع موج،  $\omega$  فرکانس دورانی موج، T دوره تناوب موج، k عدد موج و  $\lambda$  طول موج بهعنوان مشخصات موج هستند. در به کارگیری معادله موریسون، ضریب هیدرودینامیکی دراگ معادل ۱ و ضریب اینرسی معادل ۲ در نظر گرفته شده است. محاسبه بار جانبی موج از تراز متوسط آب دریا (MSL) تا بستر آن و در فواصل یک متری انجام گرفته است. در واقع بار جانبی موج بهصورت متغیر در عمق و برحسب زمان به بدنه مونوپایل وارد می شود.

موج طراحی دارای ارتفاع مشخصه ۶ متر و پریود ۱۰ ثانیه میباشد. تاریخچه زمانی نیروی موج طراحی براساس معادله معروف موریسون و تئوری موج خطی آیری برای تمام عمق مستغرق مونوپایل مطابق با رابطه (۲) برآورد گردید (شکل (۴)).



شکل ۳- سطح دریا در حالت وقوع موج یکسویه (Duarte و همکارن، ۲۰۱۴)

### ۴– گامهای تحلیل

بهمنظور جلوگیری از ایجاد تنشهای ساختگی غیرواقعی در سازه شمع، تحلیل دینامیکی سیستم خاک- شمع تحت اثر بارگذاری توأم زلزله و موج طی ۴ گام زیر انجام شده است:

گام اول) ابتدا با تعریف گرهها و المانهای خاک، هندسه مدل تعریف می شود. سپس المانهای خاک تحت بار ژئواستاتیکی قرار می گیرند، تا شرایط طبیعی زمین به وجود آید. در این گام رفتار مصالح خاک به صورت الاستیک خطی بوده و تحلیل به صورت

شبهاستاتیکی (با مدول برشی مرجع و مدول بالک مرجع) انجام می شود.





شکل ۴- تغییرات بار جانبی موج در عمق (مقادیر ارائهشده حداکثرهای بار موج را در هر عمقی نشان میدهند) و تاریخچه زمانی بر آیند بار موج طراحی (ارتفاع ۶ متر و پریود ۱۰ ثانیه) برمبنای معادله موریسون و تئوری موج خطی آیری در ۳۰ متری عمق استغراق مونوپایلی بهقطر ۶ متر و طول ۶۰ متر

گام دوم) شیب مدل تعریف می شود که در اینجا صفر است. تعریف لایه سنگ بستر با بستن درجات آزادی انتقالی در گرههای کف مدل صورت می گیرد. در این گام ویژگیهای مصالح خاکی نیز بهروز می شوند تا خاک به عنوان یک ماده متخلخل جامد- سیال با رفتار الاستوپلاستیک وارد فاز بارگذاری دینامیکی شود.

**گام سوم**) گرهها و المانهای شمع درون خاک و بالای سطح زمین تعریف شده و شرایط عدم حرکت در راستای عمود بر صفحه تقارن با منع حرکت در راستای y و دوران حول محورهای x و z به وجود میآید. جرم شمع در گرههای آن در سه درجه آزادی

انتقالی X، Y و Z توزیع می شود. وزن شمع نیز به صورت بارهای قائم استاتیکی توزیع شده در گرهها اعمال می شود. گرههای متناظر خاک و شمع با دستور درجه آزادی یکسان برای تمام حرکات انتقالی به هم بسته می شوند. بستن گرههای متناظر در ناحیه خاک و شمع از ایجاد نیروهای ساختگی در شمع جلوگیری می کند، چراکه شمع در تحلیل بار ثقلی شبکه سه بعدی خاک شرکت ندارد؛ وگرنه تغییر مکانهای ناشی از نشست خاک به سازه شمع وارد می شود که کاملاً غیرواقعی است. تحلیل مدل تحت بار ثقلی شمع به صورت شبه استاتیکی انجام می گیرد تا توزیع تنش و کرنش در خاک براثر حضور شمع ایجاد شود.

گام چهارم) کل سیستم تحت بارگذاری توأم زلزله و موج قرار میگیرد و تحلیل دینامیکی غیرخطی از نوع تاریخچه زمانی انتقالی با بازههای زمانی متغیر طی مدتزمان ثبت زلزله انجام میشود. ذکر این مطلب ضروری است که پیش از انجام تحلیل لرزهای، ابتدا نیاز است که با آنالیز مودال<sup>۱۵</sup> فرکانسهای طبیعی آن تعیین شود. فرکانسهای طبیعی میتوانند در تعیین میرایی رایلی<sup>۱۰</sup> مورد استفاده قرار گیرند.

## ۵- راستی آزمایی

بهدلیل عدم دسترسی به مدل کاملی از سیستم خاک- شمع تحت بارگذاری توأم زلزله و موج، در این پژوهش از دو مدل مجزا یکی تحت بار لرزهای- مدل عددی Asgari و همکاران (۲۰۱۳) و دیگری تحت بار جانبی- آزمایش سانتریفیوژ Rosquoët و همکاران (۲۰۰۷) برای اعتبارسنجی استفاده شده است.

