

MINISTERO DELL'AMBIENTE E DELLA SICUREZZA ENERGETICA

Procedura di Valutazione di Impatto Ambientale ex D. Lgs 152/2006

PROGETTO DEFINITIVO E STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE

HUB ENERGETICO **AGNES ROMAGNA 1&2** UBICATO NEL TRATTO DI MARE ANTISTANTE LA COSTA EMILIANO-ROMAGNOLA E NEL COMUNE DI RAVENNA

Titolo:

RELAZIONE GEOTECNICA

Codice identificativo:

AGNROM_EP-R_REL-GEOTECH

Proponente:



Agnes S.r.l.
P. IVA: 02637320397



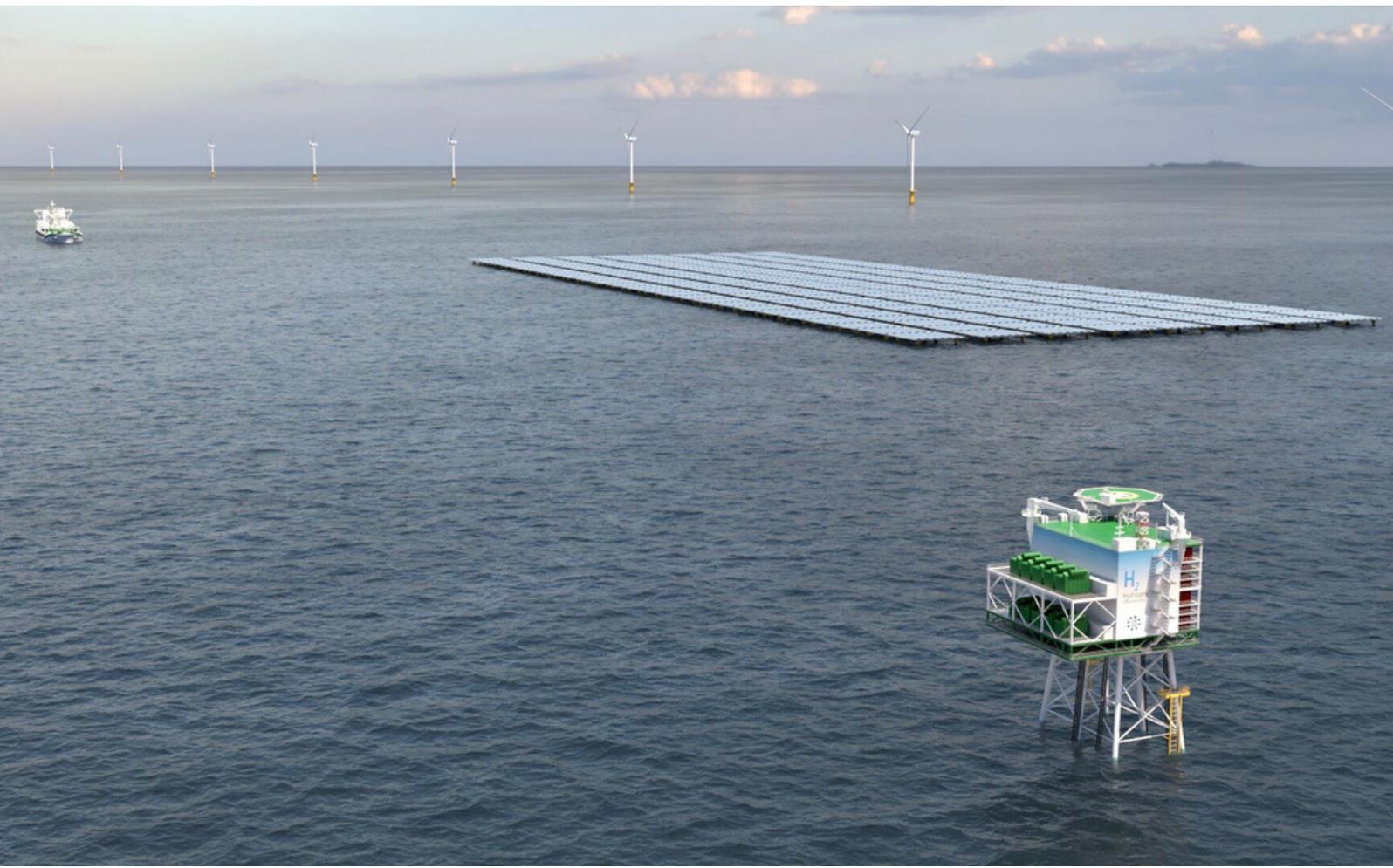
Autori del documento:



Rosetti Marino S.p.A.
P. IVA: 00082100397



Tecon S.r.l.
P. IVA: 06503230150



DETTAGLI DEL DOCUMENTO

Titolo documento	Relazione geotecnica
Codice documento	AGNROM_EP-R_REL-GEOTECH
Titolo progetto	Hub energetico Agnes Romagna 1&2
Codice progetto	AGNROM
Data	16/01/2023
Versione	1.0
Autore/i	F. Ricci
Tipologia elaborato	Relazione
Cartella	VIA_2
Sezione	Elaborati di progetto
Formato	A4

VERSIONI

1.0	00	F. Ricci	J. Albagli	AGNES	Emissione finale
Ver.	Rev.	Redazione	Controllo	Emissione	Commenti

FIRME DIGITALI



Sommario

1. INTRODUZIONE	3
1.1 SCOPO DEL DOCUMENTO.....	4
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E STRATIGRAFICO.....	6
2.1 PROFILO BATIMETRICO.....	8
3. INQUADRAMENTO SISMICO.....	10
3.1 CONCLUSIONI RIGUARDO LA PGA DA CONSIDERARSI IN VIA PRELIMINARE.....	16
4. DATI GEOFISICI E GEOTECNICI DISPONIBILI	17
4.1 INDAGINI GEOFISICHE	17
4.2 INDAGINI GEOTECNICHE	20
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	24
6. CALCOLO CAPACITÀ ASSIALE DEI PALI DI FONDAZIONE	26
6.1 GEOMETRIA DEI PALI DI FONDAZIONE.....	26
6.2 DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA ASSIALE DEI PALI	26
6.2.1 GEOMETRIA DI PALO N. 1 (JACKET/MULTIPALO).....	26
6.2.2 GEOMETRIA DI PALO N. 2 (MONOPILE)	29
7. CURVE DI INTERAZIONE PALO-TERRENO.....	32
7.1 COMPORTAMENTO ASSIALE - CURVE T-Z E Q-Z.....	32
7.1 COMPORTAMENTO A CARICHI ORIZZONTALI - CURVE P-Y.....	32
7.1.1 CONSIDERAZIONI IN MERITO AI PALI DI GRANDE DIAMETRO.....	32
8. CONCLUSIONI E CONSIDERAZIONI PER LE FASI DI PROGETTO FUTURE.....	34
BIBLIOGRAFIA	36
ALLEGATO 1 – CALCOLO RESISTENZE ASSIALI CON IL METODO API2GEO	37



Indice delle figure

FIGURA 1: CARTA GEOLOGICA CON L'UBICAZIONE DEI DEPOSITI SABBIOSI ANTISTANTI LA COSTA DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA (EMILIA-ROMAGNA, 2021) – LE AREE TRATTEGGIATE IN AZZURRO SONO INDICATIVAMENTE LE AREE DI INTERESSE DEI CAMPI EOLICI ROMAGNA 1 E ROMAGNA 2.....	6
FIGURA 2:EVOLUZIONE DEL BACINO ADRIATICO NEGLI ULTIMI 18000 ANNI (REGIONE EMILIA-ROMAGNA, 2021)	8
FIGURA 3: ZONE SISMOGENETICHE RICADENTI IN UN RAGGIO DI CIRCA 200KM DALL'AREA DI PROGETTO.....	10
FIGURA 4: POSIZIONI DELLE FAGLIE CAPACI (PROGETTO ITHACA – ISPRA) RISPETTO ALL'AREA DI PROGETTO	11
FIGURA 5: VALORI DI ACCELERAZIONE MASSIMA SU SUOLO RIGIDO (ROCCIA) CON PROBABILITÀ DI ECCEDEZZA PARI AL 10% IN 50ANNI (TR=475ANNI)	12
FIGURA 6: VALORI DI ACCELERAZIONE MASSIMA SU SUOLO RIGIDO (ROCCIA) CON PROBABILITÀ DI ECCEDEZZA PARI AL 5% IN 50ANNI (TR=975ANNI)	13
FIGURA 7: DISAGGREGAZIONE PGA IN TERMINI MAGNITUDO DISTANZA (TR=475ANNI)	14
FIGURA 8: DISAGGREGAZIONE PGA IN TERMINI MAGNITUDO DISTANZA (TR=975ANNI)	14
FIGURA 9: $S_{A,MAP}$ PER STRUTTURE OFFSHORE IN ACCORDO ALLE ISO 19901-2:2017	15
FIGURA 10: LINEE DI RILIEVO SSS E SBES (FIGURA A SINISTRA); MBES, SBP E MAG (FIGURA A DESTRA)	19
FIGURA 11: CARTA BATIMETRICA DA RILIEVO SBES E MBES.....	19
FIGURA 12: POZZO RITA 001 - DA PORTALE VIDEPI	21
FIGURA 13: POSIZIONI DELLE TRIVELLAZIONI PETROLIFERE ESEGUITE IN PASSATO NELLA ZONA DI INSTALLAZIONI DEI PARCHI EOLICI (COME DA DATABASE VIDEPI)	22
FIGURA 14: LINEE SISMICHE DISPONIBILI DAL PORTALE VIDEPI	23
FIGURA 15: RESISTENZE ASSIALI ULTIME (NON FATTORIZZATE) - PALO DIAMETRO 2590.8MM (102'') – PROFILO "SOFT"	27
FIGURA 16: RESISTENZE ASSIALI ULTIME (NON FATTORIZZATE) - PALO DIAMETRO 2590.8MM (102'') – PROFILO "STIFF"	28
FIGURA 17: RESISTENZE ASSIALI ULTIME (NON FATTORIZZATE) - PALO DIAMETRO 10000 MM – PROFILO "SOFT"	30
FIGURA 18: RESISTENZE ASSIALI ULTIME (NON FATTORIZZATE) - PALO DIAMETRO 10000MM – PROFILO "STIFF"	31

Indice delle tabelle

TABELLA 1: PARAMETRI SISMICI E MAGNITUDO MASSIME DEFINITE DALLA RELAZIONE DI GUTENBERG & RICHTER ASSOCIATE ALLE ZS COLLOCATE IN UN RAGGIO DI CIRCA 200KM DALL'AREA DI PROGETTO.....	11
TABELLA 2: VALORE DI C_A PER T=0.2SEC IN ACCORDO ALLE ISO 19901-2:2017	16
TABELLA 3: INFORMAZIONI DISPONIBILI SULLE PERFORAZIONI (COME DA DATABASE VIDEPI)	23
TABELLA 4: PROFILO STRATIGRAFICO DI PROGETTO "SOFT" PER IL PROGETTO AGNES ROMAGNA.....	25
TABELLA 5: PROFILO STRATIGRAFICO DI PROGETTO "STIFF" PER IL PROGETTO AGNES ROMAGNA.....	25



1. INTRODUZIONE

Il Progetto Romagna 1&2 è relativo alla installazione e messa in esercizio di un hub energetico localizzato in parte nel tratto di mare antistante la costa emiliano-romagnola e in parte nell'area del Comune di Ravenna. Agnes S.r.l. è la società ideatrice e proponente del progetto, con sede a Ravenna (RA).

L'hub presenta caratteristiche altamente innovative, in primis l'integrazione di impianti a mare di produzione di energia da fonte solare ed eolica, la cui elettricità viene trasmessa a terra per tre diverse finalità tra loro non mutualmente esclusive:

1. immissione nella Rete di Trasmissione Nazionale;
2. stoccaggio in sistemi di immagazzinamento con batterie agli ioni di litio;
3. produzione di idrogeno verde per mezzo del processo di elettrolisi.

Agnes S.r.l., nell'espletamento dei servizi sopra indicati, intende perseguire i seguenti obiettivi generali:

- assicurare che il servizio sia erogato con carattere di sicurezza, affidabilità e continuità nel breve, medio e lungo periodo, nel rispetto degli atti di indirizzo emanati dai Ministeri e delle direttive impartite dall'Autorità per l'Energia Elettrica e il Gas;
- concorrere a promuovere, nell'ambito delle sue competenze e responsabilità, la tutela dell'ambiente e la sicurezza degli impianti.

Le opere del Progetto sono nello specifico:

- un impianto eolico off-shore composto da 25 aerogeneratori da 8 MWp cadauno, per una capacità complessiva di 200 MWe ("Romagna 1");
- un impianto eolico off-shore composto da 50 aerogeneratori da 8 MWp cadauno, per una capacità complessiva di 400 MWe ("Romagna 2");
- un impianto fotovoltaico da 100 MWe di tipologia galleggiante;

ed opere di connessione costituite da:

- due stazioni elettriche di trasformazione 66/220 kV off-shore;
- una stazione elettrica di trasformazione 380/220/30/0,4 kV on-shore (SSE Agnes Ravenna Porto) con opere connesse tra cui un impianto di accumulo di energia di potenza pari a 50 MW e capacità di accumulo fino a 200 MWh ed un impianto di produzione idrogeno per mezzo di elettrolizzatori;
- elettrodotti marini di inter-array da 66 kV ed export da 220kV, una buca giunti terra-mare per cavi export da 220 kV, cavi export terrestri a 220 kV per la trasmissione dell'energia generata dagli impianti eolici e fotovoltaico alla SSE Agnes Ravenna Porto e da questa, mediante cavi export terrestri a 380 kV alla Stazione Elettrica Terna "La Canala", individuata come punto di connessione alla RTN.

La società proponente ha iniziato a svolgere analisi di fattibilità tecnico-economiche dal 2017 e da allora sono stati compiuti notevoli sforzi di progettazione per gestire le complessità dettate dalle innovazioni



tecnologiche proprie degli impianti e maturare le scelte tecniche in base alle esigenze e gli input degli stakeholder.

Nel gennaio del 2021 Agnes ha avviato ufficialmente l'iter di autorizzazione del Progetto, ai sensi dell'art. 12 del D.Lgs 387/2003 e secondo quanto disposto dalla circolare n. 40/2012 del MIT. È stata superata con esito positivo la prima fase del complesso iter, ovvero l'istruttoria di Concessione Demaniale Marittima ai sensi dell'art. 36 del Codice Della Navigazione, in cui hanno espresso parere circa 30 enti, nessuno dei quali è risultato negativo o ostativo.

La società ha quindi proceduto con l'avanzamento dell'istanza di Valutazione di Impatto Ambientale (D. Lgs 152/2006), basata sullo Studio d'Impatto Ambientale e del Progetto con livello di approfondimento Definitivo, dei quali questo documento risulta parte.

1.1 Scopo del documento

Scopo del documento è la definizione delle condizioni geotecniche attese nelle aree dei due campi eolici e del parco fotovoltaico galleggiante al fine di poter eseguire dei primi dimensionamenti preliminari delle fondazioni degli aerogeneratori.

Poiché la campagna geotecnica, prevista in una o due fasi, verrà eseguita in fase post-autorizzativa o comunque con tempistiche che coincideranno con la conclusione dell'iter-autorizzativo, come avviene per la quasi totalità dei progetti rinnovabili offshore, la presente relazione prenderà in considerazione le seguenti tematiche:

- Documentazione presente in letteratura riguardante analisi di suolo e sottosuolo in area coincidente con gli specchi acquei dei due hub energetici.
- L'ampia esperienza e conoscenza dell'area da parte delle società responsabili della redazione del presente documento, arricchita da numerosi servizi erogati nell'ambito della progettazione di fondazioni per infrastrutture offshore al largo di Ravenna.
- Rilievi geotecnici effettuati in passato dalle varie società oil&gas con finalità di estrazione mineraria in aree limitrofe all'hub energetici.
- Rilievi geofisici e geotecnici effettuati dalla Regione Emilia-Romagna o da altri Enti nell'area di interesse.
- Rilievi geomorfologici e geofisici effettuati per lo screening dell'area durante la campagna geofisica commissionata da Agnes ed effettuata da Golder (Gruppo WSP) e Ubica S.r.l. nel corso dell'anno 2022.

Oltre all'indagine geofisica commissionata da parte di Agnes, la regione Emilia-Romagna ha fornito numerosi rilevamenti geotecnici effettuati in aree limitrofe, così come ulteriori dati di campagne geotecniche effettuate nell'area di interesse sono presenti nella letteratura *open source*.

Tale documentazione, legata al sostanzioso studio effettuato durante gli ultimi decenni nelle aree offshore riguardanti il Progetto, rendono possibile un'analisi approfondita legata allo studio di fattibilità e alla



successiva progettazione di “concept” delle fondazioni, senza dover effettuare la consueta indagine geotecnica di campionamento (“sampling geotechnical surveys”).

La campagna geotecnica verrà in ogni caso eseguita nella futura fase progettuale e comprenderà analisi geotecniche dettagliate che comprenderanno ispezioni con pozzi profondi, considerando un foro in corrispondenza di ogni fondazione degli aerogeneratori, per una profondità minima di 50 metri, e CPT profonde eseguite nell'area di interesse. Saranno eseguite anche indagini sul pericolo di gas superficiale, analisi UXO e indagini sismiche UHR. La campagna geotecnica verrà realizzata nel corso del 2023 ed avrà come scopo l'individuazione delle caratteristiche del sottosuolo per ogni area nella quale sono previste le installazioni delle fondazioni, propedeutiche per le successive installazioni dei 75 aerogeneratori e delle 2 sottostazioni elettriche offshore.

In questo documento si definiscono in particolare due stratigrafie di massima con l'intento di identificare la variabilità delle condizioni geotecniche attese nell'area. Verrà pertanto definito un profilo “Soft” e un profilo “Stiff”, il primo principalmente caratterizzato dalla presenza di argille da soffici a consistenti nei primi circa 50m di profondità dal fondale, il secondo caratterizzato da una maggiore presenza di strati sabbiosi mediamente addensati intercalati da strati argillosi mediamente consistenti. Il profilo “soft” è abbastanza tipico delle aree più prossime alla costa in fondali di 20-30m, mentre il profilo “stiff” risulta più probabile in fondali da 35-40m. Nei fondali intermedi è attesa una variabilità delle condizioni geotecniche con alternanza di strati argillosi e sabbiosi tipica dell'area.

Sulla base dei profili geotecnici così definiti, verranno forniti i parametri di calcolo necessari per la modellazione delle fondazioni e verranno determinate le capacità assiali dei pali tipologici considerati in questa fase progettuale; i risultati andranno aggiornati a valle del completamento della campagna geotecnica da effettuarsi nel corso del 2023.

Trattandosi di un'opera offshore, per questo verranno prese come riferimento le raccomandazioni API (API2GEO, 2011) e (API-RP-2A, 2014) sia per quanto riguarda la metodologia di calcolo delle capacità assiali, che per quanto riguarda i fattori di sicurezza da applicare alle resistenze assiali calcolate.



2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E STRATIGRAFICO

In questo capitolo si presenterà in maniera sintetica un inquadramento geologico e stratigrafico, per informazioni più dettagliate si rimanda al documento “Relazione geologica e sismica delle opere a mare” con codice AGNROM_EP-R_REL-GEOSISM-MARE.

Recentemente l’area offshore di interesse è stata oggetto di un progetto della Regione Emilia-Romagna per la messa in sicurezza dei tratti litoranei (progetto In Sand) che prevede l’impiego di sabbie prelevate da giacimenti sottomarini. Si riporta nel seguito l’inquadramento geologico dell’area basato sugli studi effettuati durante il progetto regionale (Regione Emilia-Romagna, 2021).

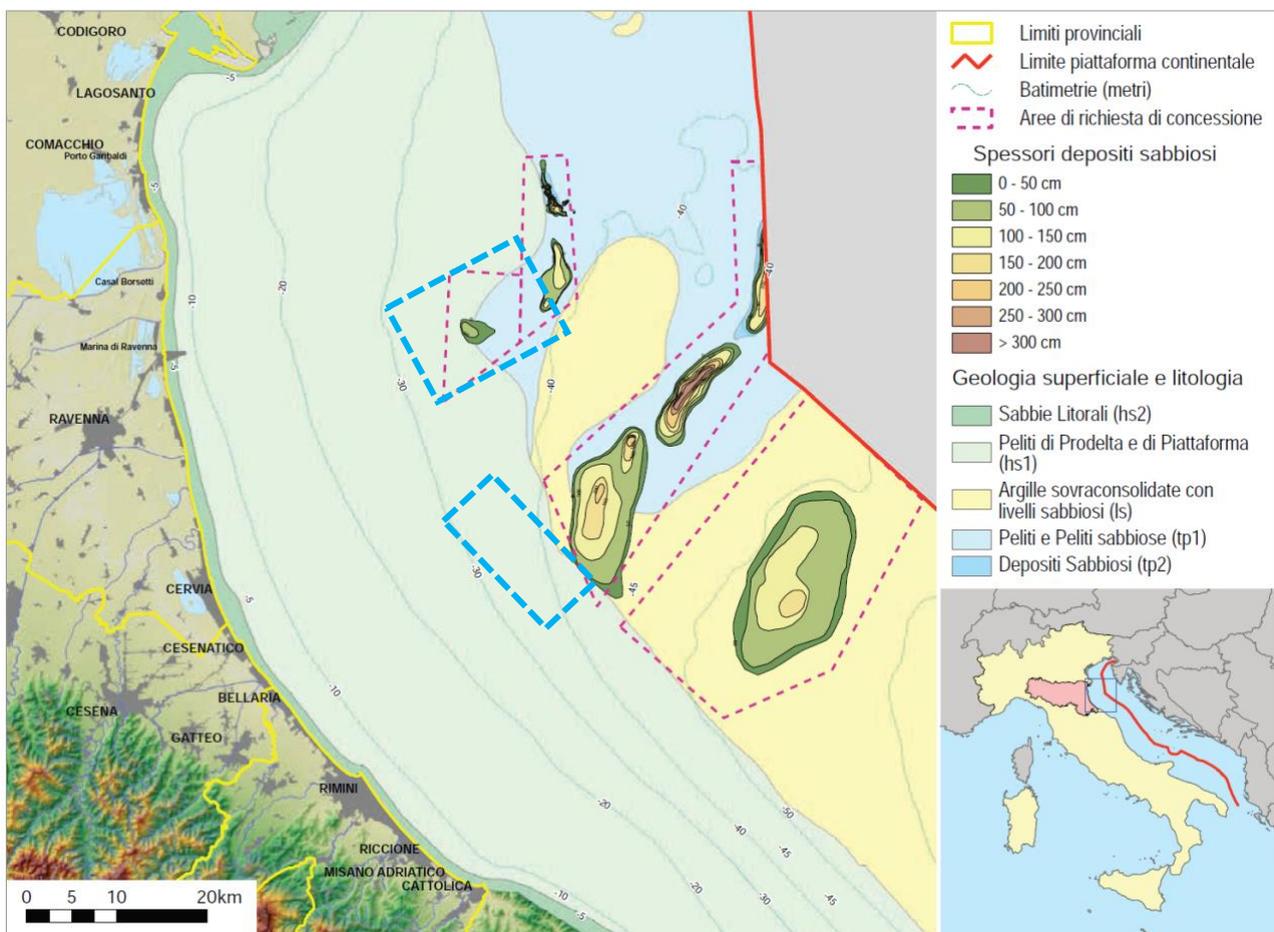


Figura 1: Carta geologica con l’ubicazione dei depositi sabbiosi antistanti la costa della Regione Emilia-Romagna (Emilia-Romagna, 2021) – Le aree tratteggiate in azzurro sono indicativamente le aree di interesse dei campi eolici Romagna 1 e Romagna 2



Dal punto di vista geologico-strutturale, il bacino epicontinentale adriatico nel suo complesso rappresenta l'avanfossa plio-quadernaria della catena appenninica. Esso consiste in una piattaforma continentale molto ampia, con gradiente costante fino alla latitudine estesa di Ancona e di Zara, per poi evolvere, attraverso una scarpata, in un bacino più profondo "Depressione Meso-Adriatica" al largo di Pescara. Le massime profondità (>1000 m) si raggiungono a sud in corrispondenza della Fossa Adriatica, al largo della Puglia.

Il fondale dell'Alto Adriatico è costituito da depositi di età tardo-quadernaria ed è caratterizzato da un gradiente notevolmente basso.

Dagli studi di ricerca scientifici pubblicati emerge che l'evoluzione della successione stratigrafica presente nella zona è strettamente legata alle fluttuazioni eustatiche tardo-quadernarie che presentano un andamento piuttosto complesso. Si distinguono tre fasi principali:

1) *Periodo caratterizzato da un graduale e lento abbassamento del livello del mare e stazionamento basso (da 125.000-18.000 anni fa)*

Durante l'ultimo acme glaciale, 22-18.000 anni fa, quando il livello del mare si trovava a 120 metri al di sotto della quota attuale, l'Adriatico settentrionale era una pianura alluvionale e la linea di riva si trovava notevolmente più a sud rispetto alla posizione attuale. Il Po percorreva questa pianura raccogliendo le acque provenienti dal sistema fluviale carsico dei massicci orientali e dai fiumi appenninici provenienti da ovest, per sfociare infine in mare all'altezza di Pescara. Il sistema deposizionale deltizio e costiero connesso al fiume Po si sviluppava, così, sul bordo della Depressione Meso-Adriatica, costituendo, assieme alle correlate successioni alluvionali prossimali, le unità di caduta e di stazionamento basso del livello del mare (unità ls mostrata Figura 1, costituita da argille sovraconsolidate e con livelli sabbiosi).

2) *Periodo caratterizzato da una rapida risalita del livello di base (da 18.000-5.500 anni fa)*

Superato l'acme glaciale, una rapida fase di risalita eustatica (TST) legata all'instaurarsi di condizioni climatiche temperate, ha portato alla migrazione verso terra di sistemi costieri di barriera-laguna. I depositi trasgressivi sono costituiti da un complesso di unità a base erosiva comprendenti sabbie bioclastiche argillose poggianti su una complessa successione di depositi prevalentemente argillosi. Ricostruzioni stratigrafiche di sottosuolo eseguite in Pianura Padana, dimostrano che al culmine della trasgressione (6.000-5.500 anni fa) la posizione della linea di costa era decisamente più interna rispetto a quella attuale, circa 23 km a ovest di Ravenna e 42 km in corrispondenza del Delta del Po (Figura 2).

3) *Periodo finale di stazionamento alto (5.500 anni fa-Attuale)*

La successiva fase di stazionamento alto (HST) del livello del mare ha portato alla deposizione di unità fluviodeltizie e di cordone litorale progradanti per 35-40 km, prevalentemente sabbiose nelle zone prossime al margine appenninico e prevalentemente fangose verso il mare nelle zone più distali. I cordoni litorali sommersi (depositi sabbiosi sottomarini), vengono definiti "relitti", perché rappresentano spiagge antiche (8-11.000 anni fa) depositate durante la migrazione verso terra della linea di riva ed in seguito annegate. Generalmente, la conservazione di questi corpi sedimentari



dipende strettamente dalla dinamica costiera, dal basso gradiente della piattaforma, dalle geometrie iniziali dei corpi sedimentari coinvolti e dalle modalità di risalita del livello del mare, che ha sottratto i depositi di spiaggia precedenti ai processi più energetici e quindi erosivi. Dal punto di vista morfologico la presenza di questi corpi sedimentari viene percepita come rilievi allungati del fondale marino. In corrispondenza di questi dossi, al di sotto dell'unità delle sabbie bioclastiche della seconda fase, giacciono generalmente depositi di spiaggia, retrocordone, laguna e deltizi. La superficie erosiva che separa l'unità sabbiosa superficiale dai depositi sottostanti è stratigraficamente definibile come superficie erosiva di rimaneggiamento marino che segna la migrazione della spiaggia verso terra e si forma nel momento in cui zone di barriera e retrobarriera vengono a trovarsi nell'ambito d'azione del moto ondoso in seguito all'innalzamento del livello marino.



Figura 2: Evoluzione del bacino Adriatico negli ultimi 18000 anni (Regione Emilia-Romagna, 2021)

2.1 Profilo batimetrico

La morfologia dell'Adriatico nord-occidentale risulta collegata all'evoluzione deposizionale dell'avanfossa Padano-Adriatica; qui la piattaforma si estende per circa 200 km con fondali bassi e gradualmente pendenti in direzione NO-SE dal Golfo di Venezia verso le depressioni Meso-Adriatiche. La profondità media è di circa 35 metri, e la massima (nell'Adriatico meridionale) non supera i 100 metri. Nell'area di installazione non vi sono singolarità morfologiche: la batimetria dei fondali è molto regolare con le isobate tendenzialmente parallele alla costa e un gradiente molto basso.

Nell'ambito delle attività di caratterizzazione della *baseline* ambientale del sito di Progetto, è stato svolto un rilievo batimetrico di precisione in corrispondenza degli specchi acquei di progetto, nonché degli elettrodotti e delle linee macchine. L'indagine è stata realizzata con l'utilizzo di scandagli Single Beam Echo-Sounder (SBES), e Multi Beam Echo-Sounder (MBES); il primo è stato utilizzato sull'intera area di progetto (Specchi acquei e corridoi elettrodotti 220 kV), il secondo, solo sulle linee macchine e gli elettrodotti, per un rilievo morfo-batimetrico di precisione. Ulteriori dettagli sulle indagini geofisiche svolte per il progetto sono presenti nel paragrafo 4.1.

I rilievi batimetrici sono stati eseguiti da una profondità minima di poco inferiore agli 8 m verso costa ad una profondità massima di 44 m nella porzione sud-orientale del campo Romagna 1.

Le opere offshore verranno installate in zone marine con batimetrie che vanno da un minimo di circa 27 metri ad un massimo di 43 metri.



In linea generale, si è rilevato che la batimetria aumenta regolarmente e con scarsa pendenza in direzione costa-largo, con una inclinazione media di $0,05^\circ$ (minima 0.01° , massima 2.29°). In corrispondenza del settore sud-est del campo Romagna 1 la batimetria tende ad aumentare, oltre che secondo il succitato andamento costa-largo, anche seguendo un andamento nord-sud. Non si osservano rotture di pendenza o strutture morfologiche che interrompano la monotonia dei fondali compresi all'interno dell'area di indagine.



3. INQUADRAMENTO SISMICO

Scopo del presente capitolo è quello di fornire un inquadramento delle condizioni sismiche attese in corrispondenza dell'area marina del futuro hub energetico Agnes Romagna 1&2.

Inoltre, verrà fornita una stima del valore di accelerazione orizzontale atteso in corrispondenza del fondale secondo l'approccio proposto dalle ISO 19901-2:2017 (19901-2:2017) e delle NTC 2018 (DM2018).

In accordo ai più recenti studi condotti a scala nazionale nel quadro della costruzione di un modello delle sorgenti sismogenetiche (INGV), l'area oggetto del presente documento è in prossimità delle zone sismogenetiche (ZS) Rimini Ancona – 917 e Dorsale Ferrarese – 912 caratterizzate da magnitudo massima stimata di circa 6.14 circa. Queste risultano circondate da ulteriori zone sismogenetiche, comprese nel raggio di 200 km dall'area in esame, con magnitudo massime stimate comprese tra 5.9 e 6.37 circa, i cui parametri sismici vengono riportati in (Tabella 1).

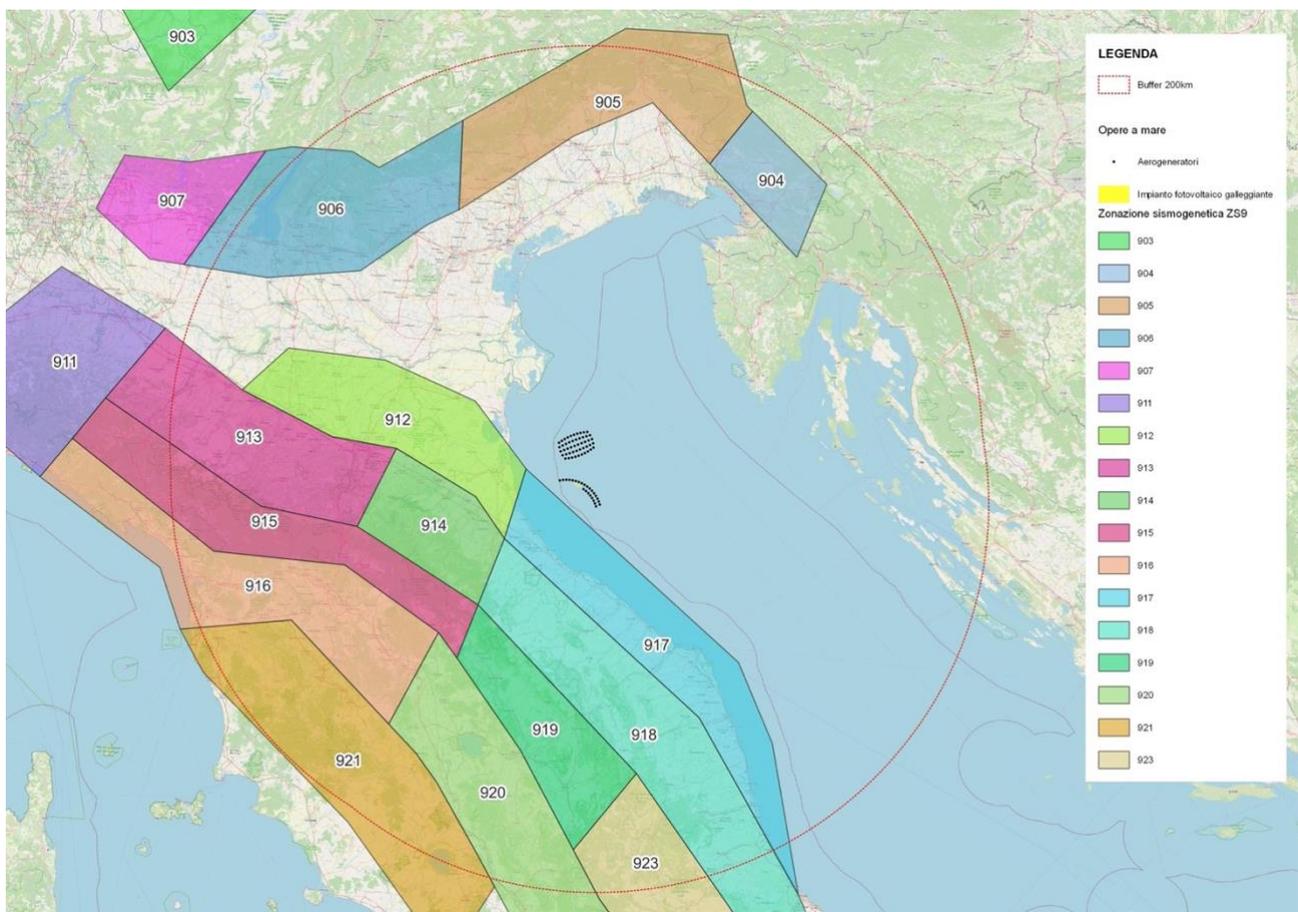


Figura 3: Zone sismogenetiche ricadenti in un raggio di circa 200km dall'area di progetto



Tabella 1: parametri sismici e magnitudo massime definite dalla relazione di Gutenberg & Richter associate alle ZS collocate in un raggio di circa 200km dall'area di progetto

Nome ZS	ZS9	MwMax AR	B Co-04.2	MwMax GR	Tassi Mwmax (Co.04.2)
Dorsale Ferrarese	912	6.14	-1.35	6.14	0.12
Appennino Emilia-Romagnolo	913	5.91	-1.80	6.14	0.07
Forlivese	914	5.91	-1.33	6.14	0.14
Rimini-Ancona	917	6.14	-1.04	6.14	0.12
Medio-Marchigiana/Abruzzese	918	6.37	-1.10	6.37	0.14

Il progetto ITHACA (ITaly Hazard from CApable faults), sviluppato dal servizio Geologico di Stato – ISPRA, riporta la posizione di tutte le faglie attive note, in grado cioè di riprodurre movimenti in superficie (faglie “capaci” cioè quelle che hanno mostrato attività dal Pleistocene superiore ad oggi); la Figura rappresenta la traccia di quelle prossime alla zona di progetto.



Figura 4: Posizioni delle faglie capaci (Progetto Ithaca – ISPRA) rispetto all'area di progetto

Dalla Figura 4 si nota che le faglie inverse, capaci di generare spostamenti della superficie in caso di sisma, non interferiscono direttamente con le aree dei campi eolici offshore oggetto del presente progetto, ma



essendo il parco eolico posizionato nelle vicinanze delle faglie risentiranno comunque l'influenza dell'attività delle stesse.

Riguardo l'aspetto normativo che regola il dimensionamento delle opere anche nei confronti del sisma, negli ultimi anni si sono succeduti provvedimenti normativi per la definizione delle caratteristiche di pericolosità sismica locale. Con l'OPCM n°3274 del 20/03/2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" si stabiliscono i criteri per la individuazione delle zone sismiche e la nuova classificazione sismica dei comuni italiani, successivamente integrati e aggiornati dall'OPCM 3519/06.

Al fine di definire il valore di PGA atteso in corrispondenza del fondale, in accordo alle NTC 2018, è stata fatta un'analisi di pericolosità sismica selezionando due periodi di ritorno di riferimento pari a 475 anni e 975 anni. In particolare modo si sono considerate le mappe delle accelerazioni attese al *bedrock* affiorante fornite dalla normativa citata. Esse risultano variabili tra 0.050 g and 0.100 g e tra 0.075 g e 0.125 g rispettivamente per i due periodi di ritorno considerati.

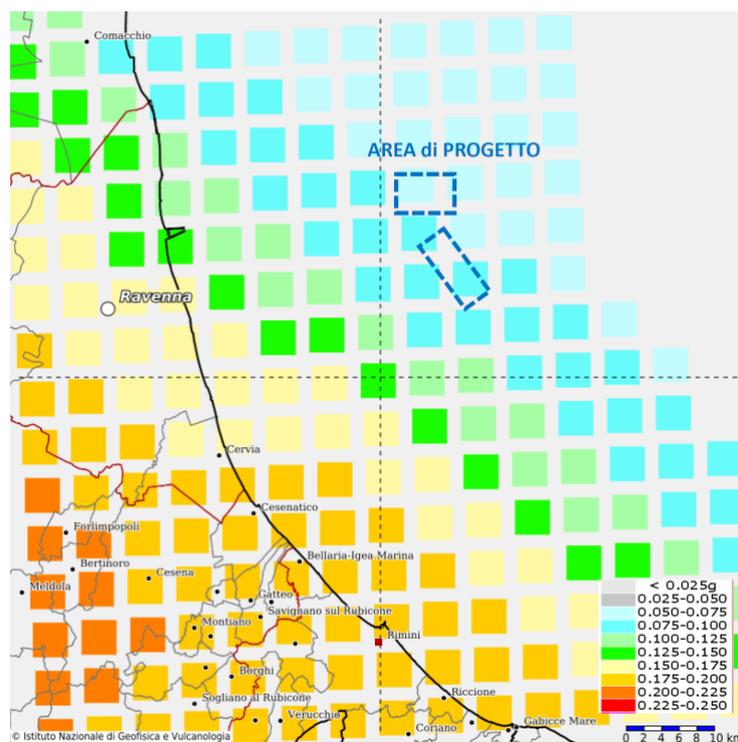


Figura 5: Valori di accelerazione massima su suolo rigido (Roccia) con probabilità di eccedenza pari al 10% in 50anni (TR=475anni)

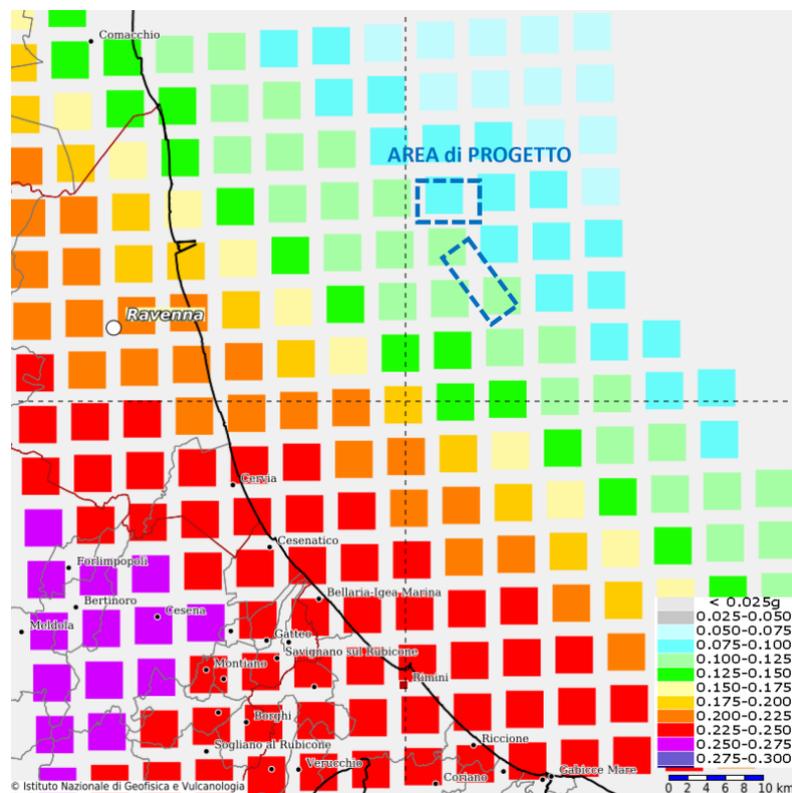


Figura 6: Valori di accelerazione massima su suolo rigido (Roccia) con probabilità di eccedenza pari al 5% in 50anni (TR=975anni)

In Figura 7 e Figura 8 sono invece riportate le analisi di disaggregazione della pericolosità sismica in termini di magnitudo-distanza condotte nell'ambito degli studi per la redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003 e disponibili ai nodi della griglia adottata al sito internet dell'INGV per tempi di ritorno (TR) pari a 475 e 975anni. I valori medi calcolati sono pari a una magnitudo di $5.5 \div 6.0$ ad una distanza di $20 \div 40$ km.

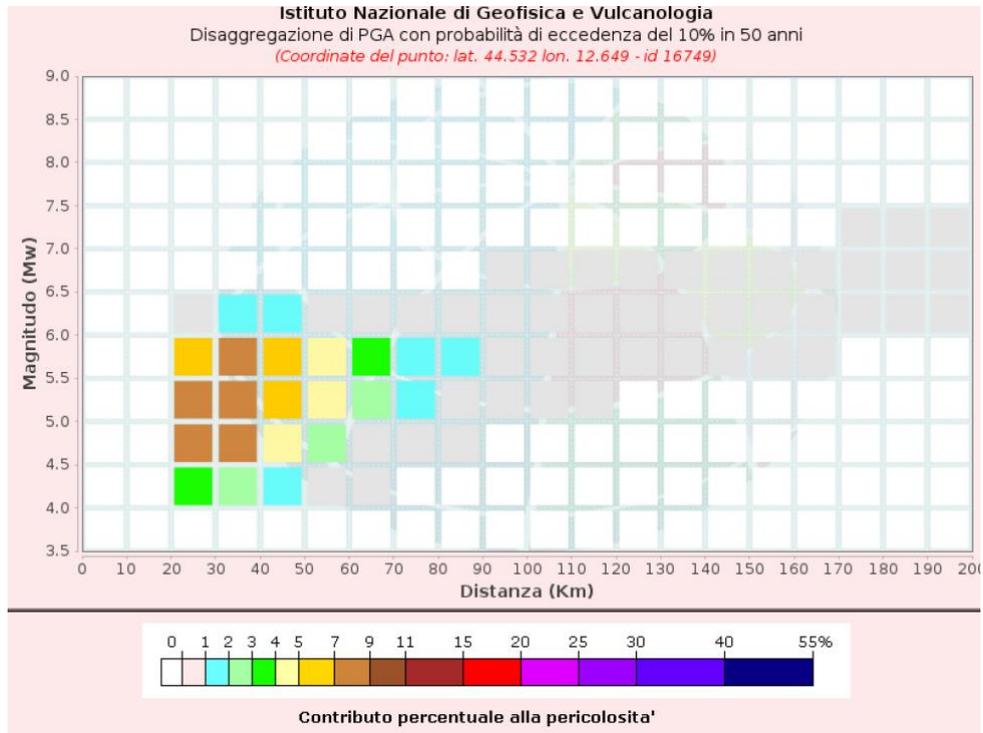


Figura 7: Disaggregazione PGA in termini magnitudo distanza (TR=475anni)

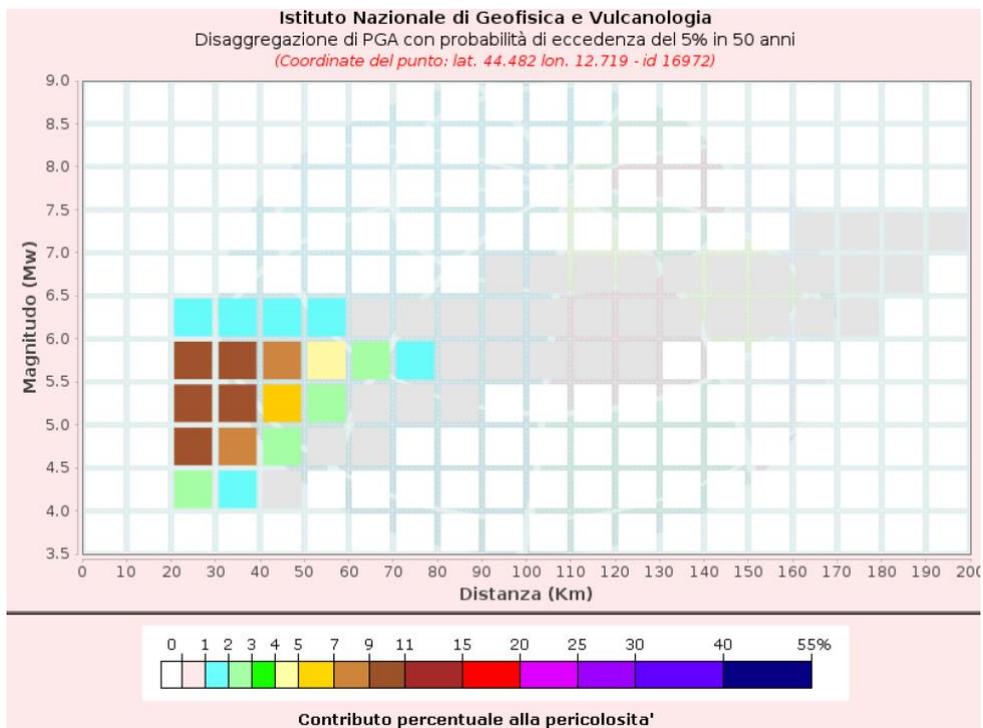


Figura 8: Disaggregazione PGA in termini magnitudo distanza (TR=975anni)



In accordo alle NTC 2018, l'accelerazione orizzontale di picco in corrispondenza del fondale è stata ottenuta considerando i seguenti dati:

- suolo di classe D valutato in accordo alla tabella mostrata nelle NTC 2018 (Tabella 3.2.II – NTC);
- coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s in accordo alla Tabella 3.2.IV delle NTC.

Sulla base delle assunzioni definiti sopra, i valori di PGA (al periodo $T=0$ sec) per entrambi i periodi di ritorno di interesse sono di seguito mostrati:

- TR= 475 anni $0.090 \text{ g} \leq \text{PGA} \leq 0.180 \text{ g}$;
- TR= 975 anni $0.135 \text{ g} \leq \text{PGA} \leq 0.225 \text{ g}$;

In accordo invece alle ISO 19901-2:2017, per un periodo di ritorno di 1000 anni, la PGA attesa può essere valutata considerando i seguenti parametri:

- definizione della classe di sito. Con riferimento ai dati geotecnici di letteratura, si è assunto un sito di classe E (terreni di media consistenza caratterizzato da un valore di velocità delle onde di taglio compreso tra $120 \div 180 \text{ m/sec}$);
- definizione dell'accelerazione spettrale ($S_{a,map}$). Questo è stato ottenuto in accordo alla Figura 9 corrispondente ad un periodo di ritorno di 0.2 sec e per un periodo di ritorno di 1000 anni. Con riferimento all'area in esame, il valore di $S_{a,map}$ è assunto pari a 0.25;

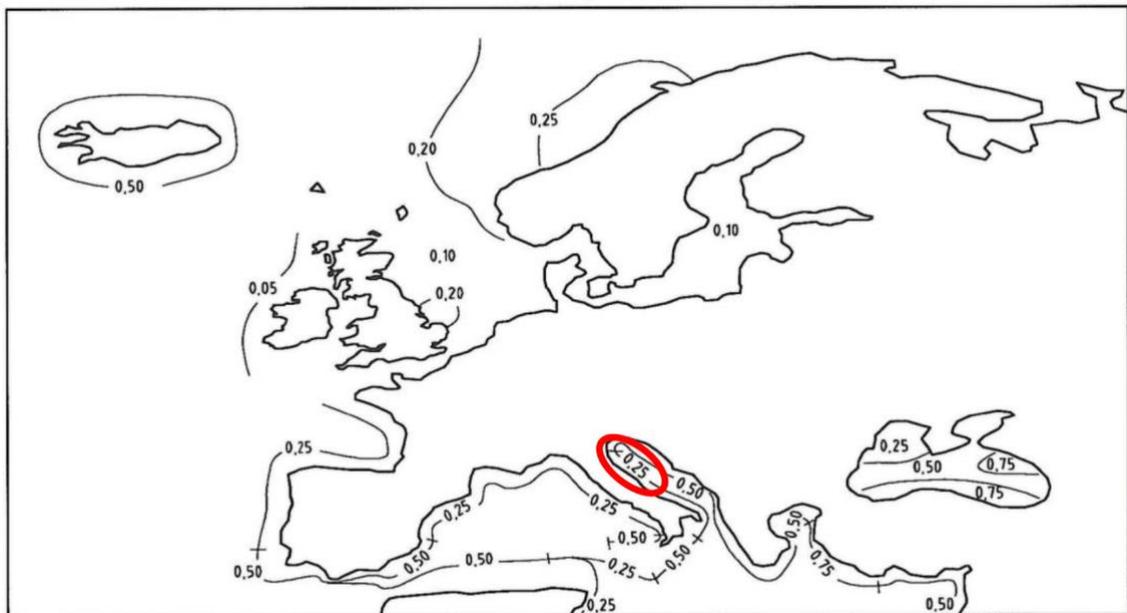


Figura 9: $S_{a,map}$ per strutture offshore in accordo alle ISO 19901-2:2017

- definizione del coefficiente C_a : in accordo alla Tabella 2 si è considerato un valore del coefficiente C_a pari a 2.4;



Tabella 2: Valore di C_a per $T=0.2\text{sec}$ in accordo alle ISO 19901-2:2017

Site class	$S_{a,map}(0,2)$					
	$\leq 0,25\text{ g}$	$0,50\text{ g}$	$0,75\text{ g}$	$1,0\text{ g}$	$1,25\text{ g}$	$\geq 1,5\text{ g}$
A/B	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
C	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
E	2,4	1,7	1,3	1,1	1,0	0,8
F	a	a	a	a	a	a

^a A site-specific marine soil investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

- definizione della PGA tramite la seguente relazione:

$$S_{a,site}(T) = (3T + 0.4)C_a \times S_{a,map}(0.2)$$

$$S_{a,site}(T = 0.01\text{sec}) = (3 \times 0.01 + 0.4) \times 2.4 \times 0.25 = 0.258\text{ g}$$

In definitiva, in accordo alle ISO 19901-2:2017, il valore di PGA per un tempo di ritorno pari a 1000 anni è pari a 0.258g per un suolo di classe E; mentre con riferimento al tempo di ritorno di 475 anni questo non può essere definito direttamente.

3.1 Conclusioni riguardo la PGA da considerarsi in via preliminare

Come descritto nelle sezioni precedenti, i valori PGA orizzontale in corrispondenza del fondale marino e in condizioni di campo libero per la classe del sito del suolo prevista sono stati valutati secondo la normativa ISO (19901-2:2017) e il regolamento italiano NTC2018 (DM2018). Per il caso di periodo di ritorno di 1000 anni la norma ISO prevede un valore leggermente più elevato (0.26g contro 0.23g) ma comunque si ottengono valori comparabili. Per il periodo di ritorno di 475 anni, dalla norma ISO non è possibile determinare indicazioni dirette.

I valori ottenuti sono ad ogni modo in accordo con le informazioni a disposizione degli scriventi per le aree di interesse anche tenendo in conto che la sismicità è prevista in diminuzione allontanandosi da costa.

In conclusione, tenendo conto delle considerazioni riportate, si suggerisce di adottare preliminarmente i seguenti valori di PGA in questa fase di progettazione:

- RP = 475 anni PGA = 0.20 g;
- RP = 1000 anni PGA = 0.26 g.

Per le fasi successive della progettazione sarà necessario svolgere uno studio PSHA dedicato e di risposta del sito locale al fine di determinare gli spettri di progetto sulla base delle condizioni geotecniche locali. Sulla base delle sollecitazioni sismiche così stimate si dovrà anche verificare il comportamento dei terreni in sito rispetto a fenomeni di liquefazione e di perdita di resistenza per carichi ciclici.



4. DATI GEOFISICI E GEOTECNICI DISPONIBILI

4.1 Indagini geofisiche

Nella primavera del 2022 è stata intrapresa la campagna geofisica del sito sull'area d'interesse e sulle rotte proposte per i cavi di interconnessione e trasmissione dell'energia e durante il periodo di settembre/ottobre dello stesso anno è stata intrapresa un'ulteriore integrazione che include l'area di approdo e i siti di attraversamento con infrastrutture esistenti. La campagna è stata commissionata dalla società proponente Agnes S.r.l. a Golder Associates S.r.l. (part del Gruppo WSP), ed eseguita da Ubica S.r.l.

L'indagine geofisica ha riguardato l'utilizzo di Side Scan Sonar e Single Beam Echo Sounder sull'intera area di specchi acquei, mentre le indagini tramite Multi Beam Echo Sounder, Sub Bottom Profiler e magnetometro hanno riguardato tutti i percorsi degli elettrodotti, così come le aree individuate per la localizzazione delle fondazioni per gli aerogeneratori e le due sottostazioni di conversione elettrica a mare.

Per una completa consultazione degli strumenti, della metodologia e dei risultati delle indagini, si prega di far riferimento ai seguenti documenti:

- "Report delle indagini geofisiche a mare" con codice AGNROM_EP-R_REP-INDAGINI-GEO
- "Relazione geologica e sismica delle opere a mare" con codice AGNROM_EP-R_REL-GEOSISM-MARE

Qui di seguito un riassunto delle attività geofisiche effettuate:

1. Side Scan Sonar (SSS): questa indagine è stata effettuata sull'intera area del progetto offshore, costituita dai due parchi offshore (Romagna 1&2) e dall'intera lunghezza del corridoio di trasmissione elettrica che collega i due parchi eolici alla costa. È stata mantenuta una distanza di 200 tra le linee di rilevamento; la distanza lineare percorsa per l'acquisizione di SSS è stata di circa 1.250 miglia nautiche. Il rilevamento SSS ha fornito una mappa dettagliata della superficie del fondale marino, evidenziando anomalie come relitti, condotte esistenti e obiettivi biologici di interesse i quali sono stati ulteriormente valutati con indagini ROV.
2. Single Beam Echo Sounder (SBES): questa indagine è stata effettuata simultaneamente con l'SSS, con lo stesso percorso e la stessa spaziatura. Gli output dell'indagine SBES sono: Digital Terrain Model (DTM) dei fondali marini nell'area del progetto e profilo batimetrico dell'area del progetto.
3. Multi Beam Echo Sounder (MBES): questa indagine è stata effettuata lungo le linee di cavi elettrici offshore, seguendo il percorso dei cavi di interconnessione e di trasmissione dei due parchi eolici offshore. È stato mantenuto un corridoio di 60 m di larghezza intorno al percorso dei cavi; la distanza lineare percorsa per l'acquisizione MBES è stata di circa 105 miglia nautiche. I risultati dell'indagine MBES sono: DTM e dati batimetrici ad alta risoluzione delle sezioni dei fondali marini in cui saranno collocate le linee elettriche e le turbine eoliche.
4. Sub Bottom Profiler (SBP): questa indagine è stata effettuata contemporaneamente alla MBES, con la stessa rotta. Gli output dell'indagine SBP sono i seguenti: profili stratigrafici verticali del terreno dove saranno posizionate le linee elettriche e le turbine eoliche; la profondità raggiunta dallo strumento è stata di circa 10 metri sotto il fondale marino.



5. Magnetometro (MAG): questa indagine è stata effettuata lungo lo stesso percorso del MBES/SBP. Il sondaggio MAG risulta in una mappa delle anomalie magnetiche, che evidenzia possibili oggetti metallici sepolti in prossimità dei componenti del progetto. La posizione esatta di tali oggetti magnetici non sarà rilevata da questa indagine, tuttavia, a seconda dell'intensità del segnale, si forniscono indicazioni su possibili aree che devono essere approfondite con indagini specifiche, al fine di evitare la vicinanza con oggetti metallici potenzialmente pericolosi.
6. Veicolo telecomandato (ROV): le precedenti indagini geofisiche hanno evidenziato 16 obiettivi di interesse nell'area del progetto da esaminare con un'indagine visiva ROV; sono stati effettuati 2 giorni di indagini ROV sugli obiettivi, per acquisire documentazione foto/video sui bersagli. Gli obiettivi erano principalmente:
 - Relitti
 - Punti di attraversamento con condotte interrato esistenti
 - Increspature di sabbia
 - Altre conformazioni del fondo marino potenzialmente interessanti.

Gli standard di qualità ISO (ISO 19901-10) sono stati applicati all'intero ambito di lavoro; per quanto riguarda la qualità delle indagini geofisiche, le attività sono state svolte con l'applicazione dei seguenti standard:

- 1) In fase di mobilitazione:
 - registro di campo con elenco e calendario delle operazioni
 - registro di acquisizione dati
 - calibrazione dei dispositivi
 - misura di compensazione
 - Uso differenziale GPS
 - controllo delle interfacce
- 2) In fase di acquisizione:
 - controllo dell'attività differenziale
 - controllo della copertura totale dei dati
 - controllo delle eccedenze di dati
 - controllo della visibilità dei dati video
 - SSS controllo lunghezza cavo mare
 - migliore applicazione dei parametri di potenza e guadagno per SSS e SBP
- 3) In fase di lavorazione:
 - controllo del valore dei dati di taratura e correzione delle maree per i dati MBES
 - pulizia dei dati

Inoltre, le indagini congiunturali sono state effettuate secondo gli standard dell'Istituto Idrografico della Marina e in generale dell'I.H.O.



Relazione geotecnica
AGNROM_EP-R_REL-GEOTECH

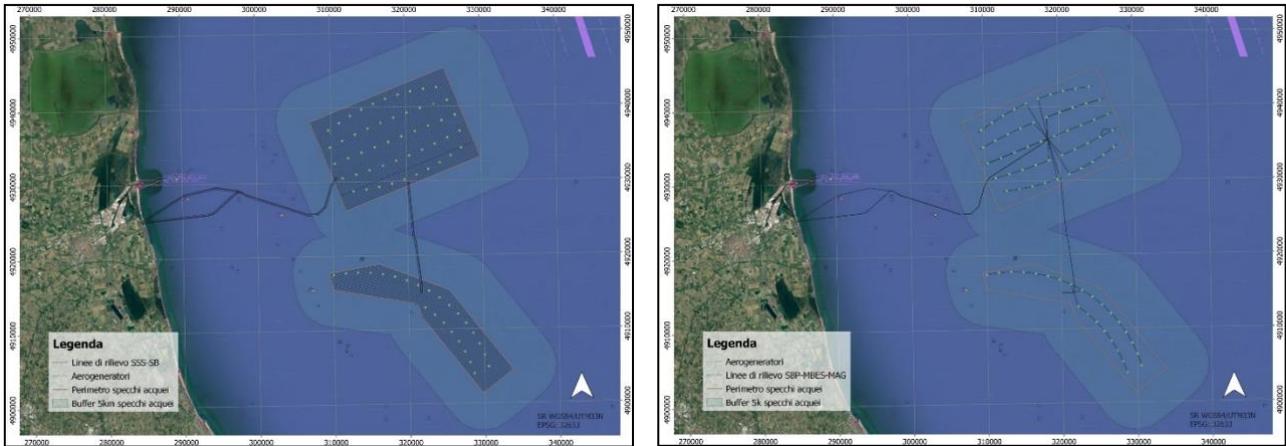


Figura 10: Linee di rilievo SSS e SBES (figura a sinistra); MBES, SBP e MAG (figura a destra)

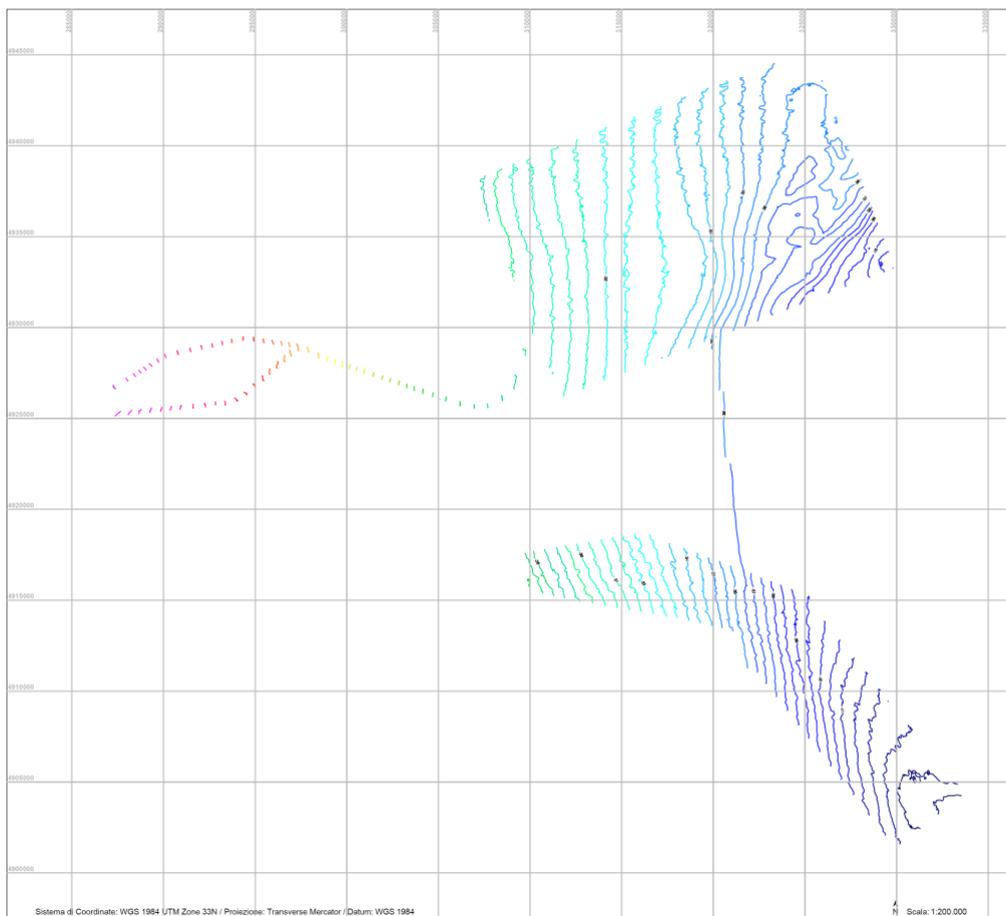


Figura 11: Carta batimetrica da rilievo SBES e MBES



4.2 Indagini geotecniche

Ulteriori dati disponibili provengono dal Progetto ViDEPI, creato per rendere facilmente accessibili i documenti tecnici relativi all'esplorazione mineraria. La documentazione riguarda titoli minerari cessati depositati dal 1957 presso l'UNMIG, ufficio nazionale minerario per gli idrocarburi e le georisorse del Ministero dello sviluppo economico.

Quest'ultimo rappresenta un database disponibile in rete, il quale rende accessibili i documenti tecnici relativi all'esplorazione petrolifera in Italia. Si precisa che con riferimento ai documenti presenti nel portale ViDEPI, essendo dati di trivellazione a distruzione per pozzi petroliferi, le informazioni che si riescono ad estrapolare sono comunque molto limitate e purtroppo di limitata utilità per la progettazione geotecnica. Infatti, la principale informazione che è possibile desumere da questi dati è la descrizione sommaria che a volte viene riportata nei logs stratigrafici, assieme a retini che descrivono la stratigrafia e la natura litologica dei cuttings (frammenti del materiale trivellato portato in superficie dai fanghi di perforazione).

Riguardo i dati del portale ViDEPI, in corrispondenza dell'area del parco eolico i pozzi petroliferi considerati sono schematizzati in Tabella 3: Informazioni disponibili sulle perforazioni (come da database ViDEPI), mentre una rappresentazione in pianta con la relativa posizione dei pozzi di interesse è mostrata in Figura 13: Posizioni delle trivellazioni petrolifere eseguite in passato nella zona di installazioni dei parchi eolici (come da database ViDEPI).

Dalle analisi dei dati rilevati dai pozzi, si è osservato che il solo pozzo Rita 001 fornisce informazioni riguardo la tipologia di terreno con riferimento alle profondità di interesse (profondità estese fino a circa 100m da fondale come rappresentato in Figura 12: Pozzo Rita 001 - da portale ViDEPI); gli altri pozzi invece forniscono una descrizione del terreno a partire da profondità ben maggiori (circa 200÷300m da fondale). Quanto detto è riassunto in Tabella 3 dove sono evidenziate tutte le informazioni desumibili dai report di ciascuna trivellazione.

Inoltre in corrispondenza dell'area oggetto del presente documento, sono state eseguite anche delle indagini geofisiche a fini esplorativi i cui dati sono raccolti sempre all'interno del database ViDEPI. Tutte le linee sismiche presenti sono rappresentate in Figura 14.

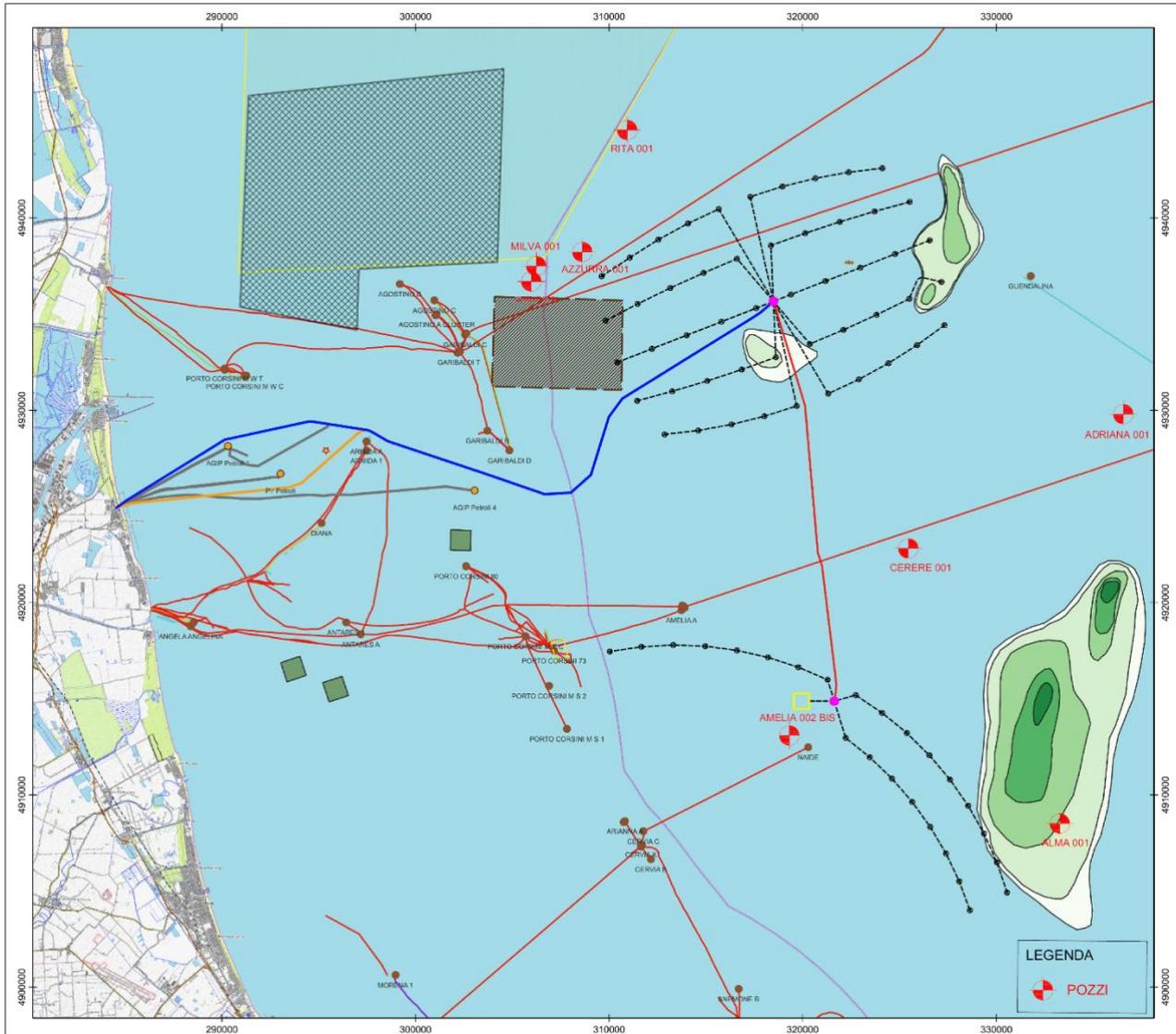


Figura 13: Posizioni delle trivellazioni petrolifere eseguite in passato nella zona di installazioni dei parchi eolici (come da database VIDEPI)



Figura 14: Linee sismiche disponibili dal portale ViDEPI

Tabella 3: Informazioni disponibili sulle perforazioni (come da database ViDEPI)

	COORDINATE		INFORMAZIONI
	LONGITUDINE ° ' "	LATITUDINE ° ' "	
RITA 001	12 36 60	44 37 47	Presenza di Argille da fondale fino alla lunghezza massima di trivellazione
AZZURRA 001	12 35 23	44 34 20	Nessuna informazione riportata per le profondità di nostro interesse
MILVA 001	12 33 36	44 33 53	Nessuna informazione riportata per le profondità di nostro interesse
GINEVRA 001	12 33 26	44 33 27	Nessuna informazione riportata per le profondità di nostro interesse
ADRIANA 001	12 56 39	44 30 11	Nessuna informazione riportata per le profondità di nostro interesse
CERERE 001	12 48 25	44 26 15	Nessuna informazione riportata per le profondità di nostro interesse
AMELIA 002 BIS	12 43 59	44 20 55	Nessuna informazione riportata per le profondità di nostro interesse
ALMA 001	12 54 35	44 18 39	Nessuna informazione riportata per le profondità di nostro interesse



5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Alla luce di quanto discusso nel precedente capitolo di screening geotecnico e quanto dichiarato in Tabella 3: Informazioni disponibili sulle perforazioni (come da database ViDEPI), non è possibile procedere ad una caratterizzazione geotecnica dell'area con i soli dati disponibili sul database ViDEPI. infatti il solo pozzo RITA 001 può essere di qualche utilità evidenziando la presenza predominante di materiale coesivo per tutta la lunghezza del pozzo.

Per questo motivo, al fine di definire una caratterizzazione geotecnica più dettagliata dell'area in esame, si sono considerati dati geotecnici disponibili agli scriventi applicabili all'area di interesse. I dati geotecnici disponibili provengono dall'esperienza diretta nel design di fondazioni per piattaforme estrattive in aree molto vicine all'area di Progetto, accumulata dalle società Tecon S.r.l. e Rosetti Marino S.p.A nel corso degli anni.

Al fine di tenere in conto le variabilità delle condizioni geotecniche attese nell'area sono stati considerati due differenti possibili stratigrafie per valutare le capacità assiali dei pali di fondazione e valutare le curve di interazione palo-terreno.

Tali profili sono stati definiti pertanto in modo da tenere conto della possibile variabilità locale attesa sia in termini di stratigrafia (ovvero alternanza tra orizzonti granulari e coesivi) che di resistenza. Tali aspetti sono infatti quelli maggiormente destinati ad influenzare sia la capacità assiale dei pali (e quindi la loro penetrazione di progetto) e il loro comportamento sotto carichi laterali (di particolare importanza per le fondazioni degli aerogeneratori). I due profili così determinati sono stati denominati "soft" e "stiff".

La differenza tra il profilo del terreno soffice ("Soft" nel testo) e quello rigido ("Stiff" nel testo), infatti, è principalmente correlata alla presenza a bassa profondità (e anche più in profondità) di strati granulari, che governano il comportamento del palo ai carichi laterali. Vale inoltre la pena di anticipare che, per la presenza dei materiali granulari sul fondale nel caso di profilo "rigido", nei calcoli qui effettuati verrà ipotizzata anche una profondità di erosione intorno ai pali pari allo spessore del primo strato sabbioso ipotizzato. Ulteriori considerazioni in merito alla possibile erosione del terreno attorno ai pali di fondazione potranno essere fornite nelle future fasi progettuali sulla base della conoscenza delle reali condizioni geotecniche in corrispondenza delle singole turbine eoliche e le condizioni meteomarine attese.

I profili geotecnici proposti sono riassunti in Tabella 4 e Tabella 5, insieme ai parametri geotecnici adottati, rispettivamente per i profili di terreno "Soft" e "Stiff".

Per quanto riguarda i valori di calcolo dei parametri f_{max} , N_q e q_{max} si precisa che sono stati definiti a partire dall'angolo di attrito assegnato a ciascuno strato granulare in accordo con le raccomandazioni API (API2GEO, 2011).

Si precisa infine che la caratterizzazione geotecnica qui riportata ha permesso un primo dimensionamento delle fondazioni delle strutture previste in progetto. In ragione del fatto che non sono state eseguite indagini nell'area in oggetto, le curve di capacità portante riportate nel paragrafo successivo dovranno essere confermate o modificate alla luce dei risultati delle indagini che dovranno essere necessariamente realizzate per la successiva fase di progettazione.



Tabella 4: Profilo stratigrafico di progetto "Soft" per il Progetto Agnes Romagna

SOFT SOIL PROFILE - BEST ESTIMATE CASE

GSU	Soil Type	Depth		Thk (m)	γ' (kN/m ³)	S_u		ϕ' (°)	δ (°)	β (-)	N_e (-)	$f_{s,max}$ (kPa)	q_{max} (kPa)	P-Y Type CYCLIC (-)	θ_{50} (-)	k (kN/m ³)
		from (m)	to (m)			from (kN/m ²)	to (kN/m ²)									
I	Very soft to soft CLAY	0.0	7.0	7.0	7.5	3	22	-	-	-	-	-	-	Soft Clay	0.020	-
II	Soft to firm CLAY	7.0	25.0	18.0	8.5	22	60	-	-	-	-	-	-	Soft Clay	0.015	-
III	Firm to stiff CLAY	25.0	45.0	20.0	8.5	60	100	-	-	-	-	-	-	Soft Clay	0.005	-
IV	Firm to stiff CLAY	45.0	55.0	10.0	9.0	100	120	-	-	-	-	-	-	Stiff Clay	0.005	55000
V	Medium dense SAND	55.0	67.0	12.0	8.5	-	-	30	25	0.37	20	81	5000	API Sand	-	11000
VI	Stiff to very stiff CLAY	67.0	120.0	53.0	9.0	125	150	-	-	-	-	-	-	Stiff Clay	0.005	110000

GSU Geotechnical Soil Unit
 γ' Submerged Unit weight
 S_u Undrained shear strength
 ϕ' Angle of shearing resistance
 δ Interface angle (steel pile-soil)
 β Shaft friction factor
 N_e End bearing factor
 $f_{s,max}$ Limiting skin friction
 q_{max} Limiting unit end bearing
 θ_{50} Strain corresponding to one-half the maximum principal stress difference
 f_{50} Strain corresponding to one-half the maximum principal stress difference
 k Initial modulus of subgrade reaction

Tabella 5: Profilo stratigrafico di progetto "Stiff" per il Progetto Agnes Romagna

STIFF SOIL PROFILE - BEST ESTIMATE CASE

GSU	Soil Type	Depth		Thk (m)	γ' (kN/m ³)	S_u		ϕ' (°)	δ (°)	β (-)	N_e (-)	$f_{s,max}$ (kPa)	q_{max} (kPa)	P-Y Type CYCLIC (-)	θ_{50} (-)	k (kN/m ³)
		from (m)	to (m)			from (kN/m ²)	to (kN/m ²)									
I	Medium dense to loose SAND	0.0	2.5	2.5	7.5	-	-	25	20	0.29	12	67	3000	API Sand	-	5400
II	Soft CLAY	2.5	5.0	2.5	7.5	20	20	-	-	-	-	-	-	Soft Clay	0.020	-
III	Medium dense SAND	5.0	7.0	2.0	8.5	-	-	30	25	0.37	20	81	5000	API Sand	-	11000
IV	Firm CLAY	7.0	10.0	3.0	8.5	40	40	-	-	-	-	-	-	Soft Clay	0.010	-
V	Medium dense SAND	10.0	12.5	2.5	8.5	-	-	30	25	0.37	20	81	5000	API Sand	-	11000
VI	Firm CLAY	12.5	20.0	7.5	8.5	60	75	-	-	-	-	-	-	Soft Clay	0.005	-
VII	Dense SAND	20.0	45.0	25.0	9.0	-	-	35	30	0.46	40	96	10000	API Sand	-	22000
VIII	Medium dense SAND-SILT	45.0	50.0	5.0	8.0	-	-	25	20	0.29	12	67	3000	API Sand	-	5400
IX	Dense SAND	50.0	60.0	10.0	9.0	-	-	35	30	0.46	40	96	10000	API Sand	-	22000
X	Medium dense SAND-SILT interlayered with CLAY	60.0	80.0	20.0	8.5	-	-	25	20	0.29	12	67	3000	API Sand	-	5400
XI	Stiff to very stiff CLAY	80.0	120.0	40.0	8.5	140	160	-	-	-	-	-	-	Stiff Clay	0.005	110000

GSU Geotechnical Soil Unit
 γ' Submerged Unit weight
 S_u Undrained shear strength
 ϕ' Angle of shearing resistance
 δ Interface angle (steel pile-soil)
 β Shaft friction factor
 N_e End bearing factor
 $f_{s,max}$ Limiting skin friction
 q_{max} Limiting unit end bearing
 θ_{50} Strain corresponding to one-half the maximum principal stress difference
 f_{50} Strain corresponding to one-half the maximum principal stress difference
 k Initial modulus of subgrade reaction



6. CALCOLO CAPACITÀ ASSIALE DEI PALI DI FONDAZIONE

6.1 Geometria dei pali di fondazione

Sono state considerate due diverse geometrie di palo, come dettagliato di seguito:

- Geometria n. 1: Jacket/Multipalo:
 - Diametro esterno: 2590.8 mm (102");
 - Spessore: 60mm;
 - Inclinazione: 0° (Pali verticali).

- Geometria n. 2: Monopile:
 - Diametro esterno: 10 000 mm;
 - Spessore: 120mm;
 - Inclinazione: 0° (Pali verticali).

Lo spessore del palo è stato considerato costante con la lunghezza ed è da intendersi solo come indicativo per quanto riguarda le valutazioni della capacità assiale riportate nel presente documento.

6.2 Determinazione della resistenza assiale dei pali

Il metodo di calcolo adottato per la valutazione delle resistenze assiali dei pali è quello riportato nelle raccomandazioni API2GEO (API2GEO, 2011), come meglio descritto nell'ALLEGATO 1 del presente documento.

Le resistenze assiali così determinate tenendo in considerazione i profili geotecnici definiti nel precedente capitolo sono riportate nel seguito per le due geometrie di palo considerate.

6.2.1 Geometria di palo n. 1 (Jacket/Multipalo)

Sulla base dei profili geotecnici "Soft" e "Stiff" definiti nel capitolo 2 e la metodologia di calcolo definita in ALLEGATO 1, si sono determinate le seguenti resistenze assiali ultime (non fattorizzate):

- Profilo geotecnico "Soft": Figura 15;
- Profilo geotecnico "Stiff": Figura 16.

Per la possibile presenza di materiali granulari sul fondale marino nel caso del profilo geotecnico "Stiff", come anticipato le capacità assiali dei pali sono state valutate assumendo uno spessore di erosione del fondale attorno ai pali pari a 1.5 m di spessore. Nel caso di profilo "Soft", non sono stati considerati fenomeni erosivi alla luce della assunzione della presenza di materiali coesivi direttamente sul fondale, di solito maggiormente stabili nei confronti dell'erosione.



Si evidenzia comunque che sarà necessario eseguire degli studi di erosione del fondale tenendo in conto della presenza della piattaforma e delle condizioni meteomarine attese. Se necessario si dovrà ricorrere ad un intervento anti-erosivo.

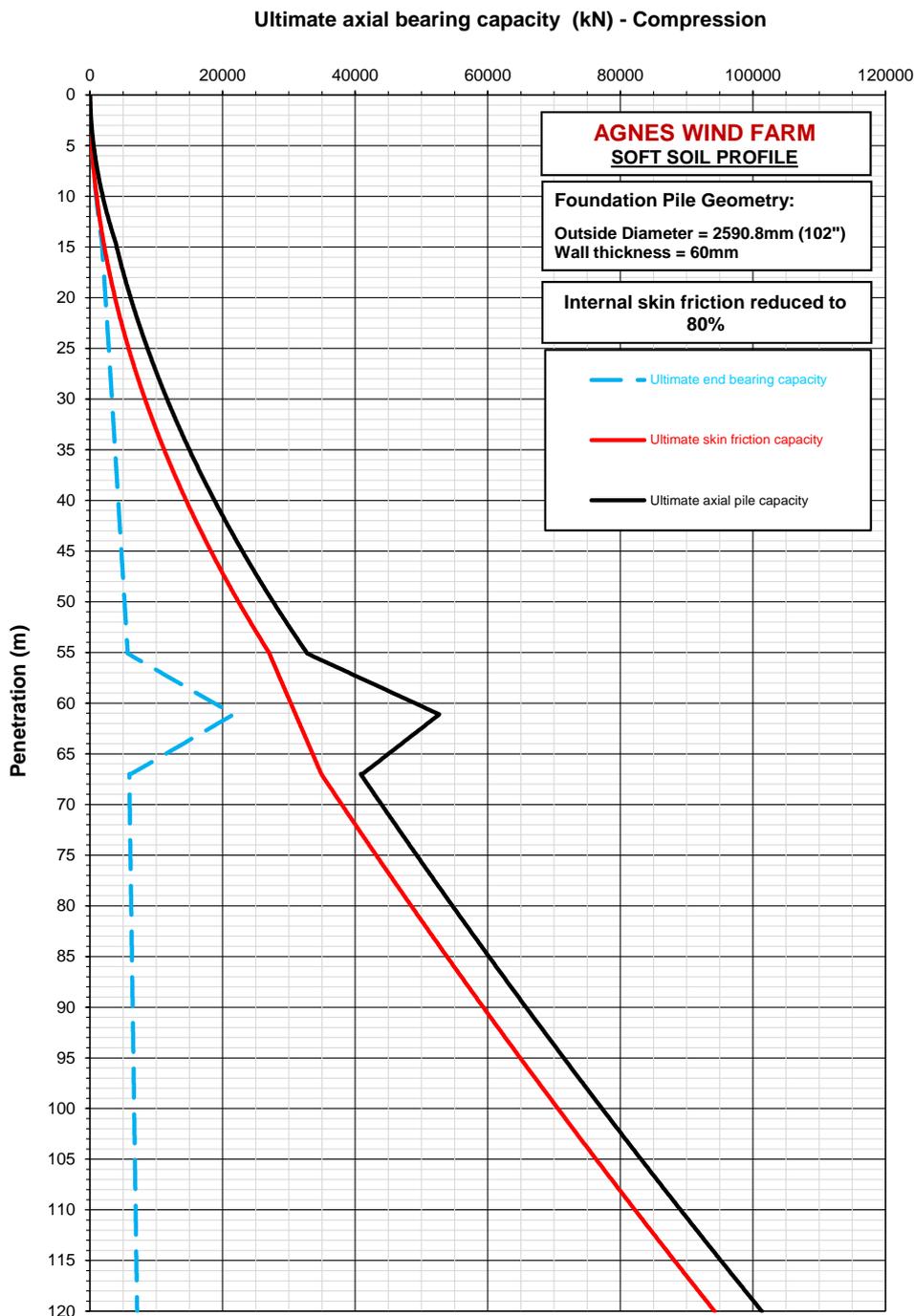


Figura 15: Resistenze assiali ultime (non fattorizzate) - Palo diametro 2590.8mm (102") – Profilo "Soft"

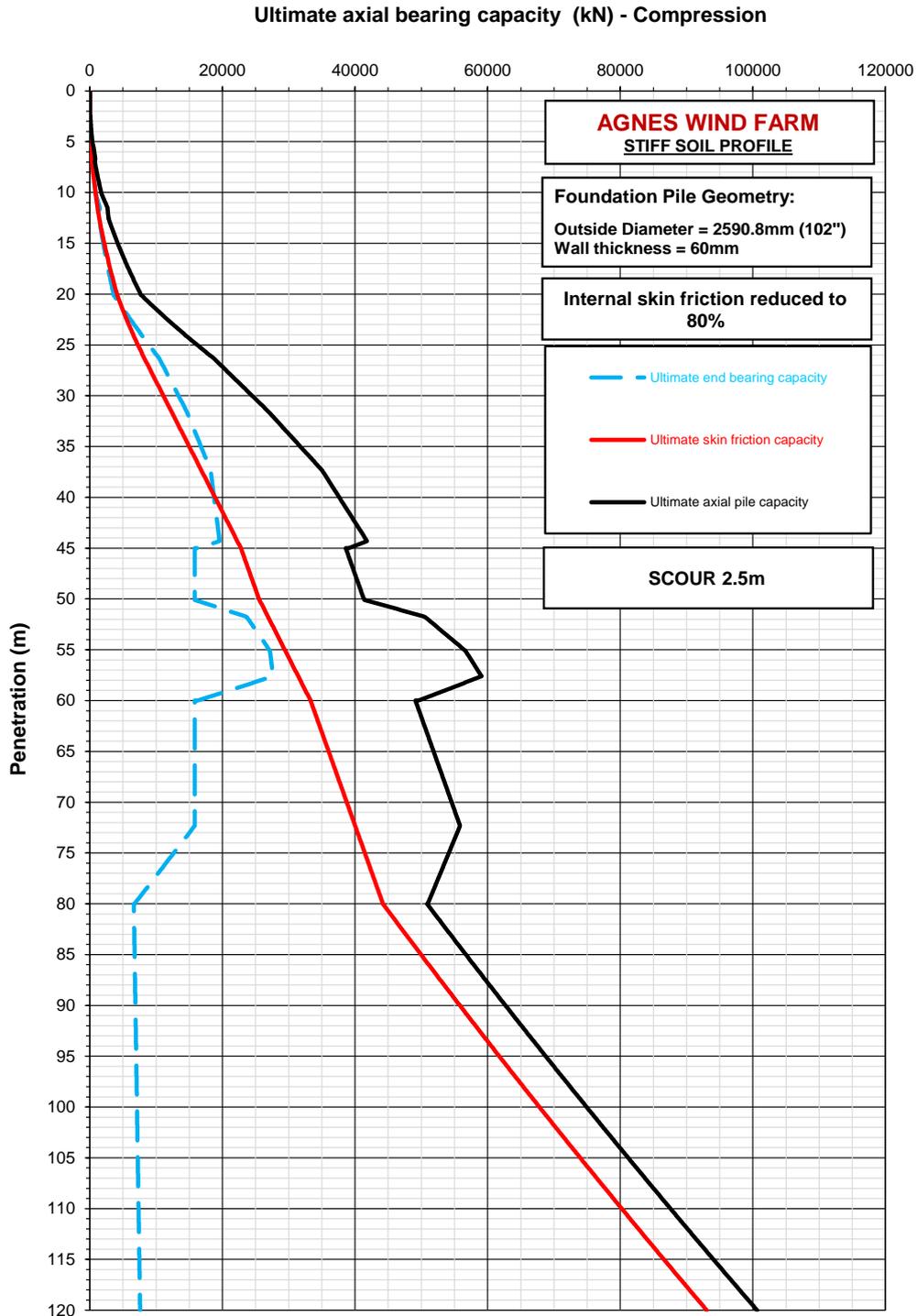


Figura 16: Resistenze assiali ultime (non fattorizzate) - Palo diametro 2590.8mm (102") – Profilo "Stiff"



6.2.2 Geometria di palo n. 2 (Monopile)

Sulla base dei profili geotecnici “Soft” e “Stiff” definiti nel capitolo 2 e la metodologia di calcolo definita in ALLEGATO 1, si sono determinate le seguenti resistenze assiali ultime (non fattorizzate):

- Profilo geotecnico “Soft”: Figura 17;
- Profilo geotecnico “Stiff”: Figura 18.

Per la possibile presenza di materiali granulari sul fondale marino nel caso del profilo geotecnico “Stiff”, come anticipato, le capacità assiali dei pali sono state valutate assumendo uno spessore di erosione del fondale attorno ai pali pari a 1.5 m di spessore. Nel caso di profilo “Soft”, non sono stati considerati fenomeni erosivi alla luce della assunzione sulla presenza di materiali coesivi direttamente sul fondale, maggiormente stabili nei confronti dell’erosione.

Si evidenzia comunque che sarà necessario eseguire degli studi di erosione del fondale tenendo in conto della presenza del monopalo e delle condizioni meteomarine attese. Se necessario si dovrà ricorrere ad un intervento anti-erosivo al fine di garantire la stabilità delle condizioni del fondale intorno al monopalo e migliorare la rigidità orizzontale dello stesso.

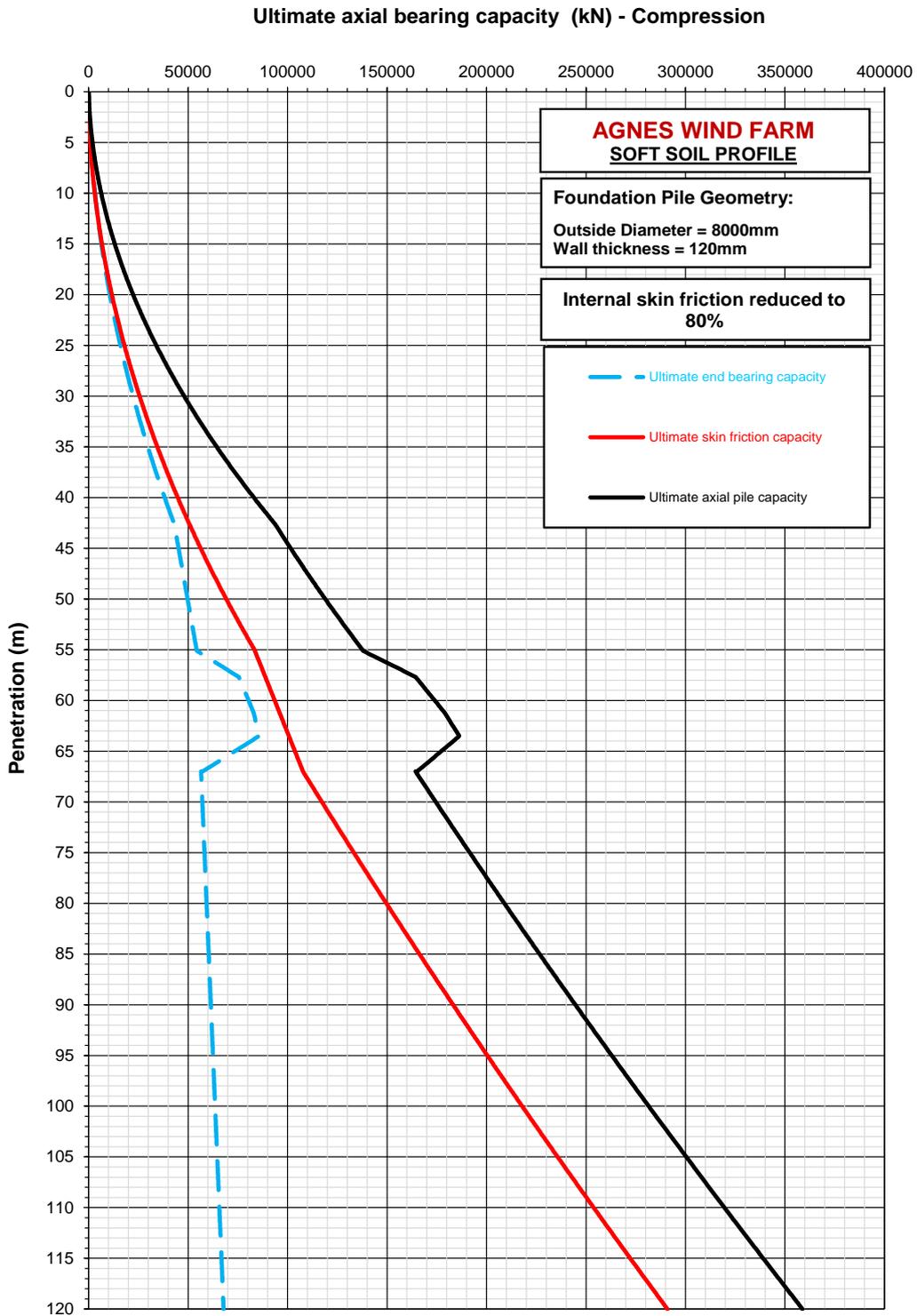


Figura 17: Resistenze assiali ultime (non fattorizzate) - Palo diametro 10000 mm – Profilo “Soft”

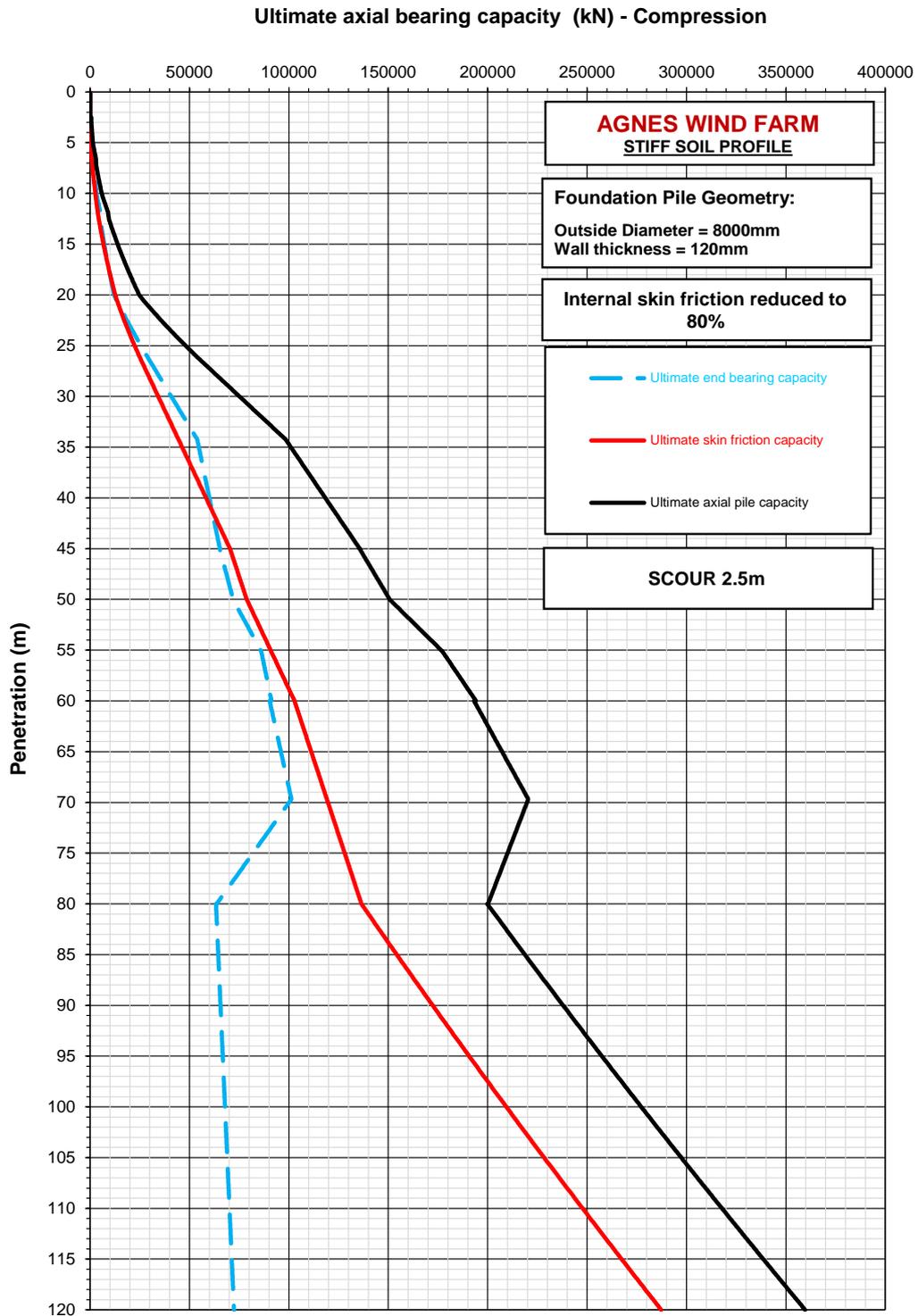


Figura 18: Resistenze assiali ultime (non fattorizzate) - Palo diametro 10000mm – Profilo “Stiff”



7. CURVE DI INTERAZIONE PALO-TERRENO

7.1 Comportamento assiale - curve t-z e q-z

La relazione tra il trasferimento a taglio delle resistenze del terreno lungo il fusto del palo e lo spostamento verticale è descritta utilizzando le curve t-z. Allo stesso modo, la relazione tra la resistenza del di base del palo e lo spostamento assiale è descritta utilizzando le curve q-z. Le curve da adottare nelle analisi di interazione assiale palo-terreno all'interno del modello strutturale sono da selezionare secondo le raccomandazioni API RP 2GEO (API2GEO, 2011).

7.1 Comportamento a carichi orizzontali - curve p-y

Il comportamento di pali caricati orizzontalmente può essere modellato mediante le curve p-y. Le curve da adottare nelle analisi di interazione assiale palo-terreno all'interno del modello strutturale sono da selezionare secondo le raccomandazioni API RP 2GEO (API2GEO, 2011).

Nel dettaglio, in corrispondenza dei materiali argillosi, sono da assumere i seguenti modelli:

- Modello "Soft Clay" per materiale argilloso caratterizzato da resistenza a taglio non drenato fino a 100kPa;
- Modello "Stiff Clay" per materiale argilloso caratterizzato da resistenza al taglio non drenata superiore a 100kPa.

Con riferimento al materiale granulare, invece, è da adottare il modello API Sand.

7.1.1 Considerazioni in merito ai pali di grande diametro

I modelli di curve p-y citati al precedente paragrafo sono tradizionalmente utilizzati per pali battuti offshore, ma sono stati sviluppati diversi anni fa a partire da dati sperimentali di prove di carico laterale su pali con diametri compresi tra 0.3 e 0.6m, cioè su pali molto più piccoli di diametro rispetto a quelli di interesse per il presente rapporto.

Il fenomeno di interazione palo terreno è molto complesso, soprattutto in presenza di carichi ciclici, ma è anche un argomento recentemente particolarmente studiato in letteratura a seguito degli sviluppi di campi eolici offshore e dell'adozione di monopali con diametri sempre maggiori. Quello che è possibile attendersi in base alla tipologia di terreni in sito è riassunto nel seguito:

MATERIALI SABBIOSI:

- ci si attende che le curve p-y valutate con i modelli API tendano in particolar modo a sottostimare leggermente le rigidità a piccole deformazioni ma al contempo anche a sovrastimarle a grandi deformazioni.
- l'effetto dei carichi ciclici sembra sottostimato con le formulazioni API, in particolare per i monopali dove per ovvie ragioni risultano preponderanti.



Dal momento che il caso di materiale sabbioso è quello che influenza il comportamento del profilo “stiff”, si è ritenuto non necessario in questa fase di studio affrontare una modellazione molto più sofisticata che tenga in conto sia dell’incremento di rigidità per piccole deformazioni che la riduzione maggiore (rispetto alle API) per effetto dei carichi ciclici a grandi deformazioni. Tali aspetti andranno però ulteriormente valutati nelle future fasi progettuali, soprattutto se verrà scelta la soluzione su monopalo che risulta più influenzata dal comportamento a carichi orizzontali rispetto alla soluzione su jacket.

MATERIALI ARGILLOSI:

- ci si attende che le curve p-y valutate con i modelli API vadano a sovrastimare le deformabilità.

Dal momento che i materiali argillosi caratterizzano in particolar modo il profilo “soft”, tale sottostima delle rigidità risulta in questa fase progettuale a favore di sicurezza e pertanto è stato ritenuto adeguato vista la mancanza di dati geotecnici specifici per l’area di studio.



8. CONCLUSIONI E CONSIDERAZIONI PER LE FASI DI PROGETTO FUTURE

Lo scopo principale della presente relazione geotecnica è stato quello di definire le condizioni geotecniche di massima attese nelle aree dei parchi eolici offshore Romagna 1 e Romagna 2 principalmente sulla base dei dati a disposizione degli scriventi nelle aree di interesse. Vista la fase preliminare di progettazione non si dispone infatti di dati geotecnici locali e pertanto è necessario considerare che nelle successive fasi di progetto dovranno essere affrontate diverse tematiche geotecniche e sismiche.

Si sono inoltre valutate le condizioni sismiche in termini di accelerazione di picco (PGA) orizzontale in corrispondenza del fondale marino in condizioni di campo libero per due tempi di ritorno di riferimento (1000 anni e 475 anni).

Sulla base dei profili geotecnici definiti si sono poi calcolate le resistenze assiali per due geometrie di pali (diametro 2.5908 m e diametro 10 m) e le rispettive curve non lineari di interazione palo-terreno (curve p-y, t-z e q-z).

Per completezza vengono riportate nel seguito le principali tematiche geotecniche e sismiche che si ritiene di dover sviluppare nelle future fasi progettuali.

Dati Geotecnici

Dovranno essere pianificate ed eseguite delle campagne di indagine geotecniche dettagliate in corrispondenza delle posizioni delle torri eoliche. I dati geotecnici raccolti dovranno essere integrati con i dati geofisici al fine di creare un modello del terreno per meglio identificare le variabilità attese nelle aree di interesse. Dovrà nel caso essere valutata anche una integrazione del rilievo geofisico.

Erosione del fondale marino indotta dalla presenza delle torri eoliche

Dovranno essere pianificati degli studi di erosione del fondale marino al fine di identificare la necessità o meno di dover ricorrere a interventi anti-erosivi per proteggere le fondazioni, qualora risulterà necessario sulla base delle evidenze dello studio e le valutazioni ingegneristiche sulle strutture di fondazione e sui cavi elettrici.

Dati Sismici

Dovrà essere effettuato uno studio di rischio sismico (PSHA) al fine di definire il rischio sismico nell'area di progetto e permettere la progettazione delle strutture e la valutazione del rischio di liquefazione dei terreni. L'area in oggetto è infatti interessata da fenomeni sismici e i sedimenti granulari presenti possono essere soggetti a perdita di resistenza per effetto dei carichi ciclici indotti durante un terremoto. Questi aspetti dovranno essere affrontati e tenuti in conto nelle future fasi progettuali sulla base dei dati geotecnici di sito.



Progettazione geotecnica

La progettazione geotecnica delle fondazioni dovrà tenere in conto dei risultati degli studi elencati precedentemente e soprattutto delle risultanze della campagna geotecnica offshore. In aggiunta, soprattutto se verrà scelta la soluzione con monopalo, si dovranno valutare nel dettaglio i comportamenti a carichi orizzontali al fine di modellare nel miglior modo possibile le rigidezze flessionali anche in presenza di sollecitazioni cicliche, come discusso anche nel paragrafo 7.1.1.



Bibliografia

- 19901-2:2017, I. (s.d.). Petroleum and natural gas industries - Specific requirements for offshore structures - Part 2 Seismic design procedures and criteria.
- Agnes_Srl. (2022, 07 13). Corografia di Inquadramento - Area Offshore. *Doc. n. AGN_COR_OFFSHORE*.
- API2GEO. (2011, April). ISO 19901-4:2003 (Modified), Petroleum and natural gas industries - Specific requirements for offshore structures, Part 4—Geotechnical and foundation design considerations. *ANSI/API RECOMMENDED PRACTICE 2GEO*.
- API-RP-2A. (2014, November). Recommended Practice for Planning Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design. *API RECOMMENDED PRACTICE 2A-WSD*.
- DM2018. (s.d.). Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018.
- Golder_Associates_srl. (2022, Agosto 10). Progetto AGNES - Indagini Geofisiche - Bozza Preliminare.
- Regione Emilia-Romagna. (2021, Novembre). Messa in Sicurezza di Tratti Critici del Litorale nelle Province di Rimini, Forli-Cesena e Ravenna con Sabbie Sottomarine da Aree Off-Shore.
- Definizione delle Zone Sismogenetiche: <http://zonesismiche.mi.ingv.it>
- Analisi di pericolosità sismica MPS04 (ingv.it): <http://esse1-gis.mi.ingv.it>



ALLEGATO 1 – CALCOLO RESISTENZE ASSIALI CON IL METODO API2GEO

Per la valutazione della capacità portante assiale limite (resistenze di calcolo) è stato utilizzato il metodo indicato nelle raccomandazioni API, i cui dettagli sono richiamati nel presente paragrafo.

La capacità portante limite dei pali è calcolata mediante la seguente espressione:

$$Q_u = Q_s + Q_b + Q_{ba} = \sum (f_s A_s) + q_b A_b + q_{ba} A_{ba}$$

dove:

- Q_u = capacità portante limite;
- Q_s = resistenza laterale;
- Q_b = resistenza di base riferita alla sezione interna del palo;
- Q_{ba} = resistenza di base calcolata con riferimento alla sola sezione anulare;
- f_s = attrito unitario laterale;
- A_s = area laterale;
- q_{ba} = resistenza unitaria di base riferita alla sola sezione anulare;
- q_b = resistenza unitaria di base riferita alla sezione interna del palo;
- A_b = area di base sezione interna del palo;
- A_{ba} = area di base sezione anulare.

In accordo alla metodologia di installazione (pali tubulari a base aperta) la componente resistente di base è definita come la minore tra la resistenza calcolata sulla base chiusa (condizione di palo “tappato”) e quella corrispondente all’attrito laterale sulle pareti interne (condizione di palo “stappato”), ridotta con un fattore 0.8 rispetto a quella valutata sulle pareti esterne al fine di tener conto della possibile minore lunghezza della carota di terreno interna a seguito delle condizioni di installazione per battitura non esattamente prevedibili a priori.

La portata specifica di base per materiali coesivi è definita come:

$$q_b = 9 \times C_u$$

Per materiali granulari, la portata specifica di base è invece calcolata mediante la seguente relazione:

$$q_b = N_q \sigma'_v \leq q_{b,max}$$

dove:

- N_q = fattore di capacità portante (dipendente dal tipo di materiale e dal grado di addensamento);
- σ'_v = tensione verticale efficace alla profondità di calcolo;
- $q_{b,max}$ = portata specifica di base “limite” così come definito dalle API RP-2-WSD (dipendente dal tipo di materiale e dal grado di addensamento).

Nell’utilizzo delle espressioni sopra riportate in terreni stratificati si avrà l’accortezza di limitare la pressione ultima di base in prossimità del limite di passaggio con uno strato di resistenza differente. In particolare, entro i primi 3 diametri di affondamento in uno strato più resistente di quello sottostante, la portata di base



del palo sarà valutata interpolando fra il valore corrispondente allo strato superiore meno resistente e quello dello strato più resistente. Analogamente ci si comporterà nella fascia di spessore di 3 diametri del palo in prossimità del limite inferiore dello strato più resistente.

L'aderenza laterale limite per materiali coesivi è definita come:

$$f_{si} = (\alpha \times C_u)$$

dove il parametro α è valutato come segue:

$$\alpha = 0.5 \Psi^{-0.5} \leq 1 \quad \text{per } \Psi \leq 1 \quad (\Psi = C_u / \sigma'_v);$$

$$\alpha = 0.5 \Psi^{-0.25} \leq 1 \quad \text{per } \Psi \geq 1 \quad (\Psi = C_u / \sigma'_v).$$

Per i materiali granulari l'aderenza laterale è calcolata invece mediante la seguente relazione:

$$f_s = \beta \sigma'_v = k \sigma'_v \tan(\delta) \leq f_{s,max}$$

dove:

- β = coefficiente di attrito (dipendente dal tipo di materiale e dal grado di addensamento);
- k = coefficiente di spinta laterale, assunto pari a 0.8;
- σ'_v = tensione verticale efficace;
- $\delta = (\phi' - 5^\circ)$ = angolo di attrito palo terreno;
- $f_{s,max}$ = attrito laterale limite (dipendente dal tipo di materiale e dal grado di addensamento così come definito dalle API RP-2-WSD).