



PUG 2020 **COMUNE DI RAVENNA**

Piano Urbanistico Generale (PUG)

(Legge Regionale n. 24/2017)

Relazione illustrativa sismica

ver. 1
settembre 2021

QC-5.9.9

Piano Urbanistico Generale (PUG)

(Legge Regionale n. 24/2017, Art. 22)

Quadro Conoscitivo (QC)

Relazione illustrativa sismica



COMUNE DI RAVENNA
Piazza del Popolo, 1
48121 RAVENNA (RA)
Tel. +39 (0544) 482111 - Fax. +39
(0544) 485111



GRUPPO DI LAVORO

Il Sindaco

Michele DE PASCALE

Assessore Urbanistica

Federica DEL CONTE

Segretario Generale

Dott. Paolo NERI

**Area Pianificazione Territoriale
Servizio Progettazione e Gestione
Urbanistica**

Responsabile del Procedimento
Ing. Valentino NATALI

*Coord. Unità di Progetto – attività
Comune di Ravenna*
Arch. Antonia TASSINARI

*Garante della Comunicazione e della
Partecipazione*
Arch. Raffaella BENDAZZI

Progettisti

Coordinamento Scientifico
Prof. Arch. Carlo GASPARRINI

Responsabile Contrattuale
Urb. Raffaele GEROMETTA (MATE)

Coordinamento Progettuale
Arch. Francesco NIGRO

Urb. Daniele RALLO (MATE)

Coordinamento Operativo
Urb. Fabio VANIN (MATE)

Sistema Informativo Territoriale (SIT)
Urb. Lisa DE GASPER (MATE)

Andrea FRANCESCHINI (MATE)

Valutazione Ambientale
Ing. Elettra LOWENTHAL (MATE)

Esperti specialistici

*Pianificazione Urbanisticae supporto tecnico al
coordinatore scientifico*

Arch. Valeria SASSANELLI (Studio Gasparrini)

Pianificazione urbanistica
Urb. Marco ROSSATO (MATE)

Rigenerazione Urbana
Arch. Daniel MODIGLIANI

Materia Giuridica
Avv. Federico GUALANDI

Sostenibilità economico-finanziaria
Prof. Dott. Ettore CINQUE

Mobilità e infrastrutture
Ing. Fabio TORTA (TRT)

Urb. Tito STEFANELLI (TRT)

Economia del Turismo
Dott. Paolo TREVISANI (MATE)

Acustica
Ing. Franca CONTI

Idraulica
Ing. Lino POLLASTRI (MATE)

Patrimonio e Tutela
Urb. Valeria POLIZZI (MATE)

Geologia

Dott. Geol. Leonardo MORETTI (DREAM)

Dott. Geol. Gaddo MANNORI (DREAM)

Sicurezza del territorio
Ing. Simone GALARDINI (DREAM)

Agronomia e Foreste
Dott. Lorenzo MINI (DREAM)

Collaboratori Studio Gasparrini

Arch. Giovanni BELLO

Arch. Maria SOMMA

Arch. Lorena PISAPIA

Arch. Anna TERRACCIANO (pianificazione strategica)

INDICE

1 – Introduzione	3
2 – Strumenti urbanistici esistenti	3
3 – Elaborati cartografici.....	3
3.1 – Carta delle indagini.....	3
3.2 – Carta geologico tecnica	4
3.3 – Sezioni geologico tecniche	4
3.4 – Carta delle frequenze naturali dei depositi	4
3.5 – Carta delle aree suscettibili degli effetti locali.....	4
3.6 – Carta della velocità delle onde di taglio	5
3.7 – Carte di Microzonazione Sismica.....	5
3.8 – Carta Hms	6
Allegato	7

1 – INTRODUZIONE

Il lavoro è consistito nell'aggiornamento dello studio di Microzonazione Sismica di II livello ai fini dell'adeguamento delle cartografie alle normative D.G.R. n. 360 del 29/04/2019 e D.G.R. n. 476 del 12/04/2021.

In particolare, i punti principali dell'aggiornamento consistono in:

- inserimento delle indagini di sottosuolo realizzate negli ultimi anni nella zona del porto;
- aggiornamento dei fattori di amplificazione delle carte di Microzonazione Sismica;
- realizzazione della carta Hsm.

Le carte realizzate sono le seguenti:

- QC-5.9.1 Carta delle indagini
- QC-5.9.2 Carta geologico tecnica
- QC-5.9.3 Sezioni geologico tecniche
- QC-5.9.4 Carta delle frequenze naturali dei terreni
- QC-5.9.5 Carta delle aree suscettibili degli effetti locali
- QC-5.9.6 Carta della velocità delle onde di taglio
- QC-5.9.7 Carte di Microzonazione Sismica
 - A per FPGA
 - B per SA₁ (FA 0.1 ≤ T₀ ≤ 0.5 sec)
 - C per SA₂ (FA 0.4 ≤ T₀ ≤ 0.8 sec)
 - D per SA₃ (FA 0.7 ≤ T₀ ≤ 1.1 sec)
 - E per SA₄ (FA 0.5 ≤ T₀ ≤ 1.5 sec)
 - F per SI₁ (FHa 0.1 ≤ T₀ ≤ 0.5 sec)
 - G per SI₂ (FHa 0.5 ≤ T₀ ≤ 1.0 sec)
 - H per SI₃ (FHa 0.5 ≤ T₀ ≤ 1.5 sec)
- QC-5.9.8 Carta Hms

Le carte sono alla scala 1:10.000; le sezioni geologico tecniche sono alla scala 1:5.000.

2 – STRUMENTI URBANISTICI ESISTENTI

Gli studi di Microzonazione Sismica del Comune di Ravenna consistono in:

- I livello (allegato al POC 2011);
- II livello (allegato al RUE 11, 2016);
- III livello (2017);
- aggiornamento II + III livello (aggiornato al POC 2018).

Per l'aggiornamento del II livello si è pertanto tenuto conto anche del livello successivo e dell'ulteriore aggiornamento del 2018; le cartografie presentate rientrano comunque in quanto richiesto dalla normativa per il II livello (D.G.R. 630/2019).

Per la parte cartografica si è fatto riferimento a quanto previsto dagli standard nazionali di rappresentazione e archiviazione informativa per la Microzonazione Sismica, Versione 4.2.

Data la presenza di studi preesistenti, relativamente recenti, approvati anche a livello regionale, l'aggiornamento per gran parte è consistito nell'uniformazione della documentazione esistente: dove non specificato nel dettaglio, per la descrizione dei processi che hanno portato alla formazione delle carte, si rimanda alle relazioni tecniche allegare ai precedenti studi.

In merito alla zona del porto, nell'anno 2017 è stato realizzato un approfondito studio sulla valutazione del potenziale di liquefazione, per il quale sono stati analizzati numerosi dati di sottosuolo: lo studio finale, fornito dall'Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico centro settentrionale, è riportato nel *Rapporto Tecnico – Valutazione del potenziale di liquefazione al porto di Ravenna – Pavia, 31 agosto 2017 – EUCENTRE, a firma dei Prof. Ing. Carlo G. Lai, Ing. Francesca Bozzoni, Ing. Antonio Famà e Dr.ssa Elisa Zuccolo*. Lo studio riporta, tra i punti di maggior interesse per l'aggiornamento delle carte di MS, l'ubicazione di numerose indagini di sottosuolo, la ricostruzione stratigrafica dell'area e la valutazione del potenziale di liquefazione. Si allega il rapporto tecnico di *EUCENTRE* in allegato.

3 – ELABORATI CARTOGRAFICI

3.1 – Carta delle indagini


La carta delle indagini riporta i dati di base geognostici (recuperati da II, III livello e II+III livello), costituiti da:

- n. 358 indagini puntuali (sondaggi, prove penetrometriche statiche, anche conpiezocono, e dinamiche, indagini sismiche DH, ESAC ed HVSR);
- n. 44 indagini lineari (indagini sismiche ReMi e MASW).

Per la zona del porto, a causa della mancanza dei dati di sottosuolo in formati editabili e georeferenziati, oltre che dei relativi certificati (es: stratigrafie dei sondaggi, profili sismostratigrafici delle indagini sismiche, grafici penetrometrici per le prove penetrometriche), all'interno della Carta delle indagini è riportato uno schema con l'ubicazione dei punti indagati estratto dal rapporto tecnico di EUCENTRE indicato al paragrafo precedente.

3.2 – Carta geologico tecnica

Questa carta riporta una suddivisione delle litologie di sottosuolo su base geologicotecnica; in particolare, come mostrato nell'immagine di seguito, sono presenti:

Terreni di copertura	
	SP – Sabbie pulite con granulometria poco assortita di spiaggia (sp)
	SM – Sabbie limose, miscela di sabbia e limo di piana inondabile (pi)
	MH – Limi inorganici, sabbie fini, limi micacei o diatomitici di piana inondabile (pi)
	CH – Argille inorganiche di alta plasticità, argille grasse di piana inondabile (pi)
Forme di superficie e sepolte	
	Asse di paleovalveo
Elementi geologici e idrogeologici	
	Pozzo o sondaggio che non ha raggiunto il substrato geologico (profondità in m)
	Profondità della falda (m) in aree con sabbie e/o ghiaie
	Traccia della sezione geologica rappresentativa del modello del sottosuolo

Per la redazione di questo documento si è fatto riferimento:

- a quanto realizzato in occasione del III livello;
- per le aree esterne a quelle trattate nel III livello sono state riprese le zonazioni relative al II e II+III livello;
- per la zona del porto alle ricostruzioni stratigrafiche riportate nel *Rapporto Tecnico – Valutazione del potenziale di liquefazione al porto di Ravenna – Pavia, 31 agosto 2017 – EUCENTRE* allegato alla presente relazione.

Nella carta sono indicati anche la profondità della falda in corrispondenza di sabbie eghiaie, dove presente, nonché le tracce delle sezioni geologiche.

3.3 – Sezioni geologico tecniche

Le sezioni geologico tecniche sono state interamente recuperate dallo studio di III livello redatto da Geologica Toscana Prospezioni Geofisiche.

3.4 – Carta delle frequenze naturali dei depositi

Il documento riporta le indagini HVSR precedentemente realizzate, con indicazione della frequenza di picco e dell'ampiezza.

3.5 – Carta delle aree suscettibili degli effetti locali

Sulla base degli studi precedenti (III livello), nel territorio comunale di Ravenna sono presenti:

- due sole aree di modeste dimensioni ricadenti nelle zone stabili suscettibili di amplificazioni locali;
- zone di attenzione per instabilità di liquefazione nel restante territorio.
A tal proposito si osserva:
- nel II livello di studio erano state individuate zone stabili suscettibili di amplificazioni locali, zone di attenzione per instabilità dovuta a liquefazione ed a cedimenti differenziali;
- nel III livello di studio, tutte le aree soggette ad approfondimento, sono state classificate come aree di attenzione per instabilità per liquefazione. Solo due aree di modeste dimensioni risultano stabili suscettibili di amplificazioni locali;
- in occasione del III livello sono stati infatti svolti approfondimenti sulla stima del potenziale di liquefazione. Tale stima è stata realizzata non solo in corrispondenza delle aree oggetto di III livello, ma in corrispondenza di tutte le verticali SCPTU eseguite per conto del Comune di Ravenna e su altre CPT e CPTU. Dai risultati ottenuti erano state redatte le classificazioni delle carte del III livello;

- tale studio sulla liquefazione ci ha permesso di definire anche il comportamento delle aree esterne agli studi di III livello. Infatti, in corrispondenza di quasi tutte le verticali di indagine del Comune risulta un potenziale di liquefazione da moderato a molto alto;
- per la zona del porto, come detto, nell'anno 2017 è stato realizzato un apposito studio per la valutazione del potenziale di liquefazione; per i dettagli di questa zona si fa riferimento al *Rapporto Tecnico – Valutazione del potenziale di liquefazione al porto di Ravenna – Pavia, 31 agosto 2017 – EUCENTRE, a firma dei Prof. Ing. Carlo G. Lai, Ing. Francesca Bozzoni, Ing. Antonio Famà e Dr.ssa Elisa Zuccolo* allegato alla presente relazione.

Sulla base di quanto detto, per la carta delle aree suscettibili degli effetti locali (cfr.

Carta delle MOPS secondo gli standard nazionali) si è proceduto:

- a riportare le zonazioni relative al III livello di approfondimento;
- ad attribuire a tutte le aree esterne agli studi di III livello la classificazione relativa alle zone di attenzione per instabilità dovuta a liquefazione. In carta tale classe è rappresentata in modo generico, senza ricostruzione delle colonne stratigrafiche.

Zone stabili suscettibili di amplificazione locali	
	Zona 14
	Zona 15
Zone di attenzione per instabilità	
	ZALQ – Zona di attenzione per liquefazione (n° della zona da definire)
	ZALQ – Zona di attenzione per liquefazione – Zona 1
	ZALQ – Zona di attenzione per liquefazione – Zona 2
	ZALQ – Zona di attenzione per liquefazione – Zona 3
	ZALQ – Zona di attenzione per liquefazione – Zona 4
	ZALQ – Zona di attenzione per liquefazione – Zona 5
	ZALQ – Zona di attenzione per liquefazione – Zona 6
	ZALQ – Zona di attenzione per liquefazione – Zona 7
	ZALQ – Zona di attenzione per liquefazione – Zona 8
	ZALQ – Zona di attenzione per liquefazione – Zona 9
	ZALQ – Zona di attenzione per liquefazione – Zona 10
	ZALQ – Zona di attenzione per liquefazione – Zona 11
	ZALQ – Zona di attenzione per liquefazione – Zona 12
	ZALQ – Zona di attenzione per liquefazione – Zona 13

Per la caratterizzazione delle zone (1-15) si rimanda alla Relazione Illustrativa allegata agli studi di Microzonazione Sismica di III livello redatta da Geologica Toscana Prospezioni Geofisiche.

Per quanto riguarda i valori relativi al potenziale di liquefazione, non essendo oggetto degli studi di II livello, si rimanda agli elaborati grafici allegati al III livello redatti da Geologica Toscana Prospezioni Geofisiche e, per la zona del porto, al *Rapporto Tecnico – Valutazione del potenziale di liquefazione al porto di Ravenna – Pavia, 31 agosto 2017 – EUCENTRE, a firma dei Prof. Ing. Carlo G. Lai, Ing. Francesca Bozzoni, Ing. Antonio Famà e Dr.ssa Elisa Zuccolo*.

3.6 – Carta della velocità delle onde di taglio

In questa carta sono riportati tutti i valori di V_{s30} ricavati dalle indagini sismiche (puntuali e lineari); le velocità sono comprese tra 150 m/sec e 290 m/sec.

3.7 – Carte di Microzonazione Sismica

Si è trattato di assegnare alle varie zone individuate nella Carta delle aree suscettibili degli effetti locali, i valori dei fattori di amplificazione secondo le procedure indicate nella D.G.R. 476/2021.

In termini metodologici si è proceduto

- all'individuazione dell'abaco di interesse. A tal proposito si è fatto riferimento a quanto riportato nei precedenti studi di MS: gli abachi di interesse rientrano nell'Allegato 2 della D.G.R. 476/2021, in particolare classe A2.1.2. Nel livello II era stato utilizzato l'abaco PIANURA 2 tuttavia, a seguito degli approfondimenti di III livello, questo era risultato troppo prudenziale e fu ritenuto maggiormente aderente alla realtà l'abaco PIANURA 3. Un confronto tra i nuovi valori dei fattori di amplificazione ricavati con quelli presentati in fase di III livello, ha permesso di identificare variazioni lievi o nulle, si conferma pertanto l'utilizzo dell'abaco PIANURA 3;
- alla verifica della V_{s30} delle onde di taglio nel sottosuolo. Si è proceduto pertanto all'interpolazione areale dei dati puntuali riportati nella Carta della velocità delle onde di taglio ed alla loro sovrapposizione con i tematismi sia delle zone stabili suscettibili di amplificazione che di quelle instabili. Con l'utilizzo dell'Abaco PIANURA 3, le velocità più alte (comunque poco numerose), sono state fatte ricadere nella classe dei 250 m/sec (in quanto mancanti le classi superiori);
- ad ogni area del territorio sono stati attribuiti, sulla base delle V_{s30} , i fattori: PGA, SA₁, SA₂, SA₃, SA₄, SI₁, SI₂, SI₃;
- sono state riprodotte le cartografie relative a tutti i fattori.

PIANURA 3: settore di pianura caratterizzato da elevati spessori di sedimenti prevalentemente fini e poco consolidati, alternanze di limi, argille e sabbie di ambiente alluvionale e transizionale, con substrato rigido a profondità non inferiore a 300 m da p.c.;

V _{S30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
PGA	1,3	1,3	1,3			

Fattore di Amplificazione **PGA**

V _{S30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SA1	1,3	1,3	1,3			
SA2	2,1	2,1	2,0			
SA3	2,5	2,5	2,4			
SA4	2,4	2,4	2,3			

Fattori di Amplificazione **SA1** (0,1s ≤ T ≤ 0,5s), **SA2** (0,4s ≤ T ≤ 0,8s), **SA3** (0,7s ≤ T ≤ 1,1s), **SA4** (0,5s ≤ T ≤ 1,5s)

V _{S30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SI1	1,5	1,5	1,5			
SI2	2,3	2,3	2,2			
SI3	2,6	2,6	2,4			

Fattori di Amplificazione **SI1** (0,1s ≤ T ≤ 0,5s), **SI2** (0,5s ≤ T ≤ 1,0s), **SI3** (0,5s ≤ T ≤ 1,5s)

Abaco PIANURA 3 (D.G.R. 476/2021)

Tutti i valori sono rappresentati nel territorio comunale

Come detto, rispetto ai fattori indicati negli studi di III livello, i valori sono rimasti invariati o hanno subito lievi modifiche (dell'ordine di una unità decimale).

Le carte sono suddivise nelle seguenti tavole:

QC-5.9.7 Carte di Microzonazione Sismica

- A per FPGA
- B per SA1 (FA 0,1 ≤ T ≤ 0,5 sec)
- C per SA2 (FA 0,4 ≤ T ≤ 0,8 sec)
- D per SA3 (FA 0,7 ≤ T ≤ 1,1 sec)
- E per SA4 (FA 0,5 ≤ T ≤ 1,5 sec)
- F per SI1 (FHa 0,1 ≤ T ≤ 0,5 sec)
- G per SI2 (FHa 0,5 ≤ T ≤ 1,0 sec)
- H per SI3 (FHa 0,5 ≤ T ≤ 1,5 sec)

3.8 – Carta Hms

La carta Hms rappresenta la distribuzione sul territorio dello scuotimento atteso al sito in valore assoluto in accelerazione (cm/s²).

Si ricava attraverso il prodotto del parametro *Acceleration Spectrum Intensity* (AS_{I_{UHS}) per il fattore di amplificazione FA, dove:}

- AS_{I_{UHS}} rappresenta l'integrale dello spettro di riferimento in accelerazione calcolato per l'intervallo di periodi 0,1 – 0,5 sec e diviso per T₀=0,4 sec;
- FA è calcolato nello stesso intervallo di periodi (corrispondente al nostro SA1).

$$H_{SM} = \frac{AS_{I_{UHS}}}{\Delta T} \times FA$$

Per quanto riguarda i valori AS_{I_{UHS}}/ΔT, questi sono calcolati per ogni punto della griglia INGV e sono forniti dalla Regione Emilia Romagna (link: <https://ambiente.regione.emilia-romagna.it/it/geologia/sismica/indirizzi-per-studi-microzonazione-sismica>).

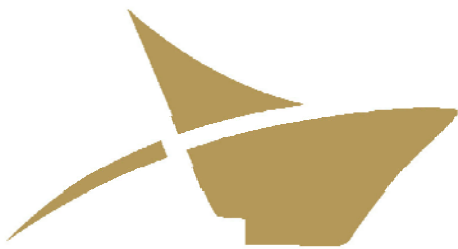
Dal punto di vista metodologico si è proceduto:

- ad identificare il valore del fattore SA1 al di sotto di ogni punto della griglia INGV (in tutti i casi SA1 = 1,3);
- a moltiplicare il valore AS_{I_{UHS}}/ΔT di ogni punto della griglia per il valore di SA1;
- ad interpolare in modo areale il valore ricavato sui singoli punti.

Il territorio comunale di Ravenna soggetto agli studi di MS di II livello comprende valori di Hsm compresi tra 300 e 600 cm.

Allegato

Rapporto Tecnico – Valutazione del potenziale di liquefazione al porto di Ravenna – Pavia, 31 agosto 2017 – EUCENTRE, a firma dei Prof. Ing. Carlo G. Lai, Ing. Francesca Bozzoni, Ing. Antonio Famà e Dr.ssa Elisa Zuccol



Autorità di Sistema Portuale
del Mar Adriatico Centro Settentrionale

**APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA,
ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO
TERMINAL IN PENISOLA TRATTATOLI E RIUTILIZZO DEL
MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007
I FASE**

PROGETTO DEFINITIVO

OGGETTO

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

FILE

1114.GEO.B - Valutazione del potenziale di
liquefazione

CODICE

1114.GEO.B

SCALA

Rev.	Data	Causale
0	Set. 2017	Emissione
1		
2		
3		

AUTORITÀ DI SISTEMA PORTUALE DEL
MARE ADRIATICO CENTRO SETTENTRIONALE

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
IL DIRETTORE TECNICO
(Ing. Fabio Maletti)



MINISTERO INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI
PROVVEDITORATO INTERREGIONALE PER
LE OPERE PUBBLICHE PER LA LOMBARDIA
E L'EMILIA ROMAGNA

IL RESPONSABILE DELLA REVISIONE
DELLA PROGETTAZIONE
(Ing. Francesco Caldani)



**PORTO DI
RAVENNA**

CLASSIS
2000 anni di storia



EUCENTRE
FOR YOUR SAFETY.

**Valutazione del Potenziale
di Liquefazione al Porto di
Ravenna**

Pag. 1 / 83

Rapporto Tecnico

**Valutazione del
potenziale di liquefazione
al porto di Ravenna**

Prof. Ing. Carlo G. Lai
Ing. Francesca Bozzoni
Ing. Antonino Famà
Dr.ssa Elisa Zuccolo

Pavia, 31 Agosto 2017

Convenzione di aggregazione n. 134 del 28/03/2017 "Hub Portuale di Ravenna: approfondimento canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, nuovo terminal in penisola Trattaroli e riutilizzo materiale estratto in attuazione al PRP vigente 2007"

Valutazione del potenziale di liquefazione del terreno del porto di Ravenna
CUP C66C11000050006 - CIG ZA91E3EE99



Indice degli argomenti

1. OGGETTO	3
2. PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE.....	4
2.1 SEVERITÀ DELL'AZIONE SISMICA.....	4
2.2 SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI PER SUOLO DI CATEGORIA A.....	5
2.3 MAGNITUDO ATTESA AL SITO.....	6
2.4 ACCELEROGRAMMI NATURALI SPETTRO-COMPATIBILI.....	10
3. MODELLAZIONE GEOTECNICO-SISMICA DELL'AREA PORTUALE DI RAVENNA.....	13
3.1 DATI DISPONIBILI	13
3.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO	19
3.3 DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO: ZONAZIONE DELL'AREA PORTUALE.....	21
3.4 PARAMETRI DI INGRESSO DEI MODELLI E RELATIVE INCERTEZZE	27
4. RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	31
4.1 APPROCCIO AFFIDABILISTICO	31
4.2 RISULTATI PER LE TRE ZONE DEL PORTO	33
4.2.1 PERIODO DI RITORNO DI 475 ANNI	33
4.2.2 PERIODO DI RITORNO DI 712 ANNI	37
5. STIMA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE.....	40
5.1 PROVE CPT UTILIZZATE NELLA VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITÀ.....	41
5.2 PROCEDURA PER LA VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE	43
5.2.1 VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITÀ ALLE DIVERSE PROFONDITÀ	44
5.2.2 STIMA DELL'INCIDENZA DEL FENOMENO LIQUEFAZIONE LUNGO UNA VERTICALE	48
5.2.3 METODOLOGIE PER VALUTARE IL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DA PROVE CPT.....	49
5.2.4 STIMA DEI CEDIMENTI CO-SISMICI INDOTTI DALLA LIQUEFAZIONE.....	54
5.3 RISULTATI TENENDO CONTO DELL'INCERTEZZA EPISTEMICA.....	55
6. CONFRONTO CON STUDIO PRECEDENTE E CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	74
RINGRAZIAMENTI.....	78
BIBLIOGRAFIA.....	79



EUCENTRE

FOR YOUR SAFETY.

1. OGGETTO

Obiettivo del Rapporto Tecnico è illustrare lo studio condotto dal settore di Geotecnica Sismica della Fondazione EUCENTRE (Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica, Pavia) per la valutazione del potenziale di liquefazione al porto di Ravenna, su richiesta del Provveditorato Interregionale alle Opere Pubbliche per la Lombardia e l'Emilia Romagna - Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (da qui citato come *Committente*).

Il Rapporto Tecnico consta di quattro sezioni principali: la prima è relativa alla definizione della pericolosità sismica di base, la seconda riguarda la modellazione geotecnico-sismica dell'area portuale di Ravenna finalizzata alle analisi di risposta sismica locale mentre l'ultima sezione illustra la stima del potenziale di liquefazione al porto in esame.

Lo studio è basato principalmente sui dati per la caratterizzazione geotecnica e geofisica dei terreni, ottenuti nella campagna di indagine condotta nell'ambito di "*Ravenna Port Hub: final detailed design and supporting technical analyses - Code: 2012-IT-91002-S*". Questi dati sono stati trasmessi dal personale tecnico della società GES Srl (Spin-off dell'Università Politecnica delle Marche) che ha redatto la *Relazione Geotecnica Generale - Progetto Definitivo* datata 03.05.2015 (da qui citata come *Relazione GES, 2015*). I dati forniti sono stati integrati dagli scriventi con il materiale reperito dalle autorità locali, in particolare dal Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna.



2. PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

Per pericolosità sismica di base si intende quella componente di pericolosità sismica dipendente unicamente dalle caratteristiche di sismicità e sismotettoniche regionali pertinenti al sito di interesse (tipologia, dimensioni e profondità delle sorgenti sismiche, energia e frequenza di accadimento dei terremoti). La pericolosità sismica di base fornisce la probabilità che un prefissato parametro di scuotimento sismico del suolo (ad es. l'accelerazione orizzontale massima) venga superato ad un determinato sito (identificato dalle sue coordinate geografiche) in un dato periodo di tempo. Essa si riferisce a condizioni *standard* di substrato roccioso affiorante e privo di irregolarità geomorfologiche (superficie topografica orizzontale). La pericolosità sismica di base definisce il “*terremoto di progetto*” atteso al sito di interesse (Lai et al., 2009) e non tiene conto di eventuali fenomeni di amplificazione sismica locale litostratigrafica e/o topografica (effetti di sito).

La pericolosità sismica di base è stata definita al sito oggetto di studio in accordo alle prescrizioni contenute nelle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC08) integrate dalla corrispondente Circolare esplicativa (Circ. NTC08). L'azione sismica è stata rappresentata da spettri di risposta elastici in accelerazione per sito rigido (Suolo A - NTC08 e componente orizzontale del moto sismico) e superficie topografica orizzontale, come illustrato nel Paragrafo 2.2 nonché da accelerogrammi naturali spettro-compatibili (Paragrafo 2.4) per i periodi di ritorno di pertinenza (Paragrafo 2.1). Questi ultimi sono risultati necessari per la valutazione della risposta sismica locale. La magnitudo attesa al sito, parametro sismologico fondamentale sia per la definizione degli accelerogrammi naturali spettro-compatibili, sia per la valutazione del potenziale di liquefazione al porto, è stata definita come descritto nel Paragrafo 2.3.

2.1 Severità dell'azione sismica

Le moderne norme tecniche per le costruzioni, tra le quali le NTC08, introducono un approccio di tipo prestazionale alla valutazione della sicurezza e della funzionalità delle strutture opere di ingegneria civile. La prestazione attesa della struttura è valutata con riferimento a 4 stati limite caratterizzati da una determinata probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento considerato. Nelle NTC08 il periodo di riferimento è ottenuto come prodotto della *vita nominale* dell'opera (V_N) per il *coefficiente della classe d'uso* (C_U).

Sulla base delle indicazioni fornite dal Committente, sono stati assunti i seguenti due *periodi di ritorno* che definiscono la severità dell'azione sismica attesa al sito:

- 475 anni, che corrisponde allo Stato Limite di salvaguardia della Vita, SLV, adottando una vita nominale V_N per le opere portuali di 50 anni ed una classe d'uso II;
- 712 anni relativo a SLV per una vita nominale V_N pari a 50 anni e classe d'uso III.



2.2 Spettri di risposta elastici per suolo di categoria A

Come menzionato nei paragrafi precedenti, l'azione sismica di base è stata definita in termini di spettri di risposta elastici in accelerazione su suolo rigido (componente orizzontale del moto sismico), calcolati in accordo alle prescrizioni contenute nelle NTC08. In Italia, la pericolosità sismica su suolo rigido è definita sulla base dei risultati dello studio probabilistico condotto dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, INGV (<http://esse1.mi.ingv.it/>). La pericolosità è stata calcolata in corrispondenza di ogni nodo di un reticolo di riferimento costituito da 10751 punti situati ad una distanza media inferiore a 10 km.

Per ogni nodo del reticolo e per diversi periodi di ritorno lo studio dell'INGV fornisce lo spettro a pericolosità uniforme (isoprobabile) per la componente orizzontale del moto sismico. Le NTC08, recependo i risultati dello studio di pericolosità dell'INGV, definiscono, per ogni nodo della griglia, uno spettro di risposta elastico caratterizzato da un'espressione analitica che dipende dai seguenti tre parametri:

- accelerazione orizzontale di picco su suolo rigido a_g ;
- valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0 (rapporto tra l'accelerazione spettrale massima e a_g);
- periodo T_C^* dell'oscillatore di inizio del tratto a velocità costante dello spettro isoprobabile in accelerazione.

In Tabella 1 sono riportati i valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* , utilizzati per definire gli spettri di risposta elastici in accelerazione (componente orizzontale) su sito rigido (suolo A - NTC08) e superficie topografica orizzontale al sito oggetto di studio, calcolati, per i due periodi di ritorno definiti nel Paragrafo 2.1, nell'ipotesi di smorzamento viscoso strutturale convenzionale pari al 5%. In Figura 1 sono rappresentati graficamente i corrispondenti spettri di risposta. Le coordinate Lat: 44.4715° e Long: 12.2563°, che ricadono nell'area centrale del porto di Ravenna, sono state scelte come rappresentative della zona di studio.

Tabella 1: Parametri per la definizione degli spettri di risposta elastici in accelerazione (componente orizzontale) secondo le NTC08 per il porto di Ravenna (Lat: 44.4715°, Long: 12.2563°) e categoria di suolo A.

Periodo di ritorno T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_C^* (s)
475	0.146	2.578	0.278
712	0.172	2.551	0.281

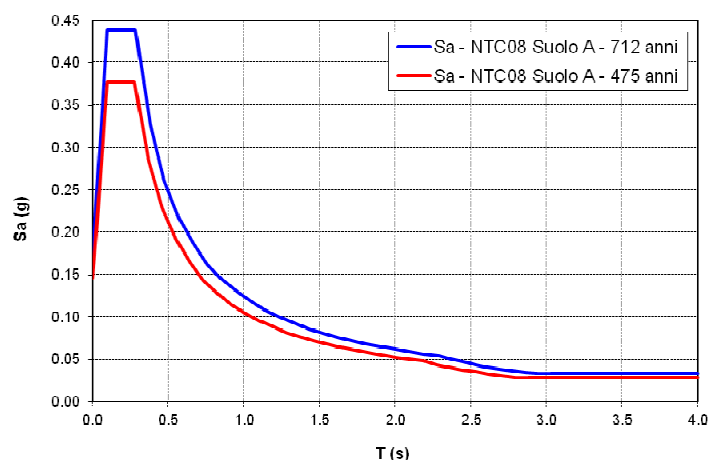


Figura 1: Spettri di risposta elastici in accelerazione (componente orizzontale) per sito rigido (suolo A - NTC08) relativi ai periodi di ritorno di 475 e 712 anni.

2.3 Magnitudo attesa al sito

La definizione della magnitudo attesa al sito costituisce una operazione particolarmente importante per lo studio. Dalla magnitudo attesa, infatti, dipende la severità delle registrazioni accelerometriche spettro-compatibili da utilizzare nelle analisi di risposta sismica locale. Essa, inoltre, influenza l'intensità della domanda sismica attesa nella valutazione del potenziale di liquefazione al sito di interesse.

Seguendo le indicazioni contenute nel documento *Indirizzi e Criteri generali per la Microzonazione Sismica* (ICMS, 2008), la stima della magnitudo attesa ad un sito può essere effettuata seguendo una delle seguenti procedure alternative:

- i. metodo basato sui dati contenuti nella Zonazione Sismogenetica ZS9 (Meletti et al., 2008) utilizzata da INGV per lo studio di pericolosità condotto a scala nazionale (<http://esse1.mi.ingv.it/>). Nel caso in esame, il sito di interesse cade nella zona sismogenetica 912 - Dorsale Ferrarese (Figura 2). Essa è caratterizzata da magnitudo momento massima M_w pari a 6.14 (Meletti et al., 2008);
- ii. metodo basato sull'impiego dei risultati dello studio di disaggregazione della pericolosità sismica condotto per il territorio nazionale da Spallarossa e Barani (2007). Tali risultati sono espressi in termini di coppie magnitudo-distanza e corrispondente valore dell'incertezza. Per il sito in esame, lo studio indica una magnitudo attesa M_w pari a 4.98 per il periodo di ritorno di 475 anni e 4.99 per 712 anni. Entrambi questi valori sono riferiti al parametro di scuotimento corrispondente alla accelerazione spettrale (componente orizzontale) su suolo rigido per $T=0$ e cioè a_g .

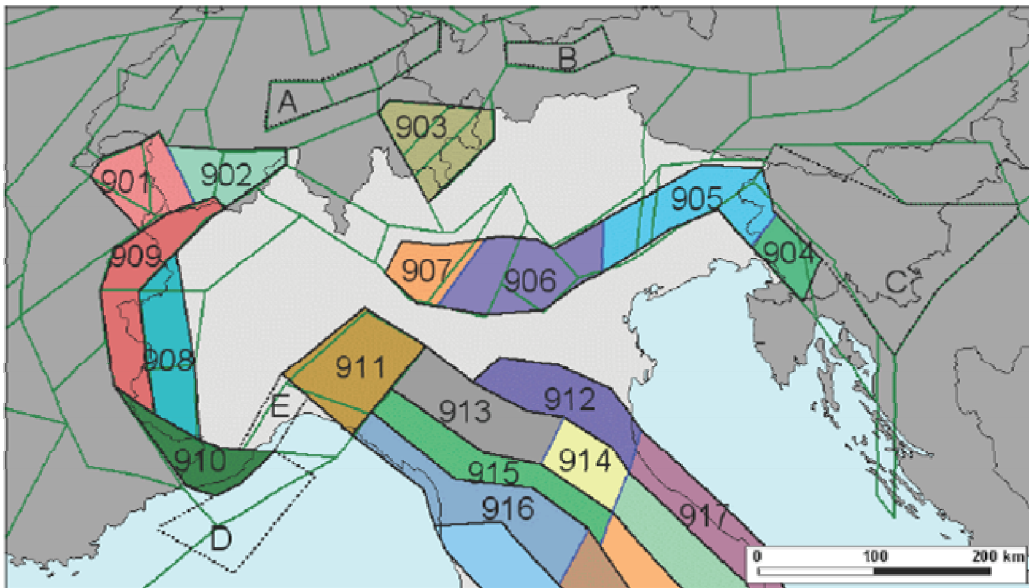


Figura 2: Estratto della mappa che rappresenta la Zonazione Sismogenetica ZS9 (Meletti et al., 2008). Il sito in esame ricade all'interno della zona 912 - Dorsale Ferrarese, caratterizzata da $M_{w,max}$ pari a 6.14 (Meletti et al., 2008).

Entrambi i metodi suggeriti da ICMS (2008) presentano evidenti limiti. Il metodo *i.*, in particolare, svincola la definizione della magnitudo attesa dal periodo di ritorno, assumendo che la magnitudo al sito, indipendentemente dal periodo di ritorno in esame, sia pari alla massima magnitudo della zona sismogenetica di appartenenza. Il metodo *ii.*, come evidenziato dagli stessi autori dello studio di disaggregazione (Spallarossa, 2013 – comunicazione personale), soffre di un problema di *saturazione* della magnitudo al crescere del periodo di ritorno. Per il periodo di ritorno di 2475 anni, la magnitudo momento attesa al porto di Ravenna è infatti pari a 5.06 contro il valore di 4.99 fornito per il periodo di ritorno di 712 anni.

Le *Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da liquefazioni* (LG-LQ, 2017) approfondiscono il tema della definizione della magnitudo per la valutazione della suscettibilità a liquefazione nell'Appendice A1, in cui sono menzionati i seguenti metodi (definiti *classici*) con le relative criticità:

- Massima magnitudo dal Database Macrosismico Italiano DBMI (le LG-LQ, 2017 fanno riferimento al DBMI1, https://emidius.mi.ingv.it/DBMI11/query_place/. Si segnala che è stata recentemente pubblicata la versione aggiornata denominata DBMI15). Come riportato in LG-LQ (2017), tale metodo comporta che la scelta sia completamente deterministica. La maggior parte delle misure di magnitudo, riportate nei cataloghi derivano da conversioni empiriche a partire da stime dell'intensità macrosismica epicentrale e, dunque, soffrono delle incertezze proprie di questo genere di trasformazioni.
- Criteri del *cut-off* magnitudo-distanza epicentrale. Anche questo approccio comporta una scelta deterministica. Inoltre le curve sono costruite con dati di terremoti storici



su cui gravano le incertezze relative alla localizzazione dell'epicentro e alla magnitudo.

- Massima magnitudo delle zone sismogenetiche e disaggregazione (ICMS, 2008). La magnitudo che deriva dalla disaggregazione è legata a uno studio probabilistico, ma, per come sono state costruite le zone sismogenetiche italiane nello studio ZS9 (hanno una elevata estensione geografica), essa può essere scarsamente rappresentativa dell'area di studio.

Le LG-LQ (2017) illustrano, inoltre, una metodologia originale per il calcolo della magnitudo per la verifica della suscettibilità alla liquefazione messa a punto dal Prof. D. Albarello dell'Università degli Studi di Siena, basata sull'uso diretto delle osservazioni macrosismiche (MCS) riguardanti terremoti che in passato hanno interessato il sito oggetto di studio (storia sismica del sito). Per la definizione di un territorio comunale potenzialmente liquefacibile (in termini di condizioni scatenanti ed al netto della presenza di fattori predisponenti) vengono individuate due situazioni che stabiliscono, se verificate entrambe, la condizione per la quale il sito in esame può essere considerato potenzialmente soggetto a liquefazione dinamica:

- i. un valore dell'intensità macrosismica di riferimento I_{rif} (ottenuta utilizzando un metodo statistico/probabilistico specificamente sviluppato per la gestione di dati macrosismici) almeno pari al grado VII della scala MCS (Mercalli Cancani Sieberg). Questa scelta è dettata *“dalla considerazione che nelle numerose leggi di conversione tra intensità macrosismica epicentrale e picco di accelerazione, il grado VII della scala MCS corrisponde ad una accelerazione di picco pari a circa 0.1 g”*. Inoltre, in LG-LQ (2017), si afferma che *“solo dal VII grado della scala EMS98 sono presenti effetti di liquefazione fra quelli osservati nell'ambiente naturale in occasione di eventi di questa intensità”*;
- ii. la presenza nell'elenco degli eventi che contribuiscono a I_{rif} di almeno un terremoto con M_w e distanza epicentrale (in km) compatibile con la relazione di Galli (2000).

Per ulteriori dettagli relativi all'approccio di Albarello, si rimanda al documento LG-LQ (2017), che in Allegato 1 riporta *“le mappe del territorio nazionale e la lista dei Comuni per i quali sono verificate le soglie 1 e 2 precedentemente definite e sussiste, dunque, la condizione di suscettibilità alla liquefazione rispetto alla M_w e alla distanza epicentrale dell'evento sismico”*. Il Comune di Ravenna è riportato nell'elenco dell'Allegato 1 alle LG-LQ (2017) e sono indicati $M_{rif}=5.78$ e $D_{rif}=21$ (in km).

Nelle Relazione GES (2015), per la stima del potenziale di liquefazione, condotta con riferimento al periodo di ritorno di 475 anni, sono stati adottati due valori per la magnitudo, uno pari a 5.6, che corrisponde alla magnitudo assegnata a ITCS012 Malalbergo-Ravenna nel DISS 3.1 (<http://diss.rm.ingv.it/diss>) e 5.88, che rappresenta il valore massimo di magnitudo dei terremoti del CPTI11 (<https://emidius.mi.ingv.it/CPTI11/>) compresi in un raggio di circa 40 km dal sito in esame.