در نمونههای سانتریفیوژ Rosquoët و همکاران (۲۰۰۷) به مقیاس ۱:۴۰، سر شمع مدفون در ماسه متراکم تحت بارگذاری جانبی با سه تاریخچه زمانی مختلف P332، P330 قرار گرفت (۵)، نتایج نیرو-Gerolymos و همکاران، ۲۰۰۹). مطابق شکل (۵)، نتایج نیرو-جابهجایی افقی در سر شمع حاصل از آزمایشات روسکو<sup>۷۷</sup> و مدل عددی ساختهشده در این پژوهش، حاکی از توانمندی این مدل مدر احتساب انباشتگی جابهجایی جانبی مونوپایل مدفون در ماسه متراکم تحت بار جانبی سیکلی است. همچنین بهمنظور صحت-سنجی مدل عددی تحت بار لرزهای، از شبیهسازی سهبعدی Asgari و همکاران (۲۰۱۳) استفاده شده که در آن یک لایه خاک ماسهای اشباع با تراکم متوسط ۴۰٪ در معرض تحریک لرزهای قرار گرفته و تأثیر وجود شمع در کاهش جابهجایی جانبی و زوال فشار آب حفرهای بررسی شده است.





شکل ۵- مقایسه منحنی بار - جابهجایی افقی در سر شمع تحت بارگذاری یکطرفه تست P32 و دوطرفه تست P330



شکل ۶- مقایسه منحنیهای پاسخ شمع برای شیب زمین صفر طی زلزله (PGA=0.35g حاصل از چهارچوب مطالعه حاضر و مطالعه Asgari و همکاران (۲۰۱۳)



### ۶- تحلیل و تفسیر نتایج

در این پژوهش تأثیر کمی و کیفی امواج بر پاسخهای لرزهای سیستم خاک- مونوپایل در قالب تغییرشکلهای مونوپایل، نیروهای داخلی مقطع مونوپایل، فشار آب حفرهای در مرز خاک و مونوپایل و جابهجایی و شتاب سطح زمین مجاور مونوپایل بررسی شده است.

## ۶-۱- تأثیر موج بر جابهجایی جانبی و دوران مونوپایل

با توجه به شکل (۷) تحت هر شش بار لرزهای، حضور موج دریا منجر به تغییرات جابهجایی جانبی مونوپایل در سر آن شده Shake3 ،Shake2 ،Shake1 و Shake3 بهترتیب برابر ۱/۴۴٪، ۶/۰٪، Shake4 و Shake4 بهترتیب برابر ۱۲۴۴٪، ۶/۰٪، Shake4 این ۲۲/۱۰٪، ۱۱/۲۴٪ و ۱۴/۵۶٪ برآورد شده است. بیشترین تغییرات در سر منوپایل مربوط به ترکیب بار موج Wave1 با زمینلرزه Shake4 در قیاس با اعمال همین زلزله بهتنهایی می باشد.

نظر به شکل (۸)، حداکثر تفاوت میان دوران در سر مونوپایل تحت بارهای لرزهای Shake4، Shake3، Shake2، Shake4، Shake3، Shake2، Shake4، Shake3 و Shake5 و Shake5 در دو حالت حضور و عدم حضور موج بهترتیب به ۸/۸۸٪، ۸/۶۷۵، ۸/۴٪، ۸/۴۸٪، ۲/۶۷۵٪ و ۸/۰۱۸٪ محدود میشود. طی وقوع زمین/لرزه Shake5، حضور موج دریا بیشترین افزایش را در دوران سر مونوپایل بهوجود آورده است. بیشترین تغییرات جابهجایی الزاماً با بیشترین تغییرات دوران در سر مونوپایل همراه نیست؛ همچنین معمولاً تغییرات جابهجایی جانبی بر اثر حضور موج نسبت به دوران چشمگیرتر است. بهطور کلی حضور موج دریا سبب تشدید محسوس تغییر شکل لرزهای مونوپایل میشود. چنین نتیجهای توسط Bargi و همکاران مونوپایل میشود. بارگذاری لرزهای توأم با موج روی سکوهای ثابت فراساحلی بهدست آمده بود.



شکل ۷- تأثیر موج بر پاسخ لرزهای مونوپایل در قالب جابهجایی جانبی



شکل ۸- تأثیر موج بر پاسخ لرزهای مونوپایل در قالب دوران ۶-۲- تأثیر موج بر نیروی برشی و لنگر خمشی مونوپایل

مطابق شکل (۹)، حضور موج در تحلیل لرزهای مونوپایل سبب تغییر در فرم و مقادیر برش مقطع مونوپایل در جهت طولی خواهد شد؛ حتی طی اعمال زلزلههای Shake1 و Shake5 منجر به تغییر محل نیروی برشی حداکثر بهترتیب از عمق ۲۲٫۵ به ۳۰ متر، و ۱۵ به ۳۰ متر می شود.





