

# COMUNE DI RAVENNA

## PIANO DI AMPLIAMENTO DEL CAMPEGGIO ADRIA - CASALBORSETTI

RIQUALIFICAZIONE AMBIENTALE  
E VALORIZZAZIONE NATURALISTICA

# AMPLIAMENTO DEL CAMPEGGIO ADRIA ATTRAVERSO LA RIQUALIFICAZIONE PROMOZIONE E INCENTIVAZIONE DELL'ATTIVITA' PRODUTTIVA ESISTENTE

COMMITTENTE:

**CAMPING ADRIA SRL**

VIA SPALLAZZI 30 CASALBORSETTI 48123 RAVENNA



**ARC-LAB**

Arch. MARA BOTTONI Arch. AIDA MORELLI

Via Magazzini Posteriori, 41  
48122 Ravenna (RA) - Italia  
Tel: (+39) 0544 35345  
info@studioarclab.eu - www.studioarclab.eu



**STUDIO VERDE**

Dott. for. GIOVANNI GRAPEGGIA

Via Luigi Galvani, 4  
47122 Forlì (FC) - Italia  
Tel: (+39) 0543 705445  
segreteria@studio-verde.it - www.studio-verde.it



Ing. GIOVANNI MINORI  
collaboratore Ing. LETIZIA PRETOLANI

Via Don Minzoni, 116  
48121 Ravenna (RA) - Italia  
Tel: (+39) 0544 38567  
giovanniminori@libero.it



**SERVIZI INTEGRATI  
GESTIONALI AMBIENTALI**

Via Circonvallazione Piazza Armi, 130  
48122 Ravenna (RA) - Italia  
Tel: (+39) 0544/1882201, Fax: 0544/422417  
segreteria@servin-c.it - www.servin-c.it

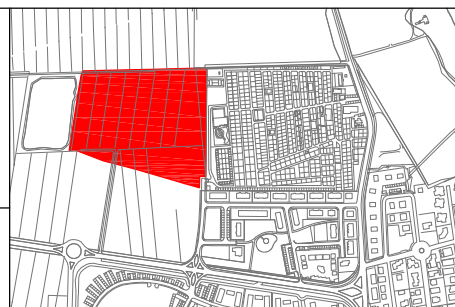


**STUDIO TECNICO  
CORTESI**  
di FABIO SAVIOLI

Via Garigliano, 9/1  
48022 Lugo (RA) - Italia  
Tel: (+39) 0545 30750  
info@studiocortesi.com - www.studiocortesi.com

**DRAPELLI DR. OBERDAN - GEOLOGO**  
**STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA ED AMBIENTALE**

Via Cerchio, 57  
48121 Ravenna (RA) - Italia  
Tel: (+39) 338 8439633  
oberdandrapelli@gmail.com



1

0

rev.

05/08/2024

data

redatto

verificato

approvato

**RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA**

**ELABORATO R.2 Rev1**

# PROVINCIA DI RAVENNA

## COMUNE DI RAVENNA

*"INDAGINE GEOLOGICA A CORREDO DEL PROGETTO DI  
DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DELLA DIREZIONE E BAR  
PRESSO CAMPING ADRIA VIA SPALLAZZI CASALBORSETTI"*

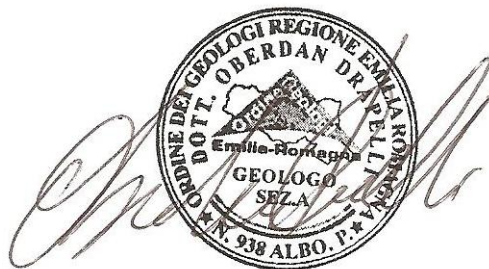
### RELAZIONE GEOLOGICA-TECNICA

AGGIORNAMENTO AL DECRETO DELLA GIUNTA DELLA REGIONE EMILIA  
ROMAGNA *DGR 630/19, DGR 476/2021 DGR 564/2021* E AL D.M.  
17.01.2018 (AGGIORNAMENTO DELLE «NORME TECNICHE PER LE  
COSTRUZIONI»))