Gli scriventi hanno condotto un'analisi *ad hoc* per la definizione dei valori di magnitudo attesa al sito con riferimento ai due periodi di ritorno in esame, basata sul calcolo dei tassi di



sismicità con le relazioni di ricorrenza di Gutenberg-Richter (1942). La magnitudo attesa al sito è stata determinata applicando agli eventi della zona sismogenetica 912 (Meletti et al., 2008) la legge di regressione di Gutenberg-Richter troncata sia superiormente che inferiormente (McGuire and Arabasz, 1990):

$$\lambda_{M_W} = \nu \cdot \frac{e^{-\beta(M_W - M_W^{inf})} - e^{-\beta(M_W^{sup} - M_W^{inf})}}{1 - e^{-\beta(M_W^{sup} - M_W^{inf})}} \quad \text{con } M_W^{inf} \leq M_W \leq M_W^{sup} \quad (1)$$

dove λ_{M_W} rappresenta il tasso annuale di eccedenza dei terremoti con magnitudo maggiore o uguale a M_W , M_W^{inf} e M_W^{sup} sono rispettivamente il limite inferiore e superiore della distribuzione di magnitudo, $\nu = e^{\alpha - \beta M_W^{inf}}$, $\alpha = 2.303 \cdot a$, $\beta = 2.303 \cdot b$, con a e b calcolati utilizzando la relazione *standard* (non-troncata) di Gutenberg-Richter (1942). La relazione di regressione è stata calcolata utilizzando:

- il catalogo di terremoti CPTI15 (Rovida et al., 2016);
- i periodi di completezza e le classi di magnitudo adottati da INGV per la redazione della mappa di pericolosità sismica MPS04 (Meletti et al., 2008);
- $M_W^{inf} = 4.65$, $M_W^{sup} = 6.14$ (magnitudo massima associata alla zona sismogenetica 912, Meletti et al., 2008).

I risultati ottenuti considerando gli intervalli di completezza calcolati con un approccio di tipo *storico* (Meletti et al., 2008) sono mostrati in Figura 3. Dalla relazione di Gutenberg-Richter troncata si ottiene una magnitudo attesa pari a **5.87** per il periodo di ritorno di 475 anni ed una magnitudo attesa pari a **5.96** per il periodo di ritorno di 712 anni. I risultati non variano utilizzando i periodi di completezza calcolati con un approccio di tipo *statistico* (Meletti et al., 2008).

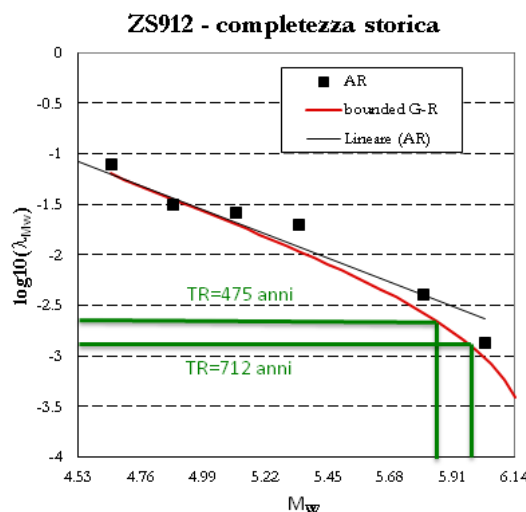


Figura 3: Tassi annuali di eccedenza (quadrantini neri), legge di Gutenberg-Richter lineare (linea nera), legge di Gutenberg-Richter troncata (linea rossa). In verde, le linee relative ai valori di magnitudo estratti con riferimento ai periodi di ritorno di 475 anni e 712 anni per l'area portuale di Ravenna.



2.4 Accelerogrammi naturali spettro-compatibili

Per entrambi i periodi di ritorno di interesse, è stato selezionato un gruppo di 7 accelerogrammi naturali compatibili, in media, al corrispondente spettro di risposta elastico nell'intervallo di periodi dell'oscillatore compresi tra 0.15 e 2s, in accordo alle raccomandazioni contenute nella Circ. NTC08.

Gli accelerogrammi sono stati selezionati utilizzando il codice ASCONA (*Automated Selection of COmpatible Natural Accelerograms*, Corigliano et al., 2012), che implementa una procedura semi-automatica per la selezione degli accelerogrammi reali spettro-compatibili. La procedura consente di scegliere, da una banca-dati predefinita, un gruppo di accelerogrammi naturali che soddisfino a determinati criteri di adeguatezza sismologica descritti nel seguito e l'ulteriore condizione sulla spettro-compatibilità rispetto ad uno spettro *target* di riferimento in uno specificato campo di periodi dell'oscillatore.

La banca-dati utilizzata da ASCONA è formata da accelerogrammi naturali provenienti da banche accelerometriche accreditate comprendenti l'Engineering Strong-Motion database (ESM, <http://esm.mi.ingv.it/>), PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) NGA-West2 Database (<http://peer.berkeley.edu/ngawest2/>) e KiK-net (Kiban-Kyoshin network) database (<http://www.kyoshin.bosai.go.jp>). In essa sono presenti solo accelerogrammi registrati da stazioni poste su substrato roccioso affiorante (suolo di categoria A nelle NTC08) e, quindi, assunti non influenzati da eventuali fenomeni di amplificazione sismica locale.

ASCONA richiede che siano stabiliti i criteri di selezione, ovvero il numero di accelerogrammi da includere nel gruppo (tipicamente 7 in modo da trarre vantaggio delle prescrizioni normative delle NTC08 che consentono di fare riferimento ai valori *medi* dei risultati delle analisi dinamiche e non a quelli più *conservativi* nel caso in cui il progettista esegua un numero di analisi dinamiche maggiore o uguale a 7), gli intervalli di magnitudo e distanza epicentrale, i valori massimo e minimo dei fattori di scala, lo spettro di riferimento per la verifica della spettro-compatibilità, l'ordinata spettrale rispetto a cui scalare gli accelerogrammi, l'intervallo di periodi dell'oscillatore rispetto a cui deve essere operato il controllo della spettro-compatibilità, il valore massimo dello scarto negativo tra lo spettro medio ottenuto dagli accelerogrammi selezionati e lo spettro di riferimento (affinché la spettro-compatibilità sia verificata) e il valore massimo accettabile della deviazione spettrale (Iervolino et al., 2008).

ASCONA impone, inoltre, una serie di vincoli alla selezione delle registrazioni accelerometriche che consentono di evitare che nello stesso gruppo di accelerogrammi siano presenti due componenti della stessa registrazione e storie temporali registrate durante la stessa sequenza sismica, in modo da escludere registrazioni tra loro fortemente correlate. Il programma è basato su un approccio di tipo Monte Carlo per la determinazione del gruppo di accelerogrammi che meglio soddisfa i requisiti imposti dall'utente. L'algoritmo genera in modo sequenziale un numero elevato di combinazioni di accelerogrammi naturali che



rispettano i criteri di selezione, ne calcola lo spettro di risposta medio (scalato al valore o ai valori dell'ordinata spettrale dello spettro di riferimento) e lo confronta con lo spettro di riferimento calcolandone lo scarto medio, lo scarto negativo massimo, la deviazione spettrale media e la deviazione spettrale massima, all'interno di un prefissato campo di periodi dell'oscillatore (e cioè tra 0.15 e 2s). Se il massimo scarto negativo non eccede lo scarto ammissibile (e cioè $\leq 10\%$), il set di accelerogrammi rispetta il criterio di spettro-compatibilità. La procedura viene ripetuta più volte fino a trovare un numero di gruppi prefissato che rispettano i requisiti di spettro-compatibilità. Il gruppo restituito in output da ASCONA è quello caratterizzato dal minimo scarto medio.

In accordo alle NTC08, la spettro-compatibilità è stata valutata rispetto allo spettro di risposta elastico definito per l'area di studio, controllando che lo spettro medio dei 7 accelerogrammi selezionati non presentasse uno scarto in difetto superiore al 10% rispetto allo spettro di riferimento, nell'intervallo di periodi dell'oscillatore 0.15s÷2.0s. La Figura 4 mostra il confronto tra gli spettri di risposta elastici (componente orizzontale) degli accelerogrammi selezionati (linee nere), lo spettro medio (linea blu) e lo spettro di riferimento definito dalle NTC08 (linea rossa) per i periodi di ritorno di 475 anni (a) e 712 anni (b). In figura, sono mostrati, inoltre, i valori dello scarto medio e dello scarto massimo negativo. La Figura 5 mostra i gruppi di 7 accelerogrammi naturali spettro-compatibili (componente orizzontale), con i relativi valori di magnitudo (M), distanza epicentrale (d) e fattore di scala (SF) selezionati per i due periodi di ritorno considerati.

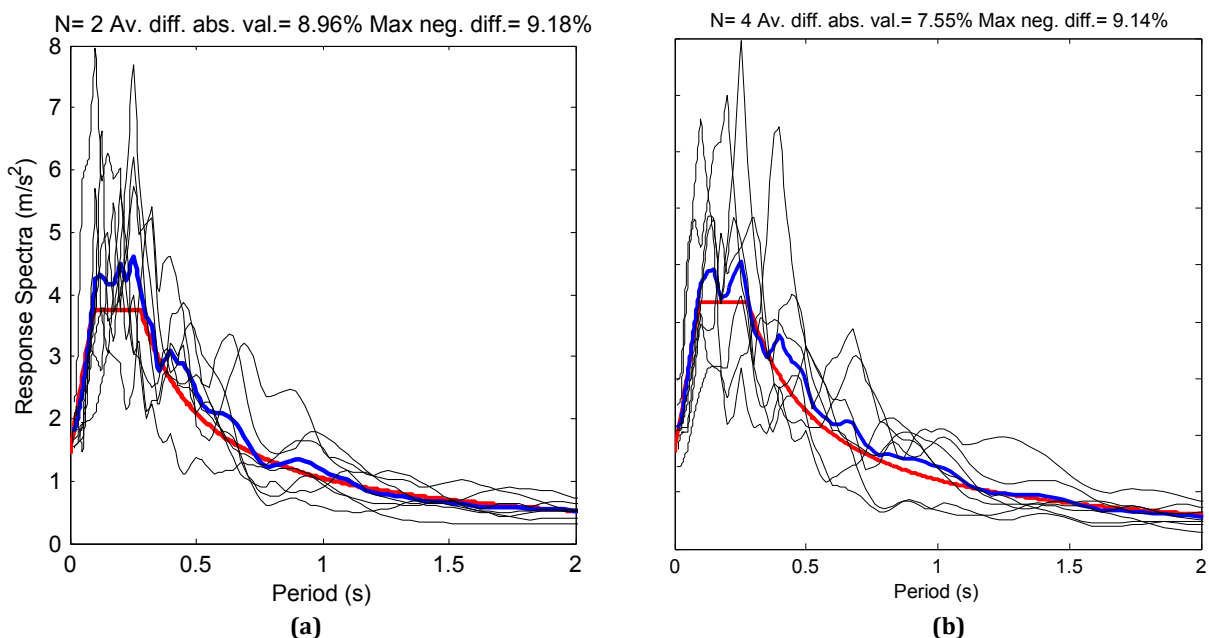


Figura 4: Confronto tra gli spettri di risposta elastici (componente orizzontale) degli accelerogrammi reali spettro-compatibili selezionati al porto di Ravenna (linee nere), lo spettro medio (linea blu) e spettro di riferimento definito dalle NTC08 (linea rossa) per i periodi di ritorno 475 anni (a) e 712 anni (b).

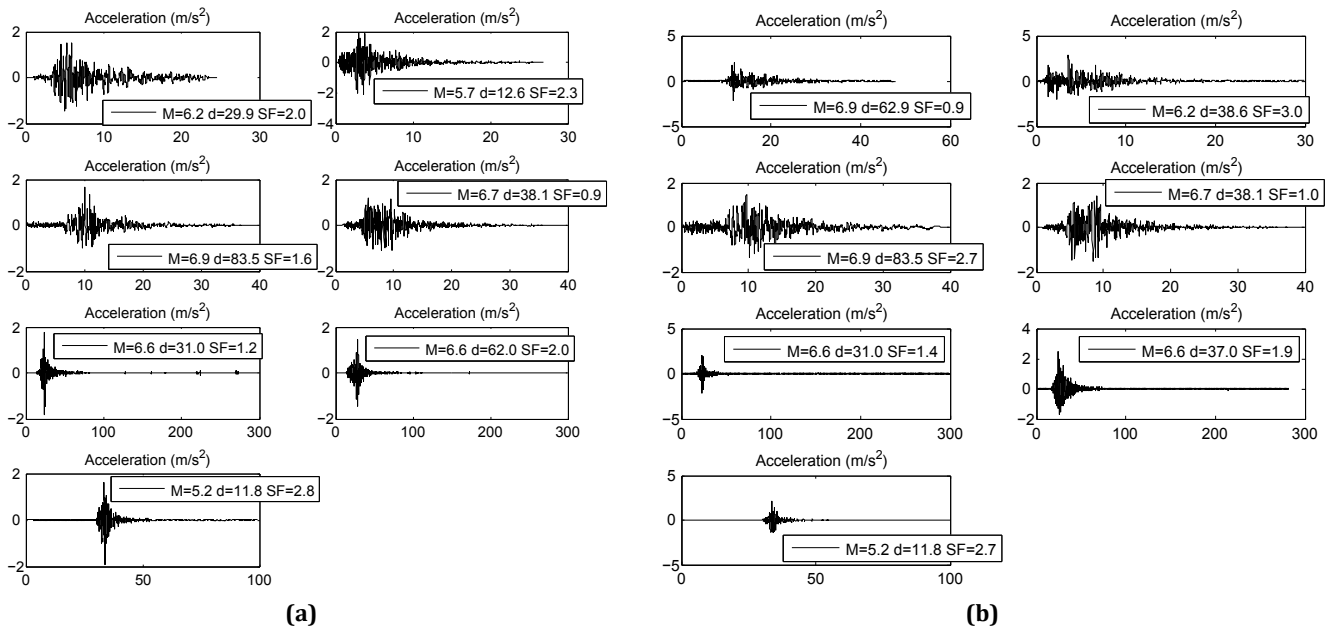


Figura 5: Gruppi di 7 accelerogrammi naturali (componente orizzontale) spettro-compatibili selezionati per i periodi di ritorno di 475 anni (a) e 712 anni (b).

Gli accelerogrammi sono stati scalati linearmente adottando l'approccio sviluppato in California, denominato *PEER* (PEER 2010 a, b; NEHRP, 2011; Kwong e Chopra, 2015), che prevede l'adozione di una funzione "peso" per garantire la migliore compatibilità con lo spettro di riferimento per un certo intervallo di ordinate spettrali definito dall'utente. In questo caso, sulla base delle indicazioni fornite da GES, si è scelto di adottare la funzione "peso" mostrata in Figura 6. I segnali selezionati sono stati, successivamente, utilizzati come *input sismico* nelle analisi di risposta sismica locale, descritte nel Capitolo 4.

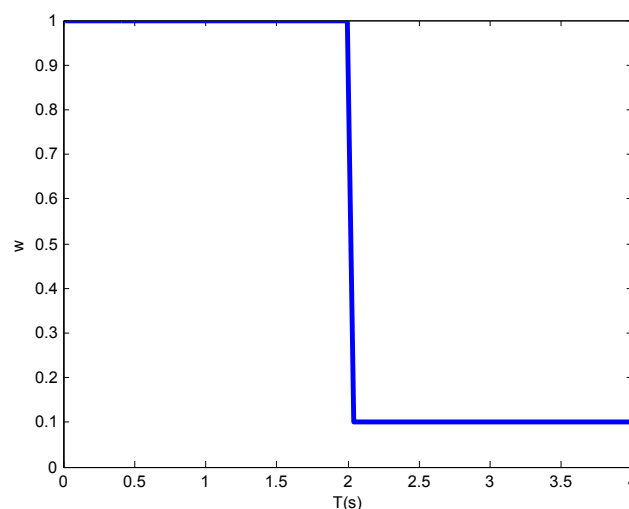


Figura 6: Funzione "peso" adottata per scalare linearmente i segnali naturali secondo l'approccio PEER (2010 a, b).



3. MODELLAZIONE GEOTECNICO-SISMICA DELL'AREA PORTUALE DI RAVENNA

Lo studio di pericolosità sismica di base è condotto con riferimento a condizioni *standard* di suolo, ovvero substrato roccioso affiorante con superficie topografica orizzontale. È noto che le caratteristiche dello scuotimento del terreno sono fortemente influenzate dalle condizioni geologiche, geomorfologiche e geotecniche locali che modificano, a volte in modo significativo, il moto sismico corrispondente alla pericolosità sismica di base. Gli effetti locali concorrono a modificare ampiezza, frequenza e durata dell'azione sismica di progetto che risulta da uno studio di pericolosità di base, condotto con riferimento a condizioni *standard* di suolo rigido (Lai et al., 2009).

Le analisi di risposta sismica locale consentono di definire le modifiche che il segnale sismico subisce, a causa delle caratteristiche geologiche dei depositi di terreno e delle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Questo tipo di analisi presuppone un'adeguata conoscenza delle caratteristiche geotecniche dei terreni, ottenuta nel presente studio, sulla base dell'esame dei dati relativi alle indagini geotecniche e geofisiche eseguite al porto di Ravenna (Paragrafo 3.1). Tenendo conto del contesto geologico (Paragrafo 3.2), la disamina dei dati geotecnici e geofisici ha consentito la definizione di un modello geotecnico del sottosuolo in varie tipologie a seconda della zona portuale: nello specifico, un modello per la zona centrale, uno per l'area nord-orientale ed uno per la zona meridionale (Paragrafo 3.3). Con riferimento a tali modelli geotecnici, nel Capitolo 4 sono state condotte le analisi di risposta sismica locale.

3.1 Dati disponibili

I dati di partenza comprendono principalmente le indagini eseguite per la caratterizzazione geotecnica e geofisica dei terreni dell'area portuale nella campagna condotta nel 2014-2015 nell'ambito di "Ravenna Port Hub: final detailed design and supporting technical analyses – Code: 2012-IT-91002-S". Inoltre, sono stati acquisiti dati desunti da altre campagne di indagine eseguite nel 2005 e nel 2011-2012.

La caratterizzazione geotecnico-sismica dei depositi di terreno presenti al sito è basata sui risultati di diversi tipi di prove, eseguite all'interno dell'area in esame nel corso delle campagne di indagine sopra citate. I dati ottenuti sono stati forniti dal personale tecnico della società GES Srl con il supporto dei tecnici dell'Autorità Portuale (AP). Si enumerano in particolare:



- 25 sondaggi, di cui 24 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino ad una profondità di 35m da piano campagna (PC) eseguiti nella campagna 2014-2015 ed 1 sondaggio a carotaggio continuo spinto fino ad una profondità di 40m dal PC eseguito nel 2005;
- 69 prove penetrometriche statiche CPT, di cui 60 con piezocono (CPTu) spinte fino ad una profondità variabile tra 24m e 41m eseguite nella campagna 2014-2015 e 9 prove CPT spinte fino ad una profondità variabile tra 25m e 35m eseguite nel 2005 (per tali indagini risulta mancante l'esatta tipologia di prova penetrometrica statica);
- 27 prove dilatometriche (DMT) spinte fino ad una profondità di circa 30m (campagna 2014-2015);
- 10 prove geofisiche di tipo down-hole (DH) spinte fino ad una profondità di 35m (campagna 2014-2015);
- 1 prova geofisica di tipo cross-hole (CH) spinta fino ad una profondità di 35m (campagna 2014-2015);
- 26 prove geofisiche di tipo sismico passivo ReMi (*Refraction Microtremor*) di cui 6 nella campagna 2014-2015, da cui sono stati desunti 117 profili di velocità delle onde di taglio (Vs) fino ad una profondità di circa 55m. 20 prove ReMi vennero eseguite nella campagna 2005;
- 2 prove geofisiche di tipo sismico passive HVSR-Nakamura (Horizontal-to-Vertical Spectral Ratio) estratte dalla campagna 2011-2012.

Si specifica che i dati ottenuti dalle prove geofisiche di tipo sismico passivo ReMi relativi alla campagna svolta nel 2005 non sono risultati utilizzabili in quanto è nota solamente l'ubicazione della prova, ma non sono stati acquisiti i relativi profili Vs.

I dati summenzionati hanno permesso di definire la successione lito-stratigrafica fino a circa 40m di profondità dal PC ed il profilo Vs fino a circa 55m dal PC. Per tale ragione, è stata condotta autonomamente una ricerca al fine di reperire informazioni utili per la caratterizzazione degli strati profondi. In particolare, sono stati reperiti e consultati:

- documentazione relativa alla Microzonazione Sismica di livello II del comune di Ravenna eseguita nel 2015;
- sezioni geologiche n.29 e n.32 tratte da RER-ENI e n.54 da Foglio n.222 "Lugo" del progetto CARG (CARTografia Geologica; <http://www.isprambiente.gov.it>);
- estratto della Carta sismotettonica Regione Emilia Romagna (2004);
- relazione geologica e sismica 2013 "PUA con opere di urbanizzazione di una zona di nuovo impianto prevalentemente residenziale sita in via Sant'Alberto - Scheda n°35" redatta da Mingolini e Sangiorgi (di seguito citato come *Mingolini e Sangiorgi 2013*).

Inoltre, grazie al supporto del personale tecnico del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna (SGSS-RER, 2017), sono stati acquisiti per la zona di interesse:

- risultati di prove di sismica passiva: 3 H/V (Nakamura) e 1 array 2D ESAC;
- risultati di prove geotecniche perlopiù prove CPT meccaniche.
- isobate della base del Subsintema di Villa Verucchio (0.125ky) – AES7
- isobate della base del Subsintema di Bazzano (0.250ky) – AES6



- isobate della base del Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore (0.400ky) – AES
- isobate della base del Sintema Emiliano-Romagnolo Inferiore (0.650ky) – AEI
- isobate della base del Quaternario marino (base del Calabriano 1.8My) – Qm
- isobate della base del Pliocene (5.4My)
- carta sismotettonica Regione Emilia Romagna che verrà presentata ufficialmente nel dicembre 2017 a Bologna.

Tali informazioni aggiuntive hanno permesso di caratterizzare, seppur con una certa approssimazione, gli strati profondi e la posizione del tetto del *bedrock* sismico, necessari per definire un adeguato modello di sottosuolo. A titolo di esempio, la Figura 7 riporta sul *lato sinistro* la mappa delle isobate della base del Subsistema di Bazzano (AES6) in cui sono riportati anche 2 pozzi di ricerca idrocarburi, contenuti nella sezione geologica n.54 del progetto CARG riportata sul *lato destro* della figura. Da quest'ultima, sono state individuate le unità lito-stratigrafiche presenti nel sottosuolo dell'area portuale di Ravenna.

Tutti i dati raccolti per l'area portuale di Ravenna sono stati organizzati in una banca dati GIS (*Geographic Information System*) su base cartografica georeferenziata. La Figura 8 ne riporta un estratto relativo al territorio di Ravenna, mentre la Figura 9 rappresenta un ingrandimento sull'area portuale.

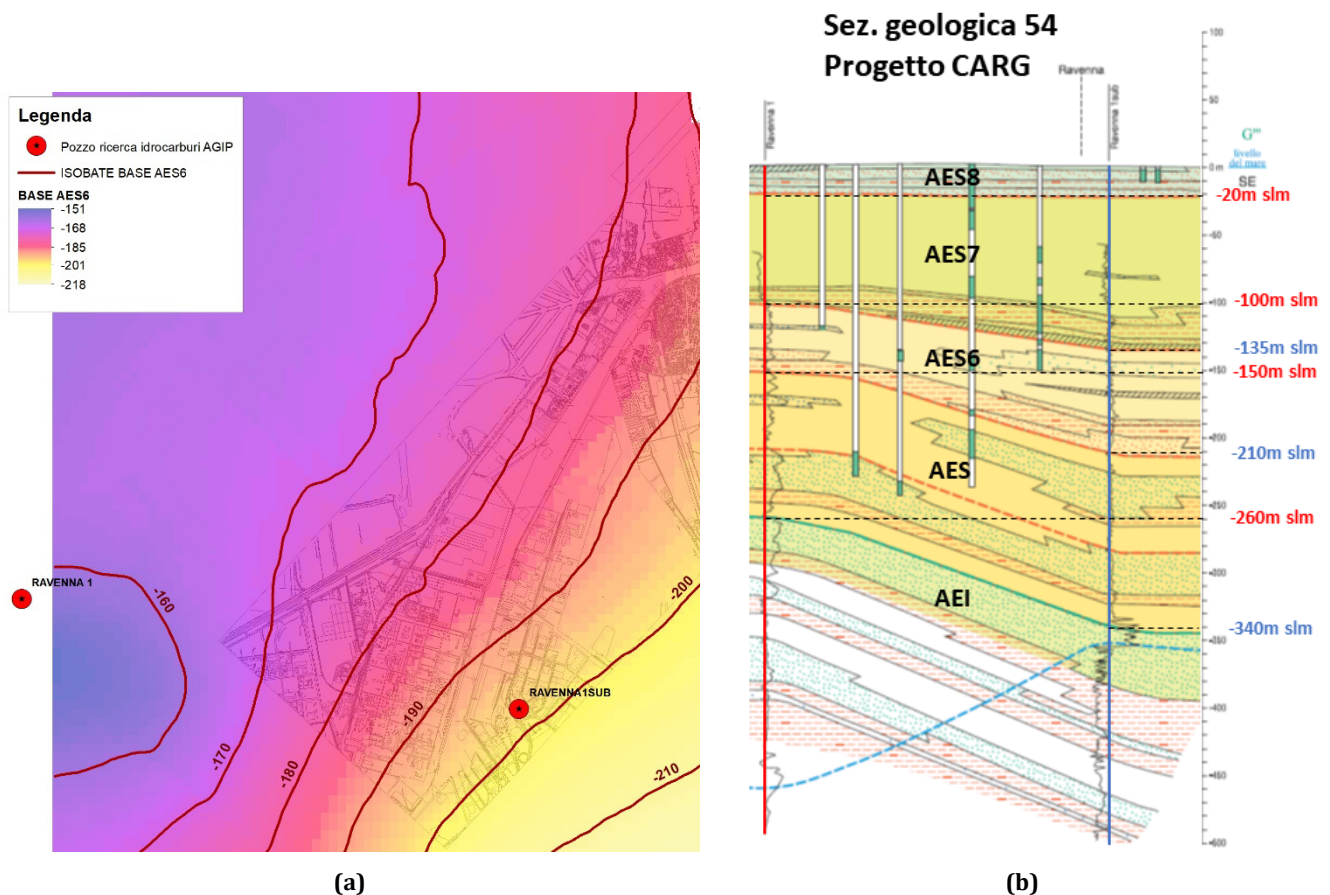


Figura 7: Dati forniti da SGSS-RER (2017) riguardanti le formazioni geologiche profonde nell'area portuale di Ravenna: a) isobate della base del Subsistema di Bazzano (AES6); b) sezione geologica n.54 Foglio CARG 222 "Lugo".

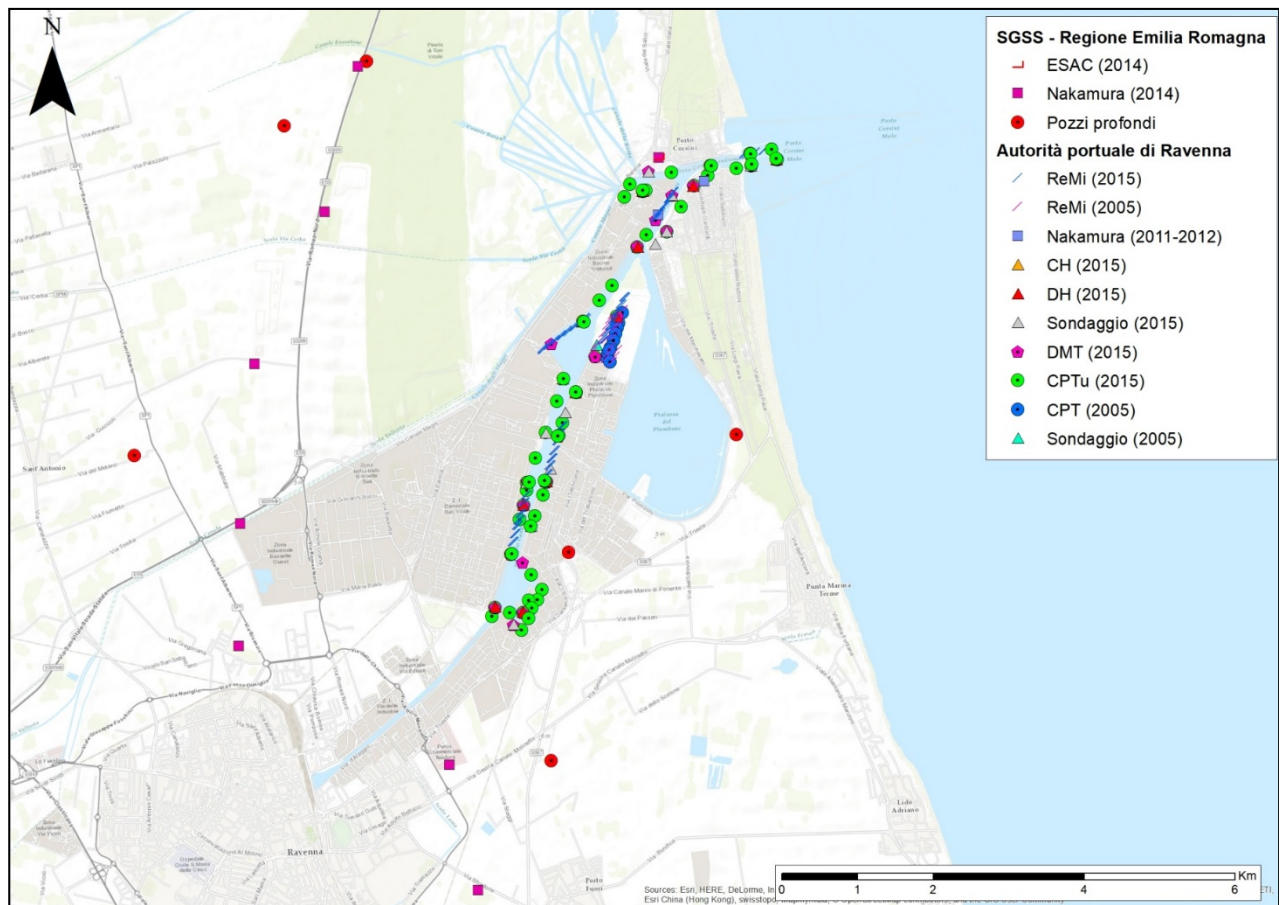


Figura 8: Mappa ottenuta in ambiente GIS dell'area portuale di Ravenna, in cui sono rappresentate le prove, fornite dal Committente, eseguite durante le diverse campagne di indagine e alcune prove utili per la definizione del modello geotecnico di sottosuolo del porto di Ravenna fornite da SGSS-RER (2017).

Infine si specifica che la campagna di indagine svolta tra il 2014 e il 2015 comprende numerose prove di laboratorio per la caratterizzazione fisica e meccanica dei campioni prelevati nei 24 sondaggi eseguiti (Figura 9). Tra le prove di laboratorio, di particolare importanza, ai fini di questo studio, sono le prove di colonna risonante e di taglio torsionale ciclico eseguite su 13 campioni nonché le analisi granulometriche eseguite su 103 campioni.

Dalla Figura 10 alla Figura 12, sono rappresentate le curve granulometriche dei campioni di materiale sabbioso prelevati in diversi sondaggi eseguiti rispettivamente nell'area centrale del porto (Figura 10), nella zona nord-orientale (Figura 11) e nella zona meridionale (Figura 12). Nelle figure citate sono state aggiunte le curve granulometriche dei terreni suscettibili a liquefazione secondo le NTC08. Esse sono distinte in base al coefficiente di uniformità C_u (linee nere tratteggiate per C_u minore di 3.5 e linee grigie tratteggiate per C_u maggiore di 3.5). E' importante rilevare che le curve granulometriche sperimentali relative ai campioni prelevati nell'area portuale di Ravenna ricadono all'interno delle curve definite nelle NTC08 per i terreni suscettibili alla liquefazione.

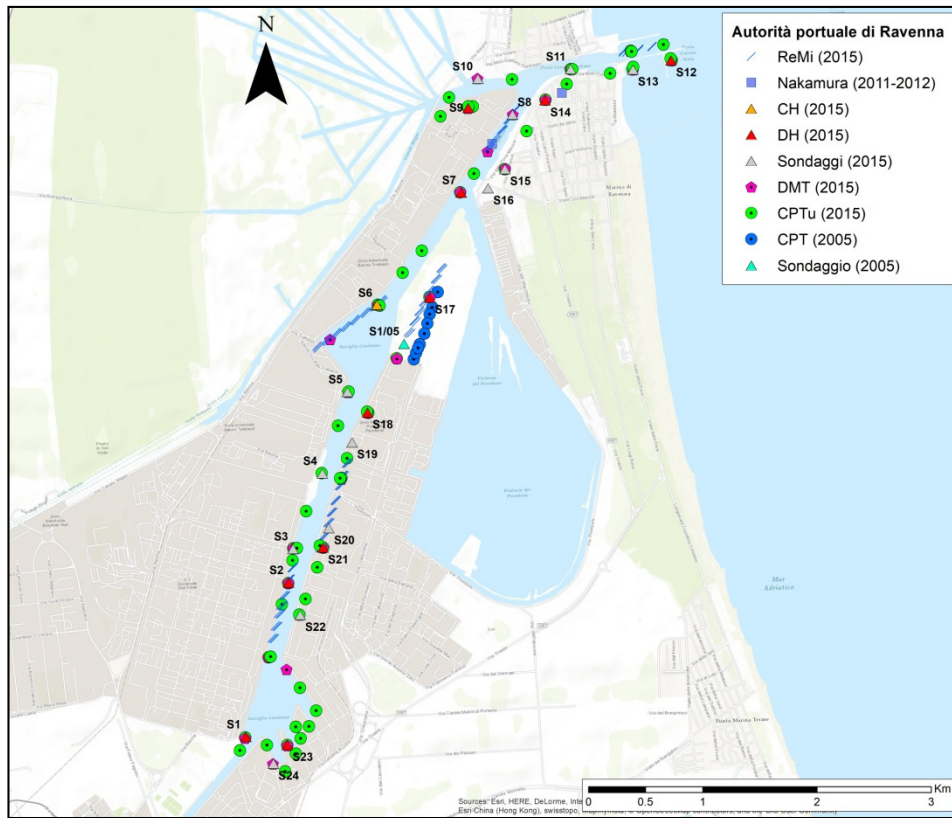


Figura 9: Mappa GIS del porto di Ravenna: prove da campagne di indagini geognostiche fornite dalla AP.

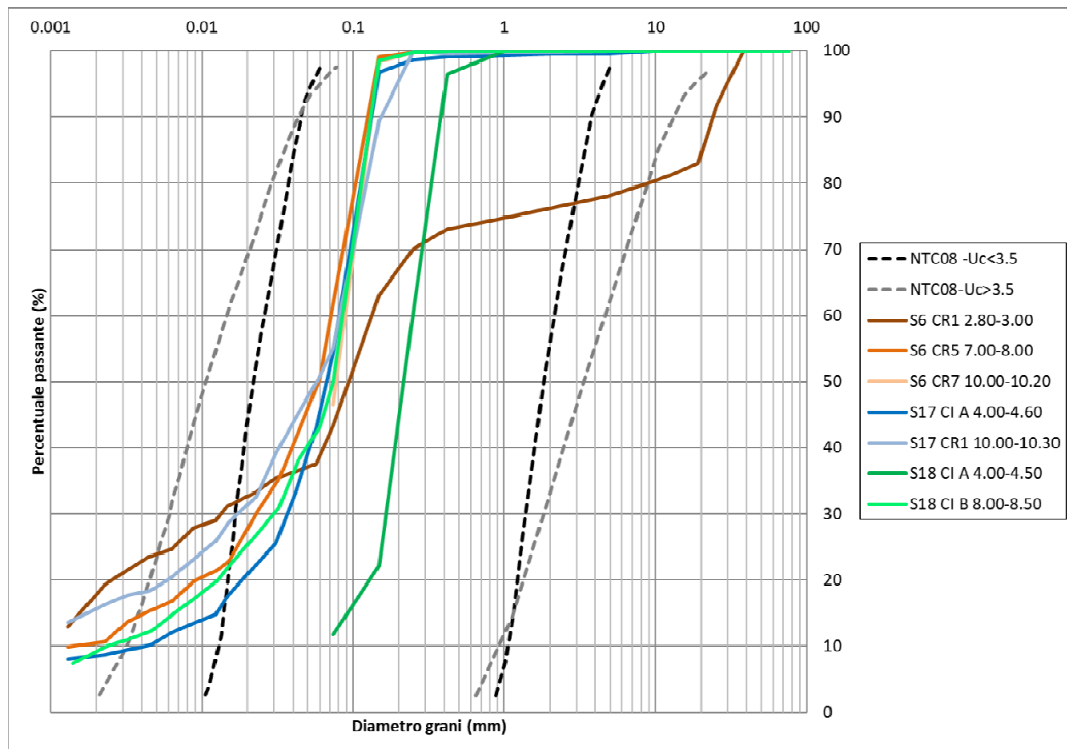


Figura 10: Curve granulometriche dei campioni di materiale sabbioso prelevati da sondaggi eseguiti nell'area centrale del porto (Figura 9), sovrapposte alle curve dei terreni suscettibili a liquefazione secondo le NTC08 distinte in base a $C_u < 3.5$ (linee nere a tratti) e $C_u > 3.5$ (linee grigie a tratti).

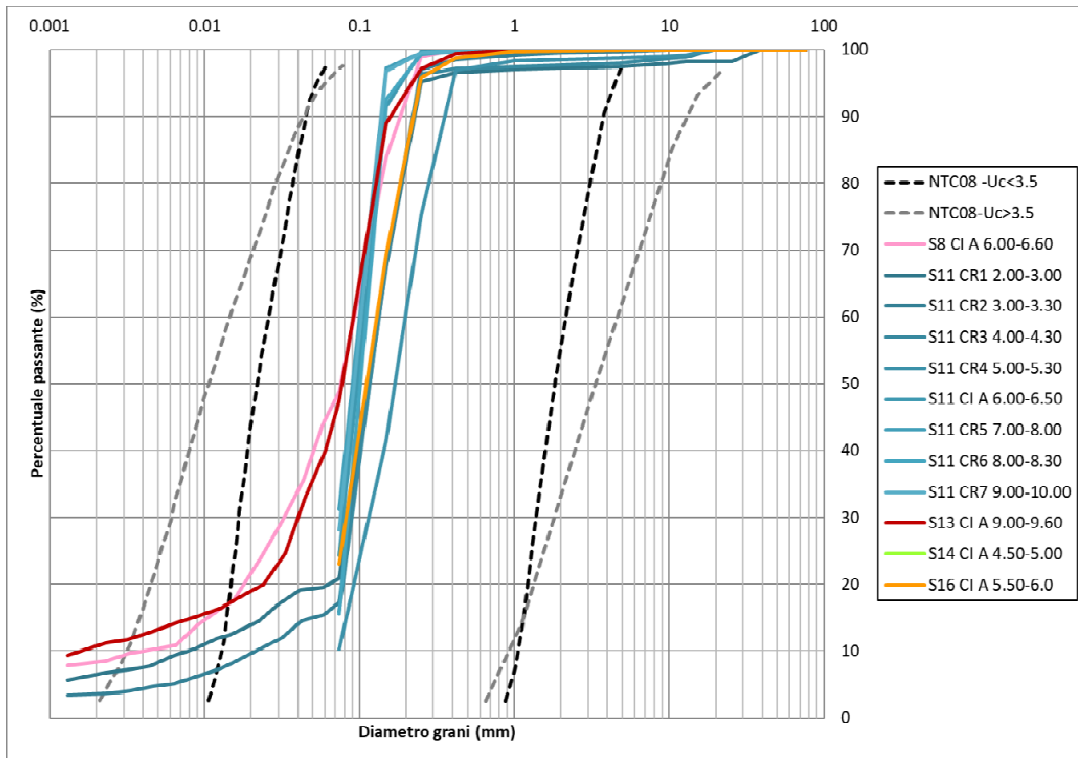


Figura 11: Curve granulometriche dei campioni di materiale sabbioso prelevati da sondaggi eseguiti nell'area nord-orientale del porto (Figura 9), sovrapposte alle curve dei terreni suscettibili a liquefazione secondo le NTC08 per $C_u < 3.5$ (linee nere a tratti) e $C_u > 3.5$ (linee grigie a tratti).

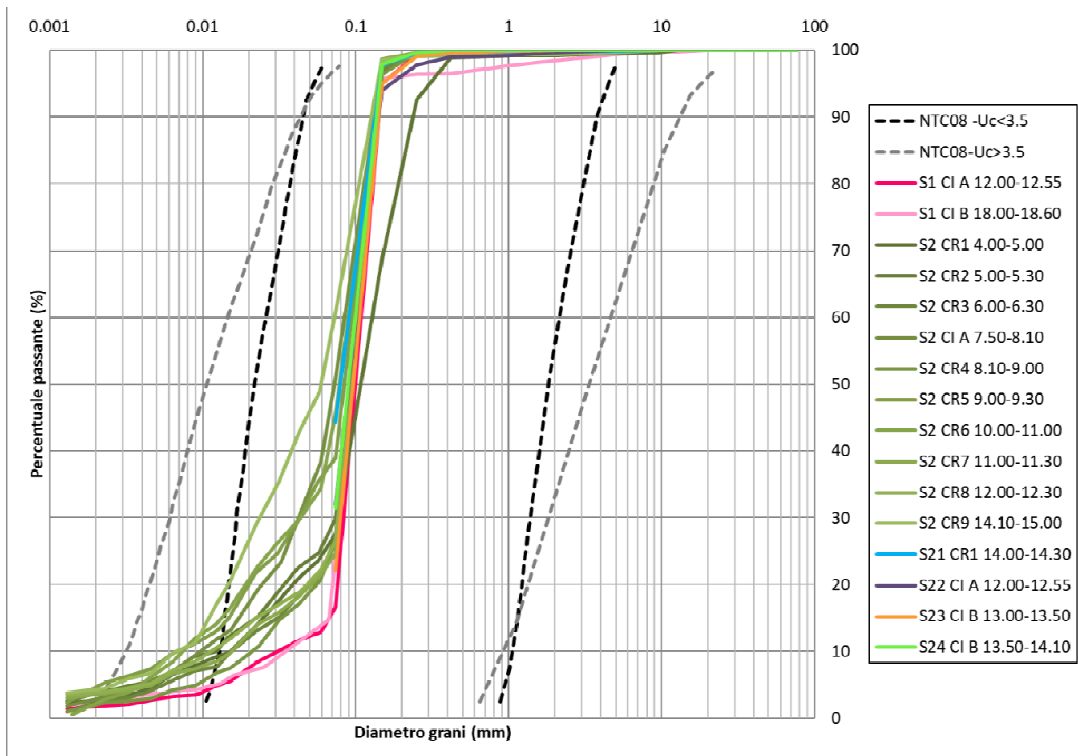


Figura 12: Curve granulometriche dei campioni di materiale sabbioso prelevati da sondaggi eseguiti nell'area meridionale del porto (Figura 9), sovrapposte alle curve dei terreni suscettibili a liquefazione secondo le NTC08 per $C_u < 3.5$ (linee nere a tratti) e $C_u > 3.5$ (linee grigie a tratti).



3.2 Inquadramento geologico

L'inquadramento geologico dell'area oggetto di studio è stato desunto dalle relazioni fornite dal Committente, in particolare dall'elaborato *"Relazione Geologica relativa alla progettazione dell'Hub portuale di Ravenna – Approfondimento canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, nuovo terminal in penisola Trattaroli e riutilizzo materiale estratto in attuazione al PRP vigente 2007 – Codice: 2012-IT-91002-S"* redatto dalla Dott.ssa M. Bruno (da qui citata Bruno 2015).

La zona di studio risulta caratterizzata dai depositi appartenenti al Supersistema Emiliano-Romagnolo (Pleistocene medio – Olocene) che comprende l'insieme dei depositi Quaternari di origine Continentale affioranti al margine appenninico padano e i sedimenti ad essi correlati nel sottosuolo della pianura emiliano-romagnola. Esso si distingue in due Sintemi, quello Superiore e quello Inferiore. In questo settore, il Supersistema Emiliano-Romagnolo appoggia generalmente in discordanza angolare sui depositi correlati alle Sabbie di Imola attribuibili alla parte basale del Pleistocene medio.

Al fine di descrivere il modello geologico locale, si riporta la descrizione estratta da Bruno (2015) della successione sedimentaria recente, Plio-Quaternaria, dai terreni più antichi a quelli più recenti, rappresentativa della porzione di territorio occupata dal porto di Ravenna: *"Con la fase regressiva Wurmiana si sono depositati terreni alluvionale di natura argillosa contenenti all'interno livelli sabbiosi irregolari, sedimenti riferibili rispettivamente a depositi di esondazione e di alveo fluviale. Al di sopra di questi depositi si rinviene un livello argilloso di ambiente lagunare e palustre che testimonia l'inizio della trasgressione Flandriana (circa 17.000 anni fa), a seguito della quale la posizione della linea di costa si posiziona a circa 16-18 km ad ovest della costa attuale all'altezza di Ravenna. Tale evento è stato responsabile della deposizione di sabbie fini di ambiente litorale con intercalazioni limoso-argillose e argille/limi poco consistenti con lenti di sabbia attribuibili ad un ambiente marino poco profondo in cui sfociavano i fiumi Lamone, Montone, Ronco e Savio. Terminata la regressione Flandriana, la linea di costa, a meno di modeste oscillazioni, è rimasta poco ad ovest della città di Ravenna. Con la successiva fase regressiva olocenica si è depositato un corpo sabbioso complesso costituito da una serie di cordoni sabbiosi con locali intercalazioni ghiaiose e con un orientamento NW-SE (parallelo all'antica linea di costa). L'elevato spessore, superiore a 15 metri circa, dei sedimenti sabbiosi testimonia la lenta evoluzione della fase regressiva che ha provocato la migrazione della linea di costa verso est. A ridosso dei cordoni dunari, verso ovest (presente nell'area di interesse portuale solo marginalmente a causa della forte antropizzazione che ha determinato, nel tempo, scavi e reinterri), al di sopra dei depositi sabbiosi, si rinvengono terreni argillosi con abbondanti frammenti di legno e resti vegetali di ambiente palustre."* La zona di studio è localizzata sui depositi appartenenti al Sintema Emiliano-Romagnolo superiore – Subsintema di Ravenna, AES8. La parte sommitale è rappresentata dall'Unità di Modena (AES8a) costituita da sabbie, argille e limi di ambiente alluvionale, deltizio e litorale, organizzati in corpi sedimentari lenticolari, nastriformi, tabulari e cuneiformi, di spessore plurimetrico. Il limite inferiore è inconforme ed è marcato



da una superficie di erosione fluviale, mentre il limite superiore corrisponde al piano topografico. Lo spessore dell'unità è compreso, nell'area di Ravenna tra 20 e 28.5 metri.

Le indagini geotecniche e geofisiche eseguite nelle diverse campagne di indagine hanno confermato, secondo Bruno (2015), la sequenza stratigrafica precedentemente descritta con la successione in corrispondenza del sondaggio S3, mostrato in Figura 13, elaborato nell'ambito delle note illustrative della carta geologica Foglio 223 Ravenna del progetto CARG.

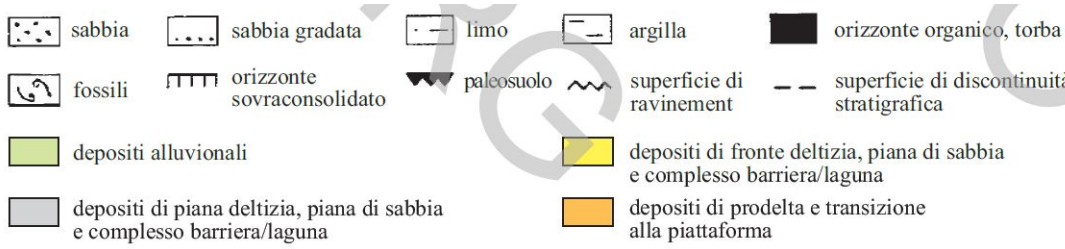
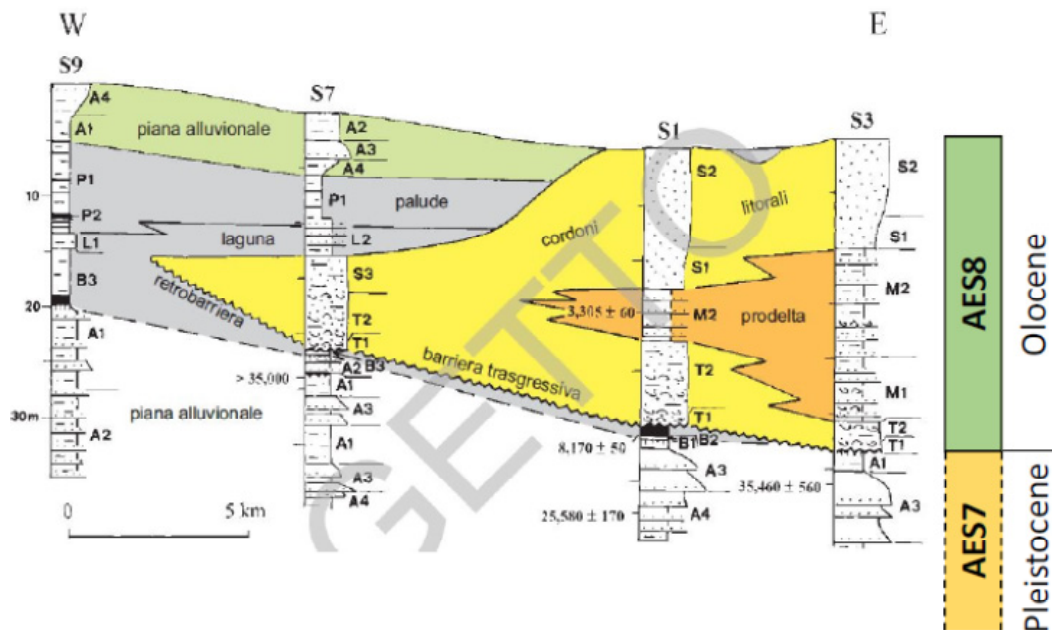


Figura 13: Estratti dalla relazione geologica di Bruno (2015): stratigrafia del Subsistema di Ravenna nel settore centrale del Foglio 223 Ravenna del progetto CARG desunta sulla base della correlazione di sondaggi a carotaggio continuo.



Le unità stratigrafico deposizionali, riconosciute nell'area in esame sono state, quindi, distinte, per la propria *facies*, per l'associazione di *facies* e per la tipologia deposizionale:

- depositi antropici: eterogeneo e connesso all'attività antropica (R);
- depositi di palude salmastra (associazione di *facies* "P");
- depositi di cordone litorale (associazione di *facies* "S") costituiti da sabbie fossilifere fini e finissime con rare intercalazioni limose;
- depositi di prodelta e transizione della piattaforma (associazione di *facies* "M") costituiti da limi-argillosi e argille-limose grigie;
- depositi di barriera trasgressiva (associazione di *facies* "T") di natura prevalentemente sabbiosa di colore grigiastro;
- depositi di piana alluvionale (associazione di *facies* "A"), si tratta di depositi pleistocenici comprendenti argille limose, argille e limi argillosi molto consistenti e con livelli di sabbia fine limosa addensata.

Per una descrizione dettagliata delle diverse unità si rimanda alla relazione di Bruno (2015).

3.3 Definizione del modello geotecnico: zonazione dell'area portuale

La modellazione geotecnico-sismica dell'area portuale è stata effettuata fino a 55m di profondità dal PC sulla base dell'analisi congiunta delle sezioni geologiche tratte dalla relazione geologica di Bruno (2015) e dei seguenti dati:

- andamento del profilo Vs da prove geofisiche;
- successione lito-stratigrafica fornita dai sondaggi;
- andamento della resistenza penetrometrica e dell'indice di comportamento del terreno I_c (Robertson, 2009) desunto dalle prove penetrometriche CPT.

In assenza di informazioni provenienti da fori di sondaggio, è possibile utilizzare una procedura che, sulla base dei valori di resistenza alla punta e di attrito laterale, permette una valutazione approssimata tramite l'*indice di comportamento del terreno* (*Soil Behaviour Type Index*, I_c), definito nel lavoro di Robertson e Wride (1998). La metodologia di Robertson (2009) definisce, sulla base del valore di I_c , due principali tipi di comportamento del terreno: *sabbioso* (*sand-like*) se I_c non è superiore a 2.5 e *argilloso* (*clay-like*) se I_c è superiore a 2.7. Inoltre, viene definita una zona di transizione che rappresenta diverse tipologie di terreno, dai materiali a comportamento granulare ai materiali a comportamento prevalentemente coesivo. Lo stesso P.K. Robertson ha recentemente proposto un aggiornamento di questa classificazione (si veda Robertson, 2016).

Su indicazione del Committente, l'analisi è stata concentrata, nella fase iniziale dello studio, sull'area centrale del porto (Largo Trattaroli), considerata di prioritaria importanza, e, nel seguito, sulla restante area portuale. Occorre precisare che, oltre a soddisfare le necessità del Committente, la scelta di definire un modello del sottosuolo specifico per la zona centrale del porto deriva dall'analisi congiunta dei dati delle prove in sito disponibili e dei dati



riguardanti gli strati più superficiali del sottosuolo (fino a circa 55m dal PC). Infatti, la modellazione geotecnico-sismica ha condotto alla suddivisione dell'area portuale in *tre zone omogenee* in termini di successione lito-stratigrafica e proprietà meccaniche delle formazioni.

Queste tre zone in cui il porto di Ravenna è stato suddiviso (*zona centrale, zona nord-orientale, zona meridionale*) sono illustrate nella mappa di Figura 14. Ad esse si farà riferimento nel Capitolo 4 sulla valutazione della risposta sismica locale.

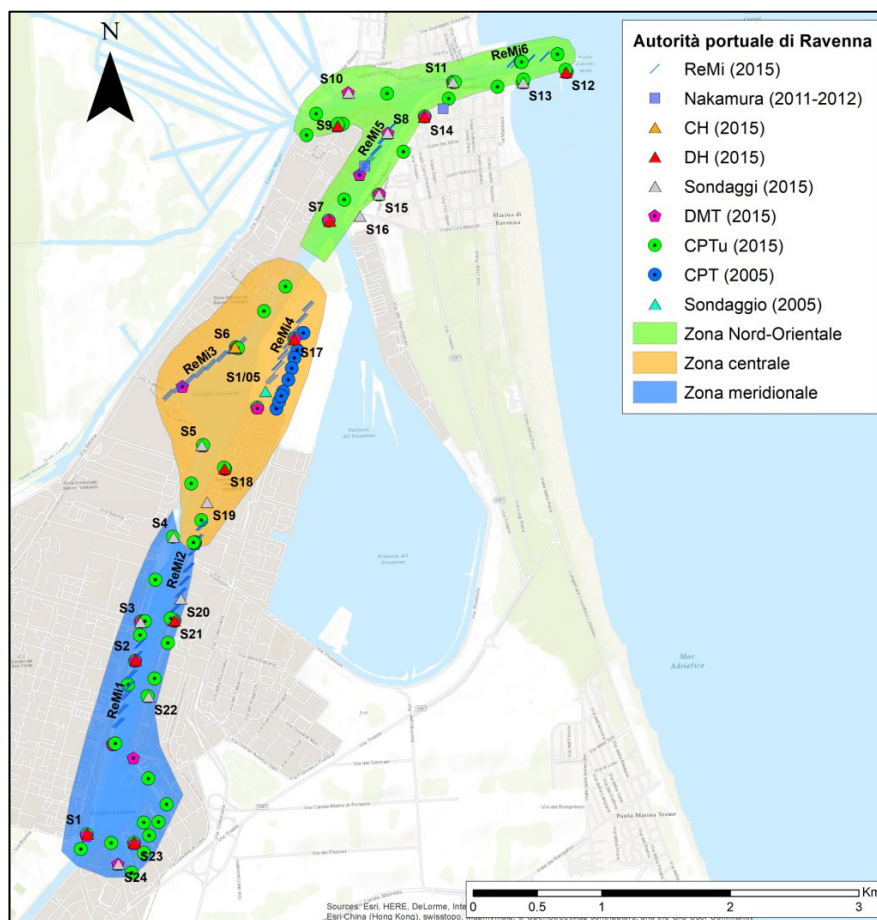


Figura 14: Mappa GIS che mostra la suddivisione del porto di Ravenna in tre zone omogenee per la valutazione della risposta sismica locale.

Variazioni in termini di successione lito-stratigrafica sono state riscontrate dall'area centrale verso sud-est e verso nord-ovest lungo il Canale Candiano. In particolare, numerose prove relative all'area centrale indicano la presenza di uno strato di argilla di palude salmastra avente spessore variabile da circa 1m a 3.5m. Tale strato non è stato però rinvenuto nella zona nord-orientale, né nella zona meridionale del porto. Questo aspetto è evidenziato anche nella Relazione GES (2015) in cui si afferma che *“la presenza dei terreni argillosi e torbosi che costituiscono i depositi di palude salmastra non è però sistematica perché la forte antropizzazione dell'area ha alterato la situazione naturale del sito”*.



Tale variazione lito-stratigrafica è illustrata, a titolo di esempio, nella Figura 15 che mostra il confronto tra la stratigrafia desunta dai sondaggi a carotaggio continuo e l'indice di comportamento I_c (Robertson 2009) ricavato a partire dai risultati delle prove CPTu in termini di successione lito-stratigrafica; lo strato di argilla di palude salmastra presente nell'area centrale del porto non è stato rinvenuto nella zona meridionale del porto.

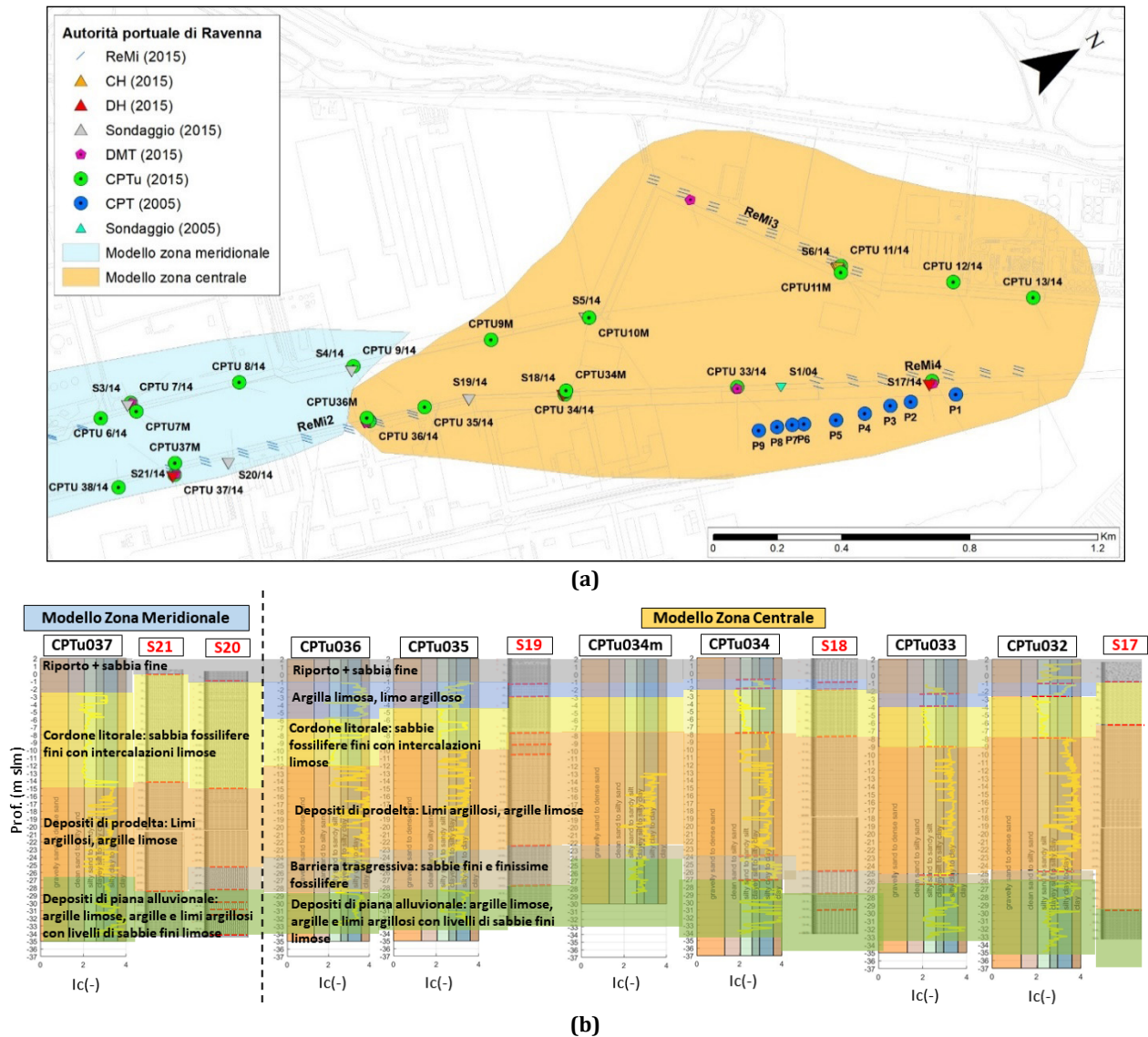


Figura 15: Analisi congiunta della stratigrafia desunta dai sondaggi e dall'indice di comportamento I_c (Robertson 2009) ottenuto dalle prove CPTu (b) per l'area centrale del porto di Ravenna ed una porzione dell'area meridionale(a): variazioni in termini di successione lito-stratigrafica sono riscontrabili dall'area centrale verso sud-est lungo il Canale Candiano.

Al fine di caratterizzare il profilo V_s di velocità delle onde di taglio delle diverse unità lito-stratigrafiche nei primi 55m di profondità dal PC, sono stati utilizzati principalmente i risultati delle prove geofisiche eseguite nella campagna del 2015, ovvero prove cross-hole, down-hole e ReMi. Per ciascuna area di studio, i profili V_s sono stati esaminati congiuntamente alla successione lito-stratigrafica. La Figura 16 riporta, a titolo di esempio, i profili V_s relativi ad una parte dell'area nord-orientale sovrapposti alle sezioni geologiche



definite nella Relazione Geologica di Bruno (2015).

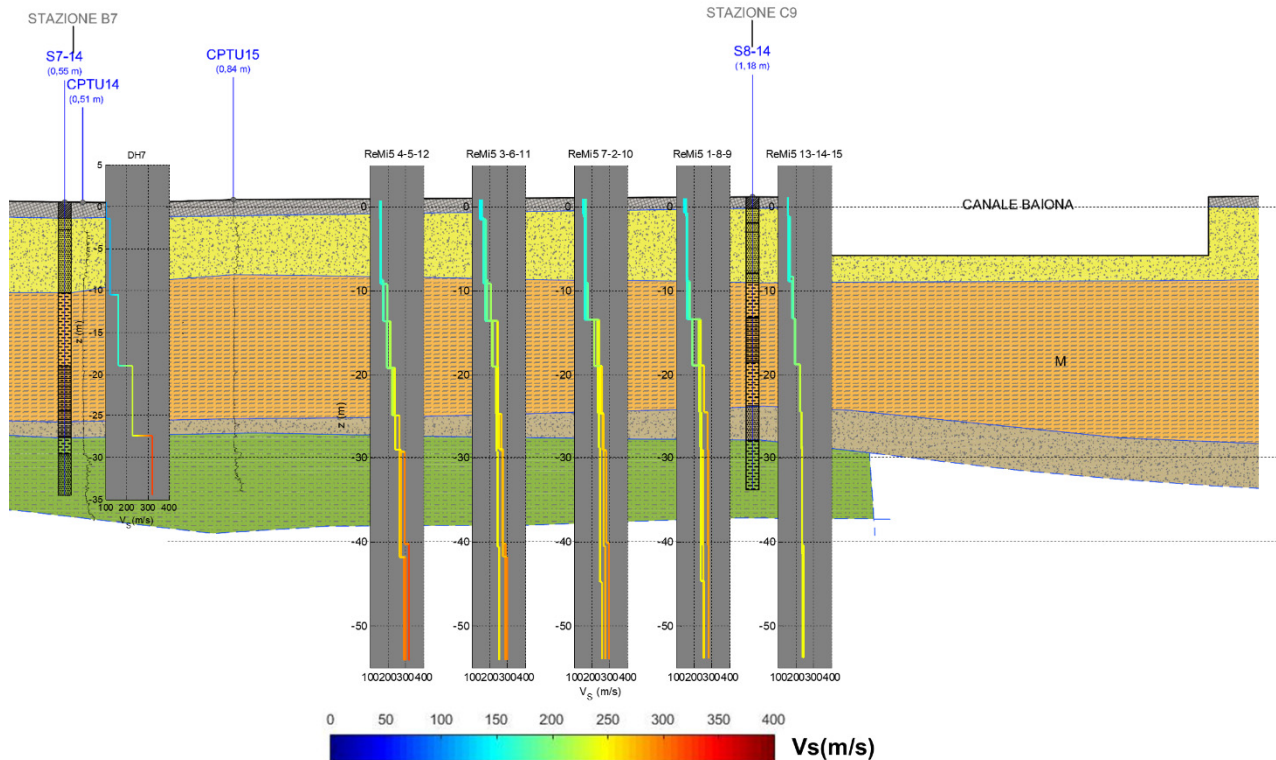


Figura 16: Analisi congiunta delle sezioni geologiche (Bruno 2015) e andamento del profilo Vs ottenuto dalle prove DH e ReMi per una porzione della zona nord-orientale del porto di Ravenna.

Per caratterizzare gli strati profondi, ovvero oltre i 55m di profondità, sono state utilizzate le indicazioni desunte dall'analisi dei dati forniti dal SGSS-RER (2017), riportati nel Paragrafo 3.1. Attraverso le isobate relative alla base delle diverse formazioni è stata stimata l'ubicazione delle unità lito-stratigrafiche profonde. Per la definizione della posizione del tetto del substrato roccioso (*bedrock*) sono stati esaminati i risultati di prove di sismica passiva acquisiti, in particolare 3 prove H/V ed una prova ESAC, congiuntamente alle informazioni di carattere geologico fornite da SGSS-RER (2017).

Le misure H/V non indicano evidenti contrasti di impedenza tra le interfacce dei depositi di terreno al porto di Ravenna. Coerentemente, anche la prova ESAC non mostra picchi evidenti e, quindi, discontinuità importanti. Tale prova fornisce i valori di Vs fino a circa 200m ed ha permesso di definire, in modo approssimato, il profilo Vs relativo alle formazioni profonde. I valori Vs risultano piuttosto bassi fino a elevate profondità, almeno fino a 300-350m.

Al fine di valutare l'influenza delle incertezze legate alla caratterizzazione degli strati profondi, **per la zona centrale**, sono state svolte *analisi di sensitività* utilizzando come parametro rappresentativo della risposta in superficie, l'accelerazione orizzontale di picco a_{max} . A tale scopo sono stati definiti tre modelli di riferimento suffragati da SGSS-RER (2017):

1. Base AES assunta come tetto del *bedrock sismico* con Vs = 800 m/s, posizionata a -350m di profondità dal PC;
2. Base AES, assunta come tetto del *bedrock sismico* con Vs = 600m/s, posizionata a -350m di profondità dal PC (Mingolini e Sangiorgi, 2013);



3. Base AEI assunta come tetto del *bedrock sismico* con $V_s = 800$ m/s, posizionata a -530m di profondità dal PC.

La Figura 17 mostra i modelli adottati nelle analisi di sensitività. Per ciascun modello sono state svolte analisi di risposta sismica locale mediante un approccio affidabilistico, che sarà ampiamente descritto nel Capitolo 4, per i due periodi di ritorno di interesse (i.e. 475 e 712 anni) attraverso 1000 simulazioni ed è stato calcolato uno spettro medio con relativa stima dell'incertezza risultante dalla aleatorietà dei dati di ingresso. I risultati mostrati in Tabella 2 e Tabella 3 mettono in evidenza che le variazioni tra i tre modelli non generano differenze significative in termini di accelerazione orizzontale di picco a_{max} , sia per quel che concerne il valore medio, sia per quel che concerne il valore medio più uno scarto quadratico medio (84° percentile).

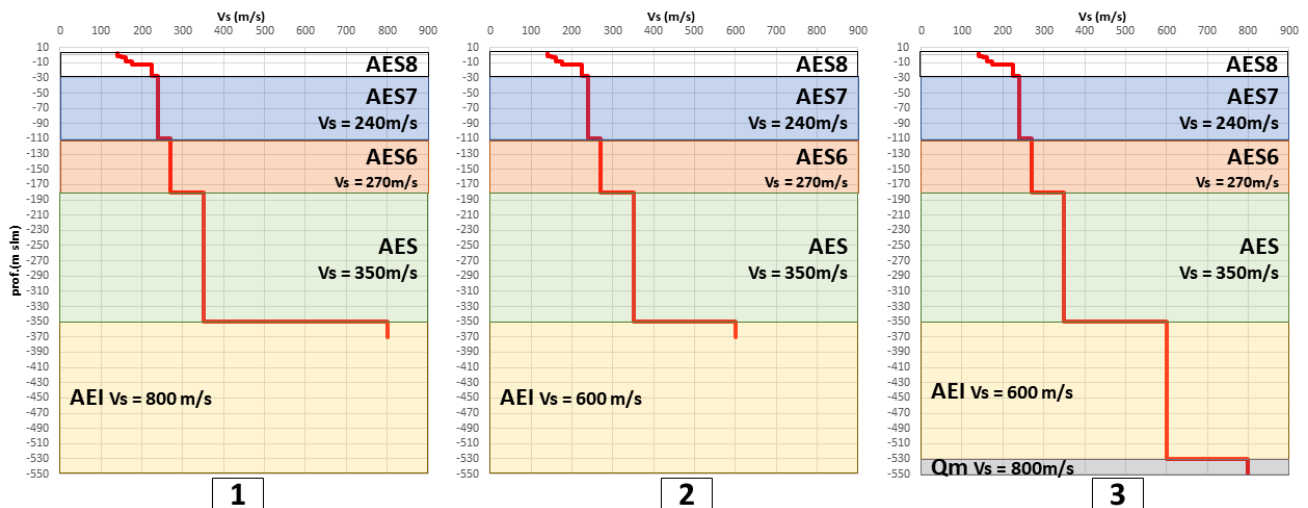


Figura 17: Modelli adottati nelle analisi di sensitività condotte per l'area centrale del porto di Ravenna per valutare l'influenza sul moto sismico in superficie dell'incertezza riguardante la profondità del *bedrock sismico* e il corrispondente valore di V_s .

Tabella 2: Valori di accelerazione orizzontale di picco a_{max} (g) ottenuti in superficie per la zona centrale del porto di Ravenna relativi al periodo di ritorno di 475 anni per i tre modelli considerati nelle analisi di sensitività.

Modello	<i>Bedrock sismico</i>	a_{max} media(g)	a_{max} 84° percentile (g)
1	AEI, -350m, $V_s=800$ m/s	0.145	0.173
2	AEI, -350m, $V_s=600$ m/s	0.142	0.168
3	Qm, -530m, $V_s=800$ m/s	0.143	0.169

Tabella 3: Valori di accelerazione orizzontale di picco a_{max} (g) stimati in superficie per la zona centrale del porto di Ravenna relativi al periodo di ritorno di 712 anni per i tre modelli considerati nelle analisi di sensitività.

Modello	<i>Bedrock sismico</i>	a_{max} media(g)	a_{max} 84° percentile (g)
1	AEI, -350m, $V_s=800$ m/s	0.171	0.215
2	AEI, -350m, $V_s=600$ m/s	0.169	0.210
3	Qm, -530m, $V_s=800$ m/s	0.167	0.208

Sulla base dei risultati ottenuti dalle analisi di sensitività, si è scelto di considerare, come modello di riferimento, quello che fornisce i risultati più cautelativi, ovvero il modello denominato 1, che assume il tetto del *bedrock sismico* posizionato a 350m di profondità dal



PC con un valore di V_s pari a 800 m/s.

È importante evidenziare che, sulla base delle informazioni geologiche e dei dati geofisici acquisiti da SGSS-RER (2017), le caratteristiche sismo-stratigrafiche del bedrock sismico sono state assunte omogenee per l'intera area portuale.

La campagna di indagine svolta tra il 2014 e il 2015 comprende numerose prove di laboratorio per la caratterizzazione geotecnica dei terreni tra cui prove di colonna risonante e di taglio torsionale ciclico eseguite su 13 campioni prelevati a profondità variabile tra 5.5m e 23m. Per tali campioni sono state misurate *curve di decadimento* del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento. Tuttavia solamente in un numero limitato di casi (tre) sono disponibili risultati che hanno consentito di determinare lungo la stessa verticale curve di decadimento distinte per i diversi materiali attraversati.

Per l'assegnazione delle curve di decadimento del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento a tutti gli strati del modello geotecnico, è stata, pertanto, adottata una procedura *ad hoc*, che prevede l'impiego delle curve proposte da Darendeli (2001), ampiamente utilizzate nella letteratura tecnica, calibrate a partire dai dati delle curve ottenute dalle prove di laboratorio disponibili, come mostrato nella Figura 18 relativa al campione CIB del sondaggio S6 (ubicato nella zona centrale del porto come mostrato in Figura 14). In questo modo, anche per gli strati da cui non sono stati prelevati campioni per l'esecuzione di prove di laboratorio, è stato possibile assegnare curve di decadimento, calibrate per il sito in esame, che tengono conto sia della litologia del materiale (distinto in terreno a grana fine oppure a grana grossa), sia della pressione di confinamento. Infine, la procedura prevede l'assegnazione di una incertezza associata ai parametri necessari per la definizione delle curve secondo il modello di Darendeli, (2001 – linee grigie in Figura 18).

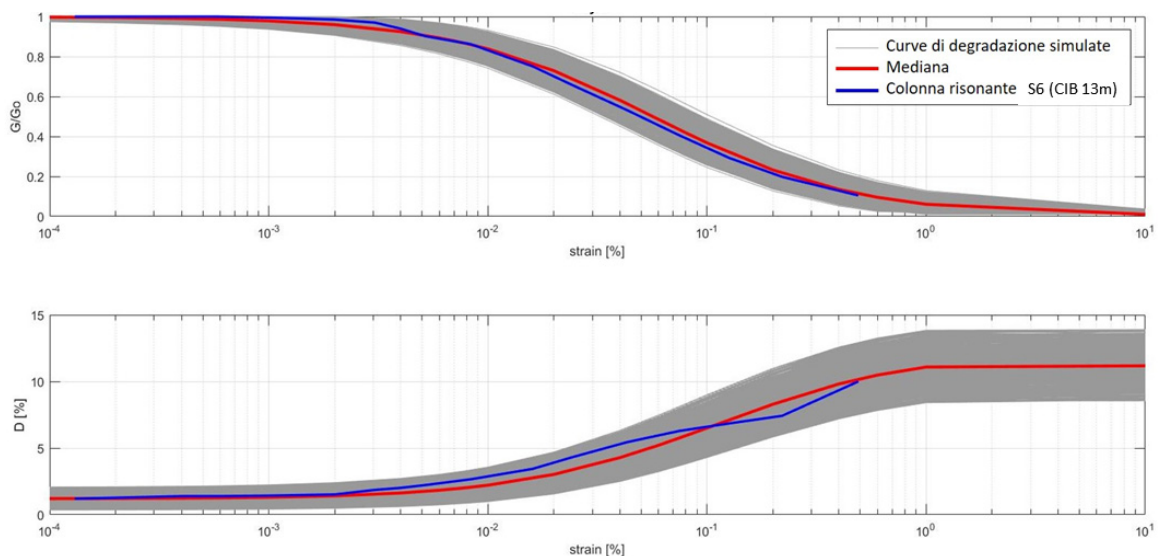


Figura 18: Calibrazione delle curve di decadimento del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento proposte da Darendeli (2001) calibrate mediante l'utilizzo delle curve ottenute da prove di laboratorio eseguite su campioni prelevati al porto di Ravenna (in questo caso il campione CIB del sondaggio S6).



3.4 Parametri di ingresso dei modelli e relative incertezze

Per poter quantificare accuratamente potenziali fenomeni di amplificazione sismica nell'area portuale di Ravenna, sono stati sviluppati tre diverse versioni del modello geotecnico-sismico a partire dai dati resi disponibili dal Committente e integrati con il materiale fornito dal SGSS della Regione Emilia Romagna, come illustrato nel paragrafo precedente.

La conformazione geometrica del tetto del substrato, degli andamenti plano-altimetrici delle interfacce di separazione e dei contatti tra le diverse unità lito-stratigrafiche indicano, per ciascuna area, come soddisfacente un modello monodimensionale (1D) a strati piani e paralleli delle principali formazioni. Le analisi di risposta sismica locale sono state condotte utilizzando un approccio affidabilistico mediante il codice *in-house* STOCK-SHAKE basato su SHAKE91, che permette di tenere conto delle incertezze associate ai parametri di ingresso del modello, incluso l'input sismico. L'approccio metodologico è descritto in dettaglio nel Capitolo 4.

Ciascuno dei tre modelli stocastici monodimensionali ha richiesto la definizione dei seguenti parametri assunti come variabili aleatorie: spessore degli strati delle unità lito-stratigrafiche, velocità di propagazione delle onde di taglio, peso per unità di volume, curve di decadimento del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento. Ad ogni variabile aleatoria è stato associato un valore medio e una incertezza assunta pari, ove la disponibilità dei dati lo ha consentito, al valore medio più o meno due volte lo scarto quadratico medio ($\pm 2 \cdot \sigma$). Per ogni variabile questo corrisponde ad assumere che il 95% dei valori ricada all'interno dell'intervallo osservato sperimentalmente.

Ciascuno dei parametri in ingresso del modello geotecnico sopra elencati è stato assunto come variabile aleatoria avente distribuzione probabilistica normale. Inoltre, la distribuzione normale è stata assunta anche per la profondità del tetto del *bedrock* sismico e per le relative proprietà, tra cui la velocità di propagazione delle onde di taglio. Inoltre, per tener conto delle incertezze legate alla definizione della litologia del materiale per le formazioni profonde (i.e. terreno a grana fine oppure a grana grossa), l'adozione di curve di decadimento del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento per materiale a grana fine oppure a grana grossa è stata trattata come ulteriore variabile aleatoria avente distribuzione uniforme. L'input sismico è stato considerato come una variabile aleatoria avente distribuzione uniforme.

La Tabella 4 illustra i valori medi e le corrispondenti incertezze, espresse come *coefficiente di variazione* (CoV), dei parametri del modello stocastico adottato per la zona centrale del porto di Ravenna. La Figura 19 mostra il profilo di V_s medio ottenuto per la zona centrale del porto di Ravenna dalle prove geofisiche fino a 55m di profondità. A profondità maggiori esso è stato definito sulla base delle informazioni geologiche ed i risultati delle prove geofisiche di sismica passiva fornite da SGSS-RER (2017). Un approccio analogo è stato adottato per la definizione del modello geotecnico sismico relativo alla zona nord-orientale (Figura 20 e Tabella 5) e alla zona meridionale del porto (Figura 21 e Tabella 6).



Tabella 4: Valori medi dei parametri geotecnici e corrispondenti incertezze ($\pm 2\sigma$) assunte per il modello geotecnico sismico della zona centrale dell'area portuale di Ravenna.

Strato	ID	H (m)	CoV (%)	Vs (m/s)	CoV (%)	γ (kN/m ³)	CoV (%)	Materiale
1	R	2.6	20	140	20	18	6	GG
2	P	2.4	35	150	20	18	6	GF
3	S	5.4	15	160	15	18	6	GG
4	M	4	20	175	10	18.5	6	GF
5	M	14	20	225	10	19	6	GF
6	T	2.7	35	225	10	19.5	6	GG
7	A (AES7)	28	10	240	15	20	6	GF
8	AES7	55	10	240	20	21	6	GF
9	AES6	70	10	270	20	21	6	GG/GF
10	AES	170	10	350	20	21	6	GG/GF
11				800	15	22	6	bedrock

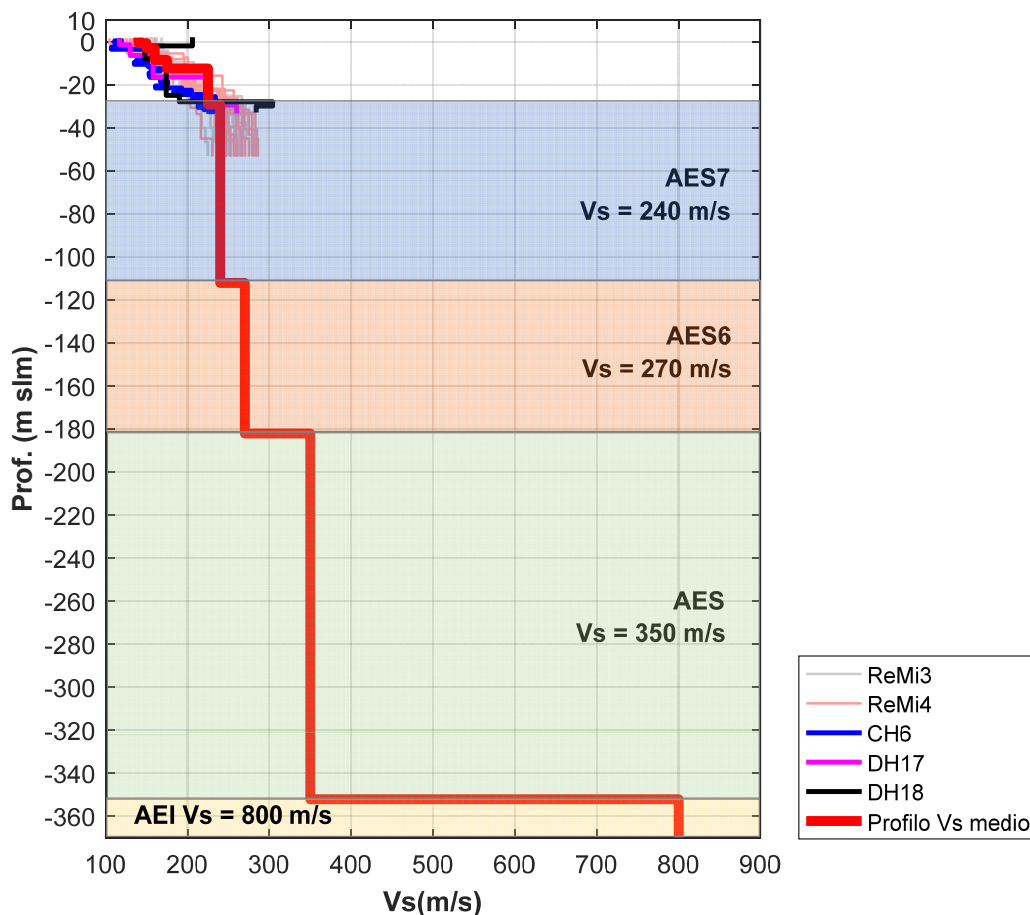


Figura 19: Modello geotecnico sismico per la zona centrale del porto di Ravenna. La linea rossa mostra il profilo Vs medio, utilizzato nelle analisi di risposta sismica locale, definito nei primi 55m sulla base dei dati ottenuti dalle prove geofisiche e oltre tale profondità sulla base delle informazioni geologiche.



Tabella 5: Valori medi dei parametri geotecnici e corrispondenti incertezze ($\pm 2\sigma$) assunte per il modello geotecnico sismico della zona nord-orientale dell'area portuale di Ravenna.

Strato	ID	H (m)	CoV (%)	Vs (m/s)	CoV (%)	γ (kN/m ³)	CoV (%)	Materiale
1	R	2.1	25	153	9	18.5	6	GG
2	S	7.9	15	158	5	18.5	5	GG
3	M	4.4	20	178	8	18.5	3	GF
4	M	5.6	20	206	8	18.5	3	GF
5	M	9	20	236	5	18.5	3	GF
6	T	3	35	255	6	19.5	6	GG
7	A	10	10	265	8	20	6	GF
8	A (AES7)	69	10	270	10	20	6	GF
9	AES6	70	10	270	20	21	6	GG/GF
10	AES	169	10	350	20	21	6	GG/GF
11				800	15	22	6	Bedrock

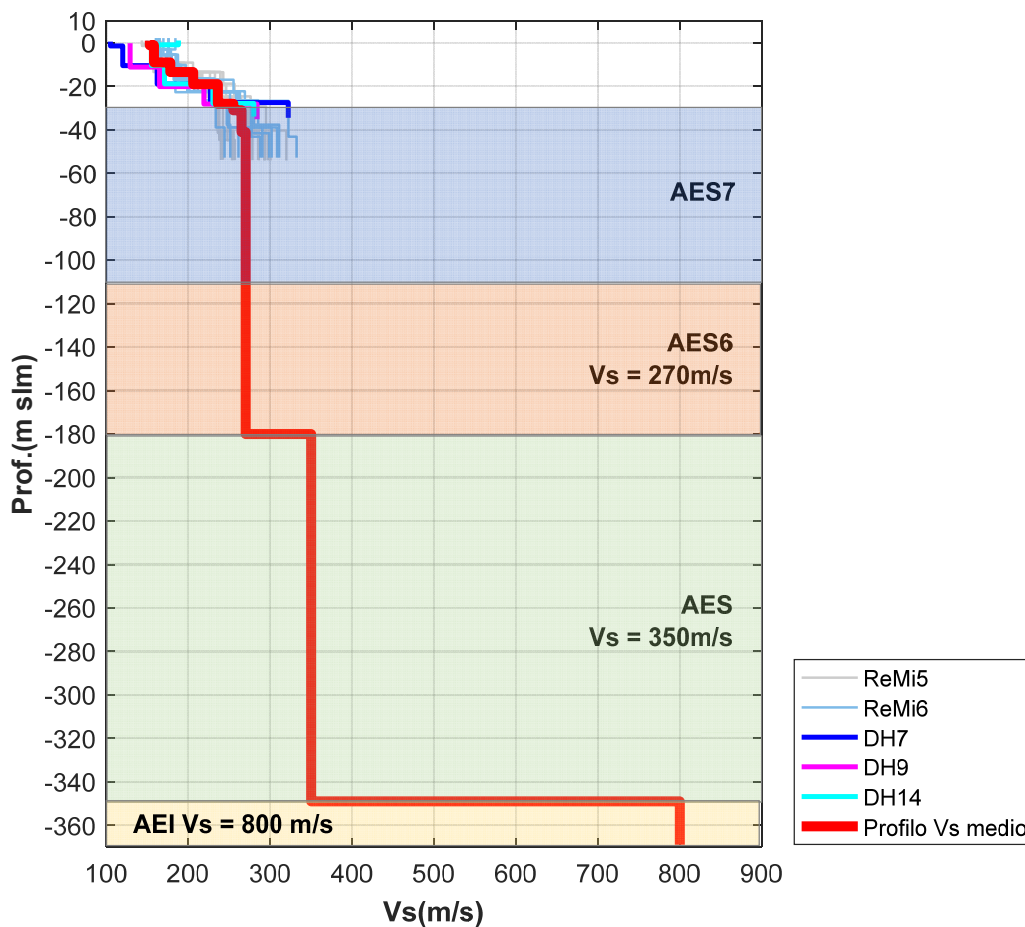


Figura 20: Modello geotecnico sismico per la zona nord-orientale del porto di Ravenna. La linea rossa mostra il profilo Vs medio, utilizzato nelle analisi di risposta sismica locale, definito nei primi 55m sulla base dei dati ottenuti dalle prove geofisiche indicate e oltre tale profondità sulla base delle informazioni geologiche.



Tabella 6: Valori medi dei parametri geotecnici e corrispondenti incertezze ($\pm 2\sigma$) assunte per il modello geotecnico sismico della zona meridionale dell'area portuale di Ravenna.

Strato	ID	H (m)	CoV (%)	Vs (m/s)	CoV (%)	γ (kN/m ³)	CoV (%)	Materiale
1	R	2	10	160	15	18.5	6	GG
2	S	10.7	25	165	15	19.5	6	GG
3	S	3.5	35	210	25	18.5	6	GG
4	M	10.2	25	250	25	19	6	GF
5	T	2.3	30	255	25	19.5	6	GG
6	A	12	30	280	20	20	6	GF
7	A	15	30	300	20	20	6	GF
8	AES7	55	10	310	20	21	6	GF
9	AES6	70	10	330	20	21	6	GG/GF
10	AES	170	10	350	20	21	6	GG/GF
11				800	15	22	6	Bedrock

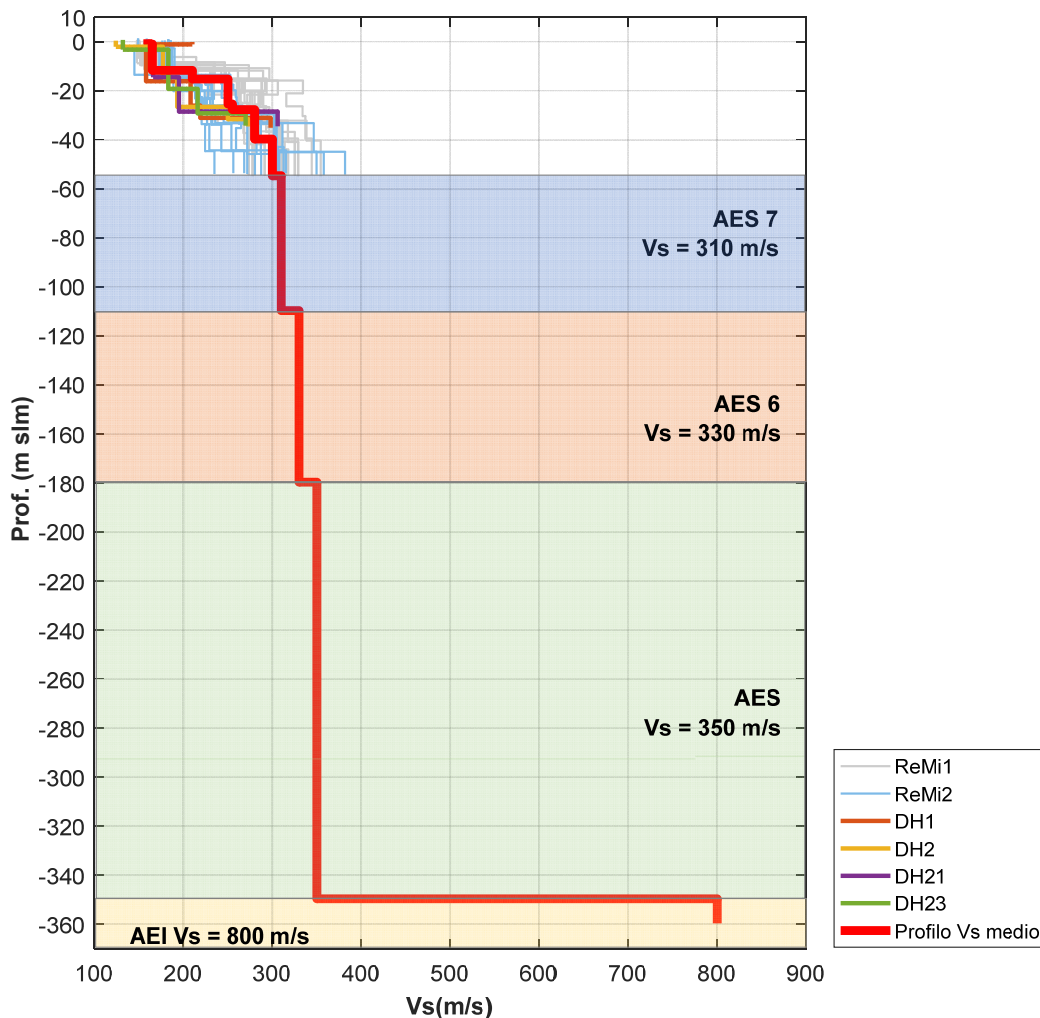


Figura 21: Modello geotecnico sismico per la zona meridionale del porto di Ravenna. La linea rossa mostra il profilo Vs medio, utilizzato nelle analisi di risposta sismica locale, definito nei primi 55m sulla base dei dati ottenuti dalle prove geofisiche indicate e oltre tale profondità sulla base delle informazioni geologiche.



4. RISPOSTA SISMICA LOCALE

La valutazione degli effetti di sito dovuti ad amplificazione lito-stratigrafica è stata eseguita utilizzando un approccio affidabilistico, considerando un modello monodimensionale (1D) lineare-equivalente per ciascuna delle tre zone in cui il porto di Ravenna è stato suddiviso nella fase di modellazione geotecnico-sismica del sottosuolo (Capitolo 3).

4.1 Approccio affidabilistico

Il metodo affidabilistico adottato è basato sulle simulazioni Monte Carlo eseguite mediante la tecnica di campionamento dell'ipercubo Latino (Rota et al., 2011). Ad ogni simulazione, i parametri di ingresso al modello deterministico sono definiti da una particolare realizzazione di valori generata in modo casuale da apposite distribuzioni di probabilità. Un approccio affidabilistico alla valutazione della risposta sismica locale ha il vantaggio di tener conto dell'incertezza associata ai parametri di ingresso incluso l'input sismico, in questo caso rappresentato da un gruppo di 7 accelerogrammi reali spettro-compatibili (Capitolo 2). Tale incertezza influenza l'affidabilità dei risultati. Questo metodo trova la sua applicazione ideale quando il modello geotecnico monodimensionale è caratterizzato da parametri di ingresso affetti da un significativo livello di incertezza.

Il metodo appena descritto è stato applicato per la valutazione della risposta sismica locale in numerosi studi anche in aree portuali. Per dettagli, si rimanda agli articoli Bozzoni et al. (2011, 2014) e Famà et al. (2014).

Le variabili assunte come aleatorie, nel caso oggetto di studio, sono:

- l'input sismico considerando un gruppo di 7 accelerogrammi reali spettro-compatibili allo spettro elastico di riferimento in accelerazione (componente orizzontale) per i due periodi di ritorno considerati;
- lo spessore degli strati delle unità lito-stratigrafiche definite nel modello geotecnico;
- la velocità di propagazione delle onde di taglio V_s associata a ciascuno strato incluso il valore di V_s del bedrock sismico;
- il peso specifico che caratterizza ciascuna unità lito-stratigrafica;
- le curve di decadimento del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento associate ai diversi strati che compongono il modello geotecnico.

La procedura per la definizione della risposta sismica locale stocastica può essere sintetizzata nelle seguenti fasi:

- definizione dell'input sismico su suolo rigido, costituito da un gruppo di accelerogrammi spettro-compatibili per i due periodi di ritorno considerati;



- definizione del modello costitutivo che descrive il comportamento tensio-deformativo dei materiali che caratterizzano il modello geotecnico del sottosuolo. Nello specifico è stato adottato per tutti i materiali un modello viscoelastico lineare-equivalente caratterizzato dai seguenti parametri: spessore, peso specifico, velocità di propagazione delle onde di taglio e curve di decadimento del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento;
- definizione delle distribuzioni probabilistiche dei parametri geotecnici di ingresso e dell'input sismico (Paragrafo 3.4);
- esecuzione dell'algoritmo per l'analisi di risposta sismica stocastica attraverso il metodo Monte Carlo, implementato attraverso la tecnica di campionamento dell'ipercubo latino. Il motore utilizzato per le analisi di risposta sismica locale è SHAKE91 (Schnabel et al., 1972; Idriss e Sun, 1992) che utilizza un modello 1D con legame costitutivo viscoelastico lineare-equivalente.

Per la definizione delle curve di decadimento del modulo di taglio e dello smorzamento è stato adottato il modello empirico di Darendeli (2001) calibrato opportunamente sulle prove di laboratorio disponibili, adottando la procedura descritta nel Paragrafo 3.3.

Per ogni periodo di ritorno considerato e per ciascun modello geotecnico esaminato, sono state eseguite 1000 simulazioni; la scelta di condurre 1000 simulazioni è stata determinata dall'analisi dei risultati ottenuti che tendono a stabilizzarsi proprio dopo 1000 simulazioni, come illustrato, a titolo di esempio, nella Figura 22, che mostra l'andamento del valore medio dell'accelerazione orizzontale massima in superficie a_{max} nelle 1000 simulazioni Monte Carlo effettuate nelle analisi di risposta sismica locale affidabilistiche condotte per la zona centrale del porto di Ravenna per il periodo di ritorno di 475 anni.

Da esse sono stati calcolati 1000 spettri di risposta da cui è stato possibile desumere lo spettro medio e gli spettri corrispondenti al 16° e all'84° percentile. La Figura 23 mostra, a titolo di esempio, i 1000 profili di velocità V_s utilizzati per le simulazioni relative al periodo di ritorno di 475 anni con riferimento al modello geotecnico sismico relativo all'area centrale del porto di Ravenna.

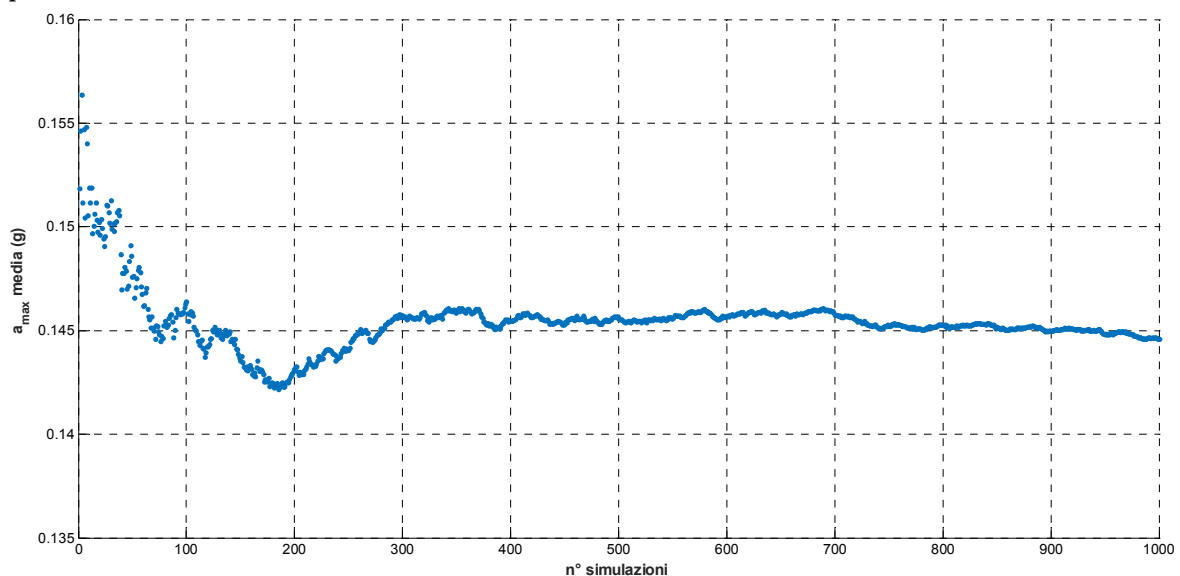


Figura 22: Valori medi di a_{max} ottenuti nelle 1000 simulazioni Monte Carlo relative al periodo di ritorno di 475 anni per la zona centrale del porto di Ravenna.

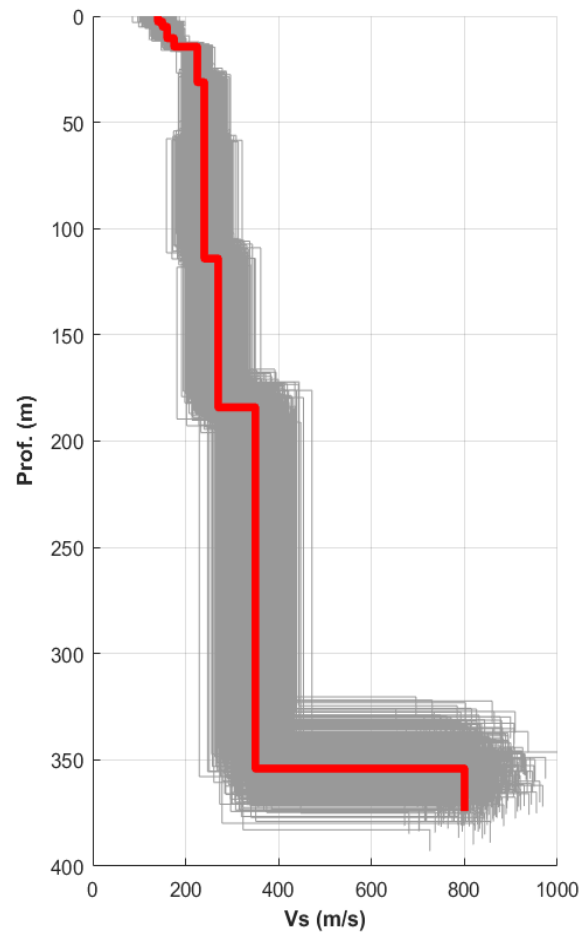


Figura 23: Profili di velocità Vs (1000) utilizzati per le simulazioni Monte Carlo relative al periodo di ritorno di 475 anni per la zona centrale del porto di Ravenna. In rosso è rappresentato il profilo medio.

4.2 Risultati per le tre zone del porto

I risultati ottenuti dalle analisi stocastiche della risposta sismica locale relative al periodo di ritorno di 475 anni e 712 anni vengono riportati, nel seguito, in termini di spettri di risposta elastici in accelerazione (componente orizzontale del moto) per le tre aree in cui è stato suddiviso il porto di Ravenna.

4.2.1 Periodo di ritorno di 475 anni

Con riferimento all'area centrale, nella Figura 24 sono confrontati lo spettro di risposta elastico in accelerazione (componente orizzontale) su suolo rigido (di tipo A) e lo spettro di risposta medio calcolato mediante l'analisi stocastica di risposta sismica locale. In figura è mostrata anche la stima dell'incertezza relativa alla definizione dello spettro di risposta, rappresentata dalla fascia di colore rosso. Essa corrisponde ai risultati delle 1000



simulazioni numeriche della risposta sismica locale effettuate con il metodo Monte Carlo associato alla tecnica di campionamento dell'ipercubo latino.

Per la valutazione degli effetti di sito, le norme tecniche NTC08 consentono l'utilizzo di un approccio semplificato, che, attraverso opportuni coefficienti di suolo (S_S e C_C per gli effetti stratigrafici), modifica la forma e le ampiezze delle ordinate dello spettro elastico. Sulla base dei valori di velocità delle onde di taglio misurati nell'area centrale del porto di Ravenna, è possibile classificare l'area come appartenente alle categorie di sottosuolo C e D. In Figura 24 sono riportati in linea continua gli spettri di risposta ($T_R = 475$ anni) relativi alle categorie di sottosuolo C e D.

Il confronto tra lo spettro di risposta medio unitamente a quello a cui viene sommato uno scarto quadratico medio (84° percentile) ricavati dall'analisi di risposta sismica stocastica e lo spettro associato alle categorie di sottosuolo C e D mette in evidenza l'approccio conservativo della procedura semplificata proposta dalle NTC08 per la stima degli effetti di sito. Nello specifico, utilizzando la procedura semplificata prevista dalle NTC08 si ottiene un valore accelerazione orizzontale massima in superficie pari ad $a_{max}=0.216g$ per suolo di tipo C e $a_{max}=0.263g$ per suolo di tipo D. Tali valori sono significativamente superiori rispetto a al valore ottenuto dalla valutazione numerica della risposta sismica locale condotto per l'area centrale dove il valore medio è pari a $a_{max}=0.145g$ mentre il valore medio più uno scarto quadratico medio è pari a $0.173g$.

Con una procedura analoga sono state effettuate le analisi di risposta sismica locale stocastiche (periodo di ritorno di 475 anni) per l'area nord-orientale (Figura 25) e per la zona meridionale (Figura 26) del porto di Ravenna. Le figure citate mostrano i corrispondenti spettri di risposta in accelerazione. Sulla base dei valori di velocità delle onde di taglio misurati nell'area nord-orientale del porto è possibile classificare l'area come appartenente alle categorie di sottosuolo C e D, mentre l'area meridionale risulta appartenente alla categoria C. Per ciascuna area, nelle figure sono riportati a tratto continuo gli spettri di risposta ($T_R = 475$ anni) relativi alla categoria di appartenenza. Come evidenziato in precedenza per l'area centrale del porto di Ravenna, anche per l'area nord-orientale e meridionale i valori di accelerazione ottenuti con l'approccio semplificato delle NTC08 risultano più cautelativi se confrontati a quelli ottenuti dall'analisi di risposta sismica locale stocastica.

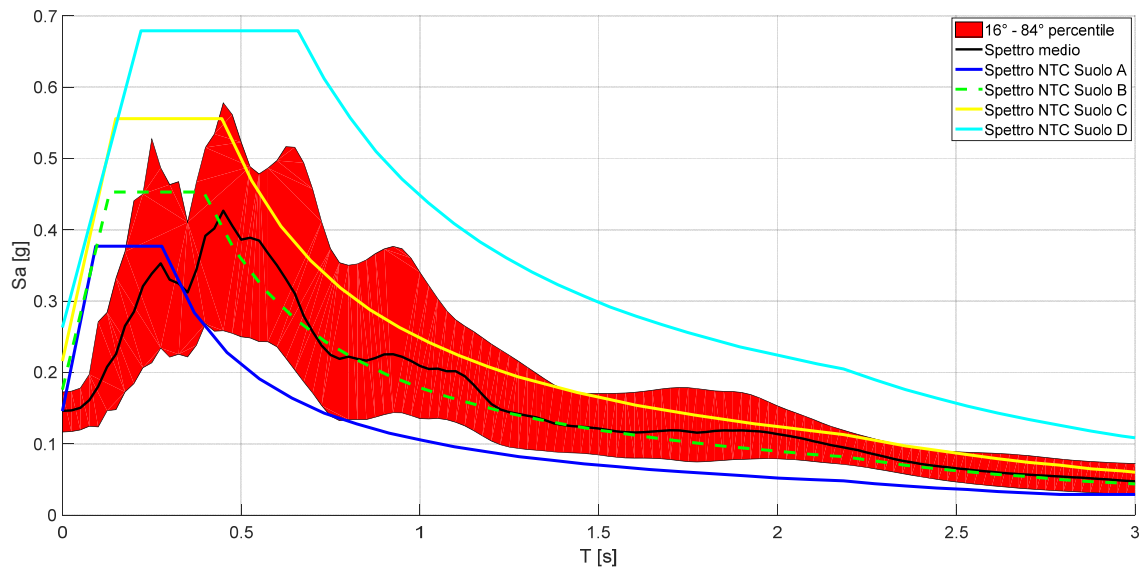


Figura 24: Confronto tra gli spettri di risposta elastici in accelerazione (componente orizzontale) calcolati secondo l'approccio semplificato NTC08 e lo spettro medio ottenuto dall'analisi stocastica di risposta sismica locale (1000 simulazioni) per l'area centrale del porto di Ravenna (linea nera continua) per $T_R = 475$ anni. La fascia rossa rappresenta la stima dell'incertezza dello spettro medio ($\pm 1 \cdot \sigma$).

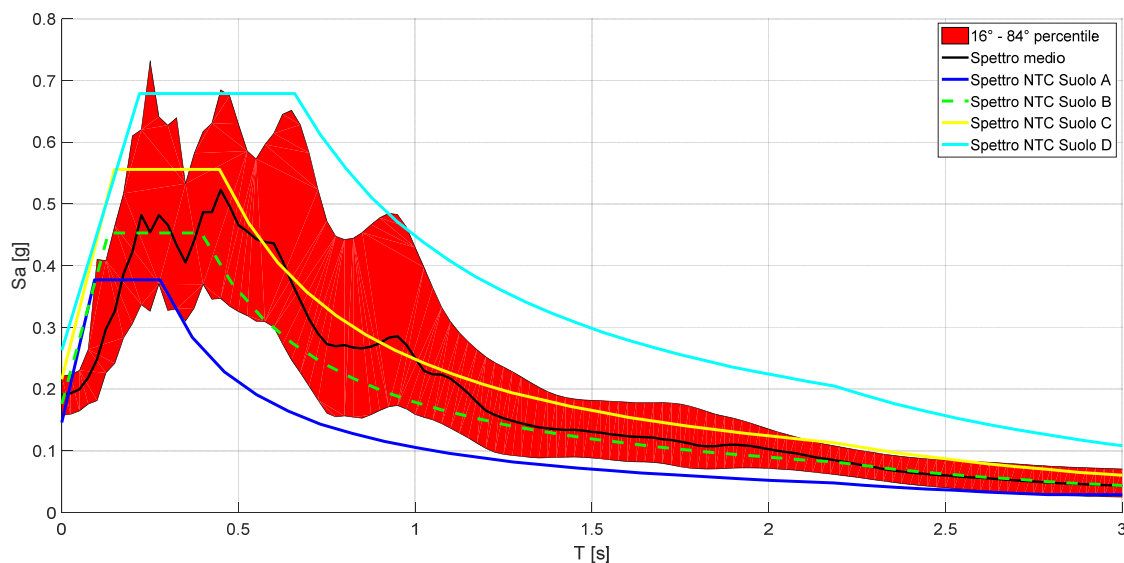


Figura 25: Confronto tra gli spettri di risposta elastici in accelerazione (componente orizzontale) calcolati secondo l'approccio semplificato NTC08 e lo spettro medio ottenuto dall'analisi stocastica di risposta sismica locale (1000 simulazioni) per l'area nord-orientale del porto di Ravenna (linea nera continua) per $T_R = 475$ anni. La fascia rossa rappresenta la stima dell'incertezza dello spettro medio ($\pm 1 \cdot \sigma$).

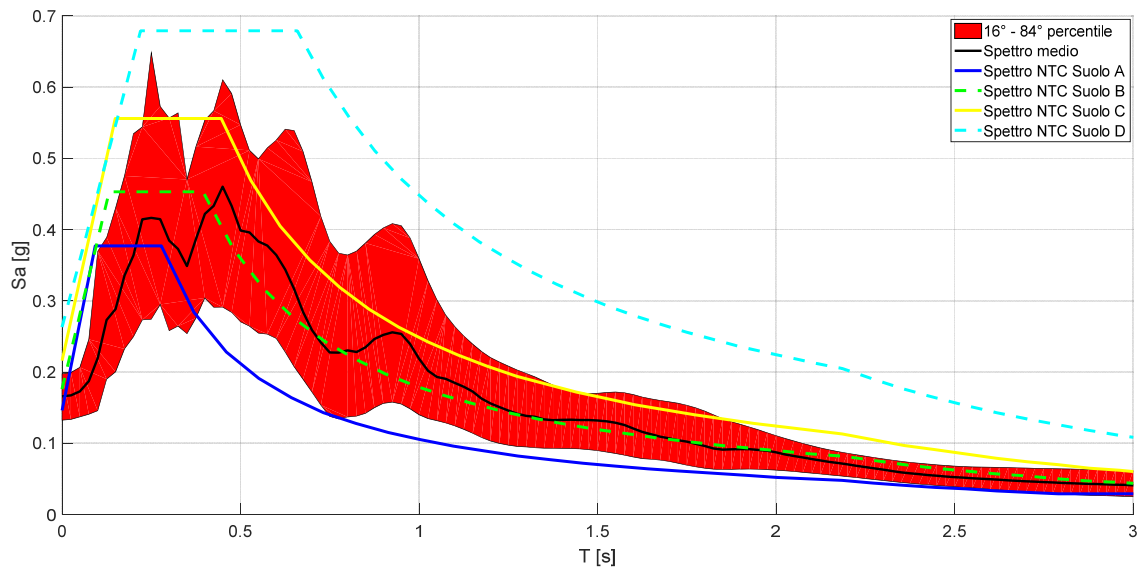


Figura 26: Confronto tra gli spettri di risposta elastica in accelerazione (componente orizzontale) calcolati secondo l'approccio semplificato NTC08 e lo spettro medio ottenuto dall'analisi stocastica di risposta sismica locale (1000 simulazioni) per l'area meridionale del porto di Ravenna (linea nera continua) per $T_R = 475$ anni. La fascia rossa rappresenta la stima dell'incertezza dello spettro medio ($\pm 1\sigma$).

La Tabella 7 riassume i valori medi di a_{max} e quelli medi incrementati di uno scarto quadratico medio (σ) ottenuti dalle analisi di risposta sismica stocastiche per il periodo di ritorno di 475 anni per le tre aree di studio in cui è stato suddiviso il porto di Ravenna. Si rileva come, per la zona centrale del porto, il valore medio di a_{max} ottenuto dalle analisi di risposta sismica locale sia prossimo al valore di accelerazione massima relativo a Suolo A.

La Figura 27 mostra il confronto tra le funzioni di amplificazioni ottenute nelle 1000 simulazioni eseguite per valutare la risposta sismica locale di ciascuna delle tre aree con approccio stocastico per il periodo di ritorno di 475 anni. Si evidenzia la differenza alquanto significativa di amplificazione sismica tra le tre aree del porto. I risultati delle analisi suffragano la scelta illustrata nel Capitolo 3 di zonare l'area portuale in tre aree adottando per queste un diverso modello geotecnico-sismico monodimensionale.

Tabella 7: Valori di accelerazione orizzontale di picco ottenuti in superficie per le tre aree in cui è stato suddiviso il porto di Ravenna mediante analisi di risposta sismica locale stocastiche per $T_R = 475$ anni.

Zona del porto	a_{max} media(g)	a_{max} 84° percentile (g)
Centrale	0.145	0.173
Nord-Orientale	0.189	0.221
Meridionale	0.165	0.197

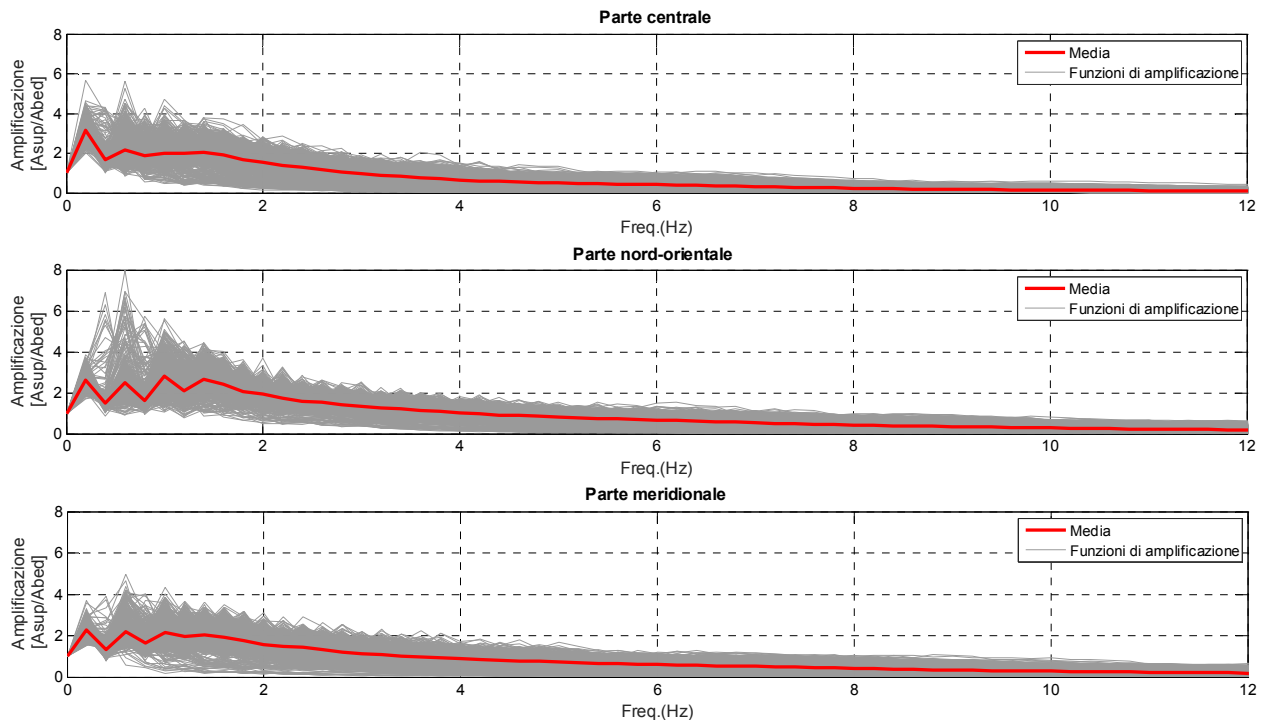


Figura 27: Confronto tra le funzioni di amplificazione ottenute dalle analisi stocastiche di risposta sismica locale (1000 simulazioni) per le tre aree studiate nel porto di Ravenna per $T_R = 475$ anni. La linea rossa rappresenta la funzione di amplificazione media.

4.2.2 Periodo di ritorno di 712 anni

I risultati ottenuti dalle analisi stocastiche della risposta sismica locale relative al periodo di ritorno di 712 anni vengono anch'essi rappresentati in termini di spettri di risposta elastici in accelerazione (componente orizzontale) per le 3 aree in cui è stato zonato il porto di Ravenna (Capitolo 3).

Analogamente a quanto mostrato nel paragrafo precedente, in Figura 28 sono confrontati lo spettro di risposta elastico in accelerazione (componente orizzontale) su suolo rigido (categoria A di sottosuolo) e lo spettro di risposta medio calcolato mediante l'analisi stocastica di risposta sismica locale per l'area centrale con riferimento al periodo di ritorno di 712 anni. In figura è mostrata anche la stima dell'incertezza relativa alla definizione dello spettro di risposta, rappresentata dalla fascia di colore rosso. Inoltre, sono riportati gli spettri relativi alle categorie di sottosuolo di appartenenza secondo l'approccio semplificato NTC08 già descritto in precedenza.

Allo stesso modo, sono mostrati i risultati ottenuti per l'area nord-orientale (Figura 29) e meridionale (Figura 30). La Tabella 8 riassume infine i valori medi di a_{max} e quelli medi incrementati di uno scarto quadratico medio (σ) ottenuti dalle analisi di risposta sismica stocastiche per il periodo di ritorno di 712 anni per le tre aree di studio in cui è stato suddiviso il porto di Ravenna.

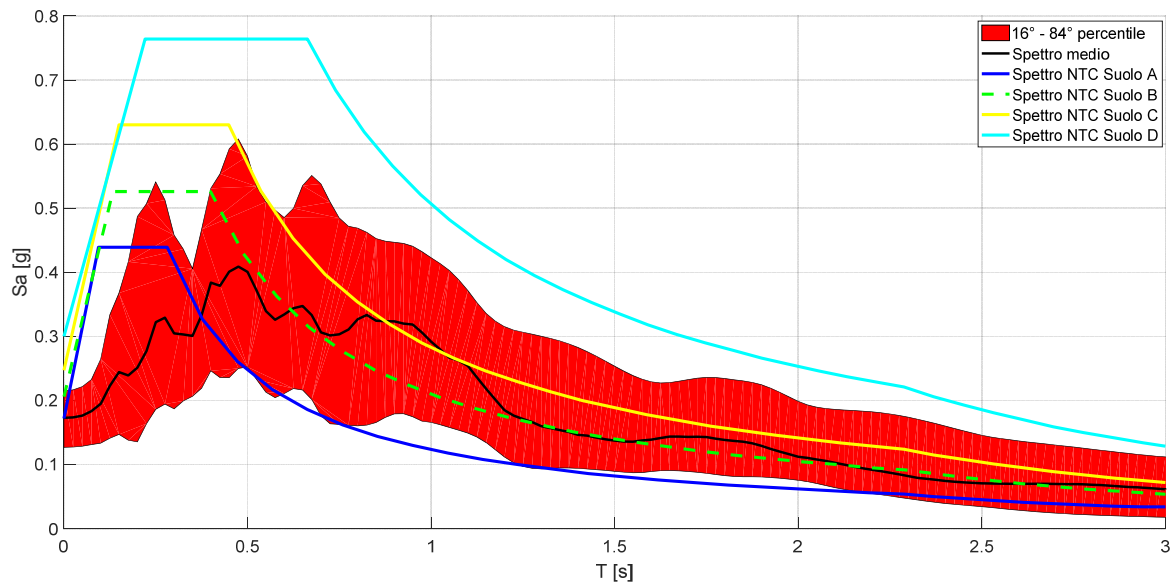


Figura 28: Confronto tra gli spettri di risposta elastici in accelerazione (componente orizzontale) calcolati secondo le NTC08 e lo spettro medio ottenuto dall'analisi stocastica di risposta sismica locale (1000 simulazioni) per l'area centrale del porto di Ravenna (linea nera continua) per $T_R = 712$ anni. La fascia rossa rappresenta la stima dell'incertezza dello spettro medio ($\pm 1 \cdot \sigma$).

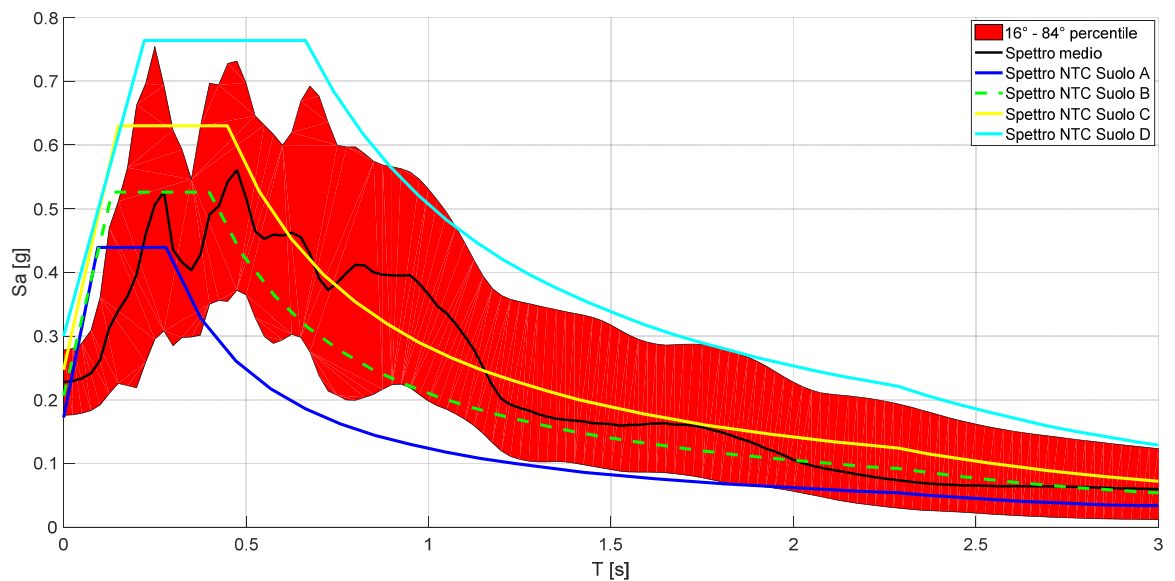


Figura 29: Confronto tra gli spettri di risposta elastici in accelerazione (componente orizzontale) calcolati secondo le NTC08 e lo spettro medio ottenuto dall'analisi stocastica di risposta sismica locale (1000 simulazioni) per l'area nord-orientale del porto di Ravenna (linea nera continua) per $T_R = 712$ anni. La fascia rossa rappresenta la stima dell'incertezza dello spettro medio ($\pm 1 \cdot \sigma$).

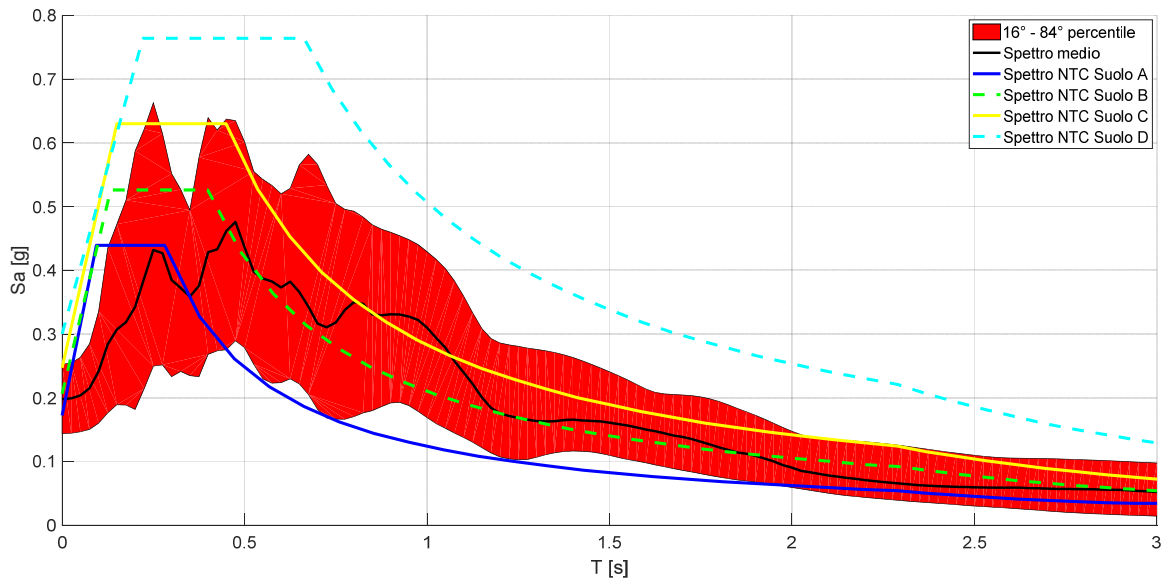


Figura 30: Confronto tra gli spettri di risposta elastici in accelerazione (componente orizzontale) calcolati secondo le NTC08 e lo spettro medio ottenuto dall'analisi stocastica di risposta sismica locale (1000 simulazioni) per l'area meridionale del porto di Ravenna (linea nera continua) per $T_R = 712$ anni. La fascia rossa rappresenta la stima dell'incertezza dello spettro medio ($\pm 1 \cdot \sigma$).

Tabella 8: Valori di accelerazione orizzontale di picco ottenuti in superficie per le tre aree in cui è stato suddiviso il porto di Ravenna mediante analisi stocastiche di risposta sismica locale per $T_R = 712$ anni.

Modello	a_{max} media(g)	a_{max} 84 percentile (g)
Centrale	0.171	0.215
Nord-Orientale	0.227	0.278
Meridionale	0.198	0.252



5. STIMA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Il fenomeno della liquefazione implica una perdita totale o parziale della resistenza al taglio e della rigidità del terreno, a causa dell'incremento di pressione interstiziale durante lo scuotimento sismico in un terreno a grana grossa, poco addensato e saturo. L'incremento delle pressioni interstiziali indotte dagli sforzi di taglio ciclici, anche in terreni a conducibilità idraulica relativamente elevata, può, infatti, indurre una forte riduzione o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno. Per ulteriori dettagli sui meccanismi all'origine del fenomeno della liquefazione sismo-indotta si rimanda ai numerosi lavori disponibili nella letteratura specialistica tra i quali si citano ad esempio le monografie di Jefferies e Been (2015) e di Kramer (1996).

La valutazione della suscettibilità alla liquefazione sismo-indotta può essere condotta mediante un approccio semplificato basato sull'utilizzo di correlazioni empiriche che stimano la resistenza a liquefazione di un terreno a partire dalla resistenza penetrometrica desunta sperimentalmente attraverso i risultati di prove SPT (prova penetrometrica dinamica) e CPT (prova penetrometrica statica). In alternativa la resistenza a liquefazione può essere stimata dalla conoscenza della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s . Tale approccio consente una stima del *rischio di liquefazione* ad una data profondità dal piano campagna confrontando la resistenza a liquefazione del terreno alla severità della azione sismica attesa a quella profondità anch'essa valutata attraverso correlazioni empiriche.

I metodi basati sulle correlazioni empiriche che legano la suscettibilità (o vulnerabilità) alla liquefazione dei terreni ai risultati delle indagini geotecniche in sito sono molto utilizzati nella valutazione del rischio di liquefazione ad un sito (almeno per profondità inferiori ai 15-20m) tanto da rappresentare un approccio standard ben consolidato anche a livello internazionale (NASEM Report, 2016).

Benché la stima della resistenza alla liquefazione può essere condotta utilizzando risultati di prove geotecniche in sito diverse, il grado di affidabilità di queste prove non è omogeneo. Il documento ISMS-RER (2015) asserisce per esempio che *“tra i metodi semplificati di stima del potenziale di liquefazione è da preferire quello basato sui risultati di prove CPT elettriche”*. Tale posizione è suffragata anche dalla letteratura scientifica più recente (e.g. Boulanger e Idriss, 2014; NASEM Report, 2016; Facciorusso et al., 2017).

Nel presente studio, è stata applicata una procedura di calcolo implementata dagli scriventi (EUCENTRE PE-d5, 2013 e successivi aggiornamenti; Lai et al., 2015) ed applicata ad aree portuali marittime italiane ubicati in zone da media ad elevata sismicità (e.g. Bozzoni et al., 2011; Bozzoni et al., 2014). Tale procedura prevede l'impiego di approcci metodologici consolidati ed indipendenti per ciascun tipo di prova in sito, offrendo quindi la possibilità di



mettere in conto gli effetti prodotti sui risultati delle analisi dall'incertezza epistemica ossia legata ai modelli di calcolo adottati.

La procedura prevede che i metodi adottati vengano applicati seguendo due diversi approcci: l'approccio deterministico, in cui la predizione del verificarsi o meno della liquefazione ad una data profondità dal piano campagna viene effettuata calcolando il fattore di sicurezza F_s locale, e l'approccio probabilistico per il quale il *rischio* di liquefazione di un terreno in relazione ad un evento sismico di prefissata intensità viene descritto in modo probabilistico attraverso la probabilità di liquefazione P_L .

Gli approcci implementati consentono sia una valutazione puntuale del potenziale di liquefazione alle diverse profondità tramite il calcolo di F_s e di P_L , sia una stima integrata lungo la verticale dell'incidenza del fenomeno mediante l'indice del potenziale di liquefazione LPI (*Liquefaction Potential Index*) proposto originariamente da Iwasaki et al. (1978) e calcolato a partire dalla conoscenza dei fattori di sicurezza F_s alle varie profondità degli strati potenzialmente liquefacibili, e l'indice di severità di liquefazione LSI (*Liquefaction Severity Index*) introdotto da Yilmaz (2004) e valutato attraverso l'integrazione di P_L lungo una verticale.

Come ulteriore indice globale del *rischio di liquefazione* è stato recentemente introdotto (ed utilizzato in questo studio) dai ricercatori Neo-Zelandesi il *Liquefaction Severity Number* (LSN; Tonkin and Taylor, 2013, Van Ballegooy et al., 2014) messo a punto a seguito dei cospicui fenomeni di liquefazione avvenuti nella regione di Canterbury in Nuova Zelanda durante la sequenza sismica 2010-2011.

L'impiego di questi parametri (i.e. LPI, LSI e LSN) in ambiente GIS e cioè mediante una rappresentazione cartografica digitale geo-referenziata consente la stesura di mappe in cui raffigurare la variabilità spaziale del rischio di liquefazione in un'area estesa. A partire da queste mappe è infine possibile attraverso approcci empirici stimare i cedimenti verticali co-sismici indotti dalla liquefazione dinamica.

La procedura per la valutazione del rischio di liquefazione e dei relativi cedimenti co-sismici utilizzata al porto di Ravenna, descritta in dettaglio nel Paragrafo 5.2, è basata sui risultati delle prove penetrometriche statiche (CPT) eseguite nell'area portuale (Paragrafo 5.1). I risultati ottenuti per i due periodi di ritorno di 475 e 712 anni tengono conto dell'incertezza (epistemica) associata ai modelli di calcolo utilizzati come descritto in dettaglio nel Paragrafo 5.3.

5.1 Prove CPT utilizzate nella valutazione della suscettibilità

La valutazione della suscettibilità a liquefazione è stata condotta utilizzando i risultati delle prove CPT, riportate in Figura 31. Si tratta in totale di 69 prove, di cui 60 eseguite nella campagna di indagine 2014-2015 e 9 eseguite nel 2005. Le prove eseguite a partire da una quota corrispondente al fondale marino (prove a mare) sono indicate nella Figura 31, in grigio. Si segnala che le prove CPTu025 e CPTu025m non sono state considerate nella valutazione della suscettibilità alla liquefazione, poiché esse sono ubicate al di fuori della zona nord-orientale in cui è stato valutato lo scuotimento sismico (Figura 14).

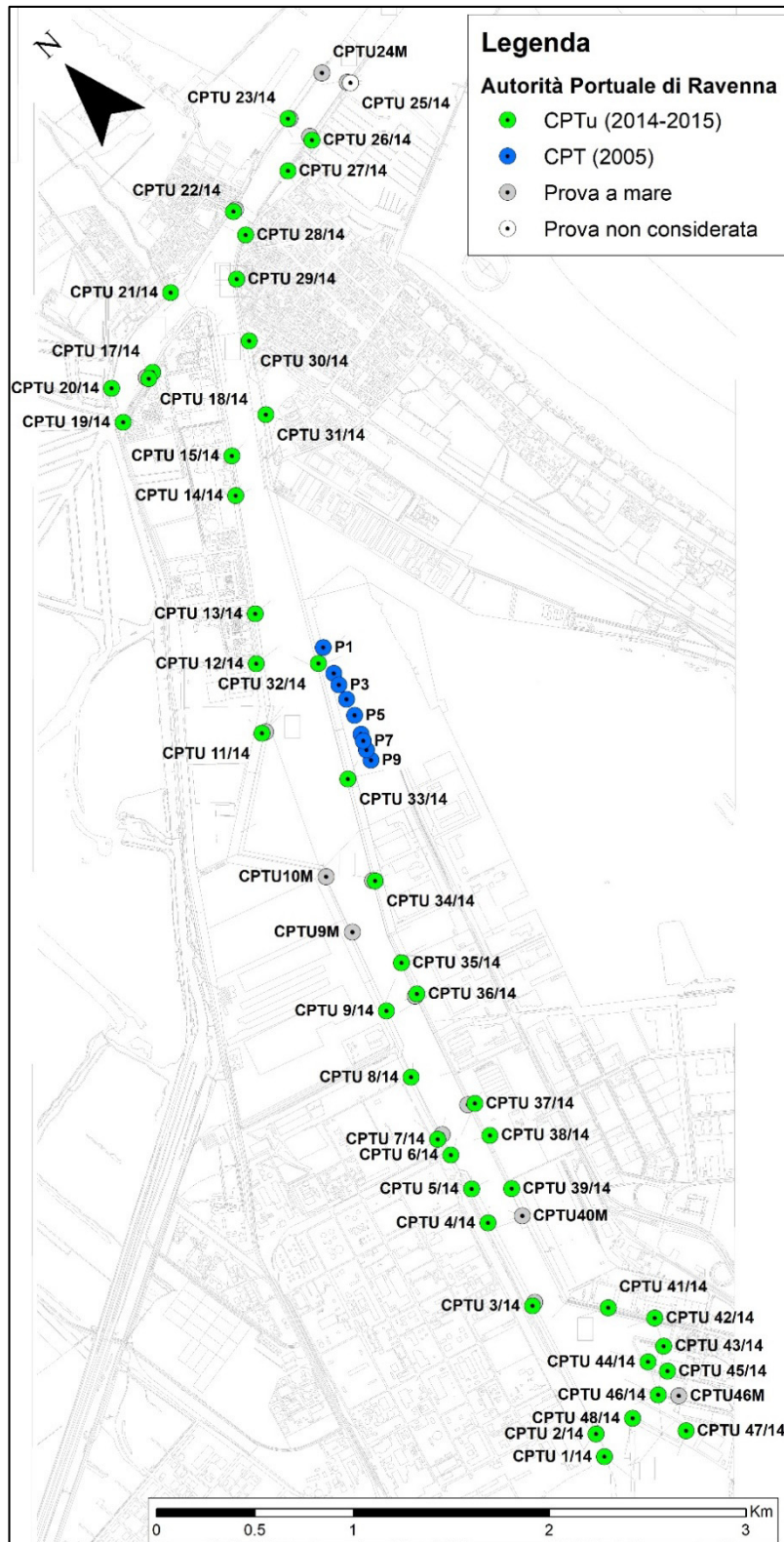


Figura 31: Mappa ottenuta in ambiente GIS che mostra l'ubicazione delle 69 prove penetrometriche statiche CPT utilizzate per la valutazione della suscettibilità a liquefazione nell'area portuale di Ravenna. Le prove sono state prevalentemente eseguite nella campagna di indagine 2014-2015.



5.2 Procedura per la valutazione del rischio di liquefazione

La valutazione del rischio di liquefazione e dei relativi cedimenti co-sismici al porto di Ravenna è stata condotta mediante una procedura di calcolo basata sull'impiego di correlazioni empiriche che utilizzano i risultati delle prove penetrometriche statiche CPT descritte al Paragrafo 5.1.

In generale i metodi basati sulle correlazioni empiriche devono essere impiegati con la consapevolezza che i risultati ottenuti sono affetti da incertezza epistemica e cioè legata al modello di calcolo utilizzato. Per questa ragione, nello studio del rischio liquefazione al porto di Ravenna, sono state utilizzate metodologie di analisi indipendenti in modo da pervenire ad una stima del rischio liquefazione e dei cedimenti co-sismici del terreno che tenga conto dell'incertezza dei modelli di calcolo adottati.

La procedura impiegata, illustrata in dettaglio nel Paragrafo 0, prevede l'applicazione di tre approcci metodologici indipendenti scelti sulla base degli orientamenti più recenti e affidabili raccomandati in Italia e a livello internazionale (e.g. ICMS-RER, 2015; Green et al., 2014; Cubrinovski et al., 2017):

- *Metodologia A*: Robertson (2009);
- *Metodologia B*: Boulanger e Idriss (2015);
- *Metodologia C*: Seed (2010).

Come accennato nei precedenti paragrafi, i metodi delle cosiddette *correlazioni di campagna* possono essere applicati seguendo due diversi approcci:

- approccio deterministico in cui la previsione di accadimento della liquefazione viene stabilita attraverso l'introduzione di un fattore di sicurezza F_s calcolato come rapporto tra resistenza (*capacità*) e severità dell'azione sismica (*domanda*);
- approccio probabilistico rispetto al quale il rischio liquefazione di un terreno ad una data profondità è valutato calcolando la probabilità P_L di accadimento associata ad una prefissata intensità della azione sismica.

Tali approcci consentono sia una valutazione puntuale della suscettibilità alla liquefazione alle diverse profondità tramite il calcolo del fattore di sicurezza F_s e della probabilità di liquefazione P_L (Paragrafo 5.2.1), sia una stima globale dell'incidenza del fenomeno e delle sue conseguenze lungo una verticale, mediante il calcolo di tre indicatori scalari del rischio liquefazione, i.e. , LPI, LSI e LSN, descritti nel Paragrafo 5.2.2. Le tabelle seguenti illustrano le *scale del rischio liquefazione* associate rispettivamente ai valori dei parametri LPI (Tabella 9), LSI (Tabella 10) e LSN (Tabella 11).



Tabella 9: Scala del rischio liquefazione lungo una verticale in accordo al parametro LPI (Iwasaki et al., 1978).

LPI	Potenziale rischio di liquefazione
≤ 5	Basso
5÷15	Elevato
≥ 15	Molto Elevato

Tabella 10: Scala del rischio liquefazione lungo una verticale in accordo al parametro LSI (Yilmaz, 2004).

LSI	Potenziale rischio di liquefazione
0÷0.35	Molto Basso
0.35÷1.30	Basso
1.30÷2.5	Elevato
2.5÷10	Molto Elevato

Tabella 11: Scala dei potenziali effetti indotti da liquefazione in accordo al parametro LSN (Tonkin e Taylor, 2013).

LSN	Potenziali effetti indotti da liquefazione
0÷10	Manifestazioni del fenomeno della liquefazione da nulle a lievi. Effetti trascurabili
10÷20	Manifestazioni del fenomeno della liquefazione modeste. Pochi vulcanelli di sabbia
20÷30	Manifestazioni del fenomeno della liquefazione moderate. Qualche vulcanello di sabbia e qualche danno strutturale
30÷40	Manifestazioni del fenomeno della liquefazione da moderate a severe. I cedimenti indotti possono causare danni strutturali
40÷50	Evidenti manifestazioni del fenomeno della liquefazione. Ondulazioni e fratture in superficie. Significativi cedimenti assoluti e differenziali delle strutture
>50	Danni notevoli, estese manifestazioni del fenomeno in superficie. Notevoli cedimenti assoluti e differenziali delle strutture. Danni ai sottoservizi

Per quel che concerne la valutazione dei cedimenti co-sismici indotti nel terreno dalla liquefazione nell'area portuale di Ravenna, è stato adottato il metodo proposto da Zhang et al. (2002) in quanto ritenuto uno dei più affidabili da Robertson (2009).

5.2.1 Valutazione della suscettibilità alle diverse profondità

Nei metodi di natura deterministica la resistenza del terreno alla liquefazione ad una certa profondità è definita attraverso un parametro denominato *rapporto di resistenza ciclica* (CRR, in inglese *Cyclic Resistance Ratio*). Esso è funzione di un indice penetrometrico misurato a quella profondità a partire dai risultati di prove penetrometriche SPT oppure CPT opportunamente corretti e normalizzati. Tale rapporto di resistenza ciclica (CRR) viene



confrontato con il *rapporto di sforzo ciclico* (CSR, in inglese *Cyclic Stress Ratio*) che rappresenta una misura della severità dell'azione sismica attesa a quella profondità. Eseguendo il calcolo dei parametri CRR e CSR a diverse profondità è possibile tracciare una *curva limite* che discrimina le situazioni in cui è attesa liquefazione da quelle in cui l'accadimento del fenomeno è ritenuto improbabile. La curva limite è definita in modo empirico sulla base di evidenze storiche di liquefazione riscontrate in terremoti del passato avvenuti in siti ben caratterizzati dal punto di vista geotecnico. L'analisi viene effettuata attraverso l'introduzione di un *fattore di sicurezza* (F_s), definito come rapporto tra i parametri CRR e CSR:

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} \quad (2)$$

La previsione sul verificarsi o meno della liquefazione viene fatto dipendere dai valori assunti da F_s . Valori di $F_s > 1$ corrispondono a *non-liquefazione*, mentre valori di $F_s \leq 1$ corrispondono a *liquefazione*. Le norme tecniche italiane (NTC08) non stabiliscono il valore minimo accettabile. Nel paragrafo 7.11.3.4.3 le NTC08 asseriscono testualmente che "*L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.*" Per contro l'Eurocodice 8 Parte 5 (EN 1998-5, 2005) raccomanda l'adozione di un valore del fattore di sicurezza $F_s \geq 1.25$.

Nell'approccio *deterministico* al calcolo di CRR l'incertezza dei dati in ingresso non viene presa in conto. Nel metodo *probabilistico* invece, le grandezze che entrano nel calcolo vengono trattate come variabili aleatorie. Si quantificano le incertezze associate agli errori di misura e quelle legate alle imperfezioni del modello empirico adottato, quest'ultimo caratterizzato da uno specifico livello di complessità. Viene quindi calcolata una famiglia di curve di resistenza alla liquefazione, ciascuna curva corrispondente ad una differente probabilità di inizio del fenomeno (Seed et al., 2003). Il rischio di liquefazione di un terreno ad una data profondità e riferito ad un evento sismico di prefissata severità è infine descritto da un parametro P_L che esprime la *probabilità di liquefazione*.

5.2.1.1 Calcolo del rapporto di sforzo ciclico (CSR)

Lo sforzo indotto dal sisma nel terreno segue una legge di variazione nel tempo irregolare, che non si presta ad essere facilmente riprodotta nelle prove di laboratorio. Pertanto, convenzionalmente, tale storia temporale viene rappresentata mediante una serie equivalente di cicli di sforzo sinusoidali. Assumendo cicli di ampiezza pari al 65% del massimo sforzo di taglio indotto, Seed et al. (1975) hanno ricavato una relazione tra il *numero di cicli equivalenti* che producono un incremento di pressione interstiziale pari a quello prodotto da una corrispondente storia temporale registrata (e quindi irregolare) associata ad un terremoto di prefissata magnitudo (Figura 32). La magnitudo infatti è fortemente correlata alla durata dello scuotimento e quindi al possibile innesco del fenomeno della liquefazione.

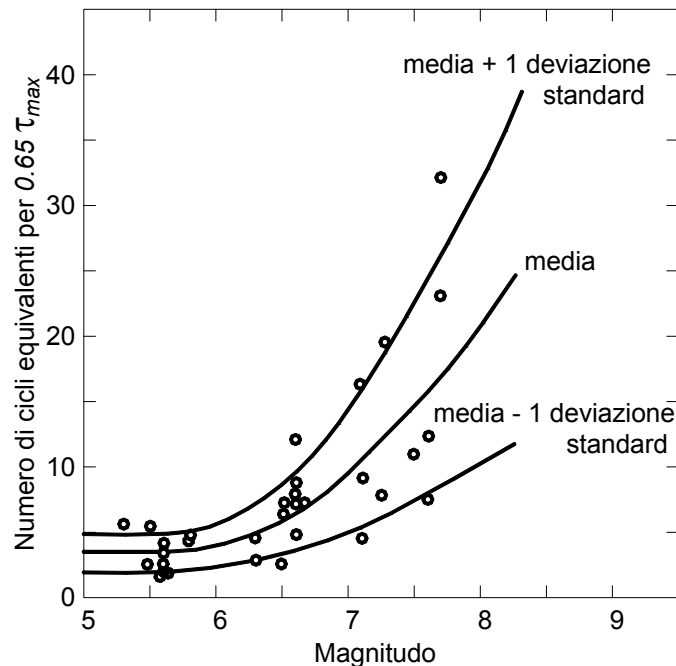


Figura 32: Relazione tra numero di cicli equivalenti e magnitudo (modificata da Seed et al., 1975).

Considerando come riferimento un terremoto di magnitudo 7.5, la sollecitazione indotta dalla corrispondente storia temporale può essere assimilata ad una sollecitazione ciclica con numero di cicli equivalenti pari a 15 ed ampiezza τ_c pari per l'appunto a:

$$\tau_c = 0.65 \cdot \tau_{max} \tag{3}$$

dove τ_{max} rappresenta il valore di picco dello sforzo di taglio, calcolato con la seguente formula semplificata proposta da Seed et al. (1975):

$$\tau_c = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d \tag{4}$$

dove a_{max} è l'accelerazione orizzontale di picco alla superficie generata dal terremoto, g è l'accelerazione di gravità, σ_{v0} è la pressione geostatica verticale totale ad una data profondità, r_d è un coefficiente di riduzione della accelerazione con la profondità e quantificabile ad esempio attraverso analisi di risposta sismica locale. Il rapporto di sforzo ciclico CSR è dato dall'ampiezza dello sforzo di taglio ciclico normalizzato rispetto alla tensione geostatica verticale efficace σ'_{v0} agente alla profondità considerata:

$$CSR = \frac{\tau_c}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d \tag{5}$$

5.2.1.2 Il rapporto di resistenza ciclica (CRR)

Il metodo ideale per stimare il parametro CRR consiste nel prelevare e sottoporre a prove cicliche di laboratorio campioni indisturbati di terreno. Tuttavia, il campionamento indisturbato nei terreni a grana-grossa è complesso. Il prelievo può essere effettuato



mediante il ricorso a onerose e sofisticate tecniche di congelamento oppure ma solo in sabbie limose attraverso tecniche emergenti in fase di sperimentazione come il *gel-push sampling* (Cubrinovski et al., 2016). Il ricorso a tali tecniche è quindi giustificabile in poche situazioni come quelle associate a progetti di grande rilevanza. Nella pratica corrente si ricorre all'utilizzo di correlazioni empiriche basate sull'interpretazione dei risultati di prove geotecniche in sito (NASEM Report, 2016).

Le procedure disponibili in letteratura per la valutazione del parametro CRR che si basano sui risultati delle prove in sito di tipo penetrometrico fanno riferimento a un terremoto di riferimento caratterizzato da una magnitudo pari a 7.5 al quale vengono fatti corrispondere 15 cicli di carico sinusoidali equivalenti. Tale stima deve quindi essere corretta per tener conto della magnitudo reale del terremoto atteso. Tale correzione viene usualmente effettuata applicando alla stima del parametro CRR per magnitudo 7.5 ($CRR_{7.5}$) un *fattore di scala della magnitudo* denominato MSF (*Magnitude Scaling Factor*), funzione della magnitudo momento del terremoto atteso nel sito di interesse M_w (Paragrafo 2.3). Con l'introduzione del fattore MSF, la formula per la valutazione del fattore di sicurezza F_s nei confronti della liquefazione viene modificata come segue:

$$F_s = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \quad (6)$$

Le banche dati relative ai casi di liquefazione storica utilizzate per definire le correlazioni empiriche per la stima del parametro CRR risultano affette da diverse limitazioni. Una delle più importanti riguarda la profondità dal piano campagna alla quale viene effettuato il calcolo. La casistica storica sui fenomeni di liquefazione osservati è infatti principalmente relativa a depositi superficiali (profondità inferiori a 15 m) caratterizzati da valori modesti della tensione di confinamento. Risultati di prove cicliche in laboratorio mostrano che la resistenza alla liquefazione varia al variare della tensione di confinamento. D'altra parte ciò è ben confermato dalla teoria dello stato critico (Jefferies e Been, 2015). Tuttavia tale variazione non è lineare e sorge pertanto la necessità di introdurre un fattore correttivo K_σ per valori elevati della tensione geostatica. Occorre tuttavia sottolineare che gli effetti sulla superficie libera del piano campagna di fenomeni di liquefazione che avvengono in strati profondi (> 20m) sono in genere di modesta entità.

Infine esiste anche la possibilità di tenere conto in modo approssimato, attraverso l'introduzione di un fattore correttivo K_α , dell'influenza prodotta sul parametro CRR da uno sforzo di taglio statico agente ad una certa profondità in conseguenza della inclinazione del piano campagna. Nel caso in cui il piano di campagna sia orizzontale $K_\alpha = 1$. Con l'introduzione dei fattori correttivi K_σ e K_α il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione diviene:

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \quad (7)$$



5.2.2 Stima dell'incidenza del fenomeno liquefazione lungo una verticale

Una stima globale dell'incidenza del fenomeno della liquefazione e delle sue conseguenze lungo una verticale può essere ottenuta mediante l'*indice del potenziale di liquefazione* LPI (*Liquefaction Potential Index*), proposto da Iwasaki et al. (1978). Alternativamente, seguendo un approccio probabilistico, è possibile utilizzare l'*indice di severità di liquefazione* LSI (*Liquefaction severity index*), introdotto da Yilmaz (2004). Di seguito le definizioni di questi due parametri.

L'indice LPI è definito dalla seguente relazione (Iwasaki et al., 1978):

$$LPI = \int_0^{20} F(z) \cdot w(z) \cdot dz \quad (8)$$

dove z è la profondità dal piano campagna (PC) espressa in metri, F è una funzione del fattore di sicurezza F_s nei confronti della liquefazione alla profondità z ed è data da:

$$F(z) = \begin{cases} 1 - F_s(z) & \text{per } F_s(z) \leq 1 \\ 0 & \text{per } F_s(z) > 1 \end{cases} \quad (9)$$

Infine $w(z)$ è una funzione "peso" della profondità dal piano campagna (PC):

$$w(z) = 10 - 0.5 \cdot z \quad (10)$$

L'indice di severità di liquefazione LSI invece è definito da Yilmaz (2004) mediante la seguente relazione:

$$LSI = \int_0^{20} P_L(z) \cdot w_F(z) \cdot dz \quad (11)$$

in cui z è la profondità dal PC espressa in metri, $P_L(z)$ è la probabilità di liquefazione alla profondità z e $w_F(z)$ è una funzione "peso" della profondità dal PC ed è data da:

$$w_F(z) = 1 - 0.05 \cdot z \quad (12)$$

LPI ed LSI sono calcolati considerando uno spessore totale di 20 m a partire dal PC e lungo questa profondità sono considerati solo i contributi degli strati potenzialmente liquefacibili e quindi costituiti da terreni granulari saturi, eventualmente caratterizzati dalla presenza di una certa percentuale di materiale a grana fine.

Recentemente, per valutare i potenziali effetti globali del manifestarsi del fenomeno della liquefazione, è stato introdotto il *Liquefaction Severity Number* (LSN) il quale è definito dalla seguente relazione (Tonkin and Taylor, 2013; Van Ballegooy et al., 2014):

$$LSN = 1000 \cdot \int \frac{\varepsilon_v}{z} \cdot dz \quad (13)$$

dove ε_v rappresenta la deformazione volumetrica post-liquefazione (Zhang et al., 2002; si veda Paragrafo 5.2.4) e z è la profondità dal piano campagna espressa in metri.



5.2.3 Metodologie per valutare il rischio di liquefazione da prove CPT

La procedura per la stima della suscettibilità a liquefazione è basata sull'adozione di tre approcci metodologici indipendenti denominati *Metodologia A*, *Metodologia B* e *Metodologia C* definiti sulla base delle indicazioni dei più recenti ed autorevoli riferimenti bibliografici internazionali in materia (e.g. Robertson, 2009; Boulanger e Idriss, 2015; Seed, 2010).

I dati in ingresso deducibili dalle prove penetrometriche statiche (CPT) sono la misura della resistenza alla punta q_c , l'attrito laterale f_s e, nel caso la prova venga eseguita con il piezocono (CPTu), l'incremento di pressione interstiziale (u) misurato durante l'avanzamento del cono. Da questa grandezza è possibile correggere la resistenza alla punta q_c e ricavare la resistenza netta q_t . Infine è possibile calcolare la tensione geostatica verticale totale σ_{v0} ed efficace σ'_{v0} alla profondità desiderata.

5.2.3.1 Metodologia A

La Metodologia A si basa sul metodo originariamente proposto da Robertson e Wride (1998) e successivamente raccomandato da Youd et al. (2001). Questo approccio è stato aggiornato da Robertson (2009). Ku et al. (2012), a partire dal calcolo del fattore di sicurezza proposto da Robertson (2009), hanno messo a punto un metodo per valutare la probabilità di liquefazione (P_L). Il diagramma di flusso relativo alla valutazione del parametro CRR secondo il metodo di Robertson (2009) è illustrato in Figura 33.

Le correlazioni per il calcolo di CRR si basano tipicamente sul valore normalizzato della resistenza penetrometrica, con riferimento alla tensione di confinamento della prova. Per il calcolo di tale valore, indicato come q_{c1N} da Robertson e Wride (1998) e come Q_{tn} nell'aggiornamento di Robertson (2009) adottato nel presente studio, si utilizza la procedura iterativa illustrata nel diagramma di flusso in Figura 33, in cui il fattore di normalizzazione della resistenza alla penetrazione statica C_N è calcolato con la seguente espressione:

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (14)$$

dove P_a è la pressione atmosferica ed n rappresenta l'esponente di sforzo, valutata con la seguente formula proposta da Robertson (2009):

$$n = 0.381I_c + 0.05 \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right) - 0.15 \leq 1 \quad (15)$$

affinché l'esponente n tenga conto sia del tipo di terreno tramite l'indice di comportamento del terreno I_c , che dell'effetto di eventuali tensioni geostatiche elevate. In Robertson (2009), infatti, si afferma che l'esponente di sforzo n così determinato permetta di evitare l'utilizzo del fattore di correzione per eventuali tensioni geostatiche elevate (i.e. K_σ). Come illustrato nel diagramma di flusso in Figura 33, I_c dipende da Q_{tn} , oltre che dalla resistenza per attrito normalizzata F_r ; da qui la necessità di adottare una procedura iterativa per il calcolo di n .



Come illustrato in Figura 33, il calcolo di CRR viene condotto quando il terreno è molto probabilmente di natura granulare, i.e. I_c non è superiore a 2.7.

Nel caso di sabbie con contenuto di fine, la resistenza alla punta normalizzata deve essere corretta per ottenere un valore equivalente per sabbia pulita (indicato con q_{c1Ncs} da Robertson e Wride, 1998 e con $Q_{tn,cs}$ in Figura 33 come suggerito da Robertson, 2009), tramite un fattore K_c , ovvero un coefficiente correttivo che tiene conto delle caratteristiche granulometriche, definito da Robertson e Wride (1998).

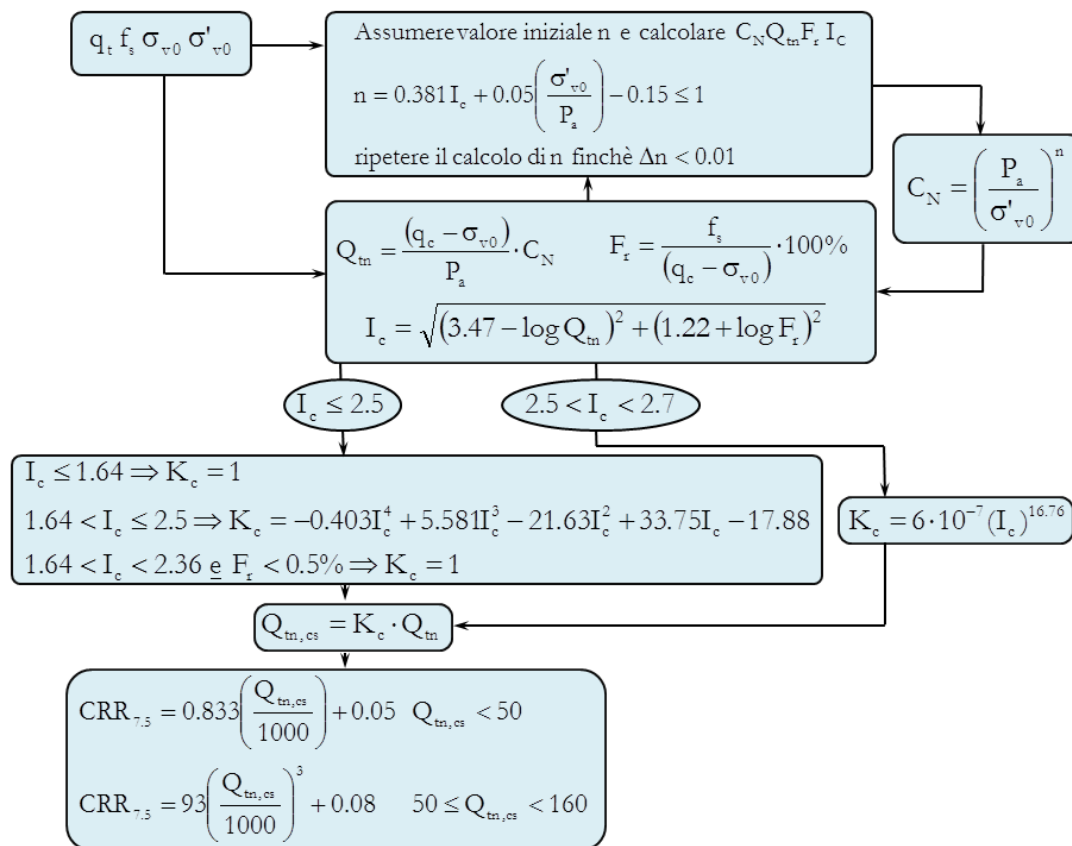


Figura 33: Diagramma di flusso per la valutazione del parametro CRR nella Metodologia A basata sull'approccio proposto da Robertson (2009) per l'interpretazione dei risultati di prove penetrometriche statiche.

Il fattore correttivo per la magnitudo MSF applicato nella Metodologia A è quello proposto da Youd et al. (2001):

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \tag{16}$$

Il coefficiente r_d di riduzione della accelerazione massima con la profondità, funzione delle caratteristiche di deformabilità del terreno, è calcolato come proposto da Youd et al. (2001) attraverso la seguente relazione:



$$r_d = \frac{(1.000 - 0.4113 \cdot z^{0.5} + 0.04052 \cdot z + 0.001753 \cdot z^{0.5})}{(1.000 - 0.4177 \cdot z^{0.5} + 0.05729 \cdot z + 0.006205 \cdot z^{1.5} + 0.001210 \cdot z^2)} \quad (17)$$

in cui z è la profondità in metri misurata a partire dal piano campagna.

Per la stima della probabilità di liquefazione P_L , Robertson e Cabal (2015) citano il modello di Ku et al. (2012), il quale è stato sviluppato a partire dal metodo di Robertson e Wride (1998) aggiornato da Robertson (2009) per la valutazione deterministica del fattore di sicurezza:

$$P_L = 1 - \Phi \left(\frac{0.102 + \ln(F_s)}{0.276} \right) \quad (18)$$

in cui Φ è la funzione di distribuzione normale cumulativa.

La Figura 34 mostra l'andamento della probabilità di liquefazione P_L in funzione del fattore di sicurezza F_s , proposto da Ku et al. (2012).

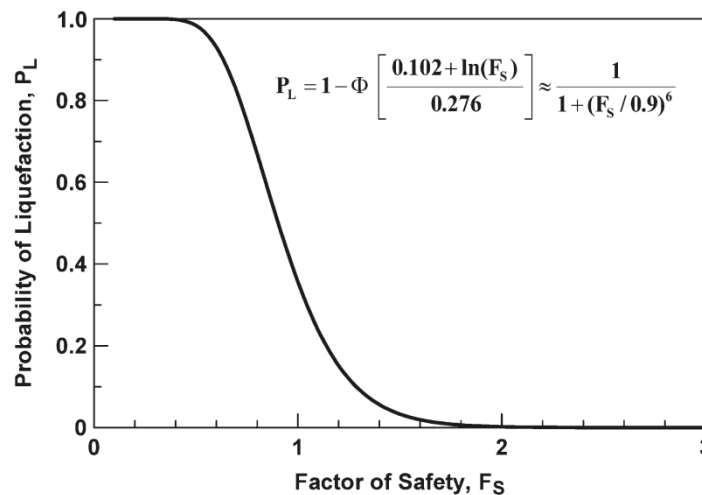


Figura 34: Andamento della probabilità di liquefazione P_L in funzione del fattore di sicurezza F_s proposto da Ku et al. (2012).

5.2.3.2 Metodologia B

La Metodologia B è basata sulle indicazioni riportate nell'articolo di Boulanger e Idriss (2015) in cui è presentato l'aggiornamento dell'approccio descritto nella monografia pubblicata nel 2008 dagli stessi autori (Idriss e Boulanger, 2008). Il diagramma di flusso relativo alla Metodologia B è illustrato in Figura 35.

L'indice di comportamento del terreno I_c è calcolato seguendo l'approccio di Robertson (2009). Il valore equivalente q_{c1Ncs} riferito a sabbie pulite è ricavato utilizzando le formule proposte da Boulanger e Idriss (2015) riportate nello schema di Figura 35 in cui il contenuto di fine FC rappresenta la frazione granulometrica avente dimensioni minori di 0.075 mm (passante al setaccio ASTM 200). In questo caso, si applica una procedura iterativa per il calcolo di q_{c1Ncs} , come illustrato nel diagramma di flusso di Figura 35.

Nelle analisi di liquefazione condotte nel presente studio, il contenuto di fine è stato valutato attraverso la seguente espressione (Boulanger e Idriss, 2015):



$$FC = 80(I_c + C_{FC}) - 137 \quad (19)$$

dove $C_{FC}=0$. Per la valutazione del fattore correttivo per la magnitudo MSF, Boulanger e Idriss (2015) suggeriscono di utilizzare la seguente relazione:

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \cdot \left[8.64 \cdot \exp\left(\frac{-M_w}{4}\right) - 1.325 \right] \quad (20)$$

con

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{180}\right)^3 \leq 2.2 \quad (21)$$

L'espressione del fattore correttivo K_σ è quella suggerita da Idriss e Boulanger (2015):

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right) \leq 1.1 \quad (22)$$

dove

$$C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27(q_{c1Ncs})^{0.264}} \leq 0.3 \quad (23)$$

in cui σ'_{v0} è la tensione geostatica verticale efficace alla profondità desiderata e P_a la pressione atmosferica espressa nelle stesse unità di misura della σ'_{v0} .

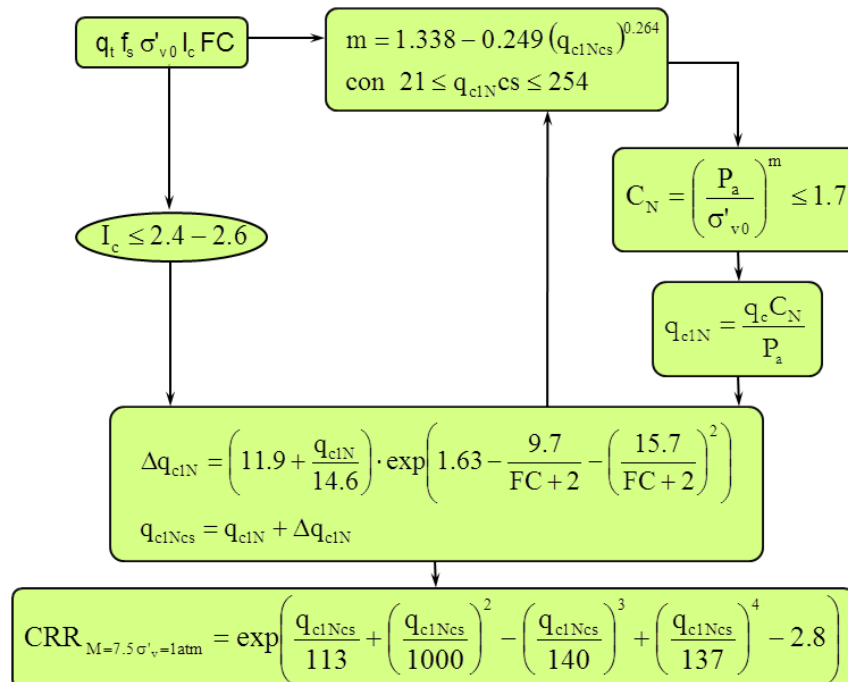


Figura 35: Diagramma di flusso per la valutazione del parametro CRR nella Metodologia B basata sulle indicazioni di Boulanger e Idriss (2015) per l'interpretazione dei risultati di prove penetrometriche statiche.

Il coefficiente r_d di riduzione della accelerazione massima con la profondità, funzione delle



caratteristiche di deformabilità del terreno, è calcolato come suggerito da Idriss e Boulanger (2008) mediante la seguente relazione:

$$r_d = \exp(\alpha(z) + \beta(z) \cdot M_w) \quad (24)$$

in cui M_w è la magnitudo momento per il terremoto atteso nel sito di interesse (Paragrafo 2.3) ed i fattori α e β sono funzione della profondità in metri misurata a partire dal piano campagna z secondo le seguenti espressioni:

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right) \quad (25)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \cdot \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$

Per la valutazione della probabilità di liquefazione, Boulanger e Idriss (2015) raccomandano di utilizzare la seguente espressione assumendo $\sigma_{\ln(R)}=0.20$:

$$P_L = \Phi \left(\frac{\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000}\right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140}\right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137}\right)^4 - 2.60 - \ln(CSR_{M=7.5})}{\sigma_{\ln(R)}} \right) \quad (26)$$

5.2.3.3 Metodologia C

Seed (2010) suggerisce l'adozione del metodo proposto da Moss et al. (2006) che prevede l'utilizzo di espressioni per la valutazione del potenziale di liquefazione ricavate da un approccio probabilistico basato sui metodi Bayesani avanzati. Il diagramma di flusso relativo alla Metodologia C è illustrato in Figura 36. L'indice di comportamento del terreno I_c è calcolato seguendo l'approccio di Robertson (2009).

Moss et al. (2006) propone le seguenti espressioni per il calcolo del coefficiente r_d di riduzione della accelerazione massima con la profondità, funzione delle caratteristiche di deformabilità del terreno. Tali formule sono state originariamente proposte da Cetin et al. (2000):

se $z \geq 20m$

$$r_d = \frac{1 + \frac{-9.147 - 4.173a_{max} + 0.652M_w}{10.567 + 0.089 \cdot \exp(0.089(-3.28z - 7.76a_{max} + 78.576))}}{1 + \frac{-9.147 - 4.173a_{max} + 0.652M_w}{10.567 + 0.089 \cdot \exp(0.089(-7.76a_{max} + 78.576))}} \quad (27)$$

se $z < 20m$

$$r_d = \frac{1 + \frac{-9.147 - 4.173a_{max} + 0.652M_w}{10.567 + 0.089 \cdot \exp(0.089(-3.28z - 7.76a_{max} + 78.576))}}{1 + \frac{-9.147 - 4.173a_{max} + 0.652M_w}{10.567 + 0.089 \cdot \exp(0.089(-7.76a_{max} + 78.576))}} - 0.0014(3.28z - 65)$$

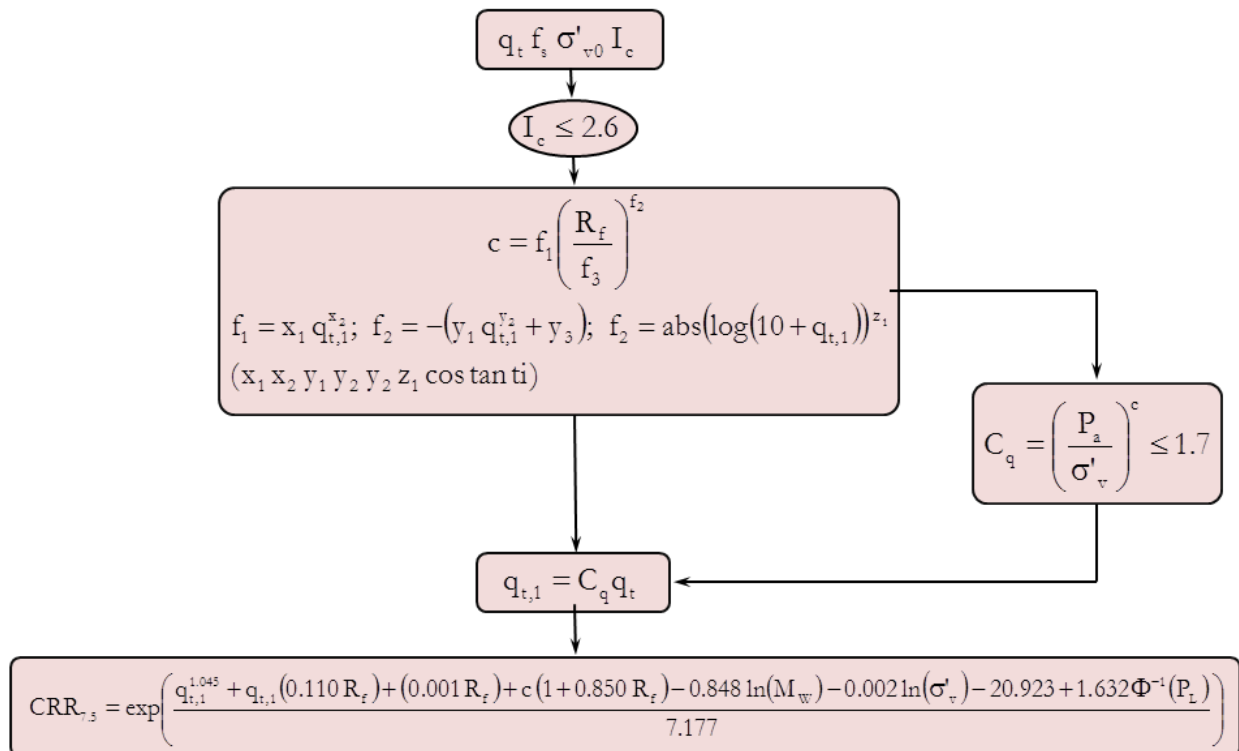


Figura 36: Diagramma di flusso per la valutazione del parametro CRR nella Metodologia C basata sul metodo di Moss (2006) per l'interpretazione dei risultati di prove penetrometriche statiche.

Infine Moss et al. (2006) raccomandano l'adozione della seguente relazione per la valutazione della probabilità di liquefazione:

$$P_L = \Phi \left(- \frac{q_{c,1}^{1.045} + q_{c,1}(0.110 R_f) + (0.001 R_f) + c(1 + 0.850 R_f) - 7.177 \ln(CSR) - 0.848 \ln(M_w) - 0.002 \ln(\sigma'_v) - 20.923}{1.632} \right) \quad (28)$$

5.2.4 Stima dei cedimenti co-sismici indotti dalla liquefazione

Per quel che concerne la valutazione degli spostamenti verticali (co-sismici) indotti dalla liquefazione al porto di Ravenna, è stato adottato il metodo proposto da Zhang et al. (2002) sviluppato per dati desunti da prove penetrometriche statiche (CPT). Robertson (2009) indica questo metodo come uno tra i più affidabili. Il cedimento totale in direzione verticale è ottenuto sommando i contributi dei vari strati interessati dalla liquefazione, integrando il cedimento volumetrico, sullo spessore di ciascuno strato in accordo alla seguente relazione:

$$C_{v-1D} = CV = \int_0^{z_{max}} \varepsilon_v \cdot dz \quad (29)$$

L'articolo di Zhang et al. (2002) fornisce il grafico di Figura 37 insieme alle equazioni per stimare la deformazione volumetrica post-liquefazione ε_v a partire dal valore misurato della resistenza alla punta normalizzata per sabbie pulite.

Come illustrato nel Paragrafo 5.2.2 di questa relazione, il *Liquefaction Severity Number*, LSN



proposto da Tonkin e Taylor (2013) e Van Ballegooy et al. (2014) fa riferimento al lavoro di Zhang et al. (2002) per la valutazione della deformazione volumetrica post-liquefazione ϵ_v utilizzata per il calcolo di LSN.

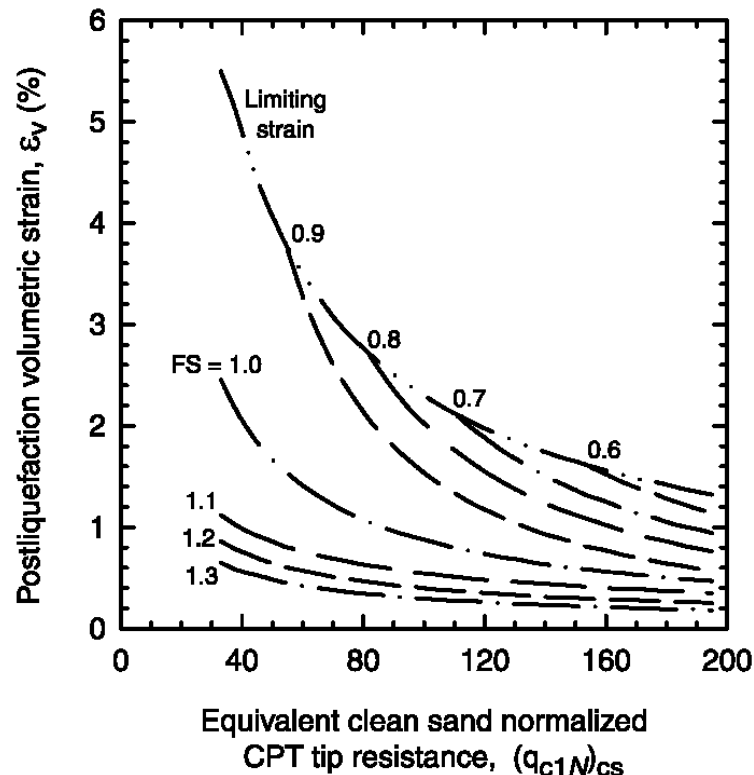


Figura 37: Grafico per valutare la deformazione volumetrica post-liquefazione (Zhang et al., 2002).

5.3 Risultati tenendo conto dell'incertezza epistemica

I risultati ottenuti dalle analisi del rischio liquefazione nelle tre aree in cui è stato suddiviso il porto di Ravenna sono sintetizzati da tabelle in cui sono riportati i valori calcolati dei parametri LPI, LSI, LSN nonché l'entità dei cedimenti verticali co-sismici (CV) ottenuti mediante la Metodologia A, la Metodologia B e la Metodologia C per il periodo di ritorno di 475 anni (Tabella 12, Tabella 13 e Tabella 14) e 712 anni (Tabella 15, Tabella 16 e Tabella 17). Inoltre, tali risultati sono illustrati graficamente attraverso mappe digitali ottenute in ambiente GIS che forniscono una rappresentazione della variabilità spaziale del rischio di liquefazione nell'area portuale.

I calcoli sulla severità dell'azione sismica sono stati effettuati con riferimento al valore medio di a_{max} più uno scarto quadratico medio (84° percentile). Per quel che concerne il livello di falda, sono stati utilizzati i dati desunti durante l'esecuzione delle prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTu) della campagna di indagine effettuata nel 2014-2015, come richiesto nella riunione tenutasi presso l'Autorità Portuale di Ravenna il 1 Agosto 2017.

Per agevolare la lettura dei risultati relativi agli *indici di rischio liquefazione* (i.e., LPI, LSI, LSN), nelle mappe e nelle tabelle mostrate in seguito, sono stati adottati gli stessi colori attribuiti alle *scale del rischio liquefazione* riportante rispettivamente nella Tabella 9 relativa a LPI, nella Tabella 10 per LSI e nella Tabella 11 con riferimento a LSN.



Tabella 12: Risultati delle analisi del rischio liquefazione per l'area centrale del porto di Ravenna: valori di LPI, LSI, LSN e cedimenti verticali indotti nel terreno (CV), calcolati mediante le tre metodologie A, B e C a partire dai risultati delle prove CPT, eseguite nell'area in esame, per il periodo di ritorno di 475 anni, livello di falda dalle prove CPT e a_{max} pari all'84° percentile; sono stati calcolati gli indici di rischio liquefazione (i.e., LPI, LSI, LSN) combinando in una media pesata i valori degli indici individuali.

		Metodologia A				Metodologia B				Metodologia C				Media pesata		
		LPI (-)	LSI (-)	LSN (-)	CV (cm)	LPI (-)	LSI (-)	LSN (-)	CV (cm)	LPI (-)	LSI (-)	LSN (-)	CV (cm)	LPI (-)	LSI (-)	LSN (-)
Area centrale	CPTu009m/14	0.1	0.10	2.5	4	0.4	0.10	4.3	7	0.6	0.40	8.4	15	0.4	0.18	4.9
	CPTu010m/14	0.2	0.10	1.7	3	0.2	0.10	1.9	3	0.5	0.10	4.1	8	0.3	0.10	2.4
	CPTu011/14	0.6	0.40	7.2	5	2.4	0.70	12.8	10	5.1	1.20	19.5	21	2.6	0.75	13.1
	CPTu011m/14	0.1	0.10	2.1	4	0.2	0.10	3.1	6	0.5	0.10	8.8	19	0.3	0.10	4.3
	CPTu012/14	0	0.50	3.5	3	1.8	0.80	19.1	14	5	2.80	39.3	30	2.2	1.23	20.3
	CPTu013/14	0.1	0.60	5.5	4	2.2	0.90	22.8	17	7.2	2.90	44.4	38	2.9	1.33	23.9
	CPTu032/14	0	0.50	3.7	3	2.4	0.80	21.2	15	6.6	2.90	42.7	32	2.9	1.25	22.2
	CPTu033/14	0	0.70	5.4	4	2.1	0.90	24	18	6.8	3.20	48	36	2.8	1.43	25.4
	CPTu034/14	0	0.60	4.2	4	2.5	1.00	25.5	20	5.5	3.00	40.1	38	2.6	1.40	23.8
	CPTu034m/14	0	0.00	0.9	2	0	0.00	0.7	2	0	0.00	5.5	13	0.0	0.00	2.0
	CPTu035/14	0.3	0.90	8.4	7	4	1.20	22.8	19	7.5	2.60	37.7	37	4.0	1.48	22.9
	CPTu036/14	0.7	0.60	7.5	7	2.6	0.80	14.7	15	4.3	1.90	22.9	27	2.6	1.03	15.0
	CPTu036m/14	0	0.00	0.7	1	0.1	0.00	1.9	4	0.2	0.10	5.6	12	0.1	0.03	2.5
	CPT P1/2005	0	0.30	2.5	3	0.6	0.40	10.8	11	1.8	2.20	31	23	0.8	0.83	13.8
	CPT P2/2005	0	0.30	2.2	3	0.7	0.40	10.6	11	3.1	2.00	29.2	27	1.1	0.78	13.2
	CPT P3/2005	0	0.20	2.1	3	0.3	0.30	8.1	8	2.3	1.80	31.4	27	0.7	0.65	12.4
	CPT P4/2005	0	0.30	2.4	3	0.9	0.60	15.7	13	5.2	2.90	45.6	36	1.8	1.10	19.9
	CPT P5/2005	0	0.40	3	4	1.3	0.60	16.4	14	4.9	2.80	39.8	35	1.9	1.10	18.9
	CPT P6/2005	0	0.40	2.5	2	0.8	0.50	11.4	10	3.3	2.20	29.1	26	1.2	0.90	13.6
	CPT P7/2005	0	0.50	3.3	3	1.6	0.70	17.4	15	5.8	2.80	40.1	32	2.3	1.18	19.6
	CPT P8/2005	0	0.50	4.5	4	1.5	0.80	22.6	15	6.4	3.30	53	35	2.4	1.35	25.7
CPT P9/2005	0	0.40	2.6	2	1.1	0.60	14.9	11	4.6	2.40	34.3	26	1.7	1.00	16.7	

Tabella 13: Risultati delle analisi del rischio liquefazione per l'area nord-orientale del porto di Ravenna: valori di LPI, LSI, LSN e cedimenti verticali indotti nel terreno (CV), calcolati mediante le tre metodologie A, B e C a partire dai risultati delle prove CPT, eseguite nell'area in esame, per il periodo di ritorno di 475 anni, livello di falda dalle prove CPT e a_{max} pari all'84° percentile; sono stati calcolati gli indici di rischio liquefazione (i.e., LPI, LSI, LSN) combinando in una media pesata i valori degli indici individuali.

		Metodologia A				Metodologia B				Metodologia C				Media pesata		
		LPI (-)	LSI (-)	LSN (-)	CV (cm)	LPI (-)	LSI (-)	LSN (-)	CV (cm)	LPI (-)	LSI (-)	LSN (-)	CV (cm)	LPI (-)	LSI (-)	LSN (-)
Area nord-orientale	CPTu014/14	1.8	1.30	15.6	10	10.7	2.80	39.4	23	9.2	3.40	56.1	41	8.1	2.58	37.6
	CPTu015/14	3.2	1.70	23.3	16	12	3.10	43.6	25	7.1	3.00	47.4	33	8.6	2.73	39.5
	CPTu017/14	7.3	2.40	36.9	23	12.5	3.10	37.1	24	15.8	3.60	52.1	37	12.0	3.05	40.8
	CPTu018/14	0.9	0.50	6.2	7	3.5	0.90	10.1	10	3.9	1.00	17.5	27	3.0	0.83	11.0
	CPTu018m/14	1.8	0.50	6.3	6	2.9	0.70	7	7	3.8	0.70	10.2	10	2.9	0.65	7.6
	CPTu019/14	0.9	0.80	7.5	6	6	1.70	29.8	19	9	3.40	57.6	39	5.5	1.90	31.2
	CPTu020/14	1.6	1.30	12.6	11	9	2.40	36.3	25	12.1	3.90	62.7	50	7.9	2.50	37.0
	CPTu021/14	1.5	1.20	13	11	8	2.10	27.5	21	10.8	3.10	44.6	37	7.1	2.13	28.2
	CPTu022/14	0.5	1.00	10	11	8.4	2.40	41.1	26	7.5	3.80	65.1	54	6.2	2.40	39.3
	CPTu022m/14	3.9	1.10	12.5	10	6	1.40	13.2	11	7.7	1.40	18.1	15	5.9	1.33	14.3
	CPTu023/14	0.2	0.10	0.9	1	0.3	0.10	0.9	1	0.3	0.10	1.7	3	0.3	0.10	1.1
	CPTu023m/14	0	0.00	0	0	0	0.00	0.1	0	0	0.00	0.3	1	0.0	0.00	0.1
	CPTu024m/14	0.1	0.10	4.2	9	0.3	0.10	7.7	17	0.5	0.10	10.6	23	0.3	0.10	7.6
	CPTu026/14	0.9	0.30	3.5	3	1.6	0.40	3.7	3	2.1	0.40	5.4	4	1.6	0.38	4.1
	CPTu026m/14	0	0.00	0	0	0	0.00	0	0	0	0.00	0	0	0.0	0.00	0.0
	CPTu027/14	0	0.00	0	0	0	0.00	0.2	1	0	0.00	1.2	4	0.0	0.00	0.4
	CPTu028/14	0.5	0.40	5.5	7	5.9	1.70	28.2	20	1.2	1.10	16.3	23	3.4	1.23	19.6
	CPTu029/14	0.1	0.50	4	5	6	1.80	34.3	21	3.1	2.70	38.5	34	3.8	1.70	27.8
	CPTu030/14	4.4	2.10	24.1	18	13.1	3.30	42.9	26	13.9	4.20	68.6	48	11.1	3.23	44.6
	CPTu031/14	2.9	1.60	22.5	17	10.3	2.80	41.3	26	13.2	4.00	62.6	45	9.2	2.80	41.9



Tabella 14: Risultati delle analisi del rischio liquefazione per l'area meridionale del porto di Ravenna: valori di LPI, LSI, LSN e cedimenti verticali indotti nel terreno (CV), calcolati mediante le tre metodologie A, B e C a partire dai risultati delle prove CPT, eseguite nell'area in esame, per il periodo di ritorno di 475 anni, livello di falda dalle prove CPT e a_{max} pari all'84° percentile; sono stati calcolati gli indici di rischio liquefazione (i.e., LPI, LSI, LSN) combinando in una media pesata i valori degli indici individuali.

		Metodologia A				Metodologia B				Metodologia C				Media pesata		
		LPI (-)	LSI (-)	LSN (-)	CV (cm)	LPI (-)	LSI (-)	LSN (-)	CV (cm)	LPI (-)	LSI (-)	LSN (-)	CV (cm)	LPI (-)	LSI (-)	LSN (-)
Area meridionale	CPTu001/14	0	0.90	6.5	7	5.3	1.80	33.9	29	6.3	3.80	52.5	52	4.2	2.08	31.7
	CPTu002/14	0.1	0.70	6.3	7	5.7	1.90	44.9	34	3.2	3.20	44.6	39	3.7	1.93	35.2
	CPTu003/14	0.1	0.80	8.2	6	4.1	1.50	37.2	26	6.3	3.90	55.3	44	3.7	1.93	34.5
	CPTu003m/14	0.4	0.40	4.8	6	2.8	0.90	15.9	20	0.8	0.80	9.7	13	1.7	0.75	11.6
	CPTu004/14	0.2	0.70	7.5	6	4.7	1.70	40.8	29	2.2	3.10	36	32	3.0	1.80	31.3
	CPTu005/14	0	1.00	7.8	8	4.7	1.70	38.4	30	6.7	4.60	67	56	4.0	2.25	37.9
	CPTu006/14	0.4	1.50	15.1	11	7.6	2.30	47	35	9.9	4.70	68.3	54	6.4	2.70	44.4
	CPTu007/14	1.5	2.00	23	17	11	3.10	54.5	39	10.9	5.00	71.9	61	8.6	3.30	51.0
	CPTu007m/14	0.7	0.40	5.4	8	1.2	0.40	7.5	11	1.3	0.60	10.2	16	1.1	0.45	7.7
	CPTu008/14	1	2.00	23.3	17	10.2	2.90	54.3	41	14.4	5.30	85.3	75	9.0	3.28	54.3
	CPTu009/14	1.3	1.30	20.6	19	10	2.90	54.2	49	5.6	2.80	45	50	6.7	2.48	43.5
	CPTu037/14	0.5	1.30	12	11	6.6	2.00	37.6	30	10.2	4.10	56.9	49	6.0	2.35	36.0
	CPTu037m/14	0.4	0.20	3.9	6	0.9	0.30	5.8	9	0.9	0.50	9.3	17	0.8	0.33	6.2
	CPTu038/14	1.5	1.70	18.7	17	8.9	2.60	43.7	37	9.7	4.40	60.1	53	7.3	2.83	41.6
	CPTu039/14	0.3	1.20	9.9	10	5.5	1.80	33.6	29	9.2	4.20	58.1	51	5.1	2.25	33.8
	CPTu040m/14	0.2	0.10	2.6	4	0.3	0.10	3	5	0.5	0.20	5.7	11	0.3	0.13	3.6
	CPTu041/14	0	0.70	5	4	4.7	1.70	35.9	25	5.5	3.60	53.8	40	3.7	1.93	32.7
	CPTu042/14	0.9	1.20	0	13	9.2	2.60	43.9	34	5.4	3.50	45.7	38	6.2	2.48	33.4
	CPTu043/14	0.3	1.10	9.7	7	9.4	2.70	45.7	32	3.1	3.40	42.4	32	5.6	2.48	35.9
	CPTu044/14	0.2	0.70	5.5	5	4.6	1.70	33.7	23	4.6	3.60	45.9	35	3.5	1.93	29.7
	CPTu045/14	0	0.40	2.8	3	2.5	1.10	28.4	20	2.6	2.70	33.2	27	1.9	1.33	23.2
	CPTu046/14	0.2	0.70	8.7	6	7	2.10	43.7	30	3.5	2.60	35.4	28	4.4	1.88	32.9
CPTu046m/14	0.2	0.10	2.3	4	0.3	0.10	3.4	6	0.5	0.20	6.1	12	0.3	0.13	3.8	
CPTu047/14	1.1	1.10	12	14	4.9	1.50	24.9	26	4.5	2.60	32.9	37	3.9	1.68	23.7	
CPTu048/14	1.2	1.80	20.5	15	11.9	3.40	64.3	39	11.8	5.60	89.7	64	9.2	3.55	59.7	

Tabella 15: Risultati delle analisi del rischio liquefazione per l'area centrale del porto di Ravenna: valori di LPI, LSI, LSN e cedimenti verticali indotti nel terreno (CV), calcolati mediante le tre metodologie A, B e C a partire dai risultati delle prove CPT, eseguite nell'area in esame, per il periodo di ritorno di 712 anni, livello di falda dalle prove CPT e a_{max} pari all'84° percentile; sono stati calcolati gli indici di rischio liquefazione (i.e., LPI, LSI, LSN) combinando in una media pesata i valori degli indici individuali.

		Metodologia A				Metodologia B				Metodologia C				Media pesata		
		LPI (-)	LSI (-)	LSN (-)	CV (cm)	LPI (-)	LSI (-)	LSN (-)	CV (cm)	LPI (-)	LSI (-)	LSN (-)	CV (cm)	LPI (-)	LSI (-)	LSN (-)
Area centrale	CPTu009m/14	0.9	0.30	6.4	11	1.4	0.40	7	12	1.4	0.50	11.2	19	1.3	0.40	7.9
	CPTu010m/14	0.4	0.10	3	5	0.5	0.10	2.9	5	0.7	0.10	4.6	9	0.5	0.10	3.4
	CPTu011/14	2.6	0.80	12.5	11	4.5	1.10	14.3	14	6.6	1.30	22.4	30	4.6	1.08	15.9
	CPTu011m/14	0.3	0.10	6.6	14	0.5	0.10	7.3	16	0.7	0.20	9.8	21	0.5	0.13	7.8
	CPTu012/14	2.4	1.50	15.9	14	8.2	2.20	27.2	21	10.9	3.30	45.8	37	7.4	2.30	29.0
	CPTu013/14	3.2	1.60	22.2	18	8.4	2.20	28.4	23	12.3	3.20	47.3	46	8.1	2.30	31.6
	CPTu032/14	2.7	1.30	15.3	13	7.9	2.20	33.6	23	11.8	3.50	58.1	45	7.6	2.30	35.2
	CPTu033/14	3.4	1.70	20.8	17	9	2.40	32.8	24	12.8	3.50	53.3	45	8.6	2.50	34.9
	CPTu034/14	3.1	1.70	19.3	19	10.6	2.80	38.3	31	11.1	3.70	53.8	54	8.9	2.75	37.4
	CPTu034m/14	0	0.00	3.5	8	0.1	0.00	4.2	10	0.1	0.00	5.8	14	0.1	0.00	4.4
	CPTu035/14	5.5	1.90	23.5	22	9.1	2.30	25.8	25	11.7	2.80	43.7	50	8.9	2.33	29.7
	CPTu036/14	3.5	1.40	15.5	17	6.5	1.70	20.9	24	7.5	2.30	34	44	6.0	1.78	22.8
	CPTu036m/14	0.1	0.10	3.6	7	0.3	0.10	4.8	10	0.4	0.10	8.1	17	0.3	0.10	5.3
	CPT P1 - 2005	1.5	0.90	10.7	13	4.7	1.40	22.7	21	7	3.00	54.4	38	4.5	1.68	27.6
	CPT P2 - 2005	1.5	0.70	8.7	11	4.2	1.20	19.7	17	6.9	2.50	40.3	31	4.2	1.40	22.1
	CPT P3 - 2005	1.2	0.70	10.2	14	3.4	1.00	19.5	19	6.1	2.50	44.3	35	3.5	1.30	23.4
	CPT P4 - 2005	1.5	1.00	12.4	16	6.6	1.80	31.6	27	11	3.50	57	48	6.4	2.03	33.2
	CPT P5 - 2005	1.9	1.00	13.4	16	6.6	1.80	28.9	27	10.6	3.50	55.3	47	6.4	2.03	31.6
	CPT P6 - 2005	1.6	1.10	10.8	10	5.7	1.60	19.9	18	8	2.60	35.4	30	5.3	1.73	21.5
	CPT P7 - 2005	2.3	1.30	14.5	13	7.4	2.00	26.7	21	11	3.10	43.5	34	7.0	2.10	27.9
	CPT P8 - 2005	2.8	1.60	19.5	15	8	2.20	35.4	23	12.9	3.90	66.2	39	7.9	2.48	39.1
	CPT P9 - 2005	1.7	1.20	12.2	10	6.6	1.80	24.3	18	9.5	2.80	39.4	30	6.1	1.90	25.1



Tabella 16: Risultati delle analisi del rischio liquefazione per l'area nord-orientale del porto di Ravenna: valori di LPI, LSI, LSN e cedimenti verticali indotti nel terreno (CV), calcolati mediante le tre metodologie A, B e C a partire dai risultati delle prove CPT, eseguite nell'area in esame, per il periodo di ritorno di 712 anni, livello di falda dalle prove CPT e a_{max} pari all'84° percentile; sono stati calcolati gli indici di rischio liquefazione (i.e., LPI, LSI, LSN) combinando in una media pesata i valori degli indici individuali.

		Metodologia A				Metodologia B				Metodologia C				Media pesata		
		LPI (-)	LSI (-)	LSN (-)	CV (cm)	LPI (-)	LSI (-)	LSN (-)	CV (cm)	LPI (-)	LSI (-)	LSN (-)	CV (cm)	LPI (-)	LSI (-)	LSN (-)
Area nord-orientale	CPTu014/14	7.9	2.60	29.3	21	17.2	3.90	41.5	29	15.2	3.80	63.9	48	14.4	3.55	44.1
	CPTu015/14	10.1	2.90	35.2	24	18	3.90	44.5	27	12.6	3.60	59.3	45	14.7	3.58	45.9
	CPTu017/14	13.9	3.30	38.5	26	17.5	3.50	38.1	27	20	3.60	54.6	45	17.2	3.48	42.3
	CPTu018/14	2.8	0.80	11.4	19	5	1.00	12.9	19	5.2	1.00	22.4	40	4.5	0.95	14.9
	CPTu018m/14	2.9	0.60	6.8	7	3.7	0.70	7.2	7	4.4	0.70	10.2	10	3.7	0.68	7.9
	CPTu019/14	4.1	1.80	18.2	16	12.8	3.10	35.6	24	15.1	3.70	64	47	11.2	2.93	38.4
	CPTu020/14	7.5	2.60	28.2	23	16.3	3.80	38.8	30	18.6	4.20	65.3	55	14.7	3.60	42.8
	CPTu021/14	7.6	2.30	24.3	22	13.4	3.10	28.7	24	15.4	3.30	47.5	45	12.5	2.95	32.3
	CPTu022/14	5.7	2.50	29.7	29	16.7	4.10	44.8	36	15.2	4.40	75.4	63	13.6	3.78	48.7
	CPTu022m/14	6.3	1.40	12.9	11	7.8	1.40	13.2	11	9.1	1.40	18.4	15	7.8	1.40	14.4
	CPTu023/14	0.4	0.10	1.3	2	0.4	0.10	1.2	2	0.5	0.10	2.2	4	0.4	0.10	1.5
	CPTu023m/14	0	0.00	0.2	0	0	0.00	0.2	0	0	0.00	0.3	1	0.0	0.00	0.2
	CPTu024m/14	0.3	0.10	9.1	20	0.5	0.10	7.8	17	0.6	0.10	10.6	23	0.5	0.10	8.8
	CPTu026/14	1.7	0.40	3.6	3	2.1	0.40	3.7	3	2.6	0.40	5.4	4	2.1	0.40	4.1
	CPTu026m/14	0	0.00	0	0	0	0.00	0	0	0	0.00	0	0	0.0	0.00	0.0
	CPTu027/14	0	0.00	0.5	2	0	0.00	0.8	3	0	0.00	2.9	9	0.0	0.00	1.3
	CPTu028/14	1.9	1.10	13.2	21	13.3	3.30	37.9	31	3	1.90	29.9	38	7.9	2.40	29.7
CPTu029/14	2.5	1.60	17.1	20	14.7	3.70	40.9	30	9	3.70	62.6	55	10.2	3.18	40.4	
CPTu030/14	12.4	3.40	39.3	30	19.7	4.20	44.4	31	20.3	4.40	70.6	53	18.0	4.05	49.7	
CPTu031/14	9.7	3.00	35.9	29	17.4	4.00	44	32	19.3	4.20	68.8	53	16.0	3.80	48.2	

Tabella 17: Risultati delle analisi del rischio liquefazione per l'area meridionale del porto di Ravenna: valori di LPI, LSI, LSN e cedimenti verticali indotti nel terreno (CV), calcolati mediante le tre metodologie A, B e C a partire dai risultati delle prove CPT, eseguite nell'area in esame, per il periodo di ritorno di 712 anni, livello di falda dalle prove CPT e a_{max} pari all'84° percentile; sono stati calcolati gli indici di rischio liquefazione (i.e., LPI, LSI, LSN) combinando in una media pesata i valori degli indici individuali.

		Metodologia A				Metodologia B				Metodologia C				Media pesata		
		LPI (-)	LSI (-)	LSN (-)	CV (cm)	LPI (-)	LSI (-)	LSN (-)	CV (cm)	LPI (-)	LSI (-)	LSN (-)	CV (cm)	LPI (-)	LSI (-)	LSN (-)
Area meridionale	CPTu001/14	5.3	2.70	29.4	33	16.9	4.30	48	48	14.9	5.10	80.7	86	13.5	4.10	51.5
	CPTu002/14	3.8	2.50	27.4	29	18.7	4.80	57.4	49	10.7	4.80	80.4	73	13.0	4.23	55.7
	CPTu003/14	4.5	2.80	32.5	29	15.9	4.10	51.5	44	14.8	5.30	84.4	77	12.8	4.08	55.0
	CPTu003m/14	2.5	1.10	12.1	16	7.5	1.90	19.2	25	2.4	1.40	18.7	24	5.0	1.58	17.3
	CPTu004/14	4	2.50	28.1	27	17.8	4.70	56.1	46	9.6	5.00	80.9	73	12.3	4.23	55.3
	CPTu005/14	6.6	3.10	34.2	40	17.5	4.60	53.9	48	17.6	5.90	92.6	89	14.8	4.55	58.7
	CPTu006/14	10.3	3.80	46.9	39	19.5	4.90	53.7	45	19.5	5.60	84.7	77	17.2	4.80	59.8
	CPTu007/14	13.4	4.40	49.5	41	22.9	5.60	60.3	49	20.4	5.90	88.2	78	19.9	5.38	64.6
	CPTu007m/14	2.3	0.60	9.7	15	3	0.70	9.3	14	2.6	0.80	15	23	2.7	0.70	10.8
	CPTu008/14	13.6	4.30	53.7	43	21.6	5.30	58.8	51	24	5.90	91	82	20.2	5.20	65.6
	CPTu009/14	7.8	3.00	42	44	22	5.40	62.7	61	10.4	4.30	69.3	75	15.6	4.53	59.2
	CPTu037/14	8.5	3.10	33.6	31	16.4	4.10	44.8	39	17.8	4.80	67.9	62	14.8	4.03	47.8
	CPTu037m/14	1.6	0.40	7.5	13	2	0.50	7.3	13	1.9	0.60	11.8	20	1.9	0.50	8.5
	CPTu038/14	11.4	3.70	39.3	38	19.6	4.80	48.4	45	18.3	5.20	74.3	70	17.2	4.63	52.6
	CPTu039/14	8.2	3.00	32.2	33	15.9	4.00	43.1	41	17.8	5.00	72.6	71	14.5	4.00	47.8
	CPTu040m/14	0.6	0.20	4.5	9	0.7	0.20	4	8	0.8	0.20	5.9	12	0.7	0.20	4.6
	CPTu041/14	3.4	2.50	24.5	22	16.5	4.30	49	41	13.1	5.00	77.3	65	12.4	4.03	50.0
	CPTu042/14	8.1	3.00	34.8	31	19	4.60	47.4	38	13.3	4.60	70	57	14.9	4.20	49.9
	CPTu043/14	6.3	3.10	31.7	26	20.7	5.00	53.2	42	11.7	5.10	77.3	61	14.9	4.55	53.9
	CPTu044/14	3.4	2.40	21.8	21	16.2	4.20	49.1	39	12.9	5.10	80.6	69	12.2	3.98	50.2
CPTu045/14	1.2	1.70	15.7	16	13	3.60	45.7	37	9.1	4.30	65.9	53	9.1	3.30	43.3	
CPTu046/14	3.8	2.20	26.6	22	17.8	4.50	51	40	9.2	4.00	65.1	52	12.2	3.80	48.4	
CPTu046m/14	0.5	0.10	4.5	9	0.7	0.20	4.4	8	0.7	0.20	6.9	13	0.7	0.18	5.1	
CPTu047/14	6.8	2.40	25.9	31	12.7	3.20	32.8	37	10	3.50	48.5	56	10.6	3.08	35.0	
CPTu048/14	11.3	4.20	49.1	39	25.8	6.20	76.1	51	23.1	6.80	115.5	87	21.5	5.85	79.2	



Dall'esame dei risultati ottenuti per le tre aree di interesse, area centrale (Tabella 12 e Tabella 15), area nord-orientale (Tabella 13 e Tabella 16) e area meridionale (Tabella 14 e Tabella 17) applicando i tre diversi approcci, emerge in termini relativi come la Metodologia C (basata sulla procedura di Moss, 2006) fornisca quasi sempre i valori più elevati degli indici di rischio. Tale risultato è coerente alle indicazioni riportate da Seed (2010). La Metodologia A (che fa riferimento alla procedura di Robertson, 2009) appare invece essere quella meno cautelativa. Infine la Metodologia B, basata sul metodo più aggiornato tra quelli disponibili in letteratura (Boulanger e Idriss, 2015), fornisce risultati in qualche modo intermedi rispetto a quelli ottenuti mediante le altre due metodologie.

Dai risultati ottenuti applicando in modo indipendente le tre metodologie per i periodi di ritorno di 475 anni (Tabella 12, Tabella 13 e Tabella 14) e 712 anni (Tabella 15, Tabella 16 e Tabella 17), sono anche stati calcolati gli *indici di rischio liquefazione* (i.e., LPI, LSI, LSN) combinando in una *media pesata* i valori degli indici individuali attribuendo alle tre metodologie i seguenti pesi:

- 25% alla Metodologia A (Robertson 2009);
- 50% alla Metodologia B (Boulanger e Idriss 2015);
- 25% alla Metodologia C (Moss et al. 2006).

I valori di LPI, LSI e LSN così calcolati sono riportati nelle tabelle relative al periodo di ritorno di 475 anni (Tabella 12, Tabella 13 e Tabella 14) e 712 anni (Tabella 15, Tabella 16 e Tabella 17). L'impiego dei parametri LPI, LSI e LSN così definiti in ambiente GIS ha consentito di determinare una rappresentazione grafica della variabilità spaziale del rischio liquefazione nell'area portuale di Ravenna. Le mappe seguenti mostrano per i periodi di ritorno di 475 e 712 anni i valori di LPI (rispettivamente Figura 38 e Figura 39), LSI (rispettivamente Figura 40 e Figura 41) e LSN (rispettivamente Figura 42 e Figura 43). Si segnala che nelle prove eseguite a mare sono colorate in grigio. L'adozione di tre approcci metodologici indipendenti permette di tenere conto degli effetti prodotti sui risultati dall'incertezza epistemica.

Per l'area centrale del porto di Ravenna, sono state esaminate 22 prove CPT, di cui 5 eseguite a mare. Con riferimento al periodo di ritorno di 475 anni, i valori del parametro LPI sono in tutte le verticali analizzate inferiori a 5 ad indicare un *rischio liquefazione basso* (Figura 38). I valori del parametro LSI ottenuti da media pesata sono inferiori a 1.3 per la maggior parte delle verticali, ad indicare un *rischio di liquefazione basso*, mentre per le verticali corrispondenti alle prove CPTu013, CPTu033, CPTu034, CPTu035, CPT P8 essi indicano un *rischio di liquefazione elevato* (Figura 40) pur non superando il valore 1.5. Emerge, quindi, un'inconsistenza delle predizioni sul rischio di liquefazione ottenuta da questi due indici, le cui cause, in questo caso, possono essere meglio comprese se si considera che le scale del rischio di liquefazione associate a LPI ed LSI non prevedono livelli intermedi tra rischio *basso* ed *elevato*; con riferimento a LPI, l'indice più utilizzato nella pratica, la letteratura specialistica (e.g. Maurer et al., 2015) oltre ad evidenziare la criticità appena discussa, mette in evidenza i limiti di validità del valore soglia di 5 per LPI. Le predizioni sul rischio di liquefazione che si ottengono considerando i valori dell'indice LSN sembrano, in questo caso, risolvere la suddetta inconsistenza indicando manifestazioni del fenomeno liquefazione da



modeste a moderate (Figura 42). Si segnala che sono stati presentati recentemente a livello internazionale (e.g. Papathanassiou et al., 2015) i primi tentativi di combinare LPI ed LSN proprio per pervenire ad una valutazione del potenziale rischio di liquefazione e degli effetti indotti che consideri congiuntamente i due indici.

Per quanto riguarda il periodo di ritorno di 712 anni, il rischio di liquefazione predetto dai tre indici risulta basso per le 5 prove a mare e la CPTu011. Per quanto riguarda le altre prove (16), i valori del parametro LPI sono maggiori di 5 nella maggior parte dei casi (13 prove CPT), ad indicare un *rischio liquefazione elevato* (Figura 39). Per queste 13 prove, i valori del parametro LSI sono superiori a 1.3 ad indicare un *rischio di liquefazione elevato*; in particolare, per le verticali corrispondenti alle prove CPTu033, CPTu034 i valori sono superiori a 2.5 ad indicare un *rischio di liquefazione molto elevato* (Figura 41). Per le prove CPT P1, P2, P3, LPI ed LSI forniscono predizioni inconsistenti del rischio di liquefazione: LPI indica un rischio basso, mentre LSI un rischio elevato; le possibili cause sono quelle discusse in precedenza. Per queste tre prove, i valori del parametro LSN ottenuti da media pesata variano tra circa 22.1 e 27.6 ad indicare manifestazioni del fenomeno liquefazione moderati. In generale, i valori del parametro LSN indicano, per la maggior parte delle prove (16 di 22), manifestazioni del fenomeno liquefazione in superficie da *moderate a severe* (Figura 43).

Nell'area nord-orientale del porto, sono state esaminate 20 prove CPT, di cui 5 eseguite a mare. Il rischio di liquefazione predetto, per entrambi i periodi di ritorno, dai tre indici LPI, LSI ed LSN risulta *basso* per le prove a mare ad eccezione della prova CPTu022m, eseguita a partire dalla quota corrispondente al fondale marino, in questo caso, pari a 6m da PC. Per le restanti 15 prove, le conseguenze attese sul terreno a causa della liquefazione non sono trascurabili per entrambi i periodi di ritorno ad eccezione delle verticali corrispondenti alle prove CPTu023, CPTu026, CPTu027 nelle quali non è stata rilevata la presenza di strati potenzialmente liquefacibili; si rileva che tali prove sono ubicate nell'estremità nord-orientale del porto. Per il periodo di ritorno di 475 anni, il rischio liquefazione è basso anche per la prova CPTu028. Per le restanti 11 verticali, i valori ottenuti da media pesata del parametro LPI sono nella maggior parte delle verticali (10) superiori a 5 ad indicare un *rischio liquefazione elevato* (Figura 38), mentre i valori di LSI sono maggiori di 1.3 per tutte le 11 verticali ad indicare un *rischio liquefazione da elevato a molto elevato* (per le verticali corrispondenti alle prove CPTu014, CPTu015, CPTu017, CPTu020, CPTu030, CPTu031 i valori del parametro LSI sono maggiori di 2.5), come mostrato in Figura 40. LSN assume, per le 11 verticali, valori compresi tra 27.8 e 44.6 ad indicare manifestazioni del fenomeno liquefazione da *moderate a severe* fino, in qualche caso, ad *evidenti* (Figura 42).

Con riferimento al periodo di ritorno di 712 anni, per le verticali corrispondenti alle prove CPTu017, CPTu030, CPTu031 i valori ottenuti da media ponderata del parametro LPI risultano essere superiori a 15 ad indicare, un *rischio di liquefazione estremamente elevato* (Figura 39). I valori del parametro LSI indicano per la maggior parte delle 12 verticali un *rischio di liquefazione molto elevato* (Figura 41). Infine i valori del parametro LSN superano per 8 delle 12 verticali il valore di 40 (Figura 43) ad indicare manifestazioni del fenomeno della liquefazione *evidenti*.

Per l'area meridionale del porto, le conseguenze attese sul terreno a causa della liquefazione non sono trascurabili per entrambi i periodi di ritorno. Sono state esaminate 25 prove CPT, di cui 5 eseguite a mare. Come rilevato anche per le altre aree del porto, il rischio di



liquefazione predetto dai tre indici LPI, LSI ed LSN risulta sostanzialmente *basso* per le prove a mare per entrambi i periodi di ritorno. Per le 20 prove eseguite lungo le banchine, con riferimento al periodo di ritorno di 475 anni, i valori del parametro LPI indicano un *rischio liquefazione elevato* per 10 prove e *basso* per le altre 10 (Figura 38). I valori del parametro LSI sono superiori a 1.3 per tutte le 20 prove ad indicare un *rischio di liquefazione elevato* (Figura 40), mentre per le verticali corrispondenti alle prove CPTu006, CPTu007, CPTu008, CPTu038, CPTu048 i valori del parametro LSI sono maggiori di 2.5 ad indicare un *rischio liquefazione estremamente elevato*. Emerge, quindi, di nuovo l'inconsistenza delle predizioni sul rischio di liquefazione ottenuta da questi due indici (i.e., LPI e LSI), già rilevata in precedenza, anche se, in questo caso, la discordanza è più marcata. Il parametro LSN varia notevolmente lungo le banchine dell'area meridionale passando da valori minimi di circa 23 (per le verticali corrispondenti alle prove CPTu045 e CPTu047) ad indicare un rischio di liquefazione *moderato* fino a valori superiori a 50 (per le prove CPTu007, CPTu008, CPTu048) ad indicare manifestazioni del fenomeno liquefazione *estese* (Figura 42).

Per quel che riguarda il periodo di ritorno di 712 anni, i valori del parametro LPI sono compresi, per tutte le 20 prove a terra, tra circa 10 e circa 22 (Figura 39) ad indicare un *rischio di liquefazione da elevato ad estremamente elevato*. I valori del parametro LSI sono sempre superiori a 2.5 ad indicare un *rischio di liquefazione estremamente elevato*. Infine i valori del parametro LSN sono compresi tra circa 40 e quasi 80 ad indicare manifestazioni del fenomeno liquefazione da *evidenti ad estese* (Figura 43).

Finalmente, si riporta di seguito una sintesi dei risultati sulla stima dei cedimenti verticali co-sismici indotti dalla liquefazione (CV) per il periodo di ritorno di 712 avendo adottato per il calcolo del rischio liquefazione la Metodologia B basata sull'approccio di Boulanger e Idriss (2015) che è quella a cui è stata attribuita una maggiore affidabilità. Si rimanda alla Tabella 12, alla Tabella 13 e alla Tabella 14 per i dettagli sui risultati relativi al periodo di ritorno di 475 anni. Per l'area centrale i cedimenti sono compresi tra un valore minimo di circa 14cm, relativo alla verticale corrispondente alla prova CPTu011 ed un valore massimo pari a circa 30cm, raggiunto in corrispondenza della prova CPTu034 (Tabella 15).

Per la zona nord-orientale, i cedimenti ottenuti sono compresi tra un valore minimo di circa 2cm, relativo alla verticale corrispondente alla prova CPTu023 ed un valore massimo di circa 35cm raggiunto in corrispondenza della prova CPTu022.

Infine per la zona meridionale, i cedimenti ottenuti sono compresi tra un valore minimo di circa 37cm, relativo alla verticale corrispondente alla prova CPTu045 ed un valore massimo di circa 60cm, raggiunto in corrispondenza della prova CPTu009.

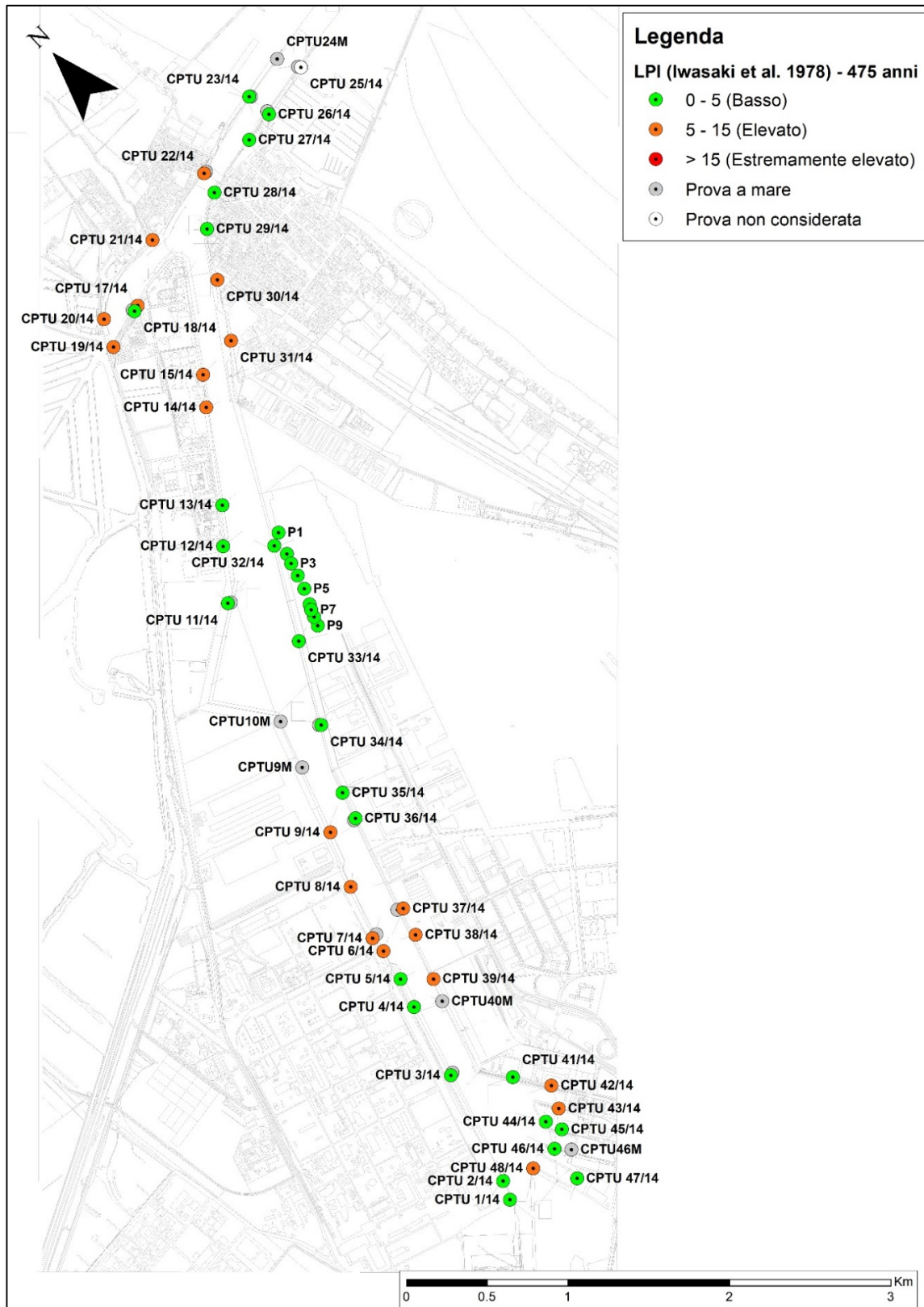


Figura 38: Mappa georeferenziata digitale, ottenuta in ambiente GIS, relativa ai valori dell'indice del potenziale di liquefazione (LPI) calcolati come media pesata delle tre metodologie adottate utilizzando i risultati delle 69 prove CPT riportate nella mappa, per $T_R=475$ anni, livello di falda da prove CPTu e a_{max} pari a 84° percentile.

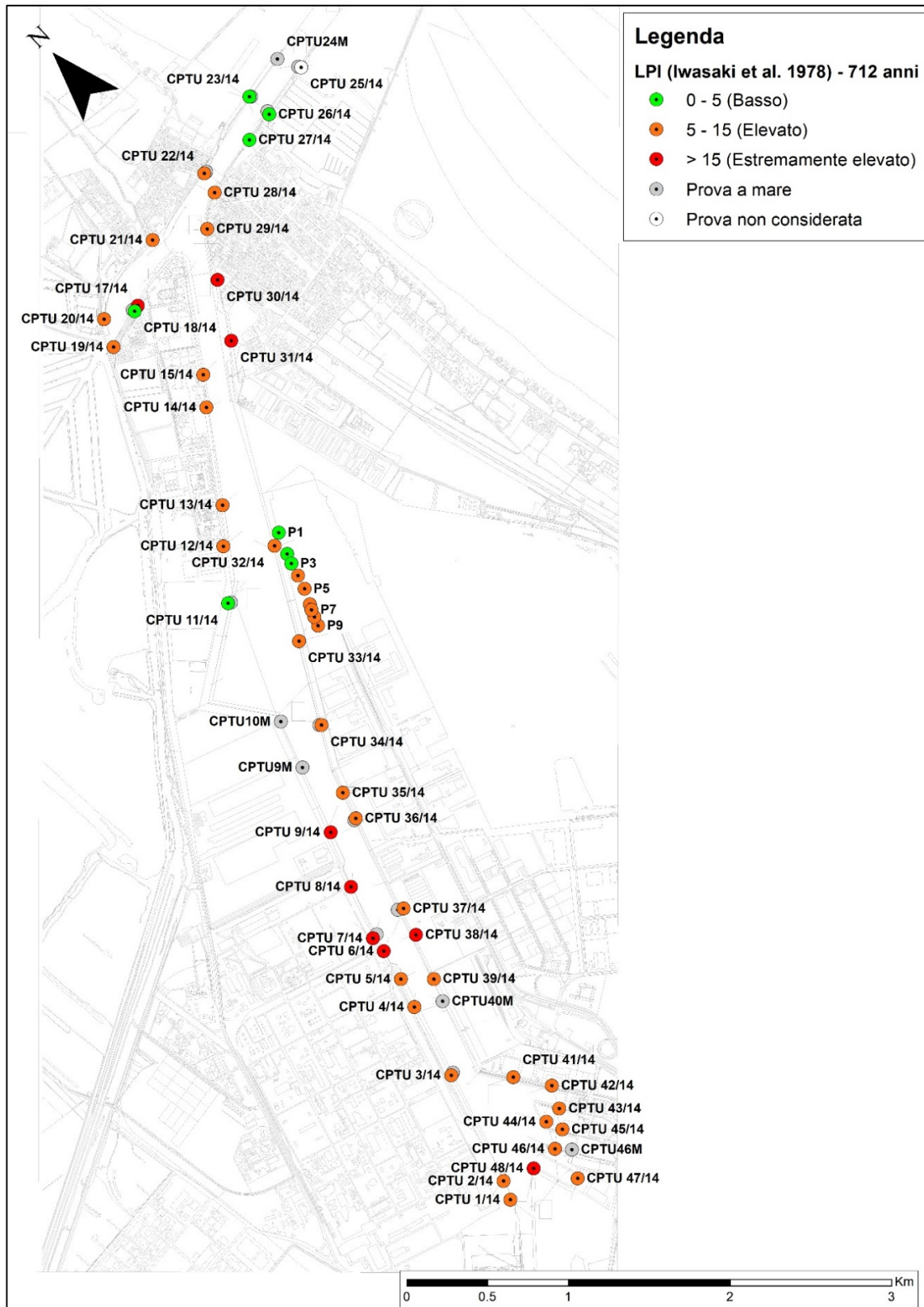


Figura 39: Mappa georeferenziata digitale, ottenuta in ambiente GIS, relativa ai valori dell'indice di liquefazione (LPI) calcolati come media pesata delle tre metodologie adottate utilizzando i risultati delle 69 prove CPT riportate nella mappa, per $T_R=712$ anni, livello di falda da prove CPTu e a_{max} pari a 84° percentile

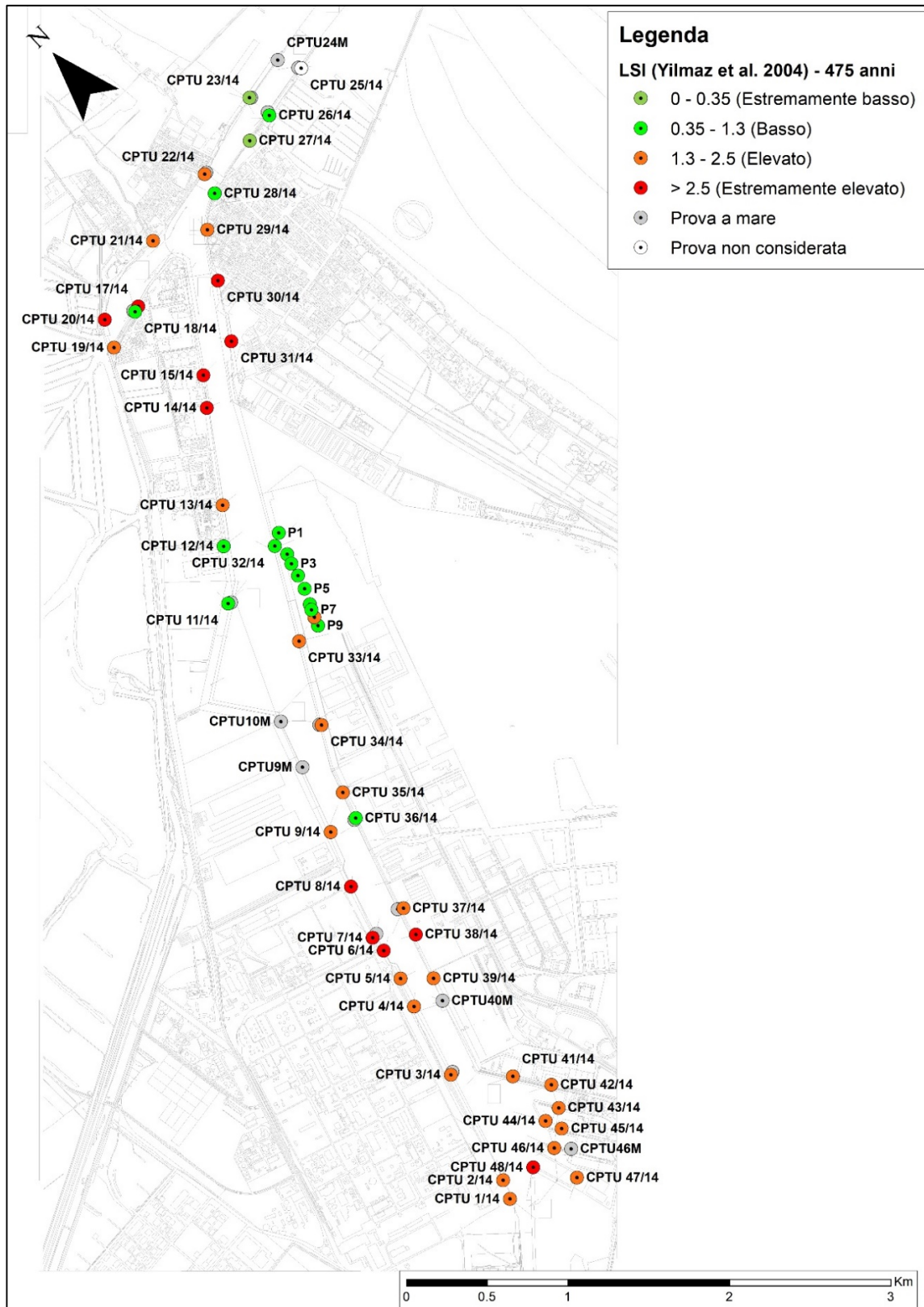


Figura 40: Mappa georeferenziata digitale, ottenuta in ambiente GIS, relativa ai valori dell'indice di severità di liquefazione (LSI) calcolati come media pesata delle tre metodologie adottate utilizzando i risultati delle 69 prove CPT riportate nella mappa, per $T_R=475$ anni, livello di falda da prove CPTu e a_{max} pari a 84° percentile.

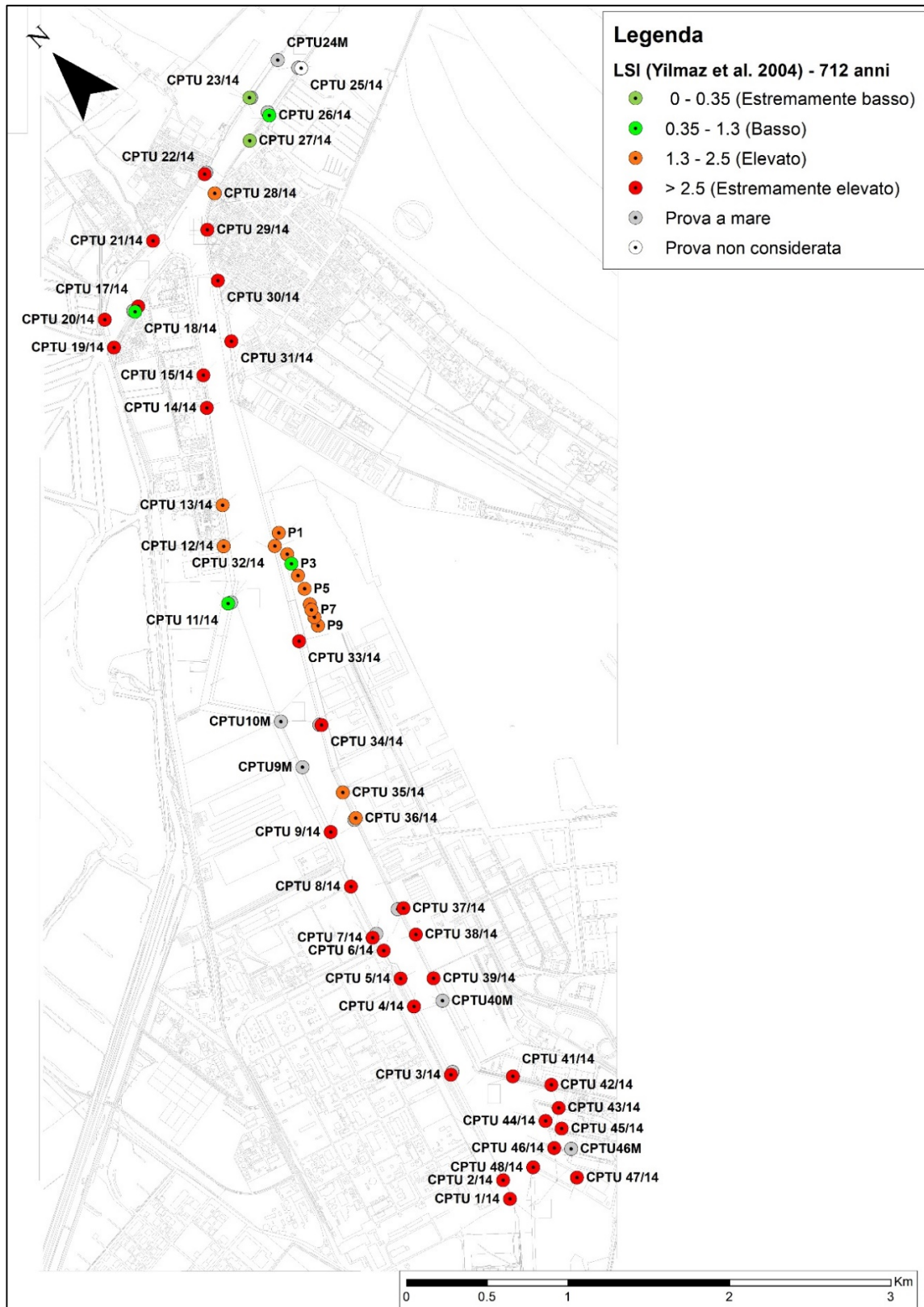


Figura 41: Mappa georeferenziata digitale, ottenuta in ambiente GIS, relativa ai valori dell'indice di severità di liquefazione (LSI) calcolati come media pesata delle tre metodologie adottate utilizzando i risultati delle 69 prove CPT riportate nella mappa, per $T_R=712$ anni, livello di falda da prove CPTu e a_{max} pari a 84° percentile.

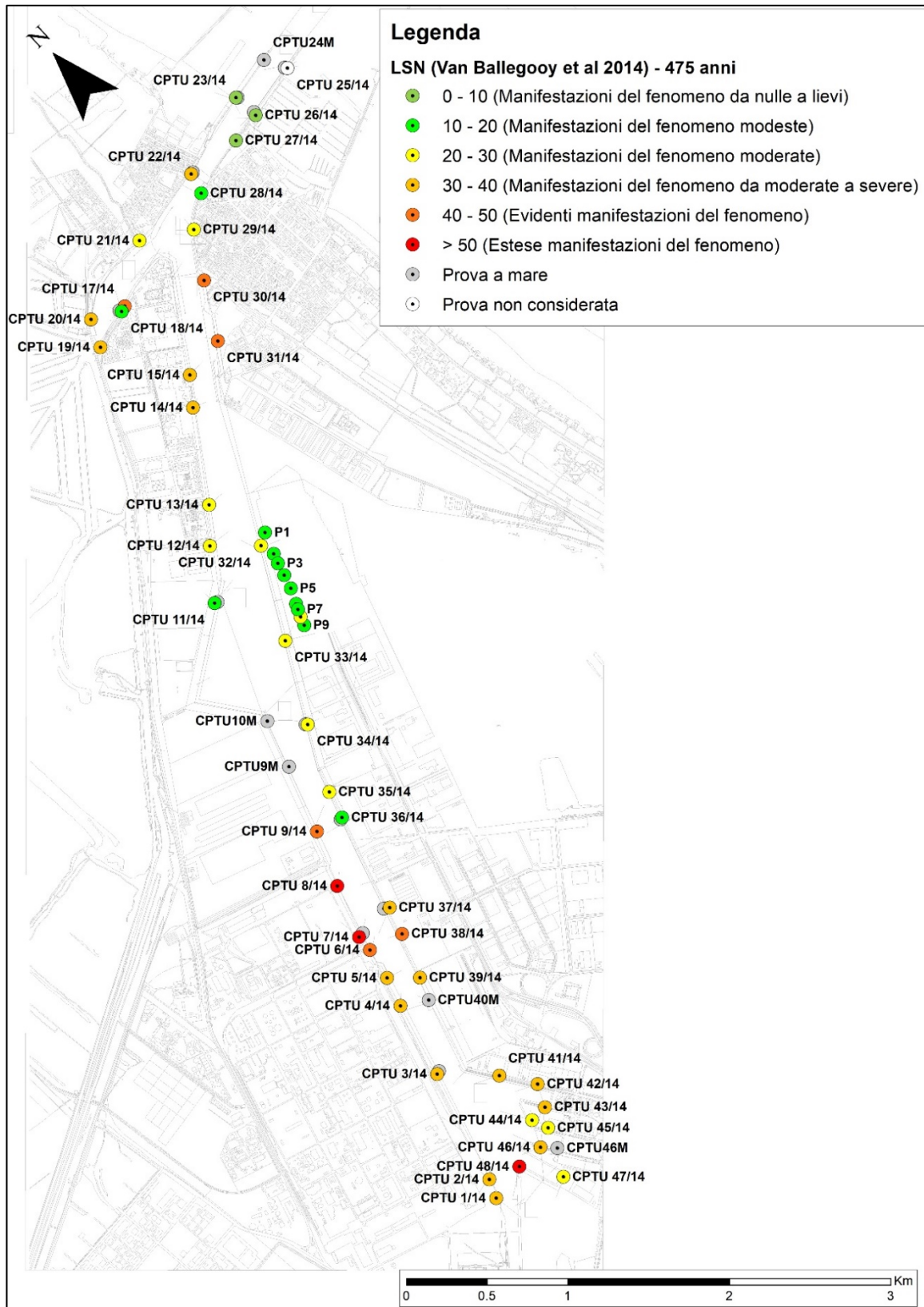


Figura 42: Mappa georeferenziata digitale, ottenuta in ambiente GIS, relativa ai valori dell'indice LSN calcolati come media pesata delle tre metodologie adottate utilizzando i risultati delle 69 prove CPT riportate nella mappa, per $T_R=475$ anni, livello di falda da prove CPTu e a_{max} pari a 84° percentile.

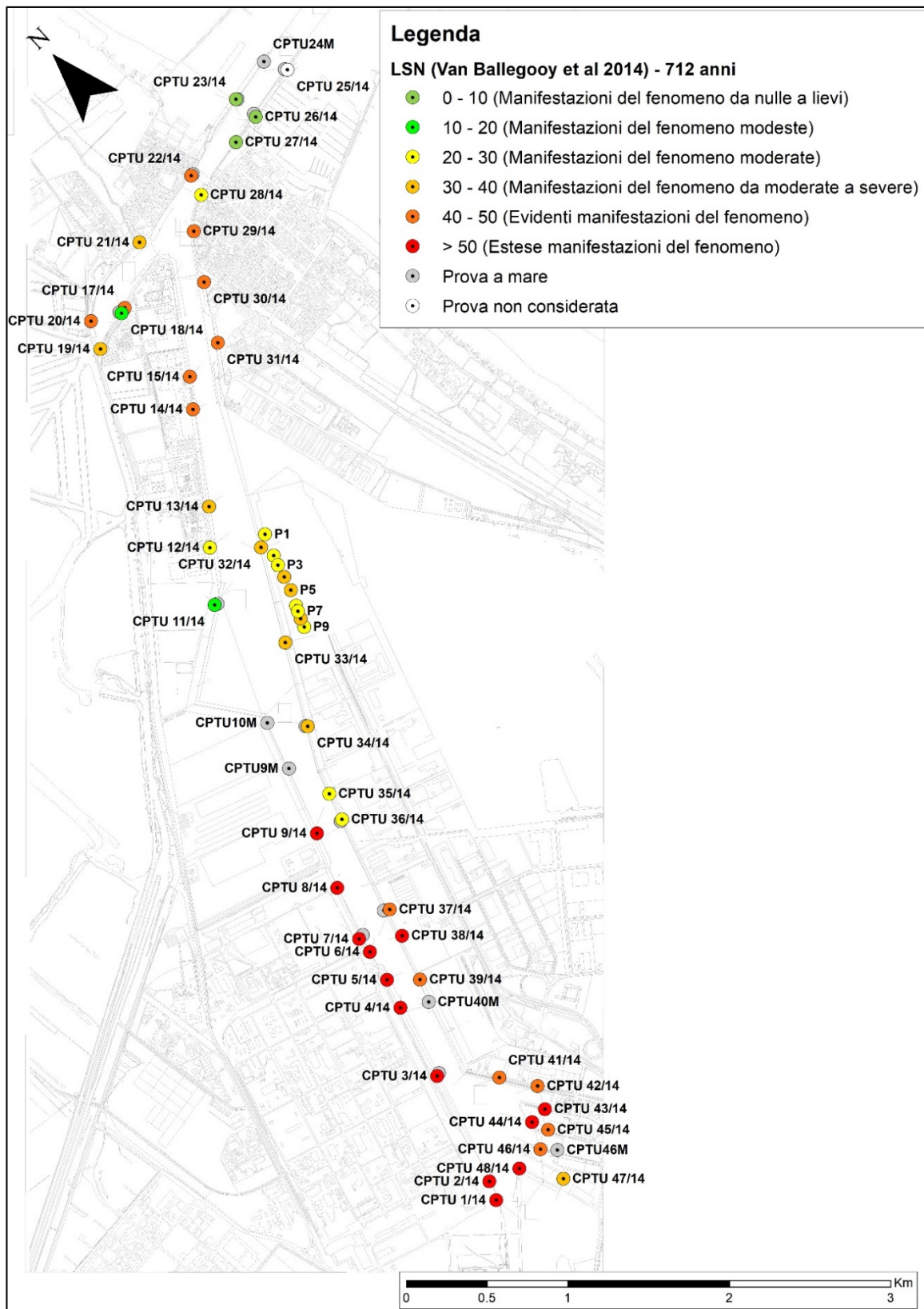


Figura 43: Mappa georeferenziata digitale, ottenuta in ambiente GIS, relativa ai valori dell'indice LSN calcolati come media pesata delle tre metodologie adottate utilizzando i risultati delle 69 prove CPT riportate nella mappa, per $T_R=712$ anni, livello di falda da prove CPTu e a_{max} pari a 84° percentile.



Come richiesto dal Committente, al fine di individuare la profondità degli strati di terreno a rischio liquefazione, si riportano nelle figure seguenti (Figura 44, Figura 45 e Figura 46) gli andamenti con la profondità del rapporto di sforzo ciclico CSR, del rapporto di resistenza ciclica CRR, del fattore di sicurezza F_s e della probabilità di liquefazione P_L calcolati applicando la Metodologia B per il periodo di ritorno di 712 anni. Nelle figure sono, inoltre, indicati i valori della deformazione volumetrica post-liquefazione ϵ_v da cui è stato desunto il cedimento verticale co-sismico di ciascuno strato, come illustrato nel Paragrafo 5.2.4.

L'analisi generale dei grafici riportati nelle figure seguenti evidenzia che gli strati di terreno maggiormente a rischio liquefazione, all'interno della zona centrale del porto (Figura 14) sono identificabili, indicativamente, ad una profondità compresa tra i 6 e gli 11 m dal piano campagna. Nella zona nord-orientale del porto, lo spessore degli strati a rischio liquefazione risulta leggermente maggiore; infatti, gli strati sono compresi tra circa 3 e circa 9-10m dal PC. Infine, per l'area meridionale del porto, si riscontra un ulteriore aumento dello spessore degli strati a rischio liquefazione individuati tra circa 3m e circa 14-15m di profondità da PC. I risultati ottenuti dall'analisi dei dati relativi alla maggior parte delle prove CPT spinte a profondità maggiori mostrano per profondità superiori ai 20m valori di F_s minori di 1 e valori di P_L superiori al 50%; si riportano, a titolo di esempio, la CPTu030 in Figura 45 e la CPTu048 in Figura 46. Occorre tuttavia specificare che nei casi storici in cui fenomeni di liquefazione hanno interessato strati di terreno a profondità rilevanti (maggiori di 20 m dal piano campagna), non si sono manifestati significativi effetti in superficie (Zhang et al., 2002) a causa dell'attenuazione del risentimento sulla superficie libera di fenomeni di instabilità del suolo che avvengono in profondità.

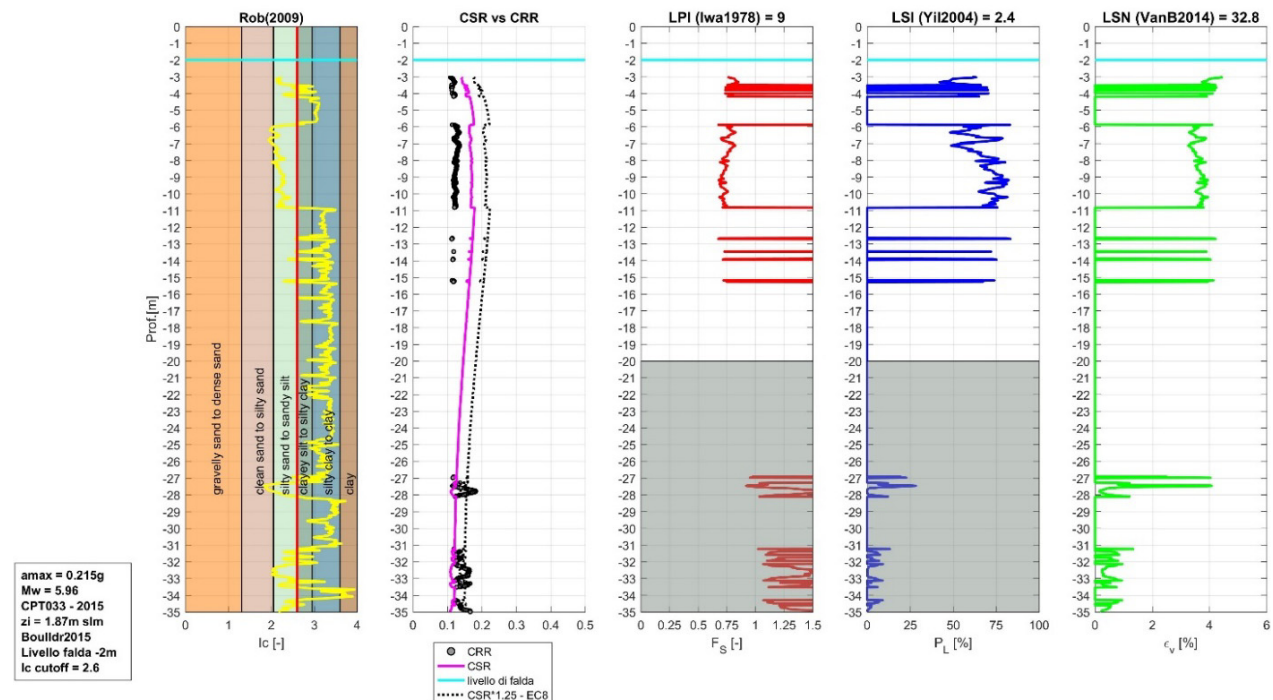


Figura 44: Prova CPTu033 rappresentativa dell'area centrale, $T_R=712$ anni: andamenti con la profondità del rapporto di sforzo ciclico CSR, del rapporto di resistenza ciclica CRR, del fattore di sicurezza F_s , della probabilità di liquefazione P_L (in %) e della deformazione volumetrica post-liquefazione ϵ_v (in %) calcolati applicando la Metodologia B. In figura sono inoltre riportati i valori di LPI, LSI, LSN ottenuti, rispettivamente, a partire dai valori di F_s , P_L e ϵ_v .

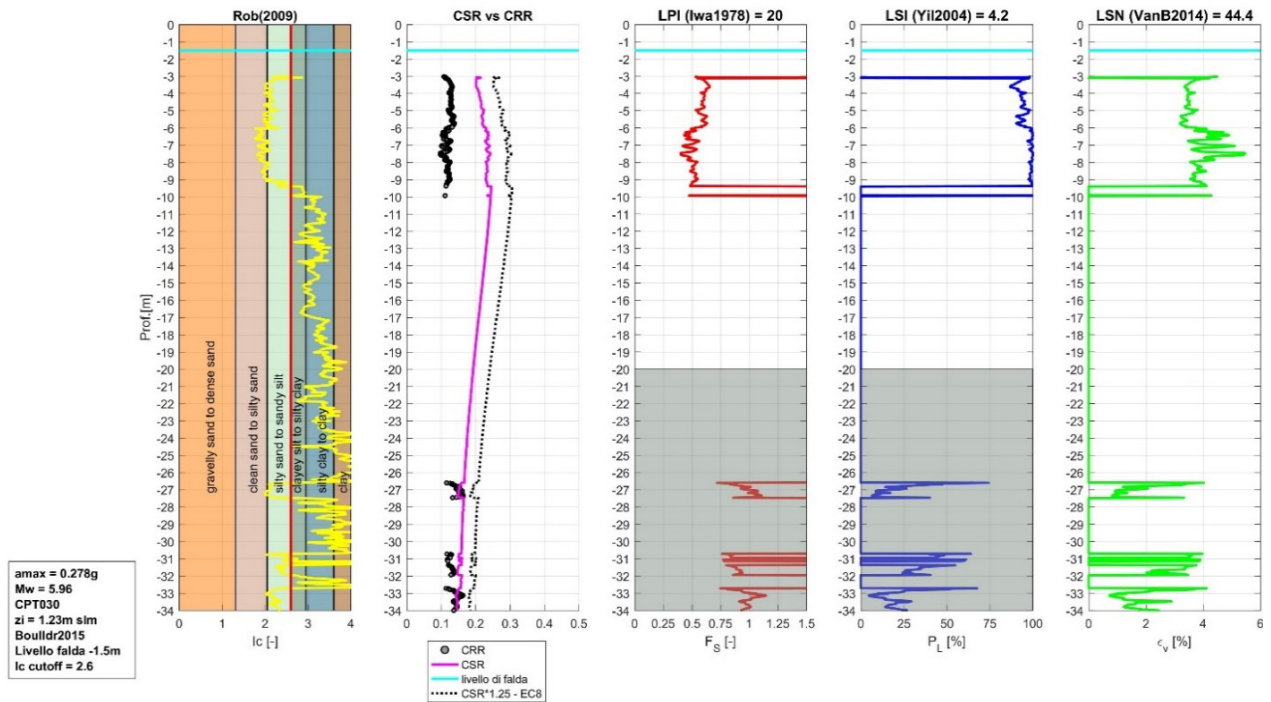


Figura 45: Prova CPTu030, rappresentativa dell'area nord-orientale, $T_R=712$ anni: andamenti con la profondità del rapporto di sforzo ciclico CSR, del rapporto di resistenza ciclica CRR, del fattore di sicurezza F_s , della probabilità di liquefazione P_L (in %) e della deformazione volumetrica post-liquefazione ε_v (in %) calcolati applicando la Metodologia B. In figura sono inoltre riportati i valori di LPI, LSI, LSN ottenuti, rispettivamente, a partire dai valori di F_s , P_L e ε_v

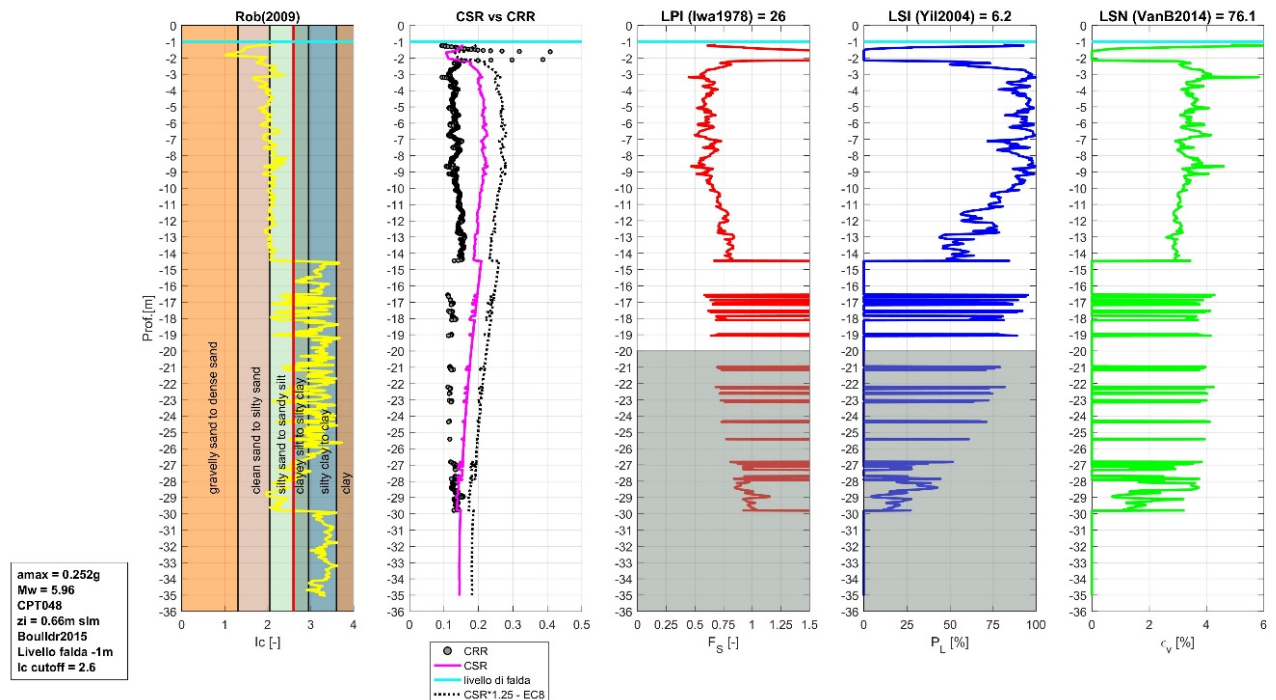


Figura 46: Prova CPTu048, rappresentativa dell'area meridionale, $T_R=712$ anni: andamenti con la profondità del rapporto di sforzo ciclico CSR, del rapporto di resistenza ciclica CRR, del fattore di sicurezza F_s , della probabilità di liquefazione P_L (in %) e della deformazione volumetrica post-liquefazione ε_v (in %) calcolati applicando la Metodologia B. In figura sono inoltre riportati i valori di LPI, LSI, LSN ottenuti, rispettivamente, a partire dai valori di F_s , P_L e ε_v



È importante sottolineare che ai fini della valutazione delle incertezze legate alle scelte dei parametri di ingresso adottati nelle analisi, per ciascuna delle tre aree di studio del porto e con riferimento ai periodi di ritorno di 475 e 712 anni, sono state effettuate analisi di rischio alla liquefazione per 4 diverse combinazioni di parametri, specificatamente per la definizione dell'azione sismica e della posizione della falda freatica. Di fatto è stato implementato un approccio ad albero logico in cui sono state esaminate complessivamente 24 valutazioni di rischio liquefazione indipendenti: 3 aree di studio x 2 periodi di ritorno x 2 diversi percentili dell'azione sismica (50° e 84°) x 2 diverse posizioni della falda freatica. Per quel che concerne l'azione sismica sono stati considerati i seguenti valori di a_{max} .

1. valore medio ottenuto dalle analisi stocastiche di risposta sismica locale (50° percentile);
2. valore medio più uno scarto quadratico medio ottenuto dalle analisi stocastiche di risposta sismica locale (84° percentile).

Infine, per quel che concerne la falda freatica, sono stati assunti i seguenti livelli:

3. livello di falda desunto nel corso dell'esecuzione delle prove penetrometriche statiche (CPTu);
4. livello di falda assunto coincidente con il piano campagna (scenario pessimistico).

A titolo di esempio, la mappa di Figura 47 rappresenta i valori del parametro LPI ottenuti per il periodo di ritorno di 475 anni come media pesata dei risultati calcolati applicando le tre metodologie, considerando il livello di falda coincidente con il piano campagna e adottando il valore dell'accelerazione orizzontale a_{max} corrispondente all'84° percentile. Al fine di valutare l'incidenza sui risultati delle analisi prodotta dalla variazione del livello di falda, il confronto diretto tra la Figura 47 e la Figura 38 (relativa alla condizione livello di falda assunto dalle prove CPT) mostra che per la zona centrale i risultati in termini di LPI passano da valori che indicano un rischio di liquefazione *basso* a valori che indicano un rischio liquefazione *elevato*. Nella zona nord-orientale, i risultati in termini di LPI passano da valori che indicano un *rischio elevato* a valori che indicano un *rischio estremamente elevato*. Infine per la zona meridionale, i risultati in termini di LPI passano da valori che indicano un *rischio basso-elevato* a valori che indicano un *rischio da elevato-estremamente elevato*.

Analogamente, la Figura 48 riporta il valore di LPI ottenuto per il periodo di ritorno di 712 anni considerando il valore medio dell'accelerazione orizzontale a_{max} e assumendo il livello di falda dalle prove CPTu. Al fine di valutare l'incidenza sui risultati delle analisi prodotta dalla variazione del valore dell'accelerazione orizzontale a_{max} , il confronto diretto tra la Figura 39 (relativa alla valore di a_{max} corrispondente all'84° percentile) e la Figura 48, mostra che per la zona centrale i risultati in termini di LPI passano rispettivamente da valori che indicano un *rischio di liquefazione elevato* a valori che indicano un *rischio liquefazione basso*. Nella zona nord-orientale, i risultati in termini di LPI passano da valori che indicano un *rischio da elevato a estremamente elevato* a valori che indicano un *rischio da basso ad elevato*. Per la zona meridionale, i risultati in termini di LPI passano da valori che indicano un *rischio da elevato-estremamente elevato* a valori che indicano un *rischio moderato*.



EUCENTRE
FOR YOUR SAFETY.

I risultati completi dei 24 rami dell'albero logico ottenuti nelle 24 valutazioni indipendenti del rischio liquefazione per ciascuna zona in cui è stato suddiviso il porto di Ravenna sono riportati nell'allegato digitale. Essi sono rappresentati sia da tabelle con gli indici di rischio, sia dagli andamenti con la profondità del fattore di sicurezza F_s , della probabilità di liquefazione P_L e della deformazione volumetrica post-liquefazione ε_v . Tutte le grandezze sono state calcolate applicando le tre metodologie di analisi A, B e C descritte nei paragrafi precedenti.

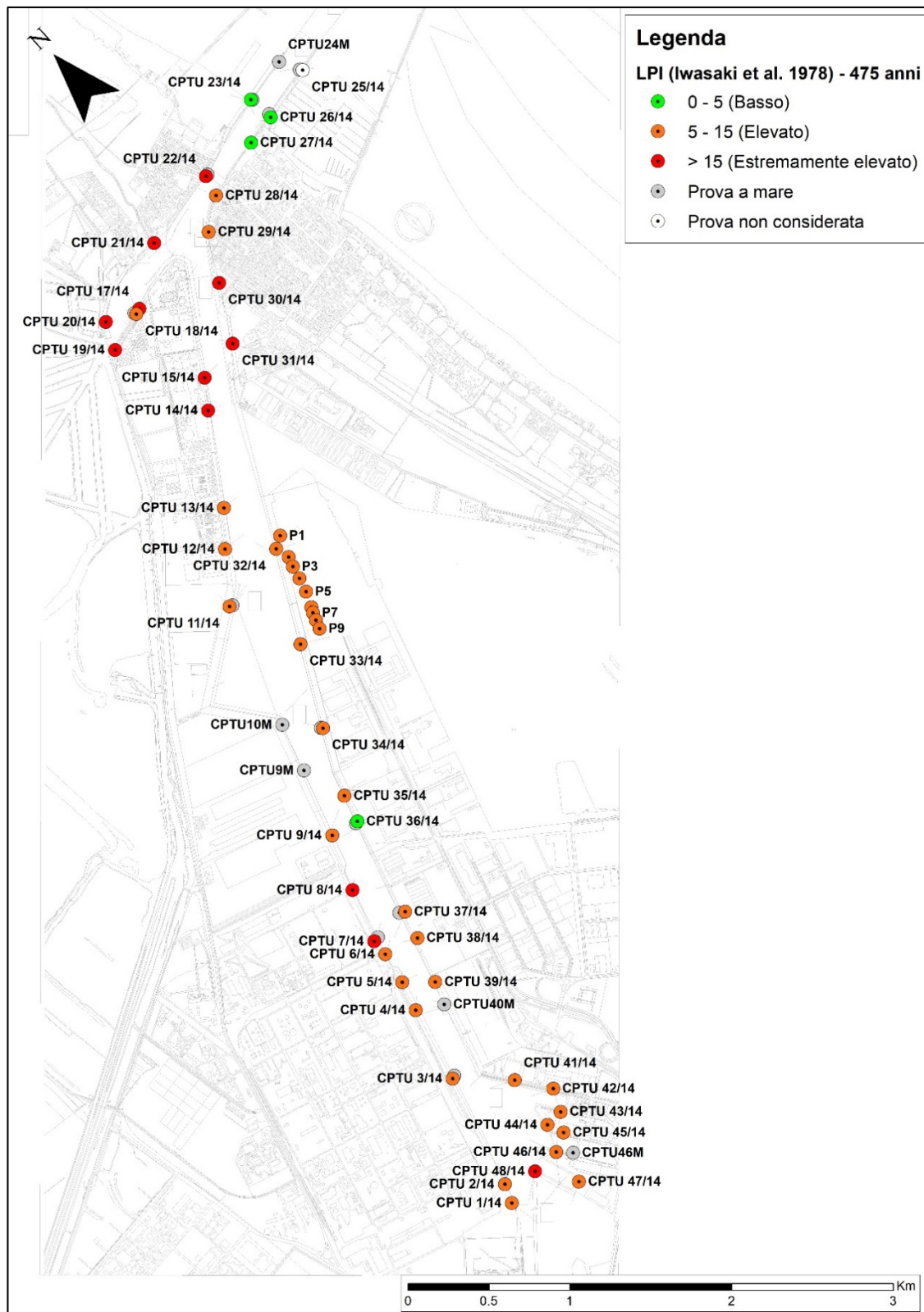


Figura 47: Mappa georeferenziata digitale, ottenuta in ambiente GIS, relativa ai valori dell'indice del potenziale di liquefazione (LPI) calcolati applicando l'approccio ad albero logico ai risultati delle 69 prove CPT riportate nella mappa, per $T_R=475$ anni, con riferimento alla condizione livello di falda a piano campagna e a_{max} corrispondente all'84° percentile.

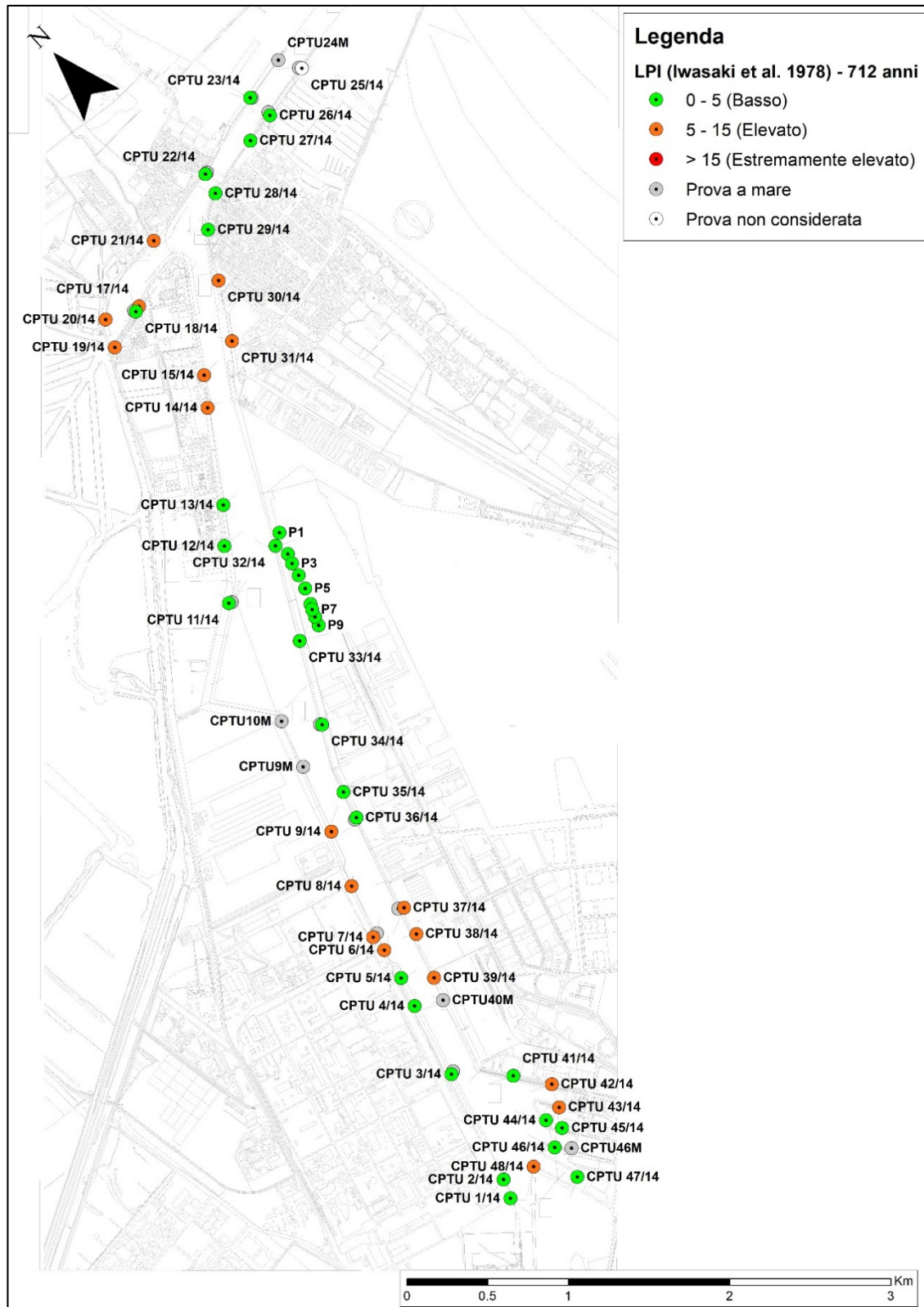


Figura 48: Mappa georeferenziata digitale, ottenuta in ambiente GIS, relativa ai valori dell'indice del potenziale di liquefazione (LPI) calcolati applicando l'approccio ad albero logico ai risultati delle 69 prove CPTu riportate nella mappa, per $T_R=712$ anni, con riferimento alla condizione livello di falda assunto da prove e valore medio di a_{max} .



6. CONFRONTO CON STUDIO PRECEDENTE E CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Nella Relazione GES (2015) è descritto lo studio per la valutazione del rischio liquefazione al porto di Ravenna condotto per il periodo di ritorno di 475 anni. Come richiamato nel Paragrafo 2.3 nello studio GES (2015) sono stati adottati due valori possibili di magnitudo: 5.69 e 5.88. L'azione sismica è stata definita utilizzando l'approccio semplificato previsto dalle NTC08 per la valutazione degli effetti di sito basato sulle categorie di sottosuolo. I valori assunti per a_{max} sono stati di 0.224g, 0.262g e 0.205g rispettivamente per i settori Ovest, Centrale e Est del porto di Ravenna e corrispondenti alle classi di sottosuolo C e D.

Nello studio GES (2015) la valutazione del fattore di sicurezza nei riguardi della liquefazione è stata effettuata utilizzando la metodologia di Robertson e Wride (1998) a partire dai risultati delle prove penetrometriche statiche eseguite nella campagna di indagine 2014-2015. Per una stima del rischio liquefazione lungo una verticale di prova è stato utilizzato il parametro LPI (Iwasaki et al. 1978). È stata infine compiuta una stima dei cedimenti verticali co-sismici mediante il metodo di Zhang et al. (2002).

I risultati presentati nella Relazione GES (2015) indicano per il settore 1 – ovest valori dell'indice LPI compresi da 0 a 5 per M5.6 e da 0 a 10 per M5.88. Per il settore 2 – centrale i valori di LPI ottenuti sono risultati compresi tra 0 e 10 per M5.6 e maggiori di 10 per M5.88. Infine per il settore 3 – est i valori di LPI ottenuti sono prossimi a zero per M5.6 e compresi tra 0 e 5 per M5.88.

La Relazione GES (2015) si conclude asserendo che: *“risulta evidente come la scelta progettuale della coppia di valori M e a_g da adottare possa condurre a soluzioni tecniche sensibilmente diverse. L'adozione della coppia di valori ($M=5.60$ e $a=0.224g$) non indica come strettamente necessari gli interventi di consolidamento a differenza dell'adozione della coppia di valori ($M=5.88$ e $a=0.262g$)”*. Gli autori evidenziano successivamente che l'amplificazione stratigrafica ha un effetto rilevante sulla valutazione del rischio liquefazione raccomandando di eseguire specifiche ed accurate analisi di risposta sismica locale. A questo proposito gli stessi autori osservano che scelte progettuali più chiare ed ottimizzabili inclusive della predisposizione di eventuali interventi di consolidamento richiedono un restringimento del campo di variabilità (quindi una migliore stima) dei valori adottabili per la magnitudo e l'accelerazione massima attesa al sito.

Nel presente studio, la valutazione del rischio liquefazione al porto di Ravenna unitamente ad una stima dei cedimenti verticali co-sismici è stata effettuata adoperando approcci e metodi raccomandati nei più autorevoli riferimenti bibliografici internazionali (e.g. Moss, 2006; Robertson, 2009; Boulanger e Idriss, 2015).

Le analisi sono state eseguite utilizzando i risultati di prove penetrometriche statiche (CPT e CPTu) eseguite in diverse campagne di indagini sperimentali (2014-2015 e 2005) nell'area del porto di Ravenna. Le prove CPT e CPTu risultano infatti essere le prove geotecniche in



sito oggi considerate come le più idonee dallo stato dell'arte internazionale per stimare il rischio di liquefazione ad un sito mediante il metodo delle "correlazioni di campagna" (NASEM Report, 2016). Come richiesto dal Committente, l'analisi del potenziale di liquefazione sismo-indotta al porto di Ravenna è stata condotta con riferimento ad un livello di severità dell'azione sismica attesa corrispondente ai periodi di ritorno di 475 anni e 712 anni.

La magnitudo attesa al sito, parametro sismologico fondamentale per la definizione dell'azione sismica di progetto, è stata valutata dagli scriventi mediante uno studio ad hoc basato sul calcolo dei tassi di sismicità desunti dai dati sulla sismicità storica regionale. La magnitudo momento attesa per il periodo di ritorno di 475 anni è risultata pari a 5.87 mentre per il periodo di ritorno di 712 anni essa è risultata pari a 5.96.

A partire dai dati resi disponibili dal Committente e opportunamente integrati dagli scriventi con le informazioni fornite dalle autorità regionali (e.g. SGSS-RER, 2017), è stato definito un modello geotecnico-sismico dell'intera area portuale di Ravenna che è stato utilizzato per la valutazione numerica del moto sismico atteso tenendo conto di eventuali fenomeni di amplificazione sismica lito-stratigrafica. Il porto è stato suddiviso in tre aree omogenee: la zona centrale, quella nord-orientale e la zona meridionale. Sono state condotte analisi di risposta sismica locale affidabilistiche che hanno consentito la presa in conto dell'incertezza associata ai parametri di ingresso del modello geotecnico, incluso l'input sismico (rappresentato da gruppi di 7 accelerogrammi naturali spettro-compatibili opportunamente selezionati dagli scriventi) e la posizione incerta del tetto del substrato sismico.

I valori di a_{max} per il periodo di ritorno di 475 anni corrispondenti all'84° percentile sono risultati pari a 0.173g per la zona centrale, 0.221g per la zona nord-orientale e 0.197g per la zona meridionale.

I metodi per la stima del rischio di liquefazione basati sulle *correlazioni di campagna* soffrono dell'incertezza (epistemica) associata al modello empirico utilizzato. Per questa ragione nel presente studio si è fatto ricorso ad un approccio ad *albero logico* in cui sono state prese in conto sia le incertezze associate al modello adottato per il calcolo della resistenza ciclica CRR a liquefazione secondo un *giudizio esperto*, sia quelle derivanti da assunzioni progettuali come la posizione della falda freatica e lo specifico percentile adottato per la definizione di a_{max} . Nello specifico, per il calcolo di CRR sono stati utilizzati tre approcci metodologici indipendenti, due diverse posizioni della falda freatica, due diversi percentili per a_{max} che considerati i due periodi di ritorno portano ad un albero logico costituito da 24 rami per ciascuna delle tre aree di studio in cui è stato suddiviso il porto di Ravenna.

Il rischio liquefazione è stato calcolato sia *localmente* alle varie profondità di esecuzione di ciascuna prova CPT o CPTu, sia *globalmente* integrando il parametro di rischio locale lungo la verticale di prova utilizzando tre indicatori di rischio indipendenti: LPI, LSI e LSN. A livello locale il rischio è stato quantificato sia in modo *deterministico*, attraverso l'introduzione di un fattore di sicurezza, sia in modo *probabilistico*, calcolando la probabilità di liquefazione ad una determinata profondità dove è presente uno strato di terreno suscettibile a questo fenomeno di instabilità.



I risultati ottenuti sono riportati sia in *formato tabellare* che *grafico* sotto forma di mappe digitali georeferenziate in ambiente GIS che illustrano la *variabilità spaziale* del rischio di liquefazione all'interno dell'area portuale di Ravenna. Il Paragrafo 5.3 descrive in dettaglio i risultati essenziali. Stante la numerosità delle analisi svolte i risultati completi sono riportati nell'allegato digitale a codesta relazione.

In sintesi, *gli strati di terreno a rischio liquefazione* sono identificabili all'interno della zona centrale del porto, indicativamente, ad una profondità compresa tra i 6 e gli 11 m dal piano campagna. Nella zona nord-orientale, lo spessore degli strati a rischio risulta leggermente maggiore, essendo compresi tra circa 3 e 9-10m dal piano campagna attuale. Infine, per l'area meridionale, si riscontra un ulteriore aumento dello spessore degli strati a rischio liquefazione, individuabili tra circa 3 e 14-15m di profondità dal piano campagna.

Le conseguenze attese sulla superficie libera del terreno a causa della liquefazione sismo-indotta degli strati di terreno sembrano essere più rilevanti nell'area nord-orientale e meridionale piuttosto che nell'area centrale del porto di Ravenna. Il rischio di liquefazione è significativo nell'intera area portuale per il periodo di ritorno di 712 anni.

Come considerazione conclusiva, si evidenzia che nelle analisi di risposta sismica locale effettuate in questo studio, la valutazione dell'azione sismica necessaria a definire le condizioni di innesco dei fenomeni di instabilità del terreno, è stata effettuata assumendo per il suolo un legame costitutivo viscoelastico lineare-equivalente. Esso è adeguato a descrivere la risposta dinamica dei terreni quando i fenomeni di non-linearità esibiti da questi materiali sono di entità da *lieve a moderata*. Qualora i terreni siano sede di uno scuotimento sismico capace di produrre livelli di deformazione superiori alla *soglia volumetrica ciclica* cui corrisponde un forte accoppiamento tra la deformazione deviatorica e quella volumetrica, la risposta sismica locale dovrebbe essere valutata utilizzando modelli costitutivi avanzati. Essi sono i soli in grado di riprodurre in modo soddisfacente l'incremento delle pressioni interstiziali generato dal sisma e la progressiva riduzione degli sforzi efficaci con conseguente decadimento della rigidità e resistenza che sono all'origine del fenomeno della liquefazione.

L'uso dei modelli costitutivi avanzati consente di simulare in modo accurato l'accoppiamento idro-meccanico tra la fase fluida e quella solida del mezzo poroso, premessa essenziale per simulare la risposta dinamica di materiali granulari poco addensati e saturi potenzialmente in grado di manifestare fenomeni di *instabilità*, sia per quel che concerne la stima delle sovrappressioni interstiziali indotte dal sisma, sia per la valutazione delle deformazioni permanenti co-sismiche e post-sismiche. Diversamente dall'approccio basato sull'utilizzo delle *correlazioni di campagna*, nelle analisi numeriche avanzate la valutazione dell'azione sismica e la verifica delle condizioni di innesco del fenomeno della liquefazione sono due operazioni che vengono eseguite congiuntamente. Occorre tuttavia evidenziare che a fronte di queste grandi potenzialità, i modelli costitutivi avanzati richiedono un numero elevato di parametri in ingresso e quindi il loro uso richiede una raffinata ancorché onerosa caratterizzazione geotecnica che deve includere oltre alle prove in sito tradizionali, sofisticate prove di laboratorio da effettuarsi su campioni indisturbati.

Le analisi numeriche avanzate hanno anche il pregio di essere in grado di simulare in modo soddisfacente la risposta dinamica di eventuali elementi strutturali interagenti con il



terreno. La presenza di manufatti e interventi di consolidamento pregressi (ad es. pali, tiranti, jet grouting, etc.) nell'area portuale di Ravenna non è infatti stata considerata nelle analisi svolte in questo studio. Infatti esse sono state condotte assumendo *condizioni di campo libero* quindi considerando unicamente il deposito di terreno. È stata ignorata l'eventuale presenza di elementi strutturali e quindi non è stato possibile valutare gli effetti prodotti su di essi dalla liquefazione del suolo. Per ultimo, non per importanza, analisi di questo tipo consentono anche di accertare l'eventuale propensione dell'area portuale a manifestare *fenomeni di espansione laterale* ("*lateral spreading*" nella dizione anglosassone) indotti dalla liquefazione che è molto difficile valutare in modo accurato mediante gli approcci semplificati (e.g. *Lateral Displacement Index*, LDI; Zhang et al., 2004) a causa della complessa configurazione dell'area portuale.



EUCENTRE
FOR YOUR SAFETY.

RINGRAZIAMENTI

Gli scriventi desiderano ringraziare sentitamente il personale del Servizio Sismico, Geologico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna, in particolare il Dott. L. Martelli, per le informazioni geologiche ed i dati da indagini geofisiche forniti con riferimento all'area portuale di Ravenna.

Inoltre, gli autori ringraziano la Dott.ssa E. Zuccolo dell'Università di Pavia per il prezioso supporto fornito nella definizione della magnitudo attesa al sito di studio e nella selezione degli accelerogrammi spettro-compatibili.



BIBLIOGRAFIA

Boulanger, R.W., Idriss, I.M. (2015). CPT-based liquefaction triggering procedure. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 04015065, 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001388.

Boulanger, R. W., and Idriss, I. M. (2014). CPT and SPT based liquefaction triggering procedures. Rep. No. UCD/CGM-14/01, Univ. of California, Davis, CA.

Bozzoni, F., Famà, A., Lai, C.G., Mirfattah, S.A. (2014). Seismic risk assessment of seaports using GIS: the port of Gioia Tauro in Southern Italy. Proceedings 33rd PIANC World Congress, San Francisco, USA, June 1-5, 2014.

Bozzoni, F., Lai, C.G., Scandella, L. (2012). Emilia Earthquakes: Preliminary Results of Ground-Motion Characteristics. Annals of Geophysics, Vol. 55, No. 4. August 2012. DOI: 10.4401/ag-6121.

Bozzoni, F., Scandella, L., Lai, C.G., Corigliano, M. (2011). Stima del danno sismico di porti marittimi attraverso la tecnologia GIS: il caso del porto di Salerno. Progettazione Sismica. Vol. 1, No. 1, Gennaio-Aprile 2011, pp. 117-137.

Bruno M. (2015). Relazione Geologica relativa alla progettazione dell'Hub portuale di Ravenna – Approfondimento canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, nuovo terminal in penisola Trattaroli e riutilizzo materiale estratto in attuazione al PRP vigente 2007 – Codice: 2012-IT-91002-S

Cetin, K. O. (2000). Reliability-based assessment of seismic soil liquefaction initiation hazard. Ph.D. dissertation, Univ. of California, Berkeley, Calif.

Circ. NTC08. Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, n. 617 del 2 febbraio 2009. Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. G.U. n. 47 del 26 febbraio 2009, Supplemento Ordinario n. 27.

Corigliano, M., Lai, C.G., Rota, M., Strobbia C. (2012). ASCONA: Automated Selection of Compatible Natural Accelerograms. Earthquake Spectra, 28 (3): 965–987.

Cubrinovski, M., Rhodes A., Ntritsos, N., Van Ballegooy, S. (2017). System response of liquefiable deposits. Proceedings, 3rd International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering, PBD-III, Vancouver, Canada, July 16 - 19, 2017.

Cubrinovski, M., Stringer, M., Haycock, I. (2016). Experience with gel-push sampling in New Zealand. <http://www.nzgs.org/library/isc5-session-report-liquefaction-assessment-2-2/>.

Darendeli MB. (2001). Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves (Ph. D.). Austin, Texas: University of Texas at Austin; 2001



EN 1998-5 (2005). Eurocodice 8 (EC8) "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici" UNI EN 1998-5, Gennaio 2005.

EUCENTRE PE-d5 (2013). Procedura di valutazione della suscettibilità a liquefazione, Allegato Tecnico alla Rendicontazione Scientifica del progetto "Vulnerabilità e rischio sismico di strutture portuali marittime".

Facciorusso, J., Madiari, C., Vannucchi G. (2017). Corrections to mechanical CPT results for use in liquefaction evaluation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15, 9, pp. 3505–3528.

Famà, A., Bozzoni, F., Lai, C.G. (2014). Valutazione in ambiente GIS del danno sismico di strutture portuali marittime: il caso del porto di Gioia Tauro. *Progettazione Sismica*. Vol. 5, No. 2, Maggio-Settembre 2014, pp. 49-72.

Galli, P. (2000). New Empirical Relationships between Magnitude and Distance for Liquefaction. *Tectonophysics*, 324, 169-187.

Green, R.A., Cubrinovski, M., Cox, B., Wood, C., Wotherspoon, L., Bradley, B., Maurer, B. (2014). Select Liquefaction Case Histories from the 2010-2011 Canterbury earthquake sequence. *Earthquake Spectra*, 30(1): 131-153.

Gutenberg, B., Richter, C.F., (1942). Earthquake magnitude, intensity, energy, and acceleration", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 32, No. 3, pp. 163-191.

ICMS (2008). Indirizzi e Criteri generali per la Microzonazione Sismica, approvato da Dipartimento della Protezione Civile e Conferenza delle Regioni e Province Autonome in data 13 novembre 2008.

Idriss, I.M., Boulanger, R.W. (2008). *Soil Liquefaction During Earthquakes*, EERI Monograph.

Idriss, I.M., Boulanger, R.W., (2004). Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes. *Proceedings 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Berkeley, 32–56.

Idriss, J., Sun, J.I. (1992). SHAKE91 - a computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits. University of California, Davis, USA.

Iervolino, I., Maddaloni, G., Cosenza, E. (2008). Eurocode 8 Compliant Real Record Sets for Seismic Analysis of Structures. *Journal of Earthquake Engineering*, 12, 54-90.

ISMS-RER (2015). Art. 16 della L.R. n.20 del 24/3/2000. Approvazione aggiornamento dell'atto di coordinamento tecnico denominato "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica", di cui alla deliberazione dell'Assemblea legislativa 2 maggio 2007, Deliberazione della Giunta Regionale, Regione Emilia-Romagna, 21/12/2015, n. 2193.

Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K., Yasuda, S. (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. In *Proceedings of the 2nd International Conference on Microzonation for Safer Construction – Research and Application*, San Francisco, Calif., 26 November - 1 December. American Society of Civil Engineers, New York. Vol. 2, pp. 885–896.



Jefferies, M., Been, K. (2015). Soil Liquefaction: A Critical State Approach. Second Edition, Taylor & Francis, pp. 672.

Kramer, S.L. (1996). Geotechnical earthquake engineering. Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics.

Ku, C.-S., Juang, C. H., Chang C.-W., and Ching, J. (2012). Probabilistic version of the Robertson and Wride method for liquefaction evaluation: development and application. Canadian Geotechnical Journal 49: 27–44 (2012) doi:10.1139/T11-085.

Kwong, N.S., Chopra, A.K. (2015). Selection and Scaling of Ground Motions for Nonlinear Response History Analysis of Buildings in Performance-Based Earthquake Engineering. PEER Report No. 2015/11, December 2015, pp. 223.

Lai, C.G., Foti, S., Rota, M. (2009). Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione. Series of Manuals of Aseismic Design, Vol. 6, IUSS Press. ISBN: 978-88-6198-035-8. Produced and distributed by Fondazione EUCENTRE, Via Ferrata 1 - 27100 Pavia. April 2009, pp. 312.

LG-LQ (2017). Microzonazione sismica. Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da liquefazioni (LQ). Versione 1.0. Commissione tecnica per la microzonazione sismica. Roma, 2017.

McGuire, R.K., Arabasz, W.J, (1990). An introduction to probabilistic seismic hazard analysis. Geotechnical and Environmental Geophysics. 1: 333-353.

Mingolini P., Sangiorgi S. (2013). Relazione geologica e sismica 2013 PUA con opere di urbanizzazione di una zona di nuovo impianto prevalentemente residenziale sita in via Sant'Alberto – Scheda n°35

Meletti, C., Galadini, F., Valensise, G., Stucchi, M., Basili, R., Barba, G., Vannucci, G., Boschi, E. (2008). A seismic source model for the seismic hazard assessment of the Italian territory, Tectonophysics. 450 (1): 85–108, doi 10.1016/j.tecto.2008.01.003.

Maurer, B.W., Green, R.A., Cubrinovski, M., Bradley, B. (2015). Assessment of CPT-based methods for liquefaction evaluation in a liquefaction potential index framework. Géotechnique 65(5), 328-336.

Moss, R.E.S., Seed, R.B., Kayen, R.E., Stewart, J.P., Der Kiureghian, A., Cetin, K.O. (2006). CPT-based probabilistic and deterministic assessment of in situ seismic soil liquefaction potential. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(8): 1032– 1051. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:8(1032).

NASEM Report (2016). State of the Art and Practice in the Assessment of Earthquake-Induced Soil Liquefaction and Its Consequences. National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine (NASEM). ISBN: 978-0-309-44027-1. DOI: <https://doi.org/10.17226/23474>.

NEHRP (2011). Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response-History Analyses. NIST GCR 11-917-15, National Institute of Standards and Technology, pp. 256.

NTC08. Norme tecniche per le costruzioni. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008, Supplemento ordinario alla G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008.

Papathanassiou, G., Mantovani, A., Tarabusi, G., Rapti, D., Caputo, R. (2015). Assessment of



liquefaction potential for two liquefaction prone areas considering the May 20, 2012 Emilia (Italy) earthquake. *Engineering Geology*, 189, 1–16.

PEER (2010a). Technical Report for the PEER Ground Motion Database Web Application - Beta Version – October 1, 2010.

PEER (2010b). Users Manual for the PEER Ground Motion Database Web Application - Beta Version – October 1, 2010.

Robertson, P. K. (2009). Interpretation of Cone Penetration Tests - A unified approach. *Can. Geotech. J.*, 46(11), 1337–1355.

Robertson, P.K. (2016). Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system - an update. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(12): 1910-1927.

Robertson, P.K., Cabal K.L. (2015). *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*. Gregg Drilling & Testing, Inc., 6th Edition.

Robertson, P.K., Wride, C.E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 35, No. 3, pp. 442-459.

Rota, M., Lai, C.G., Strobbia, C.L. (2011). Stochastic 1D site-response analysis at a site in central Italy. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 31, 626-639.

Rovida, A., Locati, M., Camassi, R., Lolli, B., Gasperini, P. (2016). CPTI15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi:<http://doi.org/10.6092/INGV.IT-CPTI15>.

Schnabel, P. B., Lysmer, J., Seed, H. B. (1972). SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. Rep. No. EERC 72-12, EERI, Berkeley, Calif.

Seed, H.B., Idriss, I.M., Makdisi, F.I., Banerjee, N.G. (1975). Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses, Report UCB/EERC-75/29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Seed, R.B. (2010). Technical review and comments: 2008 EERI Monograph Soil Liquefaction During Earthquakes by I.M. Idriss and R.W. Boulanger. Geotechnical Report N° UCB/GT - 2010/2011 University of California at Berkeley.

Seed, R.B., Cetin, K.O., Moss, R.E.S., Kammerer, A., Wu, J., Pestana, J., Riemer, M., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E., Faris, A. (2003). Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework. White Paper for Keynote Presentation, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Long Beach.

Spallarossa, D., Barani, S. (2007). Disaggregazione della pericolosità sismica in termini di M-R. Progetto DPC. INGV S1, <http://esse1.mi.ingv.it/d14>.

Tonkin and Taylor (2013). Liquefaction vulnerability study. Tonkin and Taylor Report 52020.0200. February 2013. Report for New Zealand Earthquake Commission. http://www.eqc.govt.nz/sites/public_files/documents/liquefaction-vulnerability-study-final.pdf



EUCENTRE

FOR YOUR SAFETY.

Van Ballegooy, S., Malan, P., Lacrosse, V., Jacka, M.E., Cubrinovski, M., Bray, J.D., O'Rourke, T.D., Crawford, S.A., Cowan, H. (2014). Assessment of liquefaction-induced land damage for residential Christchurch. *Earthquake Spectra*, 30(1): 31-55.

Yilmaz, Z. (2004). GIS-Based Structural Performance Assessment of Sakarya City after 1999 Kocaeli-Turkey Earthquake from Geotechnical and Earthquake engineering Point of View, M.Sc. Thesis, The Graduate School of Natural and Applied Sciences, Middle East Technical University (METU), Ankara, Turkey.

Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, C., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.C.C., Marcuson, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaku, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., Stokoe, K.H. (2001). Liquefaction Resistance of Soils. Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng. ASCE* 127 (10), 817-833.

Zhang, G., Robertson, P.K., Brachman, R. W. I. (2002). Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground. *Can. Geotech. J.* 39, 1168-1180, DOI: 10.1139/T02.

Zhang, G., Robertson, P.K., Brachman, R.W.I. (2004). Estimating Liquefaction-Induced Lateral Displacements Using the Standard Penetration Test or Cone Penetration Test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 130, No. 8, pp. 861-871.