میزان افزایش حداکثر نیروی برشی مونوپایل تحت بارهای لرزهای Shake3 ،Shake4 ،Shake3 ،Shake2 ،Shake4 ، Shake6 بر اثر حضور موج Wave1، بهترتیب برابر ۱۰۶/۶٪، ۱۰۰٪، ۱۳۱/۵۳٪، ۱۰۲/۶ /۱۰۵٪ و ۱۱۱۸٪ برآورد شد. نمودارهای شکل (۱۰) نشانگر تأثیر موج بر فرم و اندازه پوش لنگر خمشی مونوپایل تحت بار زلزله هستند. حداکثر لنگرخمشی

مونوپایل تحت زلزلههای Shake2 ،Shake2 ،Shake4 ،Shake3 ،Shake2 ،Shake1 با مونوپایل تحت زلزلههای Shake4 ، Shake2 ، Shake2 ، Shake3 و Shake5 و Shake5 ، ۲۱۲۱٪ ، ۲۱۲۲٪ و ۸۶/۴ این ممکن بهترتیب حدود ۲۰۰۴٪، ۲۰۸۴٪، ۲۱۶۴٪، ۲۱۲۲٪، ۲۰۵۴٪ و ۱۳۵۶۶ Shake3 ، تغییر می کند. بعالاوه محل حداکثر لنگرخمشی نیز ممکن است با حضور موج تغییر کند، چنانکه تحت Shake3 و Shake6 و Shake6 است با حضور موج از تراز بستر دریا به عمق ۲۵/۵ متر انتقال می یابد. پس حضور موج دریا طی بارگذاری لرزهای، می تواند منجر به افزایش مقادیر لنگرخمشی در مونوپایل به ویژه مقدار حداکثر آن گردد.

## ۶-۳- تأثیــر موج بر تاریخچه زمانی فشار آب حفرهای، تنش-کرنش و مسیر تنش

شکلهای (۱۱) و (۱۲)، تغییرات فشار آب حفرهای تحت بارگذاری لرزهای خالص و توأم با موج در دو عمق مختلف را نشان میدهد. مسلماً تأثیر پذیری فشار آب منفذی تولیدشده از بار موج، در عمق سطحی تر شدیدتر بوده و با افزایش عمق، بهدلیل مستهلک شدن اثر بار موج، نرخ تأثیرپذیری آن کاهش محسوسی پیدا می کند. کاهشهای ناگهانی فشار آب حفرهای که معمولاً در اعماق سطحی بیشتر است به سبب پدیده اتساع خاک است. ازآنجایی که دامنه جابهجایی خاک در سطح بیشتر است در نتیجه خاک رفتار اتساعی شدیدتری از خود نشان میدهد که باعث مستهلک شدن اضافه فشار آب حفرهای می شود. با افزایش عمق، مکشهای بهوجود آمده در فشار آب حفرهای کاهش یافته و کم کم محو می شود؛ که ناشی از افزایش تنش همه جانبه و کاهش رفتار اتساعی خاک است. نمودارهای فشار آب حفرهای در مرز خاک و مونوپایل طی زمان اعمال بار لرزهای برای دو حالت حضور و عدم حضور موج در، گواه آناند که حضور موج نه تنها مقادیر بیشینه و کمینه فشار آب حفرهای تولیدشده در اثر امواج لرزهای، بلکه حتى الگوى فرازوفرود آن را نيز تغيير مىدهد. اين تغييرات خصوصاً تحت اثر زلزلههای Shake4 و Shake5 و در اعماق سطحی بسیار چشمگیرتر است.

جالب آن است که الگوی تغییرات فشار آب حفرهای پس از عبور از مقادیر بالای ثبتشده در شتابنگاشت، تقریباً از الگوی بار موج تبعیت می کند. این رویه در عمق ۷/۵ متری مدل تحت اثر توأم زمین لرزه Shake4 و موج Wave1 پس از گذشت حدود ۱۱ ثانیه از آغاز زلزله کاملاً مشهود است. تمایل به پیروی از الگوی تغییرات بار موج، حدود ۲۴ ثانیه پس از آغاز زمین لرزه Shake5 در اعماق ۷/۵ و ۲۲/۵ متری مدل تحت اعمال توأم این زلزله و موج Shake1 و میشود. حضور موج طی وقوع زلزلههای موج Shake1 و میشود. حضور موج طی وقوع زلزلههای بار موج پس از عبور از زمان تداوم لرزهها شده است که شاید بهاندازه دو زلزله قبلی مشهود نباشد.

شکل (۱۳)، اضافه فشار آب حفرهای در فاصله ۵/۵ متری از محور مونوپایل طی بارگذاری لرزهای لوماپریتا با احتساب موج در اعماق مختلف همراه با تنش مؤثر را نشان میدهد. مطابق با این شکل، پتانسیل روانگرایی در عمقهای میانی، بیشتر از عمقهای اصافه فشار آب حفرهای در نواحی سطحی و بالا بودن تنش مؤثر در اعماق پایینتر روانگرایی تا حدود زیادی کنترل میشود. اگرچه شکل (۱۳)، روانگرایی در عمق میانی را نشان میدهد اما جابه-جایی مونوپایل در حالت ایمن قرار دارد (مطابق شکل (۱۶)).

شکلهای (۱۴) و (۱۵) بهترتیب تغییرات تنش برشی برحسب کرنش و تنش متوسط تحت بارگذاری همزمان زلزله لوماپریتا و موج طرح در اعماق مختلف از سطح زمین را نشان میدهد. همان-طور که در این دو شکل مشاهده میشود، تغییرات ماکزیمم در عمقهای مختلف از الگوی خاصی پیروی نمیکند و علت آن است

که اولاً نیروی اینرسی بهوجود آمده از زلزله در جهت پایین به بالا به خاک اعمال میشود و معمولاً باعث تنش برشی بزرگتری در اعماق پایین تر میشود، درصورتی که نیروی سینماتیکی ناشی از موج از بالای مدل وارد شده و معمولاً در نواحی سطحی خاک باعث تنش بزرگتری خواهد شد. ثانیاً با توجه به دو جهته بودن ناشی از بار اینرسی زلزله و تنشهای سینیماتیکی موج در خلاف ناشی از بار اینرسی زلزله و تنشهای سینیماتیکی موج در خلاف در این مورد با توجه به تنوع اثر پذیری و دخیل بودن چندین پارامتر، نمی توان نظر قطعی ارائه داد و باید بررسی دقیقتری صورت پذیرد. آنچه می توان از شکل (۱۵) نتیجه گرفت این است که نیروی سینماتیکی ناشی از موج بر میزان تنش حاصله در عمق سطحی خاک نزدیک مونوپایل بسیار مؤثر است.



شکل ۱۱– تاریخچه زمانی فشار آب حفرهای در مرز تماس خاک و مونوپایل طی بارگذاری لرزهای با احتساب و عدم احتساب بار موج در عمق ۷/۵ متری



شکل ۱۲- تاریخچه زمانی فشار آب حفرهای در مرز تماس خاک و مونوپایل طی بارگذاری لرزهای با احتساب و عدم احتساب بار موج در عمق ۲۲/۵ متری



در اعماق مختلف





شکل ۱۴- تغییرات تنش برشی برحسب کرنش در اعماق مختلف زمین مجاور مونوپایل تحت بارگذاری همزمان زلزله لوماپریتا و موج طرح

### ۶-۴- تأثیر حضور موج بر جابهجایی و شتاب خاک

شکل (۱۶)، تاریخچههای زمانی جابهجایی خاک در فواصل مختلفی از محور مونوپایل تحت بارهای موج و زلزله را نشان مىدهد. با افزايش فاصله از محور مونوپايل، جابهجايي خاک تحت بار موج کاهش و تحت بار لرزهای افزایش می یابد. در واقع خاک اطراف مونوپایل تحت بار زلزله برخلاف آنچه تحت بار موج مشاهده می شود، کم ترین میزان جابه جایی را در کل جزیره خاکی اطراف مونوپایل دارد. دلیل این امر این است که حضور مونوپایل سبب افزایش سختی کل سیستم و رفتار اتساعی خاک شده و درنهایت باعث کاهش جابهجایی خاک در اطراف مونویایل تحت بار لرزهای می شود و اما در نواحی دورتر از مونوپایل به دلیل عدم وجود تسلیح، طبیعتاً باید انتظار جابهجاییهای بیشتری را داشت. بهنظر میرسد جابهجایی خاک تحت اعمال توأم بارهای موج و زلزله مانند آنچه تحت بار زلزله رخ می دهد، با افزایش فاصله از محور مونوپایل افزایش می یابد؛ مگر آنکه جابهجایی خاک تحت بار لرزهای آنقدر کوچک باشد که به محدوده جابه جایی تحت بار موج خالص نزدیک گردد. یعنی در زلزلههای ضعیف که اثر موج دریا غالب باشد، جابه-جایی خاک با افزایش فاصله از محور مونوپایل ممکن است کاهش یابد. این مشابه روندی است که در جابهجایی خاک تحت بار موج بەتنھایی مشاھدہ میشود.

جابهجایی سطح زمین تحت بار لرزهای در مجاورت مونوپایل از حضور موج تأثیر زیادی میپذیرد که هم در فرم الگوی جابه-

جایی و هم در مقادیر آن قابل مشاهده است. در نمودارهای جابه-جایی خاک تحت بارگذاریهای Shake4+Wave1 و Shake5+Wave1 مشاهده میشود که پس از گذشت حدود ۱۰ ثانیه از آغاز زلزله Shake4 و حدود ۲۵ ثانیه از آغاز زلزله Shake5 موند کلی جابه جایی خاک از الگوی بار جانبی موج تبعیت می کند. Shake1+Wave1 و حدود ۲۵ ثانیه از آغاز رازله Shake1 و موند کلی جابه جایی خاک از الگوی بار موج پیوسته است. در واقع پس از گذشت مدت زمان مؤثر این زلزلهها، جابه جایی خاک سطحی همانند فشار آب حفرهای از الگوی بار موج پیروی می کند. اگرچه پیروی از الگوی بار موج پیروی می کند. کم کم تضعیف می شود ولی تقریباً تا میانه مدل اثرات آن مشهود است و پس از آن تأثیرش محو می شود.