COMMITTENTE: VALORE E SVILUPPO SPA

#### REDATTO:

DRAPELLI DR. OBERDAN – GEOLOGO –  
N°938 ORDINE REGIONALE DELL'EMILIA ROMAGNA



|      |   |                          |  |  |
|------|---|--------------------------|--|--|
| REV. | 0 | EMISSIONE MARZO 2022     |  |  |
|      | 1 | INTEGRAZIONE GIUGNO 2024 |  |  |

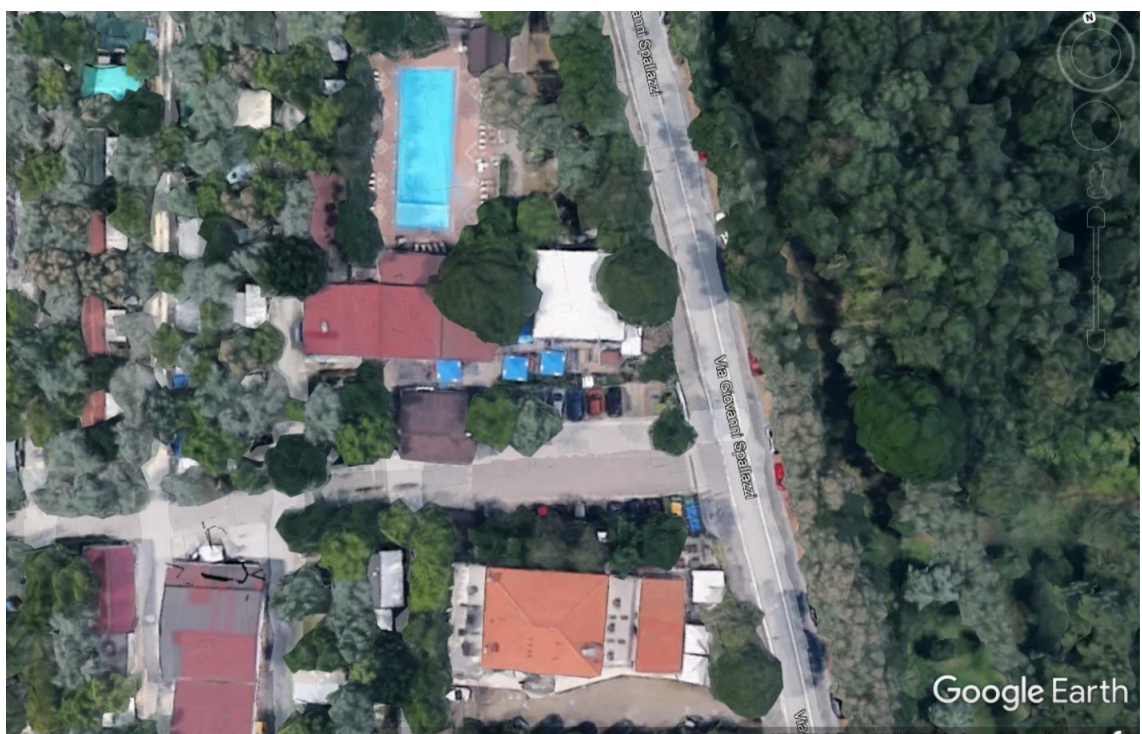
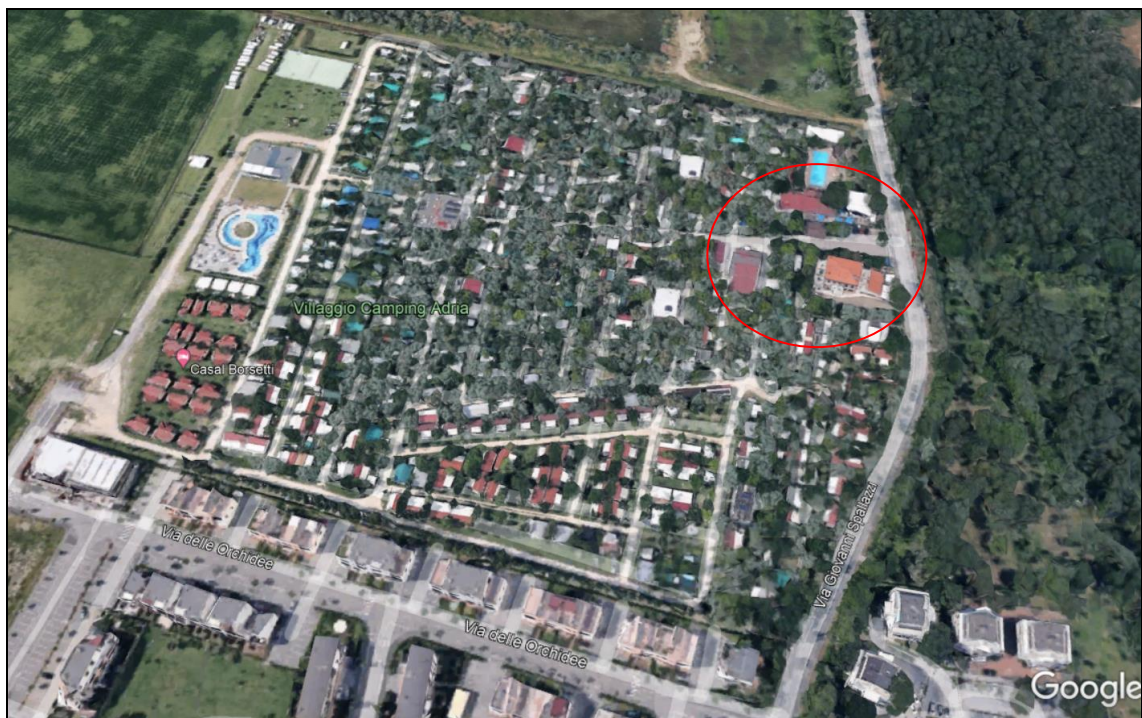
DRAPELLI DR. OBERDAN –GEOLOGO-  
STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA ED AMBIENTALE  
RAVENNA, VIA CERCHIO, 57  
email oberdandrapelli@gmail.com  
TEL E FAX 0544 202700 CELL. 338 8439633  
C.F. [REDACTED]

