



Comune di Rimini

DIREZIONE GENERALE  
Settore Infrastrutture e Qualità Ambientale

# AVAMPORTO DI RIMINI

## COMPLETAMENTO OPERE DI DIFESA FORANEE

“Fondo per la progettazione di fattibilità delle infrastrutture e degli insediamenti prioritari per lo sviluppo del Paese, nonché per la project review delle infrastrutture già finanziate - secondo l'art. 202 del Codice dei Contratti Pubblici (Dlgs 50/2016 e s.m.i.), definito dal Decreto del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti n. 171 del 10 maggio 2019 e dal Decreto direttoriale n. 8060 dell'8 agosto 2019”

## PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA



### ELABORATO: RELAZIONE GEOLOGICO - GEOTECNICA E SISMICA

Codice elaborato: S20162-P1-RE-02-0

#### PROGETTISTI:

Ing. Matteo Bernardi

Ing. Nicolò Albani

Ing. Davide Merli



REV.	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
0	29/07/2022	Ing. E. Muscolino	Geol. A. Mastrangelo	Ing. M. Bernardi
1				
2				

#### RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Alberto Dellavalle

#### SUPPORTO AL RUP:

Ing. Massimo Paganelli

Ing. Enrico Miani

Dott. ssa Elena Favi

RIMINI

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>6</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>8</b>
	2.1 NORMATIVA .....	8
	2.2 DOCUMENTAZIONE TECNICA .....	8
<b>3</b>	<b>UBICAZIONE E GEOMORFOLOGIA.....</b>	<b>10</b>
<b>4</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE.....</b>	<b>12</b>
	4.1 ASSETTO GEOLOGICO .....	12
	4.2 ASSETTO STRATIGRAFICO.....	13
<b>5</b>	<b>CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE .....</b>	<b>20</b>
<b>6</b>	<b>INDAGINI GEOGNOSTICHE .....</b>	<b>24</b>
	6.1 INDAGINI PREGRESSE .....	24
	6.2 CAMPAGNA INDAGINI 2021 SGT .....	24
<b>7</b>	<b>STRATIGRAFIA E LITOLOGIA .....</b>	<b>26</b>
	7.1 INTERPRETAZIONE DA INDAGINI PREGRESSE.....	26
	7.2 CRITERI PER LA CLASSIFICAZIONE LITOLOGICA DA PROVE CPT .....	27
	7.3 INTERPRETAZIONE DELLE CPTU 2021 E CARATTERIZZAZIONE LITOLOGICA DEGLI STRATI DI TERRENO INDAGATI.....	27
	7.4 STRATIGRAFIA DEL SITO.....	29
<b>8</b>	<b>CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI .....</b>	<b>30</b>
	8.1 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELLE UNITÀ LITOLOGICHE A PARTIRE DALLE INDAGINI GEOTECNICHE DISPONIBILI .....	30
	8.1.1 Peso di volume.....	30
	8.1.2 Plasticità .....	30
	8.1.3 Parametri di resistenza al taglio.....	30
	8.1.4 Grado di sovraconsolidazione.....	32
	8.1.5 Deformabilità .....	32
	8.1.6 Permeabilità.....	32
	8.2 SINTESI DELLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	33
<b>9</b>	<b>PERICOLOSITÀ SISMICA .....</b>	<b>34</b>
	9.1 SISMICITÀ DELL'AREA.....	34
	9.1.1 Categoria di sottosuolo .....	36
	9.1.2 Condizioni topografiche .....	36

---

9.1.3	Definizione dell'azione sismica .....	37
<b>9.2</b>	<b>RISCHIO LIQUEFAZIONE DEI TERRENI .....</b>	<b>41</b>
9.2.1	Introduzione.....	41
9.2.2	Valutazione del rapporto di tensione ciclica CSR.....	43
9.2.3	Valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR .....	43
9.2.4	Parametri relativi alla zona in esame per l'analisi di liquefazione .....	44
9.2.5	Risultati delle analisi di liquefazione.....	45
<b>10</b>	<b>CENNI SU CRITICITÀ GEOLOGICO – GEOTECNICHE CON IMPLICAZIONI PROGETTUALI .....</b>	<b>47</b>

**ALLEGATO 1 INDAGINI GEOGNOSTICHE PREGRESSE**

**ALLEGATO 2 INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITU CONDOTTE DA SGT NEL 2021**

**ALLEGATO 3 ELABORAZIONE DELLE PROVE CPTU CONDOTTE DA SGT NEL 2021**

**ALLEGATO 4 CALCOLO DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE**

## FIGURE

FIGURA 1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DELL'AREA DI STUDIO, OTTENUTO DA ORTOFOTO RER 2017, SCALA GRAFICA .....	6
FIGURA 2 GEOMORFOLOGIA COSTIERA (DA SITO SGSS EMILIA ROMAGNA) .....	11
FIGURA 3 SCHEMA TETTONICO DELLA PIANURA PADANA.....	12
FIGURA 4 UBICAZIONE SEZIONE GEOLOGICA PROFONDA E AREA DI PROGETTO .....	13
FIGURA 5 SEZIONE GEOLOGICA 147 E LEGENDA .....	14
FIGURA 6 SEZIONE GEOLOGICA LONGITUDINALE DELLA CONOIDE DEL MARECCHIA (DA SERVIZIO GEOLOGICO D'ITALIA – REGIONE EMILIA-ROMAGNA 2005) .....	15
FIGURA 7 CONOIDE DEL FIUME MARECCHIA .....	16
FIGURA 8 CARTA GEOLOGICA DELL'AREA IN ESAME .....	17
FIGURA 9 CARTA DELLE ISOBATE DELLE COPERTURE .....	19
FIGURA 10 SCHEMA STRATIGRAFICO DEI DEPOSITI PLIO-QUATERNARI DEL BACINO PADANO, CON INDICAZIONE DELLE PRINCIPALI UNITÀ STRATIGRAFICHE, SEQUENZE DEPOSIZIONALI ED UNITÀ IDRO-STRATIGRAFICHE (MODIFICATO DA REGIONE EMILIA-ROMAGNA & ENI-AGIP, 1998). .....	20
FIGURA 11 SUPERFICIE PIEZOMETRICA MEDIA DELLA CONOIDE DEL MARECCHIA (2001-2012, SEVERI ET AL., 2014) .....	22
FIGURA 12 ANDAMENTO DELLA BASE DEL PRIMO ACQUIFERO A1.....	23
FIGURA 13 CARATTERIZZAZIONE LITOLOGICA IN BASE ALLA MISURA DI RESISTENZA ALLA PUNTA $R_p$ E LATERALE $R_l$ DA PROVE CPT (SCHMERTMANN, 1978) .....	27
FIGURA 14 INTERPRETAZIONE DELLE CPTU SECONDO LO SCHEMA DI ROBERTSON (2016) .....	28
FIGURA 15 CORRELAZIONE FRA ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO E INDICE PLASTICO PER ARGILLE NORMAL CONSOLIDATE IN FUNZIONE DEL GRADO DI RIMANEGGIAMENTO (LADD ET AL., 1977, BJERRUM E SIMONS, 1960).....	31
FIGURA 16 CORRELAZIONE TRA $C'$ E $\sigma'_p$ (MESRI E ABDEL-GHAFFAR, 1993) .....	31
FIGURA 17 ZONE SISMOGENETICHE PER LA MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE DI RIFERIMENTO. IN ROSSO L'AREA DI RIMINI	35
FIGURA 18 VALORI DI $M_{wmax}$ PER LE ZONE SISMOGENETICHE DI ZS9 .....	35
FIGURA 19 SPETTRI DI RISPOSTA (COMPONENTI ORIZZONTALI E VERTICALI) PER SLV .....	40
FIGURA 20 A) CURVA GRANULOMETRICA PER $UC < 3.5$ B) CURVA GRANULOMETRICA PER $UC > 3.5$ .....	41
FIGURA 21 $R_D$ FUNZIONE DELLA PROFONDITÀ .....	43
FIGURA 22 MFS FUNZIONE DELLA MAGNITUDO .....	44
FIGURA 23 CONFRONTO LPI CON DIVERSI METODI PER LE 3 CPTU CASO 1.....	45
FIGURA 24 CONFRONTO LPI CON DIVERSI METODI PER LE 3 CPTU CASO 2.....	46
FIGURA 25 CONFRONTO LPI CON DIVERSI METODI PER LE 3 CPTU CASO 3.....	46

## TABELLE

TABELLA 1 CORRISPONDENZA TRA UNITÀ GEOLOGICHE (SINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE – AES, SINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO INFERIORE – AEI, FORMAZIONE DELLE SABBIE GIALLE – IMO E UNITÀ IDRO-STRATIGRAFICHE (GRUPPI E COMPLESSI ACQUIFERI) 21

TABELLA 2 CARATTERIZZAZIONE LITOLOGICA IN BASE ALLA MISURA DI RESISTENZA ALLA PUNTA  $R_p$  E LATERALE  $R_L$  DA PROVE CPT (BEGEMANN, 1965)..... 27

TABELLA 3 STRATIGRAFIA DESUNTA DALLE INDAGINI CPTU-2021 ..... 29

TABELLA 4 STRATIGRAFIA PENETROMETRIE STATICHE CPTU ..... 29

TABELLA 5 STIMA DEL COEFFICIENTE DI PERMEABILITÀ DEL TERRENO ( $k$ ) A PARTIRE DA  $I_c$  (SBTN CHART, ROBERSTON 2010) ..... 33

TABELLA 6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELLE UNITÀ LITOLOGICHE ..... 33

TABELLA 7 VALORI DEI PARAMETRI  $A_G$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  ..... 40

# 1 PREMESSA

Il presente documento è redatto nell'ambito del "Progetto di fattibilità tecnica ed economica" per la realizzazione dell'intervento denominato "Avamposto di Rimini". In Figura 1 è riportata una foto da satellite con l'indicazione dell'area oggetto di studio.

Il D.M. 17/01/2018 (Norme Tecniche sulle Costruzioni) nella parte relativa alla progettazione geotecnica (capitolo n. 6) introduce il concetto di modello geologico del sito che consiste nella "ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio, descritti e sintetizzati dal modello geologico di riferimento". La definizione della "pericolosità geologica del territorio" deve costituire un elemento utile nella progettazione geotecnica per "inquadrare i problemi geotecnici" e definire il programma delle indagini geotecniche.

Lo studio condotto dagli scriventi per la stesura della presente relazione raccoglie e sintetizza le informazioni disponibili per il sito derivanti da indagini geognostiche realizzate per la presente fase progettuale e da indagini pregresse, sia quelle realizzate nell'ambito del progetto CARG dal 1980 in poi, disponibili presso il database della Regione Emilia Romagna, consultabile on-line, che quelle condotte in occasione della realizzazione del Piano Particolareggiato denominato "Centro La Prua", già a disposizione degli scriventi.

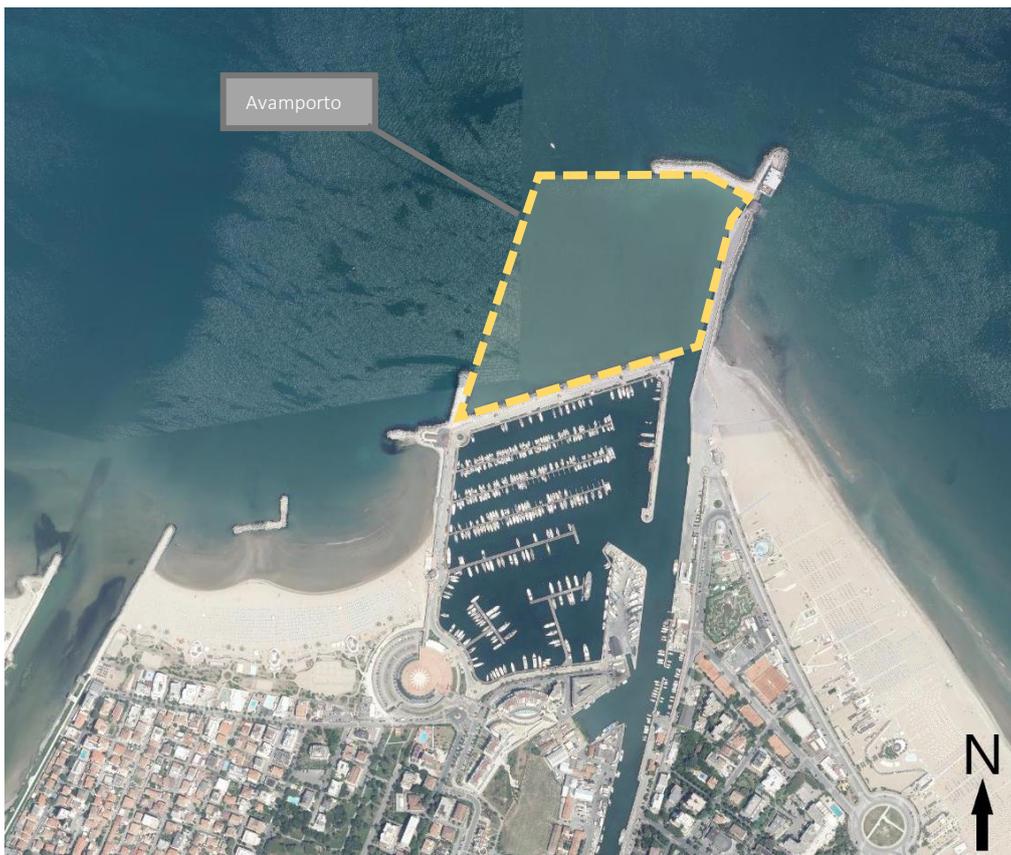


Figura 1 Inquadramento geografico dell'area di studio, ottenuto da ortofoto RER 2017, scala grafica

Sulla base di tali dati, verranno di seguito descritte le principali peculiarità di carattere geologico e geotecnico dell'area connesse alla realizzazione dell'intervento in progetto. In sintesi, saranno trattati i seguenti argomenti:

- normativa e documentazione tecnica di riferimento;
- ubicazione e geomorfologia del sito;
- inquadramento geologico generale;
- caratteristiche idrogeologiche;
- descrizione delle indagini geognostiche disponibili;
- ricostruzione del modello stratigrafico di riferimento;
- caratterizzazione geotecnica di massima;
- pericolosità sismica di base;
- cenni sulle criticità geologico – geotecniche con implicazioni progettuali.

## 2 **NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO**

### 2.1 **NORMATIVA**

- Rif [1] O.P.C.M. n.3274 del 20/03/2003 e s.m.i., "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modifiche ed integrazioni;
- Rif [2] O.P.C.M. n.3519 del 28/04/2006, "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone";
- Rif [3] D.G.R. Emilia Romagna 1164 del 23/07/2018, "Aggiornamento della classificazione sismica di prima applicazione dei comuni dell'Emilia Romagna"
- Rif [4] DM 17-01-18 "Norme Tecniche per le Costruzioni";
- Rif [5] CM n.35 del 11/02/2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» do cui al D.M. 17/01/2018;
- Rif [6] Raccomandazioni AGI giugno 1977 "Programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche";
- Rif [7] UNI EN 1997-1 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- Rif [8] UNI EN 1997-2 - Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.

### 2.2 **DOCUMENTAZIONE TECNICA**

- Rif [9] PRO.CO.GEO., "Genio Civile Rimini, Attracco Porto Canale Rimini, Prove Penetrometriche Statiche nr. 1 e 2" (denominate C230A e C230B presso database RER), Marzo – Aprile 1981;
- Rif [10] PRO.CO.GEO., "Marina di Rimini Spa, Nuova Darsena, San Giuliano a Mare, Prove Penetrometriche Dinamiche nr. 1, 2, 3 e 4" (denominate D112, D113, D114 e D115 presso database RER), 1983;
- Rif [11] PRO.CO.GEO., "Comune di Rimini, Variante P.R.G.V. San Giuliano n.1, Prova Penetrometrica Dinamica nr. 8" (denominata D119 presso database RER), 24.07.1989;
- Rif [12] PRO.CO.GEO., "Comune di Rimini, Variante P.R.G.V. San Giuliano n.7, Prove Penetrometriche Statiche nr. 5 e 9" (denominata C116 e C120 presso database RER), 20.08.1989;
- Rif [13] Regione Emilia Romagna, Servizio Cartografico e Geologico, "Profilo riassuntivo dei sondaggi stratigrafici 256 PRG-S6 S14 "Molo di Rimini"" (denominati P507 e P517 presso database RER), 2005;
- Rif [14] Studio TI scarl, "Comune di Rimini, PRG-S14" (denominate P4003 presso database RER), Agosto, 1996;
- Rif [15] Geo Emme 2., "Comune di Rimini, Parco Spiaggia Marina Centro, Prova Penetrometrica Statica nr. 1" (denominate C384 presso database RER), Marzo 2001;
- Rif [16] Geo Emme 2., "Comune di Rimini, Nuova Darsena Rimini, Sondaggi Geognostici S1, S2, S3, S4, S5 ed S6, Prove Penetrometriche Statiche CPT1, CPT2, CPT3, CPT4, CPT5 e CPT6" (sondaggio S4 denominato D4018 presso database RER, non presenti gli altri), Maggio 2006;

- 
- Rif [17] Hera Spa, “PSBO Comune di Rimini, Vasche di Laminazione AUSA, Piazzale Kennedy, Rimini: C14017909 – Indagini Geognostiche”, 09/09/2014;
- Rif [18] Spallarossa D., Barani S., 2007. Disaggregazione della pericolosità sismica in termini di M-R-ε. Progetto DPC-INGV S1, Deliverable D14, <http://esse1.mi.ingv.it/d14.html>;
- Rif [19] S.G.T. sas di Van Zutphen Albert &c., “Avamposto di Rimini, Prove Penetrometriche Statiche con Piezocono CPTU1, CPTU2 e CPTU3”, Aprile 2021;
- Rif [20] Avamposto di Rimini, Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica, elaborato nr. S20162-PP-TV02-0 Planimetria attuale;
- Rif [21] Avamposto di Rimini, Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica, elaborato nr. S20162-PP-TV03-0 Rilievo batimetrico dell'area oggetto di intervento;
- Rif [22] Avamposto di Rimini, Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica, elaborato nr. S20162-PP-TV04-0 Planimetria delle indagini geognostiche e sezioni stratigrafiche.

### 3 UBICAZIONE E GEOMORFOLOGIA

L'area in studio è parte del demanio marittimo amministrato dal Comune di Rimini, ed è situata nel tratto di mare Adriatico prospiciente l'imboccatura del Porto Canale di Rimini, ad est della foce del fiume Marecchia.

L'avamposto si svilupperà su una superficie attualmente delimitata ad Est dal molo di Levante "Capitan Giulietti" ed a Sud in parte dall'antemurale della darsena "Marina di Rimini" e per la restante parte dall'imboccatura stessa del Porto Canale. Ad Ovest ed a Nord l'area di intervento è attualmente aperta al mare, e risulta solo parzialmente schermata da due dighe a scogliera realizzate recentemente.

La morfologia del fondale marino è regolare con fondali sabbiosi che digradano con pendenza circa pari a 1:150 verso mare. Data la morfologia pianeggiante non si rinviene alcuna evidenza di fenomeni gravitativi. Le caratteristiche unità morfologiche del paesaggio costiero quali cordoni e dune sabbiosi sono scomparse lasciando spazio alle opere d'arte costituenti la darsena, il molo di levante e le scogliere.

In generale l'estensione lineare del tratto costiero consente una azione piuttosto regolare da parte delle correnti litorali e delle mareggiate, con la formazione di una fascia sabbiosa estesa anche a distanza dalle foci fluviali, le quali costituiscono le fonti di alimentazione per lo sviluppo del sistema deposizionale litorale.

I sedimenti sono movimentati regolarmente dalle correnti litoranee, ed occasionalmente, con ricorrenza stagionale, dalle mareggiate. L'equilibrio tra deposizione ed erosione, e quindi la larghezza degli arenili dipende dall'intensità delle correnti, dall'esposizione alle mareggiate, dalla migrazione delle foci nel tempo e dalla presenza di manufatti trasversali quali porti, moli e barriere che modificano e condizionano il trasporto solido lungo-costa.

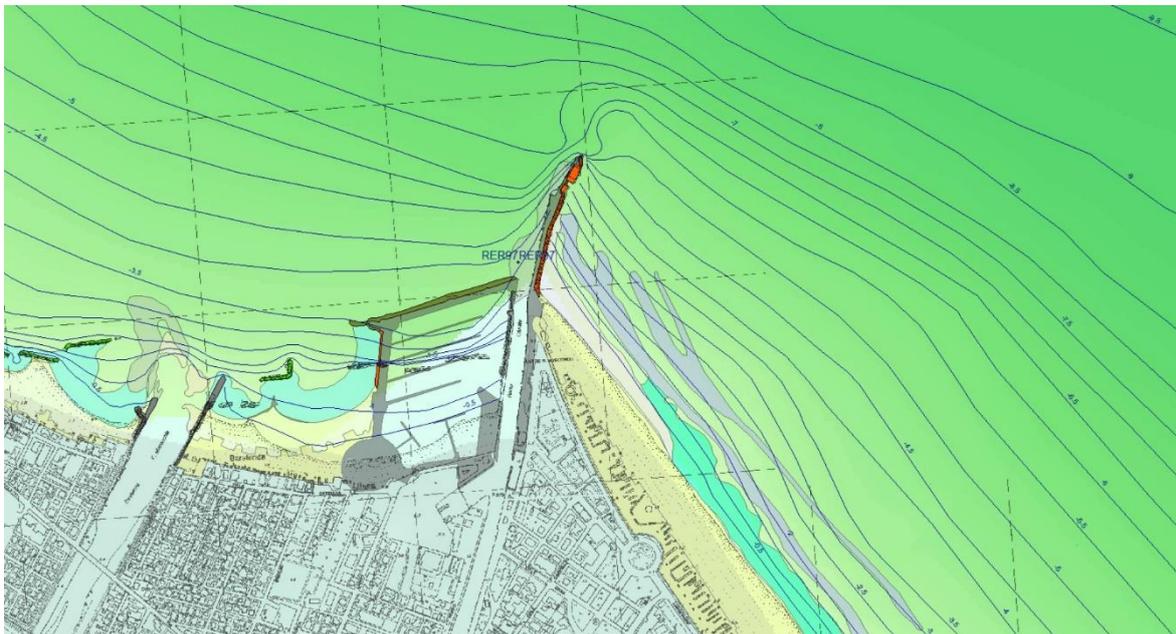
Nel caso specifico il Porto Canale di Rimini ha inciso sensibilmente sull'accrescimento dell'arenile a sud dello stesso, considerata la prevalenza di mareggiate da sud est almeno fino a qualche decennio fa.

La costruzione e l'ampliamento del molo di levante del porto canale di Rimini ha causato l'avanzata della spiaggia sul mare a sud del molo, con un accrescimento dell'arenile medio annuo di 1.79 mt, tra il 1820 e il 1970 ("L' Erosione Marina tra i Litorali di Cervia e Pesaro"; Antoniazzi A., 1976), ed una contemporanea erosione dei litorali a nord, da San Giuliano a Bellaria. A tale erosione si è posto parziale rimedio nel dopoguerra con opere di presidio e ripascimenti.

In particolare ad ovest della darsena l'arenile di San Giuliano a mare (spiaggia della "barafonda") è stato oggetto di numerosi interventi antropici messi in atto sia per porre rimedio all'erosione causata dalla costruzione del molo di levante e dalla deviazione della foce del Marecchia nel canale scolmatore, sia in conseguenza della realizzazione di nuove opere che oggi la delimitano sia ad ovest (argine destro dello scolmatore del Marecchia) che ad est (nuova darsena).

Mutate condizioni ambientali negli ultimi decenni hanno poi condotto allo scenario attuale, di sostanziale equilibrio anche per i litorali settentrionali: lo spostamento della foce del Marecchia a nord del porto, unitamente alla limitazione al prelievo di inerti dal letto del fiume, hanno ricostituito

il flusso di sedimenti verso nord, e parallelamente il calo in frequenza ed intensità delle mareggiate da sud est ha ridotto l'erosione degli arenili.



— Isobate anno 2000

**Opere 2005**

-  Difesa longitudinale aderente
-  Difesa longitudinale distaccata
-  Difesa trasversale
-  Foce armata
-  Infrastrutture minori

• Carotaggi a Mare

**Geomorfologia 2005 (1:5.000)**

-  Barra di foce
-  Basso fondo a barre
-  Basso fondo a ridosso di opere trasversali
-  Basso fondo a tombolo di retrobarriera
-  Basso fondo di foce fluviale
-  Basso fondo generico
-  Basso fondo misto
-  Difesa longitudinale distaccata
-  Foce armata
-  Infrastrutture minori
-  Molo
-  Spiaggia con infrastrutture
-  Spiaggia emersa
-  Terrazzo di bassa marea

Figura 2 Geomorfologia costiera (da sito SGSS Emilia Romagna)

## 4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

### 4.1 ASSETTO GEOLOGICO

L'Appennino centro-settentrionale è una catena costituita essenzialmente da pieghe e sovrascorrimenti sviluppatasi principalmente nel Terziario in seguito alla collisione tra due blocchi continentali rappresentati dalla zolla europea, o sardo/corsa, e dalla microplacca Adria o Apula o Adriatico-Padana, inizialmente connessa alla zolla africana (BOCCALETTI & GUAZZONE, 1972 - *Gli archi appenninici, il Mar Ligure ed il Tirreno nel quadro della tettonica dei bacini marginali retroarco*. Mem. Soc. Geol. It, 11, 201-216). Il processo di collisione tra queste due zolle continentali è stato preceduto dalla chiusura di un'area oceanica (unità Liguridi e Sub-liguridi, Toscani e Umbri) precedentemente interposta tra di esse.

La strutturazione dell'Appennino è strettamente connessa da un lato all'evoluzione estensionale del Mediterraneo occidentale e dall'altro al contemporaneo sotto-scorrimento del basamento padano-adriatico e delle coperture meso - cenozoiche al di sotto di quello ligure-toscano (TOMASELLI *et alii*, 1992 - *Sismicità dell'Appennino nord - occidentale*. St. Geol. Camerti, vol. spec. CROP 1/1A, 43-50) e della catena neofornata. Tale strutturazione ha portato le Unità tettoniche liguri e sub liguri con sovrapposte stratigraficamente le formazioni epiliguri a costituire una estesa coltre alloctona che a partire dal Miocene inferiore si accavalla via via sugli altri domini (quelli toscani e quelli umbro - marchigiani) sino al margine padano dell'Appennino; il fronte della catena, sepolto dai sedimenti quaternari padano - adriatici e deformato da sistemi di pieghe e *thrusts* strutturati in una serie di archi (PIERI & GROPPPI, 1981 - *Subsurface geological structure of the Po Plain (Italy)*. C.N.R. Prog. Fin. Geod. Pubbl. n°414, 1-13), si sviluppa nel Pliocene e nel Pleistocene.

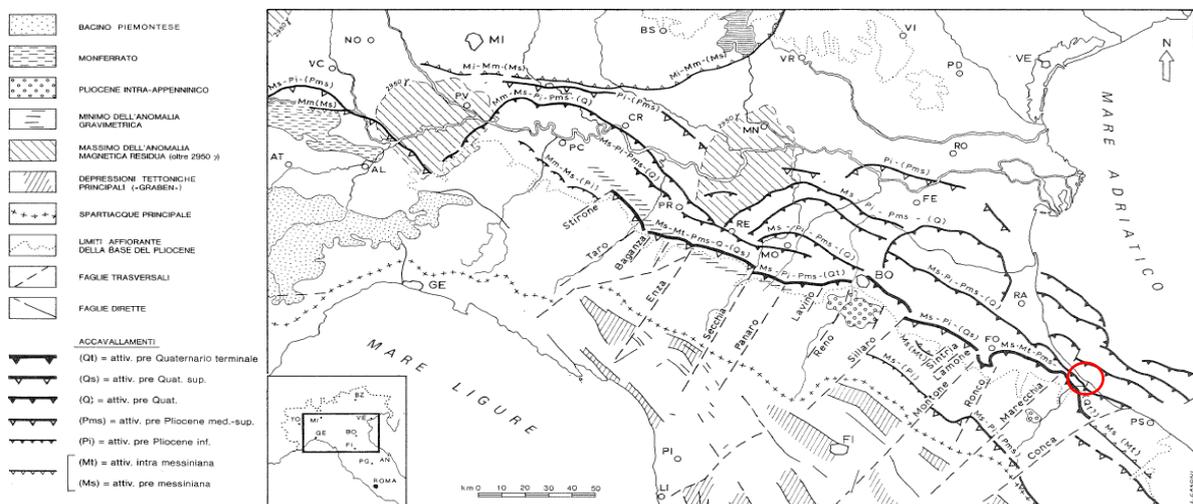


Figura 3 schema tettonico della Pianura Padana

La porzione di territorio entro cui s'individua il progetto di avamposto, è situata nella fascia pedeappenninica romagnola, lungo la quale sono presenti importanti strutture tettoniche sismicamente attive (vedi Figura 3 da A. Castellarin et alii, 1985; Giornale di Geologia vol. 47/1-2 "Analisi Strutturale del Fronte Appenninico padano"). Tale fascia, infatti, ricade all'interno della zona di compressione, connessa al lento movimento differenziale dell'Appennino settentrionale verso NE, che coinvolge tutto il margine padano - adriatico della catena.

Il bordo appenninico esterno e l'attuale fascia costiera sono il prodotto del sistema ad embrici e accavallamenti che regola il sollevamento e lo sviluppo della catena appenninica. Secondo le ricerche dell'AGIP (Pieri e Groppi, 1981; Subsurface Geological Structure of the Po Plane. Publ. 414 P.F. Geodinamica. CNR, 23 p.) la Pianura Padana meridionale costituisce una stretta fascia allungata parallelamente ai rilievi del bordo appenninico. La presenza di strutture tettoniche sepolte drappeggiate ed annegate da tali depositi, storicamente ipotizzata, è stata accertata attraverso la realizzazione di "sezioni sismiche".

Lungo il bordo appenninico esterno e la fascia di pianura antistante gli elementi strutturali accatastati vengono a formare un prisma di accrezione che per la complessa interferenza tra l'attività tettonica e quella sedimentaria assume i caratteri di una pronunciata fossa tettonica denominata "Avanfossa appenninico - adriatica" (Ori G.G., Roveri M. e Vannoni F., 1986; "Plio - Pleistocene Sedimentation in the Appenninic - Adriatic Foredeep Adriatic Sea". In: P.A. Allen, P. Homewood and G. Williams (eds.), Foreland Basins, International Association of Sedimentologists Special Publication, 8: 183 - 198, 1986).

L'intrecciarsi di complessi meccanismi sedimentari e tettonici hanno dato luogo alla formazione di bacini alla fronte e sulla parte retrostante degli accavallamenti traslando con essi all'interno della Avanfossa. Il risultato finale è quello di un consistente impilamento di sedimenti caratteristici della successione sedimentaria plio - pleistocenica della zona di studio.

## 4.2 ASSETTO STRATIGRAFICO

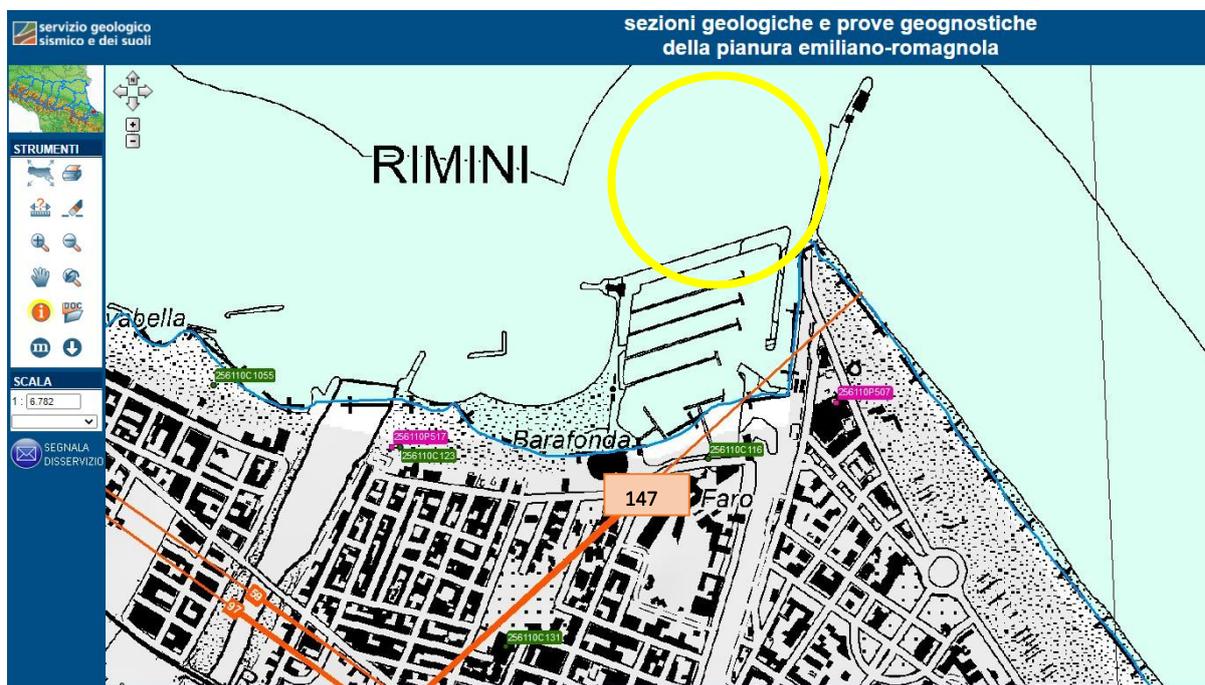


Figura 4 ubicazione sezione geologica profonda e area di progetto

Una ricostruzione del modello geologico è possibile attraverso la consultazione della Carta delle Sezioni Geologiche e Prove Geognostiche della Pianura Emiliano Romagnola.

La sezione n. 147 ("sezione costiera", ubicata circa 40 mt a sud ovest), ricostruita dal Servizio Geologico della Regione Emilia Romagna nell'ambito del progetto CARG, ed i dati stratigrafici

provenienti da studi di geologia del sottosuolo della conoide del Fiume Marecchia forniscono preziose informazioni circa la successione stratigrafica nell'area oggetto di intervento, fino a profondità di oltre 100m dal livello del mare.

Lo stralcio planimetrico di Figura 4 contiene la traccia della sezione 147 e l'indicazione con un cerchio in giallo dell'area dell'avamposto. La sezione 147 è riportata in Figura 5.

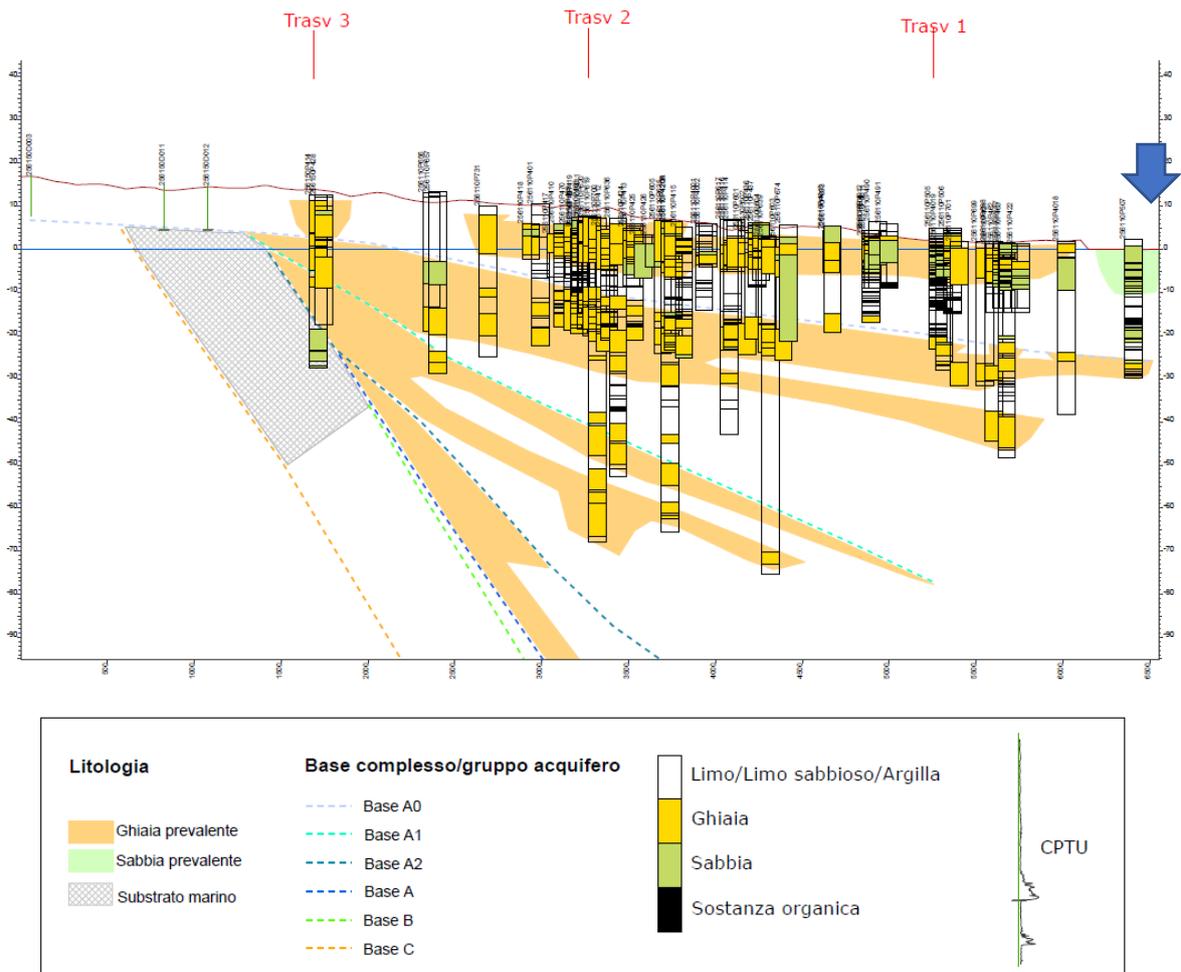


Figura 5 sezione geologica 147 e legenda

Anche la sezione longitudinale della conoide del fiume Marecchia, perpendicolare alla linea di costa, è utile alla descrizione della litologia del sito, seppur tracciata fuori asse, circa 1.5km a nord lungo la fascia costiera (Figura 6). In questo caso la disponibilità di dati ottenuti da pozzi profondi consente di estendere la caratterizzazione geo-litologica a oltre 350m dal livello del mare.

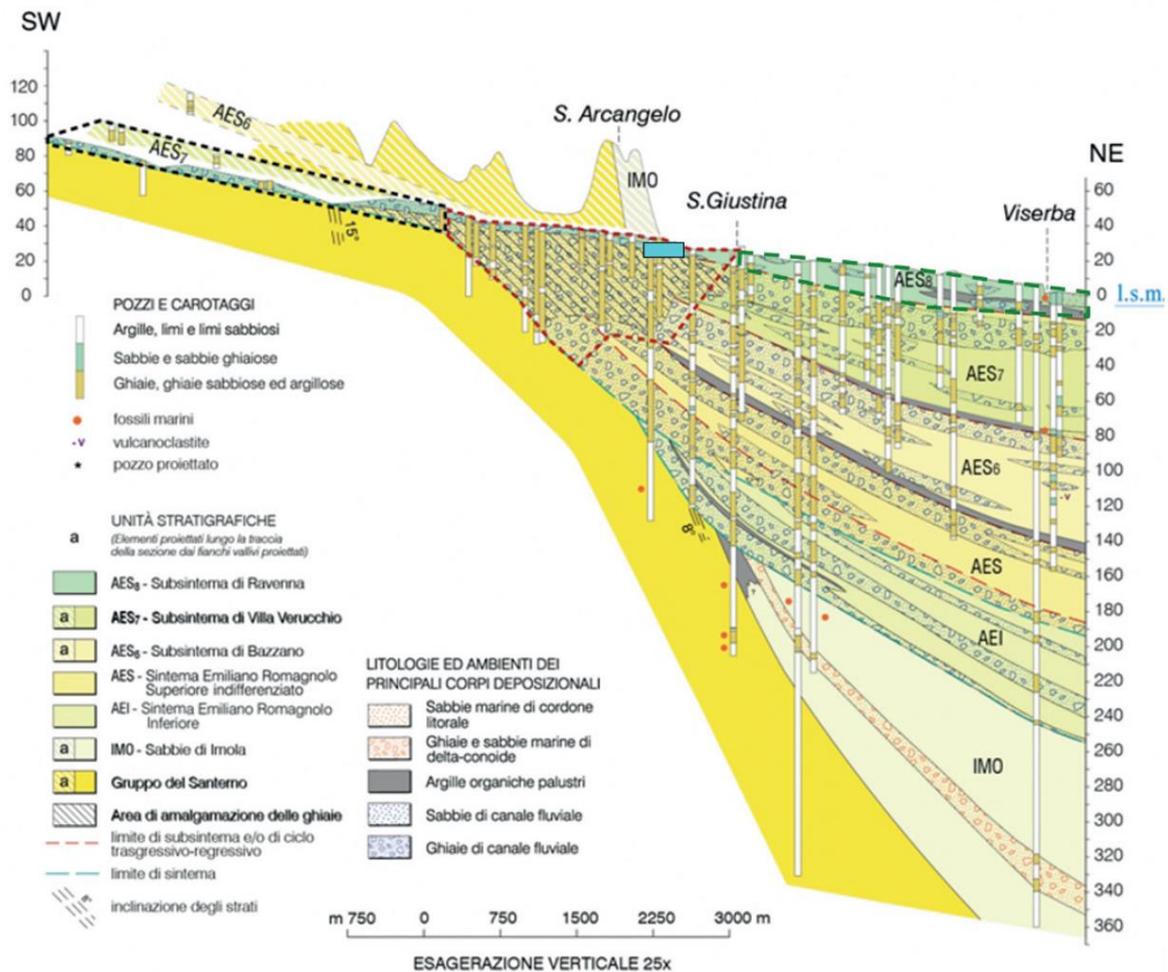


Figura 6 Sezione geologica longitudinale della Conoide del Marecchia (da Servizio Geologico d'Italia – Regione Emilia-Romagna 2005)

Il sovrapporsi nell'area di sedimenti continentali pleistocenico – olocenici è da attribuirsi al Fiume Marecchia che con il suo apparato deposizionale occupa la porzione settentrionale del territorio comunale di Rimini.

La conoide del Marecchia inizia subito a valle della stretta di Verucchio e prosegue sino all'abitato di Santarcangelo di Romagna per arrivare infine al mare, allargandosi verso sud fino al centro di Rimini in coalescenza con la conoide del Torrente Ausa.

Dal punto di vista della dinamica e della organizzazione deposizionale, la conoide è strutturata, lungo il suo sviluppo, in geometrie sedimentarie ed assume connotazioni differenti: pianura intravalliva, conoide amalgamata e conoide multistrato (vedi Figura 7 tratta da Severi et al, 2014).

Nella pianura intra-valliva e nella conoide amalgamata, che vanno da Verucchio a Santarcangelo di Romagna, prevalgono anche in affioramento i depositi grossolani ghiaiosi che assumono verso mare spessori consistenti. All'interno delle ghiaie possono essere presenti dei livelli più fini di modesta estensione laterale, che non interrompono la continuità dei corpi grossolani. Proseguendo verso mare si passa dalla conoide amalgamata alla conoide multistrato, in cui le ghiaie non affiorano più

(salvo che in una sottile striscia a ridosso del Marecchia) e proseguono invece nel sottosuolo, risultando quindi sempre più isolate dalla superficie e separate dal fiume.

Il modello geologico lungo costa è pertanto quello di uno spessore consistente di sedimenti deposti prevalentemente in dominio continentale (alluvionale) in giacitura sub-orizzontale, al di sotto dei terreni di origine marina che rappresentano le sabbie superficiali di passaggio fra l'ultimo Acme glaciale e l'attuale interglaciale.

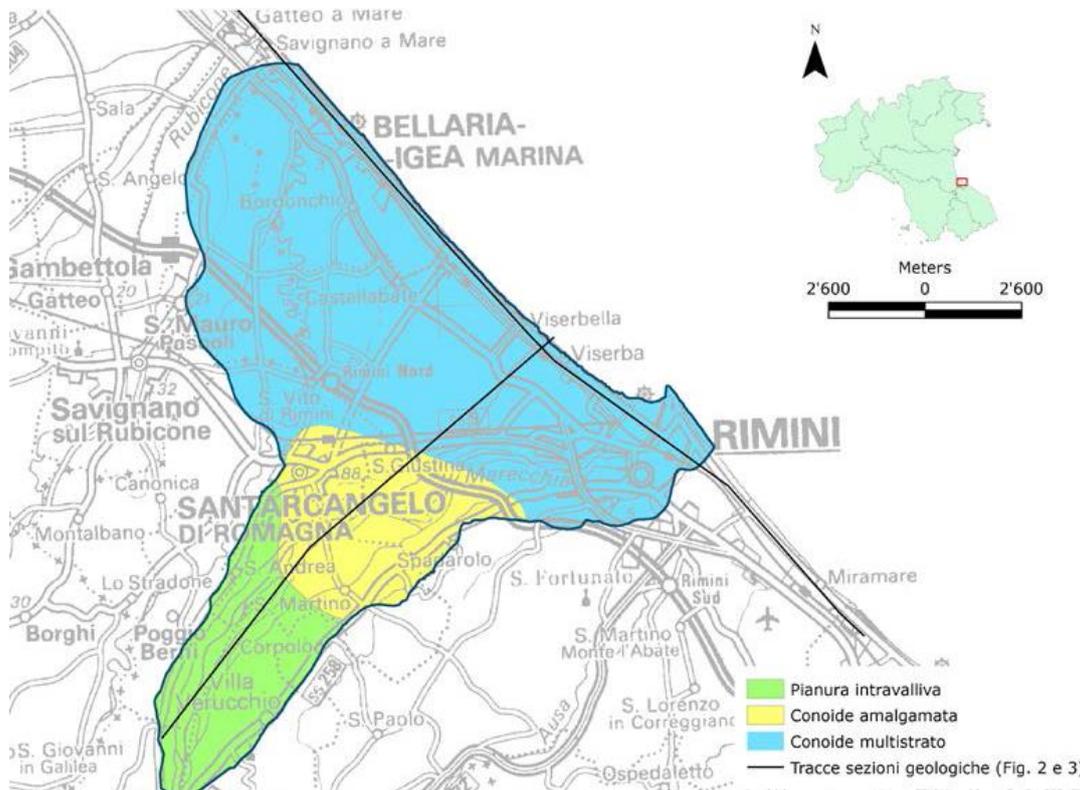


Figura 7 Conoide del Fiume Marecchia

La carta Geologica della Regione Emilia Romagna (riportata in stralcio in Figura 8) descrive la successione stratigrafica come segue.

#### SINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE (AES)

Comprende depositi alluvionali, deltizi, litorali e marini. Nel sottosuolo della pianura è costituito da una successione di cicli trasgressivo - regressivi formati da argille, limi, sabbie e ghiaie di ambiente alluvionale e, limitatamente al settore costiero, da sabbie litorali. In affioramento e nel sottosuolo prossimale alla catena appenninica il limite inferiore è erosivo e discordante sui depositi marini.

Sintema parzialmente suddiviso in subsintemi (AES8, AES7 ed AES6) limitati, in affioramento, dalle principali scarpate di terrazzo fluviale e paleosuoli e, nel sottosuolo della pianura, da bruschi contatti fra depositi trasgressivi marino - marginali e palustri su depositi di conoide e di piana alluvionale. I depositi fini di tracimazione fluviale dei terrazzi del margine appenninico non sono differenziati in subsintemi. Nel sottosuolo presso lo sbocco vallivo del Fiume Marecchia i depositi grossolani di conoide si amalgamano fra loro ed i singoli subsintemi non sono più separabili. Nel sottosuolo della

pianura alluvionale sono presenti 2 cicli deposizionali inferiori che non hanno corrispettivi in affioramento e perciò non sono stati formalizzati. Spessore massimo circa 200 mt (sottosuolo della pianura). Età: Pleistocene medio - Olocene.



Figura 8 Carta geologica dell'area in esame

#### Subsistema di Villa Verucchio (AES7)

Depositi ghiaiosi e sabbiosi di canale fluviale. Dallo sbocco vallivo del F. Marecchia fino al sottosuolo della città di Rimini ed oltre, nel settore a mare questi depositi grossolani formano dei corpi ghiaioso-sabbiosi spessi qualche metro ciascuno e ricoperti, con contatto netto, da argille e limi di tracimazione fluviale. I depositi ghiaiosi tendono a giustapporsi lateralmente e verticalmente costituendo un corpo composito, grossolano; a geometria relativamente tabulare, spesso fino a 20 metri ed esteso su un ampio areale che si apre a ventaglio a partire dallo sbocco della Val Marecchia. Esso pertanto rappresenta un lobo di conoide alluvionale sepolta che costituisce la porzione regressiva sommitale del Subsistema di Villa Verucchio. Questo corpo è relativamente superficiale ed è sede della prima falda acquifera ampiamente estesa.

#### Subsistema di Ravenna (AES8)

Depositi fluviali intravallivi e di piana alluvionale, di piana di sabbia litorale e, nel settore a mare, di prodelta e transizione alla piattaforma. Nella valle del Fiume Marecchia i depositi fluviali sono organizzati in 3 ordini di terrazzo con inclinazione media di 5-6 per mille. Limite superiore coincidente con il piano topografico, dato da suoli variabili da non calcarei a calcarei. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno, al tetto, colore bruno scuro e bruno scuro giallastro (10YR, 2,5Y), spessore dell'orizzonte decarbonatato da 0,3 ad 1 m e contengono reperti archeologici di età dal Neolitico al Romano. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a. Limite inferiore coincidente, in affioramento, con una superficie di erosione fluviale o con il contatto delle tracimazioni fluviali sul suolo non calcareo al tetto di AES7. Subsistema contenente un'unità di rango gerarchico inferiore

(AES8a) che, dove presente, ne costituisce il tetto stratigrafico. Spessore massimo di 20-25 metri. Pleistocene superiore - Olocene.

#### Unità di Modena (AES8a)

Ghiaie, sabbie, limi ed argille di canale fluviale, argine e piana inondabile; sabbie e ghiaie di cordone litorale e di barra di foce; argille e limi di prodelta e di transizione alla piattaforma.

Limite superiore sempre affiorante e coincidente con il piano topografico dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro (2,5Y) al tetto, privo di reperti archeologici romani, o più antichi, non rimaneggiati e caratterizzato da una buona preservazione delle forme deposizionali originarie (es. argini e bacini interfluviali). Limite inferiore dato da una superficie di erosione fluviale nelle aree intravallive e dal contatto delle tracimazioni fluviali sul suolo non calcareo (o scarsamente calcareo) di epoca romana (o più antica) nelle aree di pianura. Include, concettualmente, i depositi fluviali in evoluzione. Età: post-romana (IV-VI sec. d.C.-Attuale con datazione archeologica). Olocene. L'area in studio ricade nel territorio di affioramento di questa unità.

Il limite basale della conoide deposizionale viene individuato attorno a 150 mt di profondità, sui depositi formazionali marini. I depositi continentali appartenenti alle Unità idrostratigrafiche "A" e "B" (pleistocene medio – superiore; Regione Emilia Romagna, ENI – AGIP, 1998 Riserve idriche della Regione Emilia Romagna a cura di G. di Dio; vedi sezione n. 147 in Figura 5) giacciono con assetto stratigrafico sub-orizzontale o drappeggiato sui terreni di origine marina del substrato plio - pleistocenico (Unità idrostratigrafica "C" rappresentate in loco dalle Sabbie Gialle di Imola "IMO" e dalla Formazione delle Argille Grigio – azzurre "FAA") coinvolto negli accavallamenti che rappresentano le strutture tettoniche sepolte citate nel paragrafo precedente e pertanto in discontinuità stratigrafica rispetto ai terreni sovrastanti.

Tali dati bibliografici forniscono il quadro geologico generale per la fascia di territorio esteso lungo la linea di costa. Il modello geologico è quello di uno spessore consistente di sedimenti deposti prevalentemente in dominio continentale (alluvionale) in giacitura sub-orizzontale o drappeggiata, al di sopra dei terreni di origine marina che rappresentano il substrato e costituiscono le strutture tettoniche sepolte legate all'orogenesi appenninica.

Tale ricostruzione è supportata anche dalla "Carta delle Isobate delle Coperture" (tavola B11.a) allegata al PSC di Rimini qui di seguito riportata in stralcio in Figura 9. In particolare si osserva che nella zona dell'avamposto la base del Sintema Emiliano – Romagnolo Superiore è situata tra -150m e -200m slm, mentre il limite basale del conoide (base Sintema Emiliano – Romagnolo Inferiore) è posto tra -200 m e -250m slm.



**LEGENDA**

-  Aree di amalgamazione delle ghiaie
-  Deposito ghiaioso al tetto del Subsistema di Villa Verucchio - AES7
-  Isobata del tetto delle ghiaie del Subsistema di Villa Verucchio - AES7 (mt. s.l.m.)
-  Deposito ghiaioso al tetto del Subsistema di Ravenna - AES8
-  Isobata del tetto delle ghiaie del Subsistema di Ravenna - AES8 (mt. s.l.m.)
-  Isobata della base del Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore AES (mt. s.l.m.)
-  Isobata della base del Sistema Emiliano-Romagnolo Inferiore AEI (mt. s.l.m.)

Figura 9 Carta delle isobate delle coperture

## 5 CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE

La struttura deposizionale proposta dalla Regione Emilia-Romagna e Eni-Agip (1998) è stata ricondotta ad uno schema interpretativo per identificare le principali unità idro-stratigrafiche presenti; queste sono costituite da fasi sedimentarie complete, rappresentate da materiali fini e finissimi alla base e materiali ghiaiosi, sabbiosi e limosi variamente alternati nelle fasi successive. Questo schema generale, che può a sua volta essere suddiviso in unità di dettaglio maggiore, può essere alterato dall'assenza di uno o più termini per effetto sia di assenza di deposito, sia per effetto di processi di erosione che hanno eliminato parti della serie.

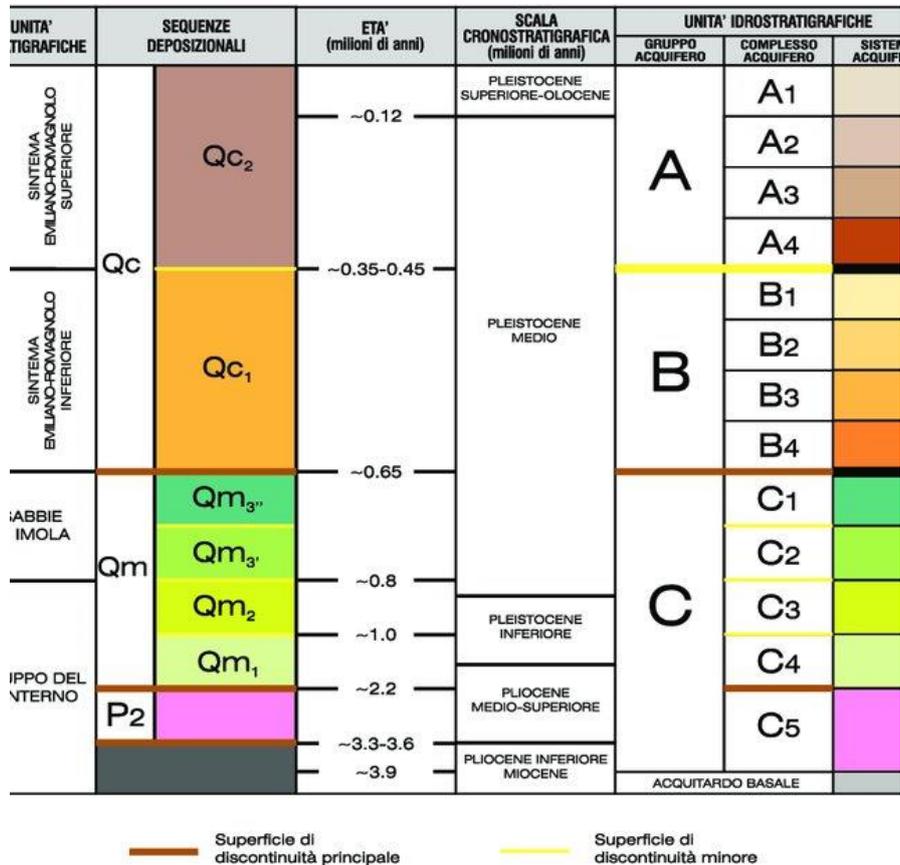


Figura 10 Schema stratigrafico dei depositi plio-quadernari del bacino padano, con indicazione delle principali unità stratigrafiche, sequenze deposizionali ed unità idro-stratigrafiche (modificato da REGIONE EMILIA-ROMAGNA & ENI-AGIP, 1998).

L'intero sistema è stato ripartito in tre gruppi principali, convenzionalmente indicati con A, B e C, il cui basamento è formato da un *acquitlude* di età riferita al Pliocene inferiore a partire dal quale il fluido che satura i sedimenti è salato (cfr. modello strutturale proposto Regione Emilia-Romagna e Eni-Agip, 1998). Questa interfaccia tra le acque dolci degli acquiferi A, B e C e le sottostanti acque salate è stato sempre utilizzato come il limite inferiore del sistema idropotabile emiliano romagnolo (Idroser, 1978) ed ha uno sviluppo abbastanza variabile e complesso almeno a scala padana.

Le Unità Idro-stratigrafiche sono formate da una o più sequenze deposizionali caratterizzate da alternanze cicliche di depositi fini (alla base) e grossolani (al tetto) molto spessi. Una sequenza deposizionale è una successione di sedimenti geneticamente legati tra loro (sono depositi durante lo

stesso intervallo di tempo e con meccanismi della sedimentazione legati tra loro), compresi alla base e al tetto da superfici di discontinuità della sedimentazione e da superfici di continuità ad esse correlate. All'interno di ciascuna sequenza, si trovano depositi costituiti da differenti litologie, corrispondenti a vari sistemi e ambienti deposizionali. Alla base di ciascuna sequenza si trova un livello molto continuo a scarsa permeabilità che funge da *acquicluda* tra le diverse unità individuate.

All'interno di ciascun Gruppo Acquifero vengono poi distinti diversi Complessi Acquiferi, unità gerarchicamente inferiori (a cui comunque corrisponde un'unità stratigrafica della Carta Geologica) identificate dal nome del Gruppo Acquifero di appartenenza, seguito da un numero progressivo (A1 ecc.; vedi schema di Figura 10). Anche i Complessi Acquiferi sono Unità Idro-stratigrafiche e come tali rappresentano una sequenza deposizionale contraddistinta da un acquitardo basale molto continuo, a cui fa seguito una sedimentazione più fine che diventa poi decisamente grossolana nella porzione terminale della sequenza.

La conoide del Fiume Marecchia, il cui corpo sedimentario caratterizza la successione litostratigrafica locale nella fascia di pianura costiera, a nord est oltre la Autostrada A14 diviene una conoide multistrato. Essa è caratterizzata da un'alternanza di livelli grossolani, in cui le ghiaie sono dominanti, e livelli in cui invece prevalgono le litologie più fini che assumono spessore via via crescente verso mare.

Gli acquiferi di questo settore della conoide sono sede di falde da cui viene prelevato un volume d'acqua molto significativo. La loro ricarica avviene quasi esclusivamente nelle aree dove le ghiaie della conoide sono affioranti. Da qui l'acqua di ricarica defluisce più o meno lentamente nel sottosuolo fino a giungere al complesso sistema di acquiferi confinati della parte più distale della conoide.

Per quanto riguarda la corrispondenza tra le unità della carta geologica, a cui i diversi corpi ghiaiosi sono attribuiti, e quelle della stratigrafia degli acquiferi proposta in RIS, si fa riferimento alla Tabella 1 (tratta da Severi ed altri, 2014). In essa è stato indicato con A0 l'acquifero superficiale, in continuità con il mare Adriatico sul sito dell'avamposto di Rimini.

Tabella 1 Corrispondenza tra unità geologiche (Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore – AES, Sintema Emiliano-Romagnolo Inferiore – AEI, Formazione delle Sabbie Gialle – IMO e Unità Idro-stratigrafiche (Gruppi e complessi acquiferi)

AES	AES8	GRUPPO ACQUIFERO A	COMPLESSO ACQUIFERO A0
	AES7		COMPLESSO ACQUIFERO A1
	AES6		COMPLESSO ACQUIFERO A2
	AES indistinto		COMPLESSO ACQUIFERO A3+A4
AEI		GRUPPO ACQUIFERO B	
IMO		GRUPPO ACQUIFERO C	

Nell'ambito della distribuzione verticale delle litologie, una chiara organizzazione delle ghiaie e delle peliti secondo cicli o ritmi di diverso spessore risultanti in alternanze di depositi prevalentemente grossolani (acquiferi) e di depositi a dominante fine (aquitardi).

Gli acquiferi interessati direttamente o indirettamente dalla costruzione delle opere foranee fanno capo ai complessi **A0**, che ospita la falda freatica superficiale ed **A1**, che ospita la prima falda artesianiana.

I depositi litorali appartenenti al Complesso acquifero A0, in continuità con il mare Adriatico nella zona oggetto di indagine, hanno permeabilità compresa tra bassa ed elevata e discreta porosità efficace; essi giacciono con assetto stratigrafico sub-orizzontale sui terreni alluvionali di ambiente di conoide del Complesso A1; il tetto delle ghiaie corrisponde a questa transizione idrogeologica, mentre oltre i 30-35m slm si rinviene ipoteticamente un nuovo orizzonte di fini.

Al momento in cui è stata effettuata la campagna geognostica, a terra in corrispondenza della spiaggia di Marina Centro, si è rilevata una soggiacenza media della falda superficiale a  $-0.20\text{m} \div -0.30\text{m}$  da p.c., ovvero al livello del mare, e di  $-1.00\text{m}$  da p.c. per la falda confinata. In base ai monitoraggi tra il 2001 e 2012, elaborati da Severi et al. il livello piezometrico di tale acquifero confinato, nella zona del porto di Rimini, oscilla tra  $+2.0\text{m}$  slm e  $-3.0\text{m}$  slm, con valor medio  $+1.0\text{m}$  slm, come da Figura 11.

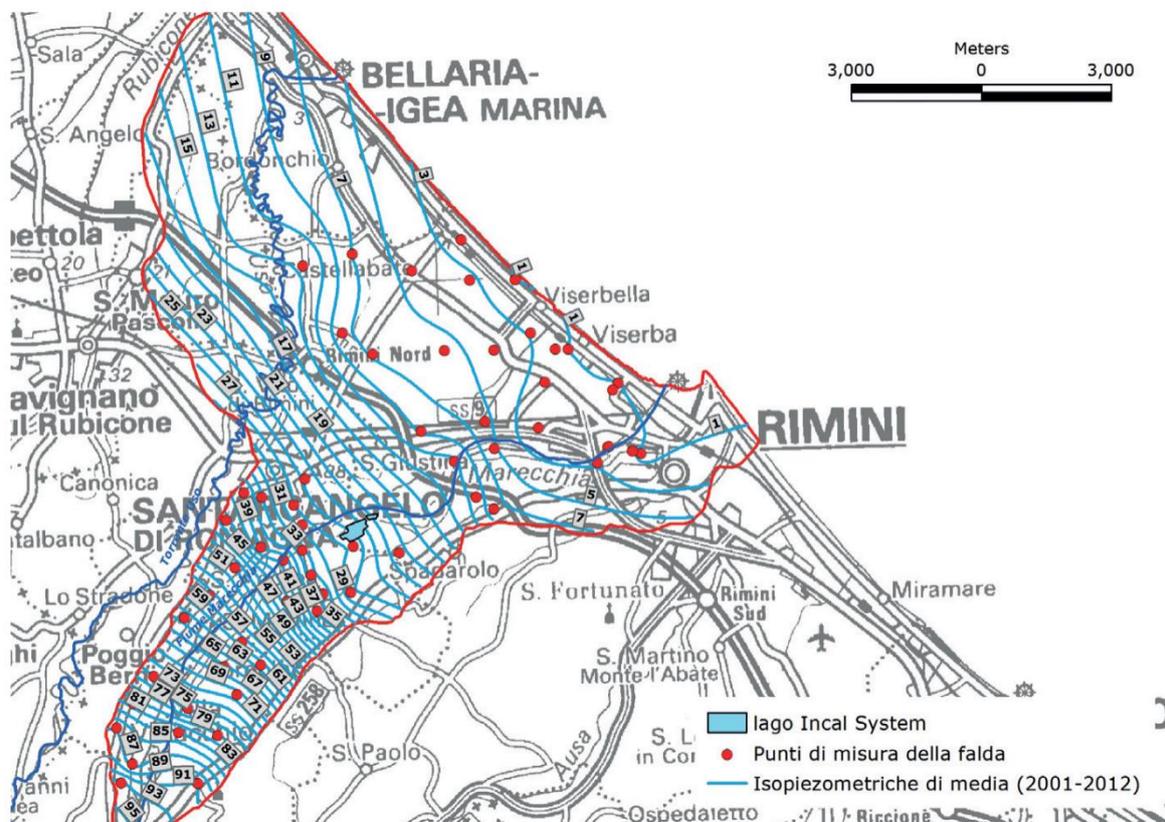


Figura 11 Superficie piezometrica media della conoide del Marecchia (2001-2012, Severi et al., 2014)

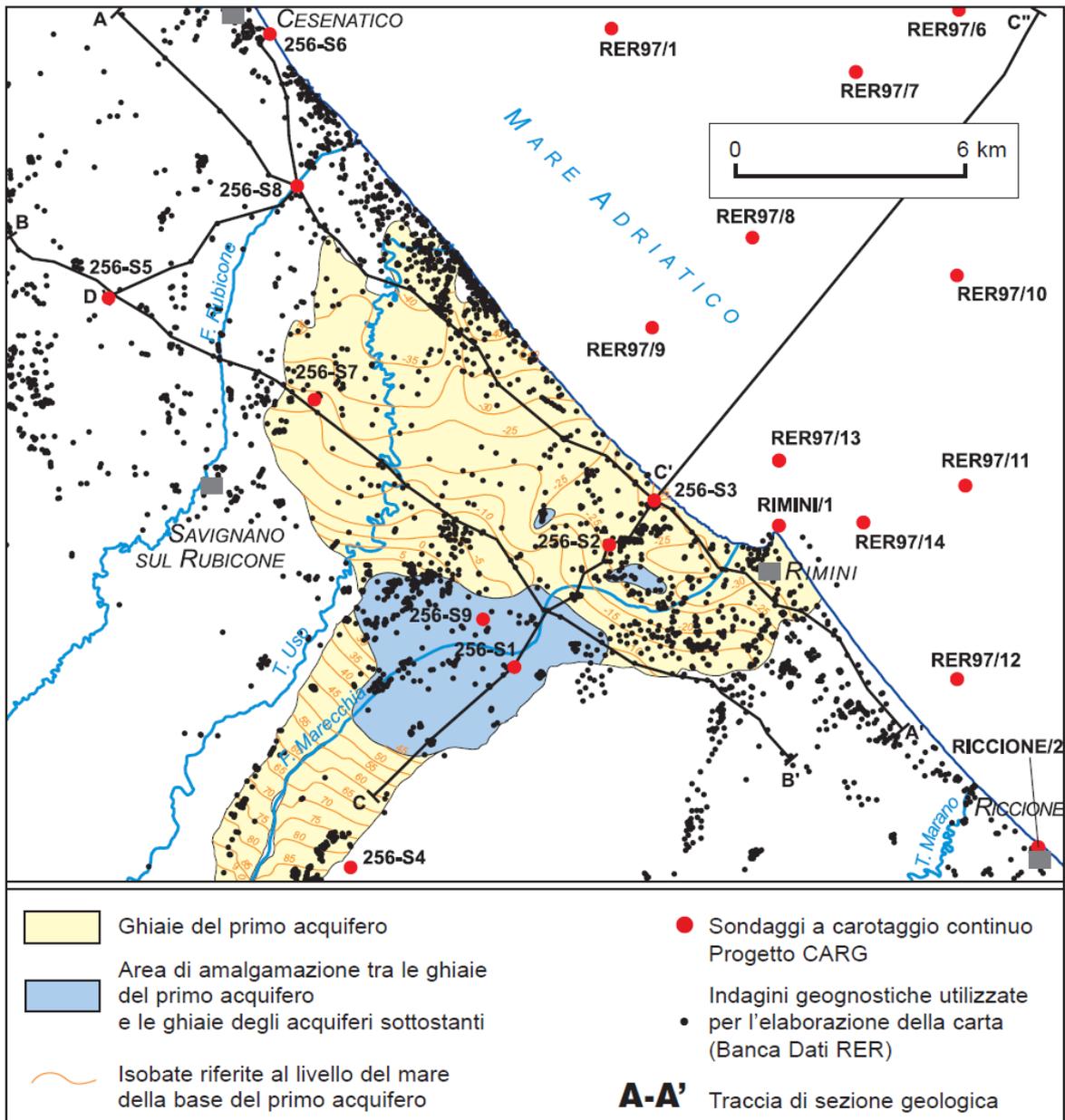


Figura 12 Andamento della base del primo acquifero A1

## 6 INDAGINI GEOGNOSTICHE

### 6.1 INDAGINI PREGRESSE

Le indagini pregresse, rappresentate nella planimetria S20162-PP-TV-04-0 unitamente alle nuove prove CPTU di cui al paragrafo seguente, consistono in:

- Nr.2 Prove Penetrometriche Statiche (punta meccanica) condotte da PRO.CO.GEO. nel marzo – aprile 1981 per il Genio Civile di Rimini, per la realizzazione di nuovo attracco presso il Porto Canale di Rimini, denominate C230A e C230B presso il database della Regione Emilia – Romagna (Rif [9]);
- Nr.4 Prove Penetrometriche Dinamiche condotte da PRO.CO.GEO. nel 1983 per Marina di Rimini, per la realizzazione di nuova Darsena a San Giuliano a Mare, denominate D112, D113, D114 e D115 presso il database della Regione Emilia – Romagna (Rif [10]);
- Nr.1 Prova Penetrometrica Dinamica condotta da PRO.CO.GEO. nel 1989 per la realizzazione di variante San Giuliano n.1 al PRG del Comune di Rimini, denominata D119 presso il database della Regione Emilia – Romagna (Rif [10]);
- Nr.2 Prove Penetrometriche Statiche (punta meccanica) condotte da PRO.CO.GEO. nel 1989 per la realizzazione di variante San Giuliano n.7 al PRG del Comune di Rimini, denominate C116 e C120 presso il database della Regione Emilia – Romagna (Rif [12]);
- Nr.1 Sondaggio Geotecnico condotto nel 2005 per conto del Servizio Cartografico e Geologico della Regione Emilia Romagna, denominato P507 presso il database della Regione Emilia – Romagna (Rif [13]);
- Nr.1 Sondaggio Geotecnico condotto nel 1996 per conto di Studio Ti, denominato P4003 presso il database della Regione Emilia – Romagna (Rif [14]);
- Nr.1 Prova Penetrometrica Statica (punta meccanica) condotta da Geo Emme 2 nel 2001 per il Comune di Rimini, per la realizzazione del Parco Spiaggia Marina Centro, denominata C384 presso il database della Regione Emilia – Romagna (Rif [15]);
- Nr.6 Sondaggi Geotecnici e nr. 6 Prove Penetrometriche Statiche (punta meccanica) condotti da Geo Emme 2 nel 2006 nell’ambito della realizzazione della Nuova Darsena, sondaggio S4 denominato P4018 presso database della Regione Emilia – Romagna (Rif [16]);
- Nr.9 Sondaggi Geotecnici, nr. 8 Prove Penetrometriche Statiche (punta elettrica con piezocono) ed estensiva campagna di indagini di laboratorio condotti da Sogeo ed altre imprese per HERA Spa nel 2014, in Piazzale Kennedy (Rif [17]).

### 6.2 CAMPAGNA INDAGINI 2021 SGT

La campagna di indagine geognostica è stata programmata da Enser S.r.l. e realizzata da S.G.T. S.a.s di Lugo nell’Aprile del 2021. Si tratta di tre prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono, denominate CPTU1-2021, CPTU2-2021 e CPTU3-2021, che hanno raggiunto le profondità rispettivamente di 29.40m, 32.46m e 29.30m da p.c.; le prove sono state eseguite a distanza di pochi metri l’una dall’altra. Sono state eseguite inoltre diverse dissipazioni in ciascuna CPTU. Tutte le indagini eseguite in sito per il presente PFTE sono raggruppate nella Allegato 2.

Durante la prova CPTU si misura:

- resistenza alla penetrazione statica  $q_c$  della punta conica
- resistenza per attrito laterale  $f_s$ ;
- pressione idrostatica del terreno  $u$ , inclusa la sovrappressione all'avanzamento della punta.

La prova si esegue infiggendo a velocità costante nel terreno una punta conica tramite un dispositivo di spinta che agisce su una batteria di aste cave, alla cui estremità inferiore è connessa la punta.

Le prove di dissipazione della pressione neutra si eseguono interrompendo l'avanzamento della punta e misurando le pressioni neutre in funzione del tempo. In terreni a grana grossa la variazione delle pressioni neutre cessa in pochi secondi, e con essa la prova, mentre in terreni fini la dissipazione delle sovrappressioni richiede più tempo; in questi casi è sufficiente dissipare il 50% delle sovrappressioni per poter utilizzare i risultati della prova. La prova viene utilizzata per valutare il coefficiente di permeabilità del terreno e – nel caso la dissipazione sia completa – per identificare il livello piezometrico della falda attraversata.

Le caratteristiche della punta penetrometrica utilizzata, le misure registrate durante le prove ed alcuni grafici e tabelle analitiche desunte dalle penetrometrie sono riportati all'interno dell'Allegato 2. L'ubicazione delle penetrometrie statiche è riportata nell'elaborato S20162-PP-TV04-0.

## 7 STRATIGRAFIA E LITOLOGIA

### 7.1 INTERPRETAZIONE DA INDAGINI PREGRESSE

Non sono state condotte elaborazioni numeriche delle prove pregresse, tuttavia esse sono state esaminate per valutarne la coerenza con il quadro geologico generale, con le prove condotte nell'ambito del presente PFTE e per la stesura delle sezioni stratigrafiche. Di seguito si rappresenta una sintesi delle deduzioni basate sull'analisi di tali indagini.

Come già osservato l'area di indagine ricade nel territorio di affioramento della formazione dell'Unità di Modena, denominata "AES8a" secondo la carta Geologica della Regione Emilia Romagna, di età post-romana – Olocene, composta da depositi deltizi, litorali e marini organizzati in successioni cicliche di vario ordine gerarchico, con prevalenza di sabbie medie o medio - fini, generalmente ben classate, con laminazione a basso angolo cuneiforme o concavo - convessa, talora evidenziata da allineamenti di livelli di frustoli vegetali.

Nell'area di interesse i sedimenti superficiali sabbiosi hanno le caratteristiche fisiche tipiche degli ambienti di transizione e marini, mentre le marcate differenze nelle caratteristiche sedimentarie dei terreni tra i 5m e 10m da p.c. indicano una sovrapposizione di processi deposizionali marini e continentali. In pratica si riscontra una alternanza tra depositi limo argillosi e sabbiosi fluviali elaborati marginalmente dall'azione del moto ondoso e sabbie ben cernite più spiccatamente di deposito litorale, in cui le strutture sedimentarie rivelano una situazione di media - elevata energia deposizionale in ambienti di mare basso o litorale dominati dal moto ondoso e/o da correnti lungo costa.

La serie marina ricopre in contatto discordante (trasgressione Flandriana) quella alluvionale, caratterizzata dai depositi continentali di conoide del fiume Marecchia, con alternanza di livelli grossolani, in cui le ghiaie sono dominanti, e livelli in cui invece prevalgono le litologie più fini che assumono spessore via via crescente verso mare. Dal punto di vista geologico, tali livelli ghiaiosi corrispondono alle porzioni regressive terminali dei cicli deposizionali riconosciuti nel sottosuolo, caratterizzate dallo sviluppo di estesi lobi di conoide alluvionale lateralmente molto vasti e di spessore decrescente da monte verso mare (mai inferiore ai 3-5 metri). Viceversa i livelli fini tra essi interposti, costituiti da alternanze di limi sabbiosi, sabbie limose e argille, si presentano come massivi o possiedono deboli laminazioni, occasionalmente sono alternati a sottili livelli limo-sabbiosi, e quindi possiedono caratteri tipici di ambienti di piana inondabile. La presenza a luoghi abbondante di calcinelli e masserelle carbonatiche è indice di probabile esposizione subaerea. Essi hanno uno spessore pressoché nullo a monte (dove affiorano le ghiaie) ed uno spessore massimo (fino a circa 30 metri) nella zona costiera.

Queste alternanze cicliche sono il risultato deposizionale della ciclicità climatico – eustatica del Pleistocene (note illustrative del Foglio Geologico "256 – Rimini").

Tutti i log stratigrafici ed i pozzi concordano nell'individuare i primi depositi ghiaiosi intorno ai -30 m slm.

## 7.2 CRITERI PER LA CLASSIFICAZIONE LITOLOGICA DA PROVE CPT

Attraverso metodologie bibliografiche di uso corrente (BEGEMANN, 1965; SCHMERTMANN, 1978) è possibile avere una connotazione sulla litologia dei terreni incontrati lungo la verticale delle prove.

Il metodo di BEGEMANN considera il rapporto tra  $q_c$  (resistenza di punta) e  $f_s$  (resistenza di attrito laterale locale) come parametro indicativo delle variazioni litologiche. In particolare l'Autore suggerisce le seguenti correlazioni:

Tabella 2 Caratterizzazione litologica in base alla misura di resistenza alla punta  $R_p$  e laterale  $R_l$  da prove CPT (Begemann, 1965)

Rapporto $R_p/R_l$	Litologia
$R_p/R_l < 15$	Argilla organica e torba
$15 < R_p/R_l < 30$	Limo e/o argilla inorganica
$30 < R_p/R_l < 60$	Limo sabbioso e sabbia limosa
$R_p/R_l > 60$	Sabbie o sabbia più ghiaia

Il metodo di SCHMERTMANN considera come indicativo della litologia della verticale indagata la resistenza di punta  $q_c$  ( $R_p$  nel diagramma sottostante) in funzione del rapporto delle resistenze  $F_r$  (con  $F_r = 100 f_s/q_c$ ).

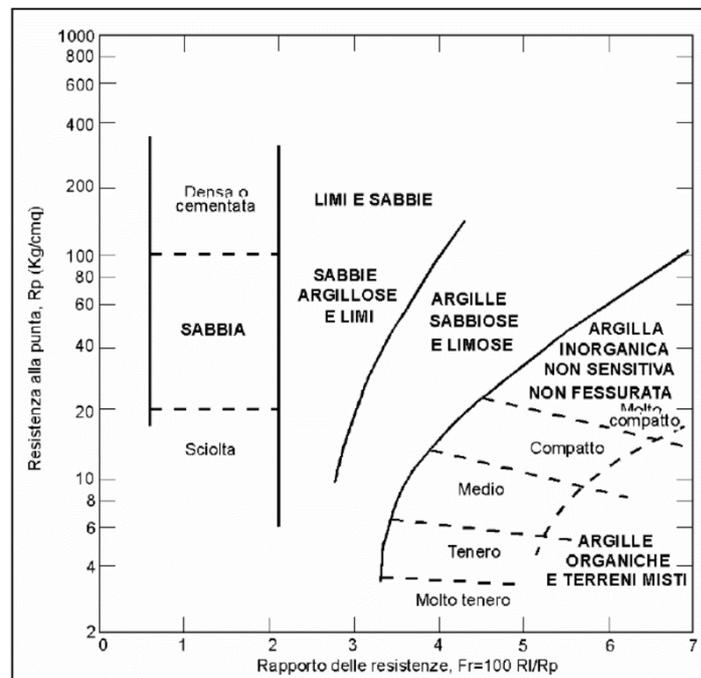


Figura 13 Caratterizzazione litologica in base alla misura di resistenza alla punta  $R_p$  e laterale  $R_l$  da prove CPT (Schmertmann, 1978)

## 7.3 INTERPRETAZIONE DELLE CPTU 2021 E CARATTERIZZAZIONE LITOLOGICA DEGLI STRATI DI TERRENO INDAGATI

L'identificazione della natura dei terreni nel sottosuolo è stata possibile grazie all'interpretazione dei parametri penetrometrici per mezzo della teoria di Robertson (2016), che prevede una classifica

attraverso lo *Standard Behavior Type number* (SBTn, Figura 14). Il metodo di Robertson, più recente rispetto a quelli sopra proposti, considera come indicativo della litologia il confronto fra i parametri Q (resistenza di punta normalizzata) e F (rapporto delle resistenze normalizzato) del terreno indagato. Robertson introduce anche il parametro  $I_c$  (Indice del tipo di comportamento del terreno)  $I_c = (3.47 - \text{Log}Q + \text{Log}F + 1.22)^{0.5}$  che può essere correlato empiricamente al contenuto di fine (FC) del terreno attraverso la relazione  $FC\% = 1.75 I_c^{3.25} - 3.7$ .

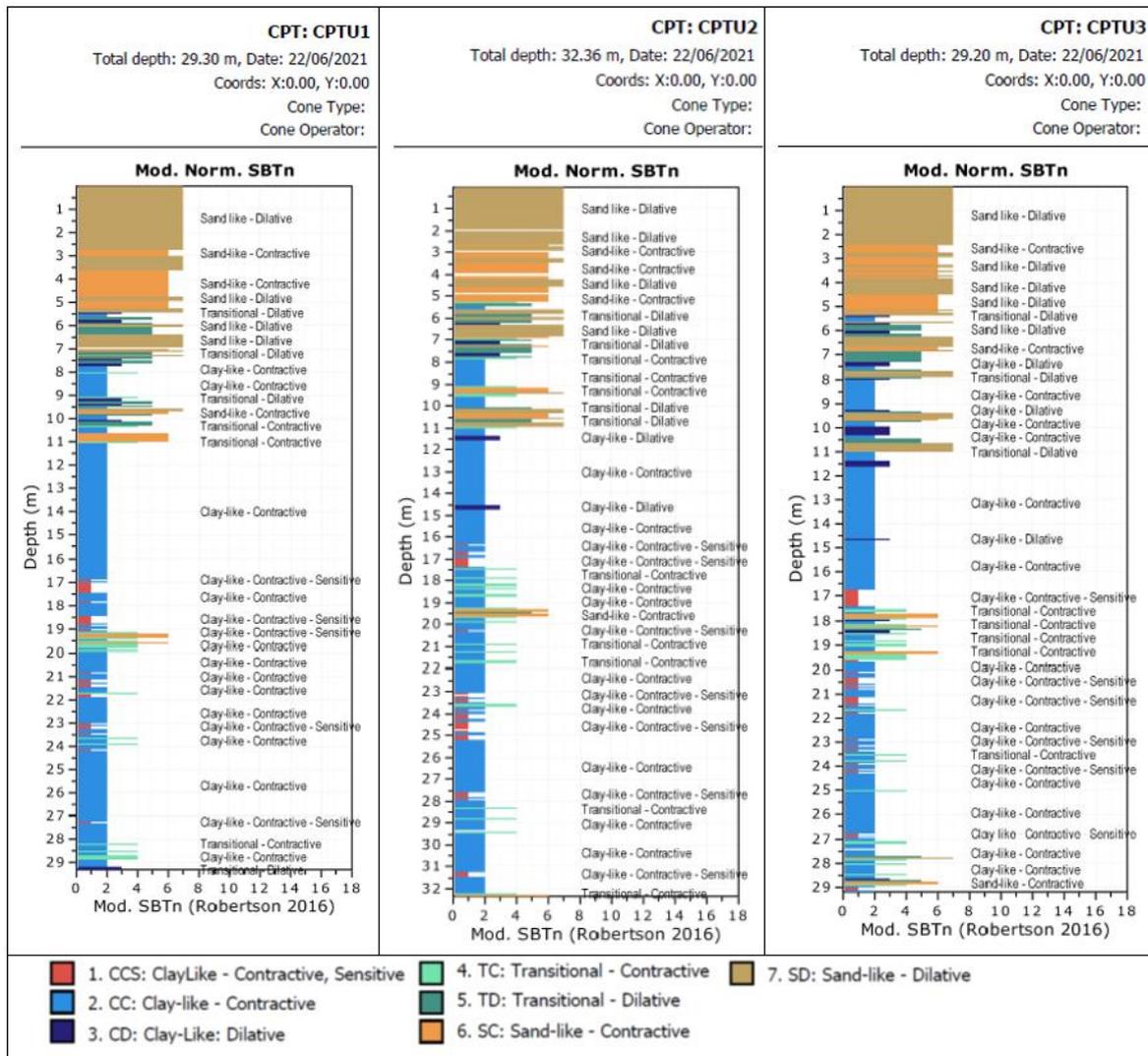


Figura 14 Interpretazione delle CPTU secondo lo schema di Robertson (2016)

La campagna geognostica ha permesso di individuare e raggruppare i terreni costituenti il primo sottosuolo, sinteticamente, in n. 2 litotipi.

Di seguito si riporta la descrizione dei litotipi individuati nell'area.

Tabella 3 Stratigrafia desunta dalle indagini CPTU-2021

Litologia di riferimento	DESCRIZIONE
SL	Sabbie e sabbie limose medio – fini da poco a mediamente addensate di origine litorale.
LA	Limi con argilla e argille con limo con intercalazioni sabbiose di origine alluvionale.
GA	Ghiaie in matrice limo sabbiosa alternata a strati limoso – sabbiosi e limosi-argillosi di canale fluviale

**N.B.** Le quote di seguito riportate si riferiscono al piano campagna. Non è stato condotto un rilievo topografico delle ubicazioni delle prove, tuttavia, data la vicinanza con la linea di riva, il piano campagna in corrispondenza delle verticali di indagine si può ritenere corrispondente ad una elevazione di +0.2m ÷ +0.3m slm.

Tabella 4 Stratigrafia penetrometrie statiche CPTU

Litologia di riferimento	Profondità da mt a mt		
	CPTU1	CPTU2	CPTU3
SL	0.0 – 7.5	0 – 7.5	0.0 – 7.9
LA	7.5 – 29.5	7.5 – 32.2	7.9 – 29.5
GA		> 32.2	

## 7.4 STRATIGRAFIA DEL SITO

Tenuto conto che le indagini sono state condotte a terra, ad est del molo di levante, e del fatto che l'area dell'avamposto si trova a sinistra dello stesso, in acqua e con fondali compresi tra -4.0m e -5.0m slm, la stratigrafia del sito si può ritenere priva, in parte, dello strato superiore di sabbia / sabbia limosa, e per il resto corrispondente a quella rilevata dalle indagini in sito condotte nel 2021.

Una rappresentazione grafica della stratigrafia lungo una sezione trasversale alla linea di costa è contenuta nell'elaborato S20162-PP-TV04-0.

## 8 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

### 8.1 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELLE UNITÀ LITOLOGICHE A PARTIRE DALLE INDAGINI GEOTECNICHE DISPONIBILI

#### 8.1.1 PESO DI VOLUME

Il peso di volume si ottiene da prove di laboratorio. Si è fatto riferimento ai risultati delle prove di laboratorio eseguite su incarico di Hera Spa nell'ambito del progetto PSBO Vasche di Laminazione di piazzale Kennedy, posto a circa 1500m a sud est del sito in esame, ma che presenta la stessa successione lito-stratigrafica.

#### 8.1.2 PLASTICITÀ

I limiti di Atterberg e l'indice di plasticità sono stati ottenuti da prove di laboratorio. Si è fatto riferimento ai risultati delle prove di laboratorio eseguite su incarico di Hera Spa nell'ambito del progetto PSBO Vasche di Laminazione di piazzale Kennedy, posto a circa 1500m a sud est del sito in esame, ma che presenta la stessa successione lito-stratigrafica.

#### 8.1.3 PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO

##### 8.1.3.1 ANGOLO DI ATTRITO DI PICCO $\phi'$ PER TERRENI INCOERENTI

L'angolo d'attrito di picco ( $\phi'$ ) viene ricavato dall'interpretazione delle prove penetrometriche CPTu mediante la seguente correlazione di Jefferies e Been (2006):

$$\phi = \phi'_{cv} + 15.94 \cdot \log(Q_{n,cs}) - 26.88$$

(applicable only to  $SBT_n: 5, 6, 7$  and  $8$  or  $I_c < I_{c, cutoff}$ )

##### 8.1.3.2 PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO DRENATA ( $c'$ E $\phi'$ ) PER TERRENI COESIVI

Oltre ai dati di laboratorio provenienti dal succitato progetto PSBO di Piazzale Kennedy, per la determinazione della resistenza al taglio in condizioni drenate si è fatto riferimento alle correlazioni geotecniche di seguito riportate:

- Per la determinazione di  $\phi'$  alla correlazione di Ladd et al. fra l'angolo di resistenza al taglio e l'indice plastico in funzione del grado di rimaneggiamento, Figura 15. Tali valori risultano in accordo con i risultati delle prove di laboratorio condotte sui campioni prelevati dai sondaggi geotecnici effettuali in Piazzale Kennedy, condotti nell'ambito della progettazione delle vasche di laminazione già menzionate.

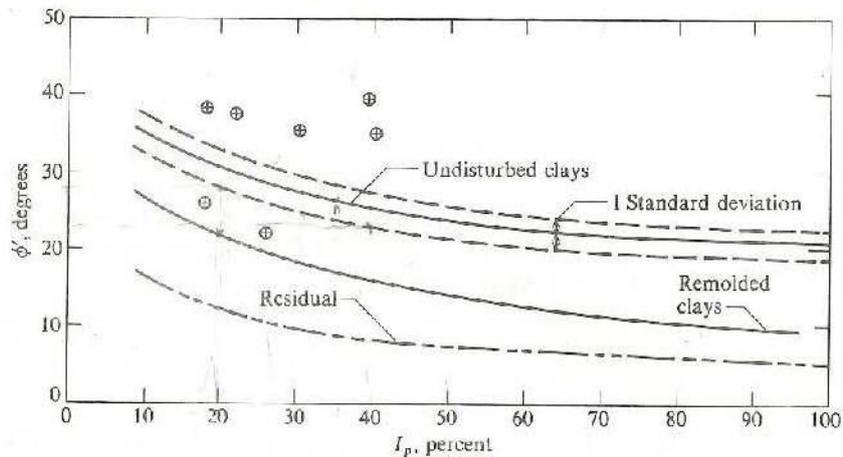


Figura 15 Correlazione fra angolo di resistenza al taglio e indice plastico per argille normal consolidate in funzione del grado di rimaneggiamento (Ladd et al., 1977, Bjerrum e Simons, 1960)

- Per la determinazione di  $c'$  alla correlazione di Mesri & Abdel-Ghaffar (1993) riportata in Figura 16 che lega la coesione efficace  $c'$  alla pressione di preconsolidazione  $\sigma'_p$

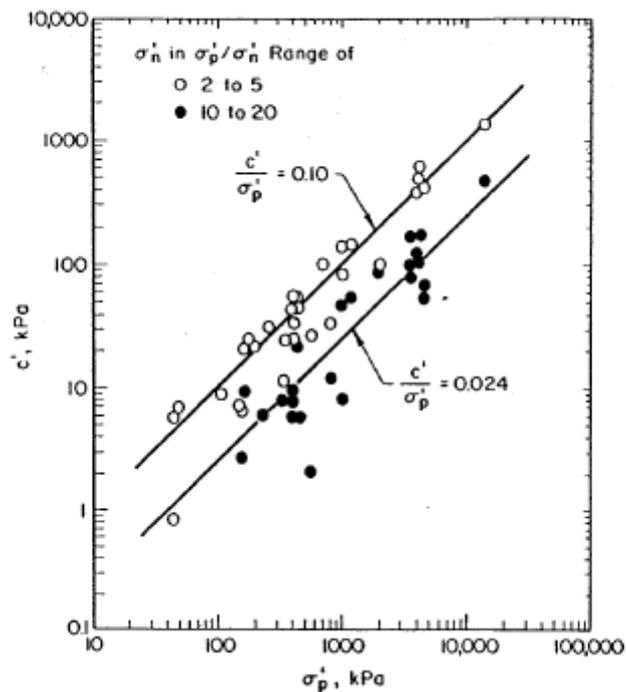


Figura 16 Correlazione tra  $c'$  e  $\sigma'_p$  (Mesri e Abdel-Ghaffar, 1993)

In assenza di prove di laboratorio, gli autori suggeriscono di adottare il valore di coesione  $c'$  determinato come segue:

$$c' = 0.02 \cdot \sigma'_p$$

### 8.1.3.3 COESIONE NON DRENATA $c_u$ PER TERRENI COESIVI

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$  dei terreni limoso-argillosi saturi è valutata facendo riferimento all'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPTu con piezocono attraverso la seguente relazione empirica (Lunne T., Kleven A., 1981):

$$c_u = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{N_k}$$

con:

- $q_t$ , resistenza al cono corretta;
- $\sigma_{v0}$  tensione litostatica;
- $N_k$  fattore con valori compresi fra 11 e 19. Nel caso in esame si assume  $N_k = 14$ .

### 8.1.4 GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE

Il grado di sovraconsolidazione (OCR) per i terreni coesivi è stato ottenuto applicando la correlazione di Robertson (2012):

$$k_{OCR} = \left[ \frac{Q_{tn}^{0.20}}{0.25 \cdot (10.50 + 7 \log(F_r))} \right]^{1.25}$$

### 8.1.5 DEFORMABILITÀ

#### 8.1.5.1 MODULO DI DEFORMAZIONE CONFINATO M

Il modulo di deformazione confinato (M) può essere stimato a partire dai risultati delle prove CPTU mediante la seguente correlazione empirica:

$$M = \alpha_M \cdot (q_t - \sigma_{v0})$$

con :

- $q_t$  resistenza alla punta corretta dovuta alla presenza dell'acqua;
- $\sigma_{v0}$  tensione litostatica totale;
- $\alpha_M$  coefficiente del modulo determinato come segue (Robertson, 2009):
  - quando  $I_c > 2.2$   $\left\{ \begin{array}{l} \alpha_M = Q_{tn} \text{ per } Q_{tn} \leq 14 \\ \alpha_M = 14 \text{ per } Q_{tn} > 14 \end{array} \right.$
  - quando  $I_c < 2.2$   $\alpha_M = 0.03 \cdot [10^{(0.55 \cdot I_c + 1.68)}]$

### 8.1.6 PERMEABILITÀ

La permeabilità è stata stimata a partire dai risultati delle prove CPTU sia in base ai risultati delle prove di dissipazione che sulla base del Soil Behavior Type normalizzato SBTn con riferimento a quanto riportato nella seguente tabella.

Tabella 5 Stima del coefficiente di permeabilità del terreno (k) a partire da  $I_c$  (SBTn chart, Roberston 2010)

SBT Zone	SBT	Range of $k$ (m/s)	SBT <sub>n</sub> $I_c$
1	Sensitive fine-grained	$3 \times 10^{-10}$ to $3 \times 10^{-8}$	NA
2	Organic soils - clay	$1 \times 10^{-10}$ to $1 \times 10^{-8}$	$I_c > 3.60$
3	Clay	$1 \times 10^{-10}$ to $1 \times 10^{-9}$	$2.95 < I_c < 3.60$
4	Silt mixture	$3 \times 10^{-9}$ to $1 \times 10^{-7}$	$2.60 < I_c < 2.95$
5	Sand mixture	$1 \times 10^{-7}$ to $1 \times 10^{-5}$	$2.05 < I_c < 2.60$
6	Sand	$1 \times 10^{-5}$ to $1 \times 10^{-3}$	$1.31 < I_c < 2.05$
7	Dense sand to gravelly sand	$1 \times 10^{-3}$ to 1	$I_c < 1.31$
8	*Very dense/ stiff soil	$1 \times 10^{-8}$ to $1 \times 10^{-3}$	NA
9	*Very stiff fine-grained soil	$1 \times 10^{-9}$ to $1 \times 10^{-7}$	NA

\*Overconsolidated and/or cemented

Con riferimento alla precedente tabella le correlazioni medie tra il coefficiente di permeabilità (k) e l'indice di comportamento del terreno ( $I_c$ ) possono essere così ricavate:

- Con  $1.00 \leq I_c \leq 3.27$   $k = 10^{0.952 - 3.04 \cdot I_c}$  [m/s]
- Con  $3.27 < I_c < 4.00$   $k = 10^{-4.52 - 1.37 \cdot I_c}$  [m/s]

## 8.2 SINTESI DELLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

L'analisi e l'elaborazione delle prove penetrometriche, unitamente ad esperienze condotte in altri siti su terreni aventi caratteristiche simili, ha portato alla definizione preliminare dei seguenti range di parametri geotecnici caratteristici.

Tabella 6 Caratterizzazione geotecnica delle unità litologiche

Unità	Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> )	Angolo di resistenza a taglio $\phi'$ (°)	Coesione efficace $c'$ (kPa)	Resistenza non drenata $s_u$ (kPa)	Modulo edometrico M (MPa)	Permeabilità k (m/sec)
SL	19.0	32-34	0-2	-	20-30	$1 \times 10^{-5}$ - $1 \times 10^{-6}$
LA	18.0	24-26	0-4	50-100	5-10	$1 \times 10^{-7}$ - $1 \times 10^{-9}$
GA	19.0	38-39	0	-	50	$1 \times 10^{-3}$ - $1 \times 10^{-5}$

Si segnala che la caratterizzazione geotecnica dovrà essere confermata in fase definitiva attraverso la programmazione e l'esecuzione di un adeguato ed esteso numero di prove in sito e laboratorio geotecnico (a titolo di esempio: sondaggi a carotaggio, CPTU, prove DTM, pressiometriche...).

## 9 PERICOLOSITÀ SISMICA

### 9.1 SISMICITÀ DELL'AREA

Sulla base delle originali elaborazioni relative alla definizione delle sorgenti sismogenetiche (DISS2.0-2001) è stato elaborato un modello sintetico che descrive la localizzazione delle sorgenti di futuri terremoti, la magnitudo massima che questi potranno raggiungere ed il grado di sismicità attesa zona per zona. Questo modello, che si pone come base per la redazione della carta di pericolosità sismica (Figura 17) è rappresentato dalla mappa delle zone sismogenetiche ZS9 (Meletti & Valensise, 2004).

In base alla zonazione sismogenetica ZS9 del territorio nazionale, la sismicità in Italia può essere distribuita in 36 zone, a ciascuna delle quali è associata una legge di ricorrenza della magnitudo, espressa in termini di magnitudo momento  $M_w$ .

Il territorio in oggetto ricade all'interno della zona sismogenetica 917 "Rimini-Ancona", risulta pertanto caratterizzata da una magnitudo di riferimento  $M = 6,14$  (Figura 18).

Ai sensi del D.M. 17/01/2018, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ . In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione. Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

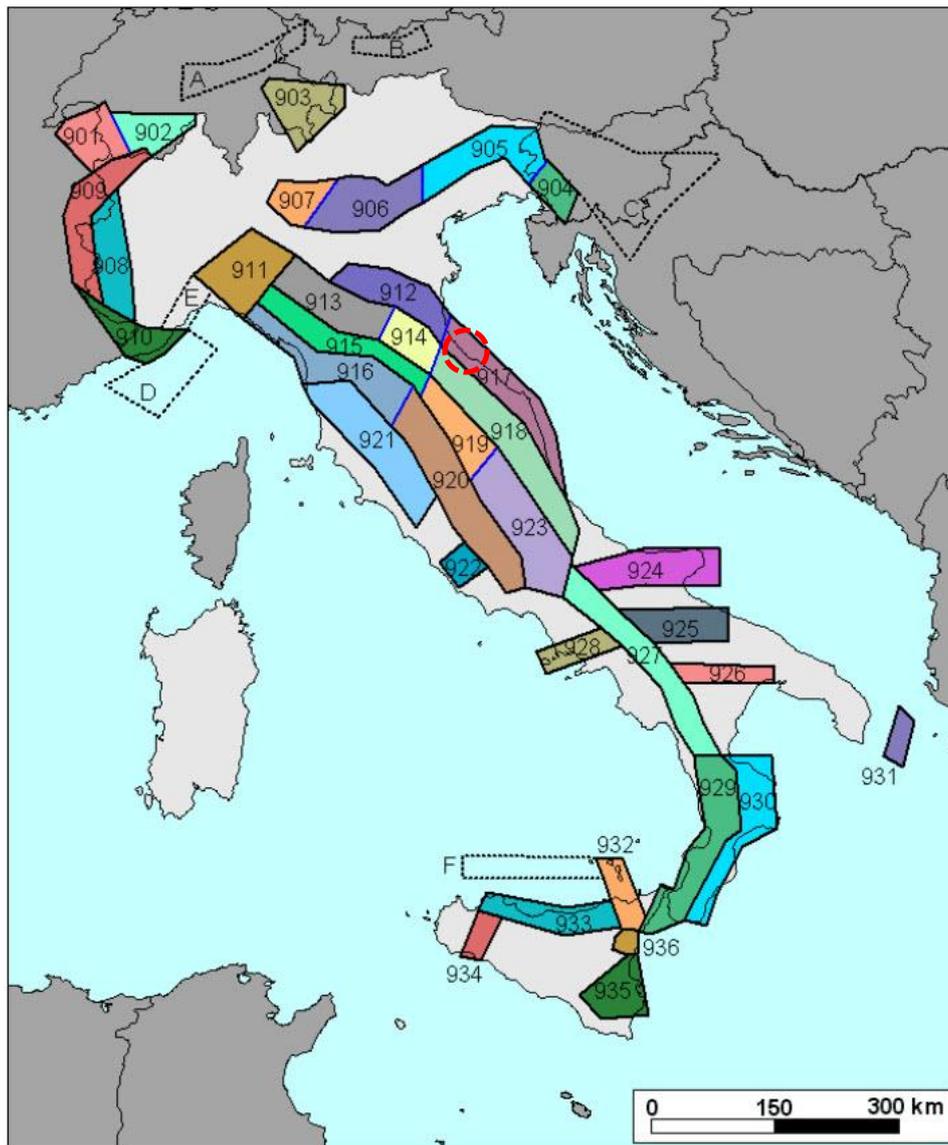


Figura 17 Zone sismogenetiche per la mappa di pericolosità sismica di base di riferimento. In rosso l'area di Rimini

Nome ZS	Numero ZS	$M_{wmax}$
Colli Albani, Etna	922, 936	5.45
Ischia-Vesuvio	928	5.91
Altre zone	901, 902, 903, 904, 907, 908, 909, 911, 912, 913, 914, 916, 917, 920, 921, 926, 932, 933, 934	6.14
Medio-Marchigiana/Abruzzese, Appennino Umbro, Nizza Sanremo	918, 919, 910	6.37
Friuli-Veneto Orientale, Garda-Veronese, Garfagnana-Mugello, Calabria Jonica	905, 906, 915, 930	6.60
Molise-Gargano, Ofanto, Canale d'Otranto	924, 925, 931	6.83
Appennino Abruzzese, Sannio - Irpinia-Basilicata	923, 927	7.06
Calabria tirrenica, Iblei	929, 935	7.29

Figura 18 Valori di  $M_{wmax}$  per le zone sismogenetiche di ZS9

### 9.1.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II del D.M. 17/01/2018, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_s$ . La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

- $h_i$  spessore dell' $i$ -esimo strato;
- $V_{s,i}$  velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato;
- $N$  numero di strati;
- $H$  profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal parametro  $V_{s,30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite nelle NTC 2018 in Tab. 3.2.II.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

L'analisi delle velocità delle onde S, siano esse ottenute indirettamente da correlazioni da CPTU o misurate con prove HVSR, conduce ad un valore di  $V_{s,30}$  variabile tra i 150m/s e 190m/s. Cautelativamente si attribuisce al sito una categoria di sottosuolo "D".

### 9.1.2 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per quanto concerne le caratteristiche della superficie topografica, essendo le aree in oggetto localizzate in ambito di pianura e non essendovi particolari emergenze topografiche che possano dar

luogo ad effetti di amplificazione sismica locale, le morfologie possono essere ricondotte ad una delle configurazioni superficiali semplici previste nel D.M. 17/01/2018 in Tabella 3.2.III.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

In particolare, il sito in oggetto può essere classificato in categoria T1, “Superficie pianeggiante”.

### 9.1.3 DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto ai sensi del D.M. 17/01/2018, in base alle quali valutare il rispetto degli stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A nelle NTC-DM 17/01/2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri (*dati di pericolosità sismica*) su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno su sito di riferimento rigido orizzontale;
- $F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori di  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche sono forniti dagli allegati A e B della norma NTC-DM 14/01/2008, per tutti i siti considerati.

A tal riguardo un utile strumento operativo è rappresentato dal foglio elettronico di calcolo “*Spettri-NTC ver.1.0.3.xls*” realizzato a cura del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e liberamente scaricabile dal sito [www.csip.it](http://www.csip.it): tale strumento operativo è stato impiegato nel presente lavoro

Il sito di riferimento è individuato sulla base delle coordinate geografiche (latitudine, longitudine).

Il periodo di riferimento per la definizione dell’azione sismica risulta pari a:

$$V_R = C_u \cdot V_N = 50 \text{ anni}$$

essendo:

- Vita nominale:  $V_N = 50$  anni (Costruzioni con livelli di prestazione ordinari);
- Classe d’uso: Il determinata sulla base della considerazione della strada che è soggetta a normale affollamento (Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe

d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti).

Si è considerato nella determinazione dell'azione sismica la classe d'uso II (coefficiente d'uso  $C_U = 1.0$ ) definita al paragrafo 2.4.2 del D.M. 17/01/2018.

Le verifiche delle opere progettate saranno condotte garantendo il rispetto dello **Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)**: esso si ritiene soddisfatto qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel D.M. 17/01/2018 (cap. 7) e siano soddisfatte le relative verifiche: il valore di progetto di ciascuna sollecitazione ( $E_d$ ) deve essere inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto ( $R_d$ ).

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente nello stato limite di salvaguardia della vita è:

$$\text{SLV: } P_{VR}=10\% \text{ (in 50 anni)}$$

Al fine di individuare le azioni sismiche, a partire dai dati di pericolosità sismica, è conveniente utilizzare, come dato caratterizzante la stessa pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni ricavabile dalla seguente formula:

$$T_R = -V_R / (\ln(1 - P_{VR})) \quad [\text{D.M. 17/01/2018}]$$

dove:

- $V_R=50$  anni periodo di riferimento;
- $P_{VR}$  probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerato cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati.

Nel caso in esame si farà quindi riferimento al periodo di ritorno

SLV:  $T_R=475$  anni

Nel seguito si individuano i parametri sismici di base, in funzione di quanto sopra riportato; per SLV.

In base ad essi si ottiene:

$$a_{\max,h} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = S \cdot a_g = 0.3145 \text{ g}$$

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

---

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

---

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

---

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

---

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

---

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

---

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$

info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$

info

---

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$

info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$

info

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>

---

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

---

LEGENDA GRAFICO

--- Strategie per costruzioni ordinarie

--- Strategie scelte

Strategia di progettazione

---

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Nella seguente tabella si riportano i valori dei parametri per ciascun periodo di ritorno associato a ciascun stato limite.

Tabella 7 Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	30	0.049	2.434	0.273
SLD	50	0.064	2.542	0.276
SLV	475	0.183	2.483	0.296
SLC	975	0.237	2.520	0.309

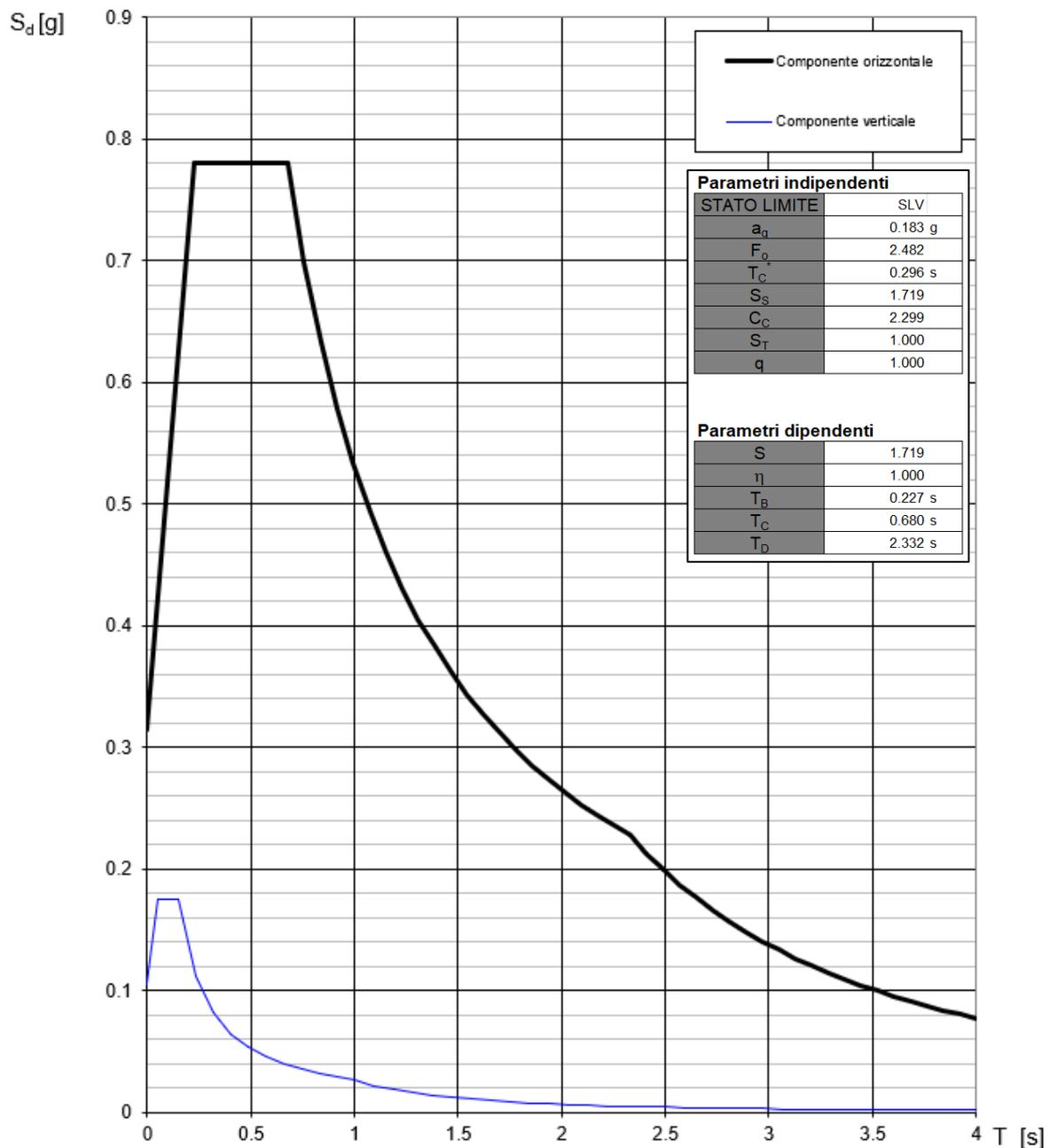


Figura 19 Spettri di risposta (Componenti orizzontali e verticali) per SLV

## 9.2 RISCHIO LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

### 9.2.1 INTRODUZIONE

In terreni saturi sabbiosi sollecitati, in condizioni non drenate, da azioni cicliche dinamiche, il termine liquefazione comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche. L'avvenuta liquefazione si manifesta, in presenza di manufatti, attraverso la perdita di capacità portante e/o lo sviluppo di elevati cedimenti e rotazioni.

In base ad D.M. 17/01/2018, la verifica di liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanza:

- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti minori di 0.1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite, con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$ , dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza, determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT), normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa, e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza, determinata in prove penetrometriche statiche (CPT), normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel grafico a), nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$  e nel grafico b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ .

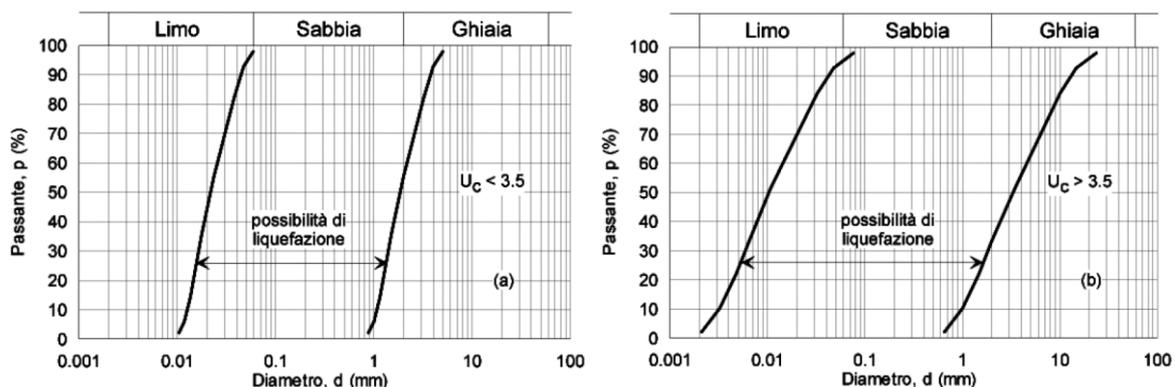


Figura 20 a) curva granulometrica per  $U_c < 3.5$  b) curva granulometrica per  $U_c > 3.5$

Sulla base di quanto sopra esposto, per la zona in esame non si può omettere la possibilità di liquefazione; pertanto, verrà valutato il coefficiente di sicurezza alla liquefazione ( $F_L$ ) adottando metodi di analisi semplificata in termini di tensioni totali. Tali metodi sono basati su prove geotecniche di tipo corrente e sulla valutazione, ad ogni profondità  $z$  del deposito compreso nei primi 20 m, del coefficiente di sicurezza:

$$F_L = \frac{CRR_{M=7.5; \sigma'_v=1atm}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma$$

dove:

- $CRR_{M=7.5; \sigma'_v=1atm} = \frac{\tau_{ult}}{\sigma'_v}$ , è il rapporto di resistenza ciclica, ovvero la resistenza normalizzata rispetto alla tensione verticale efficace iniziale  $\sigma'_{v0}$ , per terremoto di Magnitudo  $M=7.5$  e pressione efficace di riferimento  $\sigma'_v=1$  atm;
- $MSF$  è il fattore di scala della Magnitudo che è funzione, oltre che del valore della Magnitudo dell'azione sismica di riferimento, anche del metodo di stima del CRR;
- $K$  è il fattore di correzione che tiene conto della pressione efficace alla profondità a cui la resistenza viene valutata;
- $CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_v} = 0,65 \cdot \frac{a_{maxs}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d$ , è il rapporto di tensione ciclica, ovvero la tensione di taglio ciclica media indotta dall'azione sismica di riferimento, normalizzata rispetto alla tensione verticale efficace iniziale  $\sigma'_{v0}$ .

I risultati delle analisi sono riportati in termini di andamento con la profondità del fattore di sicurezza (FS) alla liquefazione per ciascuna delle verticali indagate e determinando anche l'indice del potenziale di liquefazione  $I_L$  definito dalla seguente relazione:

$$I_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz, \text{ in cui:}$$

- $z_{crit}$  è la profondità critica, ovvero la profondità massima entro la quale può verificarsi la liquefazione, che di norma si assume pari a 20 m;
- $w(z) = \frac{200}{z_{crit}} \cdot \left(1 - \frac{z}{z_{crit}}\right)$

$z_{crit}$  è la profondità critica, ovvero la profondità massima entro la quale può verificarsi la liquefazione (di norma si assume pari a 20 m).

La variabile  $F(z)$  vale (Sonmez, 2003):

$$F(z) = 0 \text{ per } F_L \geq 1.2$$

$$F(z) = 2 \cdot 106 \cdot \exp(-18.427 \cdot F_L) \text{ per } 1.2 > F_L \geq 0.95$$

$$F(z) = 1 - F_L \text{ per } F_L < 0.95$$

Il potenziale di liquefazione  $I_L$  fornisce una valutazione "integrale" degli effetti della liquefazione. In accordo con Iwasaki (1982), il potenziale di liquefazione può essere così stimata:

$$I_L = 0 \text{ Non liquefacibile}$$

$$0 < I_L \leq 5 \text{ Potenziale basso;}$$

$$5 < I_L \leq 15 \text{ Potenziale elevato;}$$

$$I_L > 15 \text{ Potenziale estremamente elevato.}$$

Nel seguito sono descritti brevemente i metodi utilizzati per la stima del rapporto di tensione ciclica CSR e della resistenza ciclica CRR.

Si è valutato l'indice del potenziale di liquefazione con la formulazione di Iwasaki (1982).

## 9.2.2 VALUTAZIONE DEL RAPPORTO DI TENSIONE CICLICA CSR

Il rapporto di tensione ciclica, ad una determinata profondità, può essere valutato attraverso la seguente espressione (Seed e Idriss, 1971):

$$CSR = 0.65 \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot \frac{a_{s,max}}{g_d}, \text{ dove:}$$

- $a_{s,max}$  è l'accelerazione massima del terremoto di progetto;
- $\sigma_v$  e  $\sigma'_v$  sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale;
- $r_d$  è un coefficiente correttivo che tiene conto della deformabilità del sottosuolo che può essere assunto pari a:

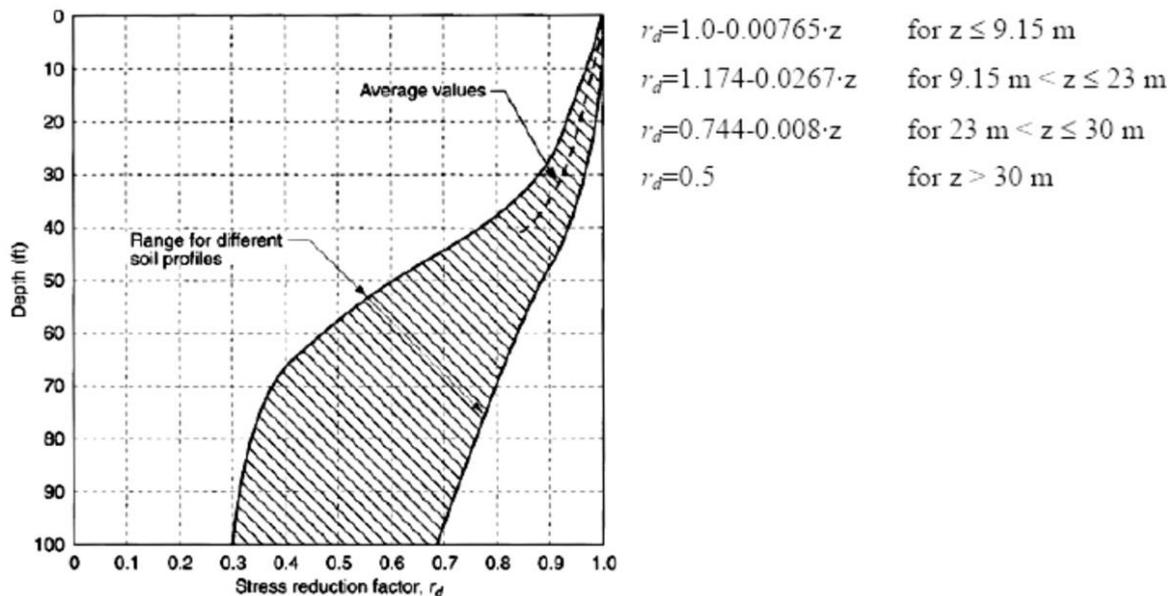
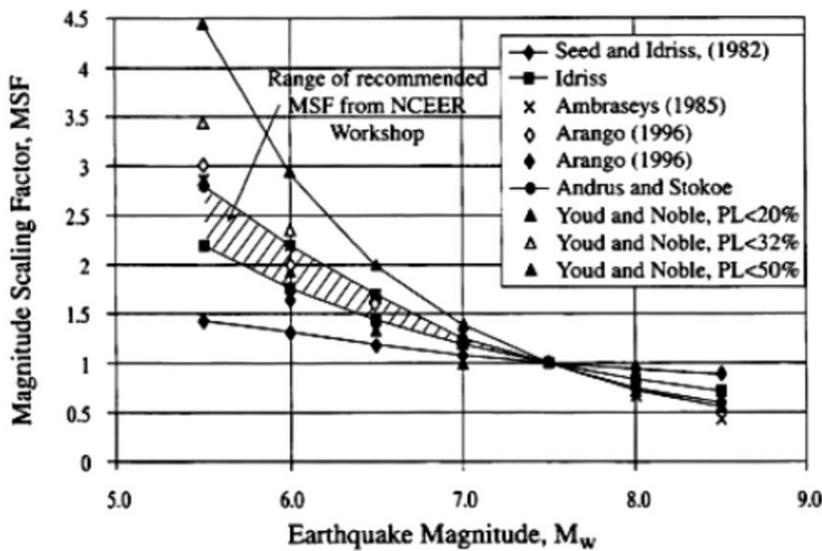


Figura 21  $r_d$  funzione della profondità

## 9.2.3 VALUTAZIONE DEL RAPPORTO DI RESISTENZA CICLICA CRR

Il rapporto di resistenza ciclica può essere stimato sulla base di prove SPT, CPT e da misura della velocità delle onde di taglio. Poiché le procedure semplificate sono state elaborate sulla base di osservazioni sul comportamento dei depositi durante eventi sismici con magnitudo  $M=7.5$ , per eventi di magnitudo diversa si introduce un coefficiente correttivo MSF così definito:



$$CRR_M = CRR_5 \cdot MSF$$

$$MSF = \frac{10^{24}}{M^{2.56}}$$

Figura 22 MFS funzione della magnitudo

Numerose sono le procedure di calcolo, a partire dai valori desunti dalle prove CPT con punta elettrica. Sono state considerate le principali ed in particolare:

- Metodo di Robertson e Write (NCEER 2001)
- Robertson 2009
- Idriss e Boulanger 2008
- Moss et al 2006
- Boulanger e Idriss 2014
- Saye et al. 2021.

## 9.2.4 PARAMETRI RELATIVI ALLA ZONA IN ESAME PER L'ANALISI DI LIQUEFAZIONE

Nel' analisi di liquefazione intervengono i parametri:

a. Peso di volume del terreno

In tutte le analisi si è assunto il peso di volume del terreno pari a  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ .

b. Accelerazione massima

L'accelerazione massima in combinazione SLV considerata è  $a_g = 0.31g$ .

c. Magnitudo

È stata considerata una magnitudo di  $M_w = 6.14$ .

d. Scenari di calcolo

Gli scenari di calcolo sono descritti al paragrafo seguente.

## 9.2.5 RISULTATI DELLE ANALISI DI LIQUEFAZIONE

Sono stati considerati i tre scenari di seguito descritti:

- Caso 1. Calcolo del Potenziale di Liquefazione a partire dai valori misurati durante le 3CPTU eseguite nel 2021, ipotizzando la falda a piano campagna;
- Caso 2. Calcolo del Potenziale di Liquefazione a partire dalle stesse prove ma eliminando i valori misurati per i primi 4.0m da p.c., e rigenerando le tensioni verticali efficaci, per simulare la stratigrafia ed il ridotto confinamento su fondale avamporto;
- Caso 3. Calcolo del Potenziale di Liquefazione a partire dal caso precedente con aggiunta di sovraccarico corrispondente a 6m di terreno non liquefacibile (di cui 2m sopra falda e 4m sotto falda) e rigenerando le tensioni verticali efficaci, per tener conto del maggior confinamento offerto dalle dighe a gettata.

Per ognuna delle 3 CPTu del 2021 si è eseguita l'analisi di liquefazione secondo differenti procedure. Si riportano di seguito i risultati in termine di istogramma dell'Indice del Potenziale di Liquefazione LPI ( $I_L$ ). Nell'allegato si riportano tutti i grafici relativi al metodo consolidato di Robertson (NCEER 2001).

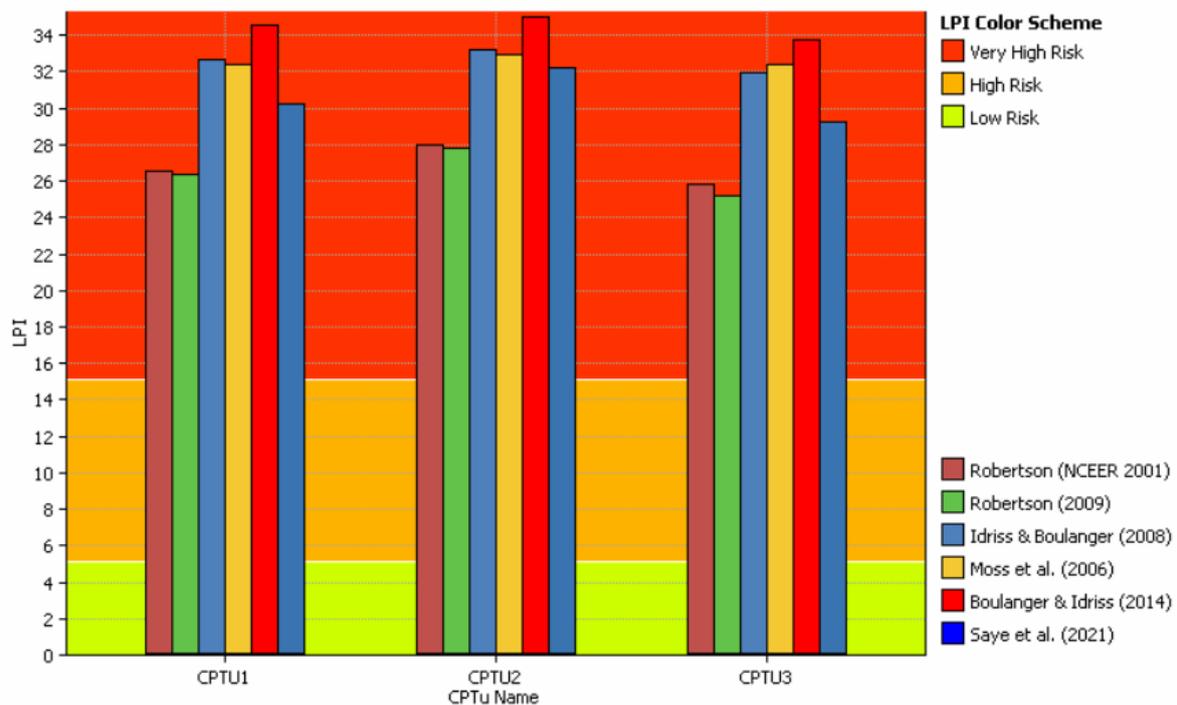


Figura 23 Confronto LPI con diversi metodi per le 3 CPTU Caso 1

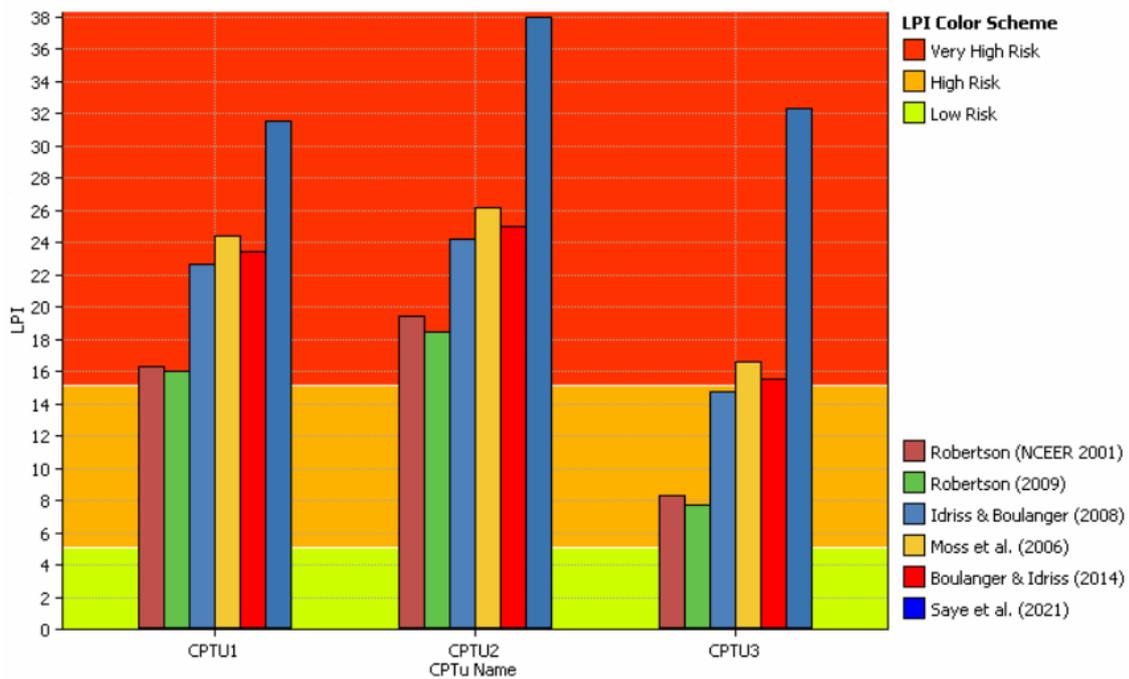


Figura 24 Confronto LPI con diversi metodi per le 3 CPTU Caso 2

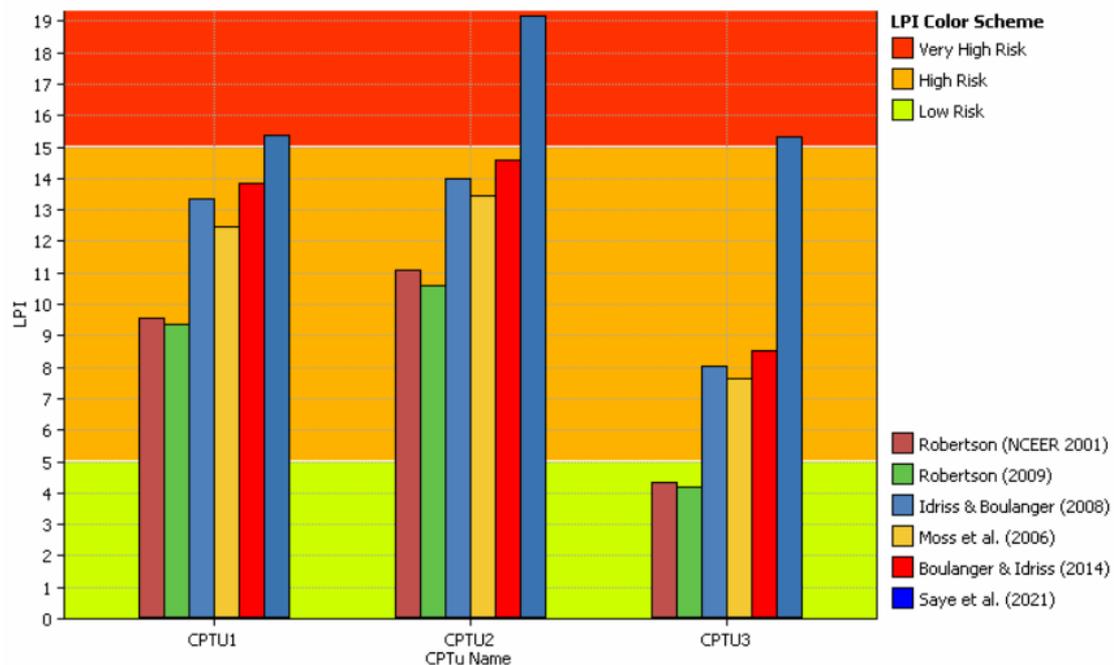


Figura 25 Confronto LPI con diversi metodi per le 3 CPTU Caso 3

Dai risultati ottenuti emerge che la zona in esame sia suscettibile alla liquefazione con un rischio elevato / molto elevato. In base a tali esiti ed alle vigenti norme tecniche risulta necessario eseguire, in sede di Progetto Definitivo, l'analisi di risposta sismica locale per la definizione dell'accelerazione di progetto.

## 10 CENNI SU CRITICITÀ GEOLOGICO – GEOTECNICHE CON IMPLICAZIONI PROGETTUALI

Il fenomeno della subsidenza è uno dei fattori fisici che intervengono nel regime litoraneo. Secondo lo studio “Stato del litorale Emiliano- Romagnolo all’anno 2000”, l’area costiera emiliano-romagnola è soggetta al fenomeno della subsidenza naturale dovuta a cause tettoniche e a fenomeni di compattazione e deformazione degli strati di sedimenti quaternari che raggiungono spessori di alcuni chilometri. L’entità del fenomeno è tanto più evidente quanto maggiore è lo spessore dei sedimenti. A Rimini, nel periodo 1889-1950, la velocità di abbassamento è di 3 mm/anno, quindi passa a 4,6 mm/anno tra il 1950 e il 1970 poi, con un fortissimo incremento, è pari a 23,4 mm/anno nel periodo 1970-1990 (dati da Regione Emilia Romagna, Progetto Piano Costa, 1996). Questo andamento è in buona misura confermato dalla variazione del medio mare misurata dal mareografo di Rimini, il cui funzionamento è purtroppo terminato agli inizi degli anni ’80.

L’analisi degli andamenti della subsidenza nell’area costiera tra Rimini e Cesenatico evidenzia come causa principale del fenomeno la depressurizzazione degli acquiferi. Ciò a causa dell’eccessivo emungimento di acqua dalle falde nel periodo di massimo sviluppo dell’industria turistico-balneare. La velocità di abbassamento del suolo subisce infatti un brusco incremento alla fine degli anni ’60 e si mantiene su valori altissimi per tutti gli anni ’70 e ’80.

Negli ultimi anni i pochi dati disponibili mostrano una riduzione della subsidenza.

Questo andamento va associato con l’allacciamento degli acquedotti dei comuni costieri all’Acquedotto di Romagna, che porta alla costa le acque dell’invaso di Ridracoli, ubicato nell’alto appennino forlivese. La riduzione dell’emungimento ha prodotto un forte innalzamento della falda, sottolineato dalle numerose segnalazioni di allagamenti di scantinati, per decenni rimasti asciutti, a Viserba, Viserbella e Torre Pedrera, a nord di Rimini. Conseguentemente, come è già capitato negli ultimi decenni in altre zone dell’area padano-adriatica, la risalita del livello di falda dovrebbe essere accompagnata da una riduzione a valori prossimi allo zero della subsidenza di origine antropica.

L’abbassamento del piano campagna e dei fondali legato alla subsidenza, unitamente ai cedimenti indotti dal peso delle opere ed all’innalzamento del medio mare legato alle variazioni climatiche, dovranno essere messi in conto nella progettazione delle opere di presidio.

Le dighe foranee richiederanno l’apporto di ingenti volumi di materiale inerte, che costituirà un sovraccarico gravante sul fondale attuale, causando cedimenti sia a breve che a lungo termine in funzione delle caratteristiche di compressibilità e consolidazione delle unità stratigrafiche (in particolare l’unità LA) interessate dall’incremento delle tensioni litostatiche.

Nel caso in cui i cedimenti indotti non fossero tollerabili dalle opere si potranno valutare trattamenti di miglioramento del terreno. Il progetto dovrà considerare le interazioni e possibili sinergie tra gli interventi finalizzati a ridurre i cedimenti da carico statico e quelli volti a mitigare gli effetti della liquefazione, se ritenuti necessari.