مطابق با شکل (۱۷) حضور موج طرح در کنار زلزلههای Shake5 ،Shake4 ،Shake3 ،Shake2 ،Shake1 و Shake2 ،Shake1 ترتیب سبب ۱/۱، ۱/۸۲ ، ۱/۱۷ ، ۱/۲۴ و ۱/۷ برابر شدن حداکثر مقدار شتاب طیفی بههمراه افزایش محسوس مقادیر شتاب طیفی در پریودهای پایین (معمولاً کمتر از حدود ۱ ثانیه) و کاهش آنها در پریودهای بالا (معمولاً بیشتر از حدود ۱ ثانیه) می شود. عموماً در پریودهای بالاتر از ۳ ثانیه تفاوت ناچیزی بین طیفهای پاسخ شتاب سطح زمین تحت اثر زلزله در دو حالت حضور و عدم حضور موج مشاهده می شود.



شکل ۱۶- تاریخچه زمانی جابهجایی خاک تحت اثر توأم زلزله و موج در فواصل مختلف از محور مونوپایل

بهطور خلاصه میتوان گفت حضور موج در کنار زلزله، سبب افزایش شتابهای منتقلشده به سطح زمین و متعاقباً مونوپایل میگردد. از آنجاکه نیروهای اینرسی بهعنوان بخش مهمی از اندرکنش در سیستم خاک- مونوپایل ارتباط مستقیمی با شتابهای وارد بر سازه دارند، میتوان گفت که با حضور موج تأثیر نیروهای اینرسی بر مجموعه خاک- مونوپایل بیشتر میشود.

### ۷- نتیجهگیری

۱- حضور موج عموماً تغییر شکل های مونو پایل را بیشتر از
 واکنش های مقطع آن تحت تأثیر قرار می دهد.

۲- پوش جابهجایی جانبی مونوپایل تحت بار زلزله برخلاف بار موج، فاقد نقطه تغییرشکل صفر است. پوش جابهجایی جانبی مونوپایل تحت اثرات توأم موج و زلزله نیز نقطه تغییرشکل صفر ندارد اگرچه برای برخی از زلزلهها همراه با موج طرح، پوش جابه-جایی به صفر بسیار نزدیک میشود.

۳- حضور موج سبب تشدید محسوس تغییرشکل لرزهای مونوپایل میشود. همچنین حضور موج سبب افزایش حداکثر نیروی برشی و لنگر خمشی مونوپایل تحت اثر زلزله و گاه جابه-جایی محل وقوع آنها میشود. حداکثر نیروی برشی مونوپایل تحت اثر بار لرزهای در فاصله بین نیمه تا انتهای طول مدفون آن

رخ میدهد که ممکن است با حضور موج این محل به انتهای طول مدفون مونوپایل نزدیک تر شود. نیز حضور موج ممکن است محل وقوع حداکثر لنگر خمشی تحت بارگذاری لرزهای را از تراز بستر دریا به یکچهارم طول مدفون مونوپایل تغییر دهد.

<sup>۴</sup> با کم تر شدن فاصله محل رکورد تا صفحه گسیختگی<sup>۱</sup> و فاصله کانونی زلزله<sup>۲۰</sup>، تأثیر حضور موج بر تغییر شکل های مونوپایل تحت بار لرزهای مشهودتر می شود. بر این اساس تأثیر حضور موج بر پاسخ مونوپایل تحت زلزله های حوزه نزدیک قطعاً چشمگیرتر است.

۵– بسته به الگوی بارگذاری لرزهای و شدت لرزشها، ممکن است تغییرات فشار آب حفرهای در مرز خاک و مونوپایل از شکل بار موج پیروی کند. این اتفاق معمولاً پس از اتمام لرزشهای شدید و هنگامیکه نوسانات فشار آب حفرهای کم میشود، رخ میدهد. در این پژوهش که تمرکز بر رفتار لرزهای کوتاهمدت مونوپایل بوده، این تغییر فرم برای زلزلههایی که لرزشهای اصلی آنها در ابتدای شتابنگاشت واقعشده، پس از گذشت مدت زمان مؤثر زلزله تا انتهای ثبت شتاب مشاهده شد. این تأثیرپذیری از الگوی بار موج در اعماق سطحی قابلمشاهده است؛ چراکه تأثیر موج بر فشار آب حفرهای پس از عمق مدفون مونوپایل محو میشود.



19. Rrup

Computers and Geotechnics, 2009, 36 (5), 725-735.

- Alavi S, "Seismic simulation of monopiles under wave load in sandy soil", M.Sc, Tarbiat Modares University (In Persian), 2016.
- Asgari A, Ibsen LB, Bagheri M, Barari A, "Response of monopiles in sand subjected to one-way and transient cyclic lateral loading", 2014, 312-322.
- Asgari A, Oliaei M, Bagheri M, "Numerical simulation of improvement of a liquefiable soil layer using stone column and pile-pinning techniques", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2013, 51 77-96.
- Bargi K, Hosseini SR, Tadayon MH, Sharifian H, "Seismic response of a typical fixed jacket-type offshore platform (SPD1) under sea waves", Open Journal of Marine Science, 2011, 1 (2), 36.
- DNV D, "Dnv-os-j101 offshore standard: Design of offshore wind turbine structures", DNV AS, Høvik, Norway, 2014.
- Duarte T, Gueydon S, Jonkman J, Sarmento A, "Computation of wave loads under multidirectional sea states for floating offshore wind turbines", National Renewable Energy Laboratory, 2014.
- Elgamal A, Lu J, Forcellini D, "Mitigation of liquefactioninduced lateral deformation in a sloping stratum: Three-dimensional numerical simulation", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, 135 (11), 1672-1682.
- Elgamal A, Yan L, Yang Z, Conte JP, "Three-dimensional seismic response of Humboldt Bay bridgefoundation-ground system", Journal of Structural Engineering, 2008, 134 (7), 1165-1176.
- Etemad A, Gharabaghi A, Chenaghlou M, "Nonlinear dynamic behavior of fixed jacket-type offshore platforms subjected to simultaneously acting wave and earthquake loads", International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, 2004.
- Gerolymos N, Escoffier S, Gazetas G, Garnier J, "Numerical modeling of centrifuge cyclic lateral pile load experiments", Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 8 (1), 61-76.
- Golshani A, Biukaghazadeh, R, Asgari, A, "Numerical Modeling of Seismic Behavior of Piles in Liquefiable Soil", Modares Civil Engineering Journal, 2015, 15 (4), 73-84.
- He L, "Liquefaction-induced lateral spreading and its effects on pile foundations", University of California, San Diego, 2005.
- Houlsby G, Ibsen L, Byrne B, "Suction caissons for wind turbines", Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG 2005-Gourvenec and Cassidy, London: Taylor and Francis Group, 2005.
- Koshimura S, Hayashi S, Gokon H, "The impact of the 2011 Tohoku earthquake tsunami disaster and implications to the reconstruction", Soils and Foundations, 2014, 54 (4), 560-572.
- Kuo Y-S, Achmus M, Abdel-Rahman K, "Minimum embedded length of cyclic horizontally loaded monopiles", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2012, 138 (3), 357-363.
- Law HK, Lam IP, "Application of periodic boundary for large pile group", Journal of Geotechnical and

۶- اثرات بارهای زلزله و موج روی پاسخ خاک با افزایش فاصله از محور مونوپایل به گونهای ناهم سو تغییر میکنند؛ به گونهای که جابه جایی و شتاب خاک تحت بار موج کاهشیافته اما تحت بار زلزله شدت پیدا میکند.

۷- تغییر جابهجایی خاک تحت بارگذاری توأم موج و زلزله با افزایش فاصله از محور مونوپایل به دو صورت خواهد بود:

الف) اگر جابهجایی خاک اثر زلزله بسیار بیشتر از جابهجایی خاک تحت اثر موج باشد، با افزایش فاصله از محور مونوپایل افزایش مییابد.

ب) اگر جابهجایی خاک اثر زلزله نزدیک به محدوده جابه-جایی خاک تحت اثر موج باشد، با افزایش فاصله از محور مونوپایل کاهش می اید.

در واقع تحت زلزلههای شدید همراه با مــوج، روند تغییر جابه جایی خاک با افزایش فاصله از محور مونوپایل مشابه حالت وقوع زلزله بهاندازه موج اثرگذار باشد، مشابه حالت وقوع موج امکان کاهش جابه جایی خاک با افزایش فاصله از محور مونوپایل وجود دارد.

۸- حضور موج عموماً سبب افزایش محسوس ضریب تقویت دینامیکی خاک مجاور مونوپایل تحت اثر بار لرزهای میشود، اما تأثیر اندکی بر ضریب تقویت دینامیکی مونوپایل میگذارد.

۹- بار موج میتواند فرم تاریخچه زمانی جابهجایی سطح زمین مجاور مونوپایل را پس از گذشت مدت زمان مؤثر زلزلهها یا همان عبور از مقادیر بالای شتابنگاشت با خود هماهنگ سازد. پیروی از الگوی بار موج با افزایش فاصله از محور مونوپایل کمرنگ شده و اثر آن حداکثر تا نیمه مدل محو می گردد.

۱۰ – فاصله گرفتن از محور مونوپایل تحت اعمال توأم بارهای موج و زلزله منجر به عدم تقارن بیشتری در الگوی جابهجایی سطح زمین میشود؛ یعنی برخلاف فواصل نزدیک مونوپایل، در میانه مدل و پس از آن کمتر شاهد جابهجاییهای رفت و برگشتی هستیم.

۱۱- اصل برهمنهی در مورد پاسخهای مونوپایل- چه نیرویی و چه تغییرشکلی- تحت بارگذاری ترکیبی موج و زلزله برقرار نمی باشد. یعنی پاسخ مونوپایل تحت اثر توأم بارهای زلزله و موج با مجموع پاسخهای آن تحت اثر زلزله و موج برابری نمی کند و علت آن رفتار غیر خطی خاک و مؤلفه غیر خطی دراگ در معادله موریسون است.

۱۲- همراهی موج با زلزله سبب افزایش شتابهای انتقالی به سطح زمین و مونوپایل میشود؛ در نتیجه نیروهای اینرسی بیشتری به مجموعه خاک- مونوپایل وارد میگردد.

#### ۸- مراجع

Achmus M, Kuo Y-S, Abdel-Rahman K, "Behavior of monopile foundations under cyclic lateral load",

Geoenvironmental Engineering, 2001, 127 (10), 889-892.

- Lin A, Ikuta R, Rao G, "Tsunami run-up associated with co-seismic thrust slip produced by the 2011 Mw 9.0 off Pacific Coast of Tohoku Earthquake", Japan, Earth and Planetary Science Letters, 2012, 337 121-132.
- Lu J, Elgamal A, Yang Z, "OpenSeesPL: 3D lateral pileground interaction user manual (Beta 1.0)", Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, 2011.
- Mazzoni S, McKenna F, Scott MH, Fenves GL, "The open system for earthquake engineering simulation (OpenSEES) user command-language manual", 2006.
- Nielsen AW, Schlütter F, Sørensen JVT, Bredmose H, "Wave loads on a monopile in 3D waves", International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, American Society of Mechanical Engineers, 2012.
- Prevost JH, "A simple plasticity theory for frictional cohesionless soils", International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1985, 4 (1), 9-17.
- Rosquoët F, Thorel L, Garnier J, Canepa Y, "Lateral cyclic loading of sand-installed piles", Soils and Foundations, 2007, 47 (5), 821-832.
- Wang P, Chang Y, Zhao M, Han J, "Earthquake and Wave Analysis of Circular Cylinder considering Water-Structure-Soil Interaction", Advances in Civil Engineering, 2020, 2020.
- Yamada Y, Iemura H, Kawano K, Venkataramana K, "Seismic response of offshore structures in random seas", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1989, 18 (7), 965-981.
- Yang Z, Elgamal A, "Influence of permeability on liquefaction-induced shear deformation", Journal of Engineering Mechanics, 2002, 128 (7), 720-729.
- Zheng XY, Li H, Rong W, Li W, "Joint earthquake and wave action on the monopile wind turbine foundation: An experimental study", Marine Structures, 2015, 44, 125-141.



## **EXTENDED ABSTRACT**

# Seismic Modelling of Monopiles under Wave Load in the Sandy Soil

Ali Asgari<sup>a,\*</sup>, Shokoofe Alsadat Alavi<sup>b</sup>, Aliakbar Golshani<sup>c</sup>

<sup>a</sup> Geotechnical Engineering, Faculty of Technology and Engineering, University of Mazandaran, Babolsar, Iran <sup>b</sup> Geotechnical Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran

<sup>c</sup> Geotechnical Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran

Received: 06 February 2020; Accepted: 28 April 2021

#### **Keywords:**

Offshore, Monopiles, Wave load and earthquake, 3D nonlinear modeling, Dynamic analysis.

### 1. Introduction

Human growing demand for energy and in recent decades for clean and renewable energy, leading to the development of wind farms inshore areas and have moved to offshore areas to achieve more production. Noticed that wind farms are a series of large, expensive and same structures, their foundations are important and it's necessary to minimize the probability of failure all of them. Many wind turbines are founded on large piles called monopiles. In European countries particularly in offshore areas, dominant environmental loading on monopiles is the wave. But some of the pioneer countries in wind energy development, such as China, India and the United States are highly seismic areas. Following the occurrence of natural events of wave and earthquake in the sea at the same time, considering the behavior of monopiles under their combined effects are required. In this study, three-dimensional modeling of the soil-monopile system using Open Sees software by finite element analysis was carried out and the effect of wave load on seismic responses of monopile and its surrounding soil was investigated. The wave and earthquake loads applied simultaneously on the soilmonopile system. In the nonlinear behavior modeling for sandy soils, effects of the stiffness, permeability, dilation, and potential of soil compaction on system responses are included. Studies have shown that wave can be affected on the seismic responses of monopile significantly, in addition to amplification of monopile, rotation, shear force and bending moment, can change the location of maximum moment and shear in monopile.

### 2. Methodology

### 2.1. Soil-monopile modeling

This study is conducted to gain insight into the performance of the monopile and surrounding soil under simultaneous wave loading and earthquake using the finite element code Open Sees. Circular Steel monopile is modeled with 2-node elastic beam-column elements with 6 degrees of freedom and the soil domain is peresented by 8- node, fully coupled (solid-fluid) brick elements with 4 degrees of freedom (3 degrees related to displacements and 1 degree for pore water pressure). Rigid beam-column connections that are normal to the pile longitudinal axis, are employed to illustrate the geometric space occupied by the pile. The 3D brick elements of soil are connected to the pile geometric configuration at the outer nodes of these rigid links using the equal DOF constraint in Open Sees for translations only. A multi-yield-surface plasticity (Prevost 1985) model was chosen for the analysis conducted theory for frictional cohesionless soils in this study. To improve

<sup>\*</sup> Corresponding Author

*E-mail addresses:* a.asgari@umz.ac.ir (Ali Asgari), saa7949@gmail.com (Shokoofe Alsadat Alavi), golshani@modares.ac.ir (Aliakbar Golshani).

the efficiency of computation, only one-half of the actual models were built (Fig. 1). The characteristic of the model parameters related to the physical pile structure and soil parameters for wave and earthquake loading in the model are given in Table 1.



Fig. 1. FE mesh of the developed numerical model: schematic illustration in medium dense sand subjected to the wave and earthquake loading

Soil Parameters	Medium Dense Sand				
Mass density $\rho$	1900 kg/m <sup>3</sup>				
Low-strain shear modulus $G_r$	75 MPa				
Permeability coefficient $k$	$6.6 \times 10^{-5} \text{ m/s}$				
Friction angle $\varphi$	37°				
Liquefaction yield strain $\gamma_y$	1%				
Contraction parameter $c_1$	0.05				
PT angle $\varphi_{PT}$	27°				
Dilation parameter $d_1$	0.6				
Dilation parameter $d_2$	3.0				
Monopile characteristics	Value				
Mass density $\rho$	1900 kg/m <sup>3</sup>				
Poisson's ratio	0.3				
Young's modulus	$2.1 \times 10^8$ kPa				
Total length	60 m				
Pile diameter	6 m				

Table 1. Monopile and sand soil characteristics

#### 2.3. Wave & earthquake loading

In this study, 6 far-field earthquakes (Loma Prieta (1989) (Shake 1), Taiwan SMART1 (1986) (Shake 2), Irpinia-Italy (1980) (Shake 3), San Fernando (1971) (Shake 4), Sitka-Alaska (1972) (Shake 5) and Northridge-01 (1994) (Shake 6)) with a magnitude greater than 6 are selected. The selected accelerograms are scaled to 0.35 g to investigate the high seismic hazard level. Seismic excitation is applied at bottom of the soil model in the direction of longitudinal axis X.

The applied wave on the monopile is calculated based on Airy wave theory, a simple & quick way to describe the kinematics of sea waves. The wave load is evaluated from sea mean level to sea bed at intervals of 1 meter using the Morrison equation that is included drag & inertia terms. Wave load applied on monopile's body in variable depth and over time.

### 2.4. Verification

Lack of access to a complete model of the soil-pile system under the joint action of seismic and wave loading, make us to using two individual models, one under seismic load (Asgari et al. 2013) and another under lateral load- Roscoe centrifuge test (Rosquoët et al. 2004) - to validate the performance of the framework developed in this study, under seismic and cyclic lateral load, respectively. Comparison of Results illustrated the used

framework can calculate the accumulation of lateral displacement of pile buried in dense sand under cyclic lateral load and also evaluating the response of pile buried in saturated sand under seismic loading.

### 3. Results and discussion

### 3.1. Effect of the wave on the seismic displacement & rotation of monopile

In brief, as the Fig. 2 shows that the presence of the sea wave causes a noticeable intensification on the seismic response of the monopile (displacement & rotation), but the changes of lateral displacement is more significantly rather than rotation. These results are consistent with the findings from the published literature (Bargi et al. 2011). Also, the largest increase in displacement is not necessarily associated with the largest increase in the rotation.

### 3.2. Influence of the wave on the seismic shear force & bending moment of monopile

The sea wave affects the form and magnitude of shear force in the monopile at the longitudinal axis, even in some cases the location of maximum shear force changes. In addition, the presence of the wave increases the magnitude of bending moment especially in the middle of the monopile's length.

### 3.3. Effect of the wave/earthquake on the water pore pressure and the stress-strain & stress path

The influence of the wave load on the pore water pressure (PWP) in the shallow depth is more significant than that in the deeper depth. Similar behavior is observed at changes of Shear stress-strains and stress path curves. As the depth increases, the dilative event generates in the soil and the pore water pressure decreases gradually. The presence of waves not only changes the minimum and maximum value of pore water pressure but also changes the pattern of increasing & decreasing PWP. On the other hand, the changes in (PWP) after peak ground acceleration (PGA), follows the pattern of the wave load.



Fig. 2. Effect of the wave on the seismic displacement & rotation of monopile

### 3.4. The wave effect on the seismic response of the soil

The soil farthest away from the monopile is observed to undergo more displacement under the wave and seismic loads. This trend will be changed as a weak earthquake occur which the effect of sea wave may be predominant. On the hand, the lateral displacement decreases as distance from monopile increases. Besides, soil displacement near the monopile trend to follow wave load pattern after the predominant period of earthquakes.

### 4. Conclusions

The presence of wave causes a noticeable intensification of the monopile seismic deformation, which is intensified by moving towards the monopile head. Also, the presence of a wave increases the maximum shear force and bending moment of the monopile under the earthquake. The maximum shear force of the monopile occurs under the effect of seismic load in the distance between half and the end of its buried length, which may be closer to the end of the monopile buried length in the presence of a wave at this location. Also, the presence of a wave may change the location of the maximum bending moment under seismic loading from sea level to one-fourth of the buried length of the monopile. The Superposition Principle is not applicable to monopile responses-either force or deformation-under combined wave and earthquake loading. On the other hand, the monopile response under the combined effects of earthquake and wave loads is not equal to the sum of its responses under earthquake and wave due to the nonlinear behavior of the soil.

### **5. References**

- Asgari A, Oliaei M, Bagheri M, "Numerical simulation of improvement of a liquefiable soil layer using stone column and pile-pinning techniques", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2013, 51 77-96.
- Bargi K, Hosseini SR, Tadayon MH, Sharifian H, "Seismic response of a typical fixed jacket-type offshore platform (SPD1) under sea waves", Open Journal of Marine Science, 2011, 1 (2), 36.
- Rosquoët F, Garnier J, Thorel L, Canepa Y, "Horizontal cyclic loading of piles installed in sand: study of the pile head displacement and maximum bending moment", Cyclic behaviour of soils and liquefaction phenomena, 2004.