## INDICE

|  |    |
|--|----|
| 1 GENERALITA' .....  | 3  |
| 2 MODELLO GEOLOGICO.....   | 6  |
| 3 IDROGEOLOGIA .....   | 13 |
| 4: INDAGINI ESEGUITE SUL TERRENO.....  | 15 |
| 4.1: STRATIGRAFIA DEL TERRENO ESPLORATO .....  | 16 |
| 5: MODELLO GEOTECNICO.....   | 16 |
| 5.1: CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA E MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO<br>..... | 16 |
| 5.2:VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI .....                               | 18 |
| 5.3 SCELTA DELL'APPROCCIO DI PROGETTO .....  | 19 |
| 5.4: DETERMINAZIONE DEL VALORE DI PROGETTO DELLE AZIONI.....                         | 20 |
| 5.5. STATO LIMITE ULTIMO-STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLU-SLE) .....                   | 20 |
| 5.6. PREVISIONE DEGLI ASSESTAMENTI .....   | 23 |
| 6: SISMICITA' DELL'AREA .....  | 24 |
| 6.1: INDAGINE GEOFISICA MISURA DI H/V .....  | 25 |
| 7. PERICOLO DI LIQUEFAZIONE .....  | 35 |









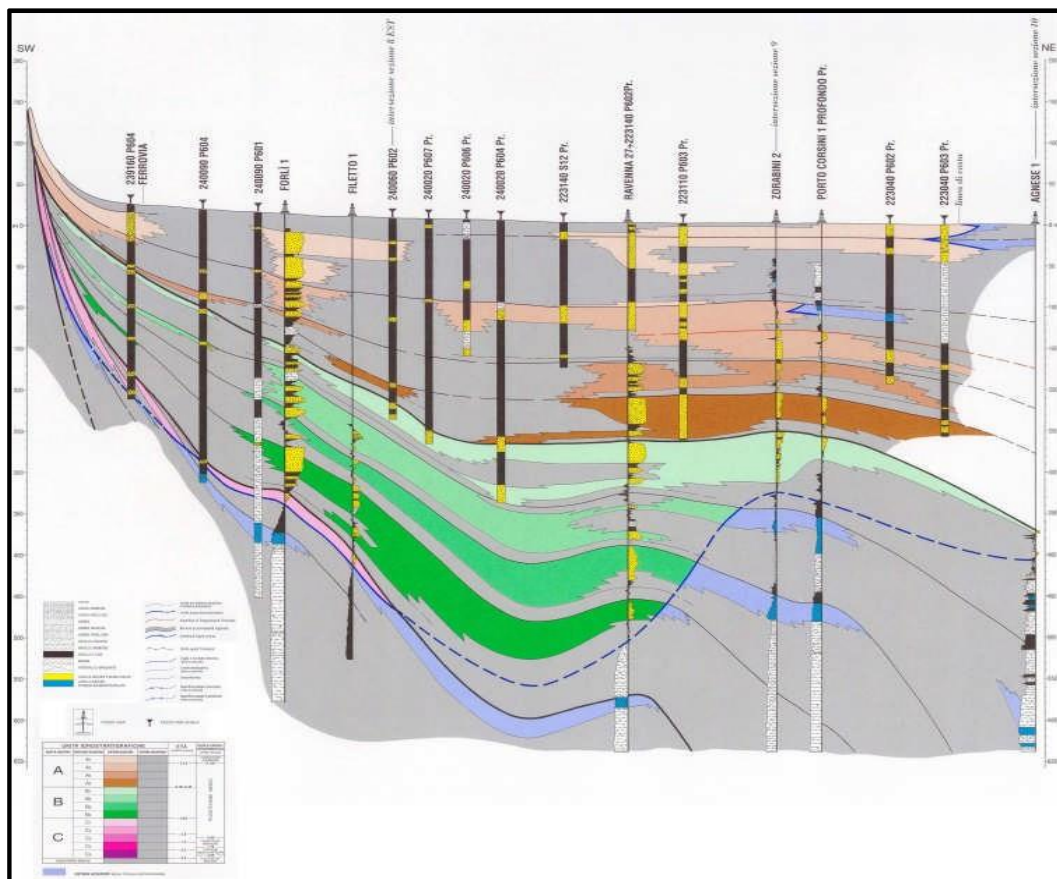
## PLANIMETRIA GENERALE



Lo studio è stato condotto nel rispetto delle normative vigenti in materia, in particolare il D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»), facendo riferimento alla circolare n° 7 del 21/01/2019.

## 2 MODELLO GEOLOGICO

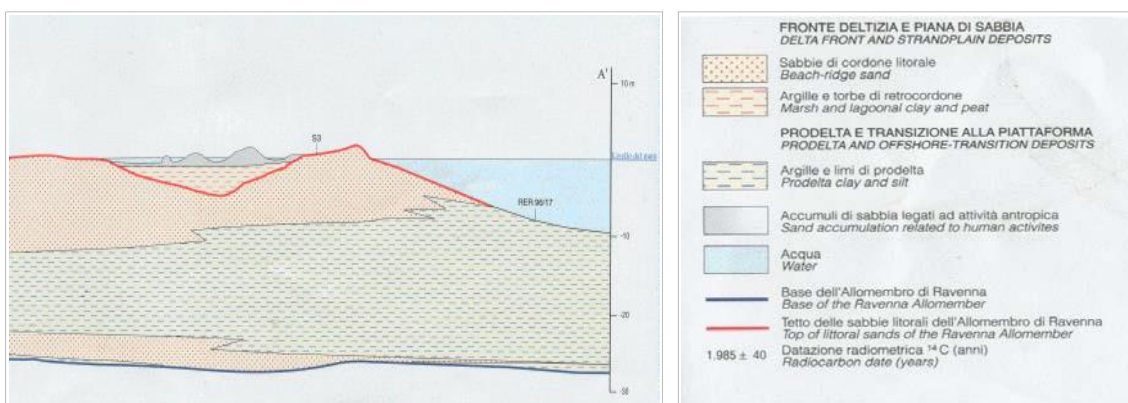
Il territorio del Comune di Ravenna appartiene al settore romagnolo del bacino sedimentario padano, formato da una successione ciclica di depositi marini, deltizi, lagunari, palustri ed alluvionali di età pliocenico-quadernaria, che poggia su un substrato con una complessa configurazione a pieghe. Gli elementi tettonici profondi, ricostruiti tramite prospezioni geofisiche effettuate per la ricerca di idrocarburi, fanno parte delle pieghe adriatiche con asse parallelo alle principali linee strutturali appenniniche (NW-SE). Tale geometria condiziona la successiva sedimentazione di copertura, che presenta spessori variabili, con massimi in corrispondenza delle depressioni (sino a 3000 m) e minimi sulle strutture positive (circa 1500 m). Il quadro stratigrafico dei depositi quadernari desunto dallo studio Regione & ENI- AGIP, mostra come il Supersistema Emiliano-Romagnolo (Qc) possa in questo settore essere suddiviso in due: Alloformazione Emiliano-Romagnola Inferiore (Qc1) e Emiliano-Romagnola Superiore (Qc2), ciascuna dello spessore di circa 300 m. Il contesto stratigrafico profondo, utile, come vedremo, per la elaborazione della modellazione di risposta sismica locale è ben sintetizzato nella sezione geologica di figura.



A causa della pluralità degli ambienti deposizionali, in senso sia spaziale sia temporale, i sedimenti presentano un'elevata variabilità litologica degli strati, costituiti da sabbie, limi e argille e da miscele di tali litotipi. Le successioni sono il risultato di alterne vicende legate soprattutto ad avanzamenti ed arretramenti della linea di riva, determinati da diversi fattori quali alcuni processi geologici naturali irreversibili. In particolare, nella parte finale del Quaternario, la frequenza delle variazioni litologiche si è accentuata in seguito a rilevanti movimenti eustatici del livello marino. Infatti, durante l'ultima glaciazione, il livello del mare si è abbassato di un centinaio di metri rispetto all'attuale (regressione Wurmiana, 60000-70000 anni fa); di conseguenza la linea di costa si è spostata a sud di Ancona, lasciando emersa la parte settentrionale della piattaforma continentale e formando un'ampia pianura drenata dal prolungamento dei fiumi che attualmente sfociano lungo la costa. In seguito, circa 17000 anni fa, con l'innalzamento della temperatura media di alcuni gradi centigradi, ha avuto inizio una trasgressione eustatica su scala mondiale, denominata Flandriana. Durante il suo massimo avanzamento la linea di costa, in corrispondenza di Ravenna, era posta una ventina di chilometri all'interno rispetto all'attuale, all'incirca parallela alla Strada Statale Adriatica. La regressione più recente che si è verificata sulla costa dell'alto Adriatico, non più indotta da variazioni eustatiche ma di tipo deposizionale, ha causato lo spostamento della vecchia linea di costa verso est, fino alla posizione attuale, dando luogo alla formazione dei depositi olocenici recenti. Allo scopo di fornire un inquadramento geologico dettagliato si descrive la successione sedimentaria recente tipica del territorio all'interno del quale ricade il comparto in oggetto. La parte sommitale dell'Alloformazione Emiliano-Romagnola Superiore (Qc2) è denominata Allomembro di Ravenna, spesso sino a circa 28 m, datato su base radiometrica all'Olocene e formato da sabbie, argille e limi di ambiente alluvionale, deltizio e litorale organizzati in corpi lenticolari nastriformi tabulari e cuneiformi di spessore plurimetrico. La stratigrafia in questa zona è caratterizzata dai "depositi di cordone litorale", appartenenti alla piana di sabbia e fronte deltizia, spessi da 5 a 15 metri, che formano un corpo sedimentario complesso costituito da sabbie da fini a grossolane più o meno limose. In affioramento queste sabbie formano rilievi allungati parallelamente alla costa, separati da strette depressioni colmate da materiali fini. L'età di questi cordoni varia dal periodo etrusco-romano all'attuale. Il corpo sedimentario deriva dalla giustapposizione di cordoni litorali



lateralmente continui la cui formazione è legata alla progradazione di un sistema deltizio dominato dall'azione delle onde (antico delta del Po). La presenza di cordoni litorali a profondità via via minori, muovendosi da ovest verso est, documenta la migrazione verso mare della linea di costa durante la progradazione del delta. La migrazione del delta determinò il successivo isolamento da lagune poco profonde e paludi salmastre, comprese tra cordoni successivi, caratterizzate dalla sedimentazione di "depositi di laguna". Tali depositi che presentano geometrie cuneiforme con assottigliamento verso mare, hanno uno spessore generalmente inferiore ai 2 metri e sono costituiti da argille limose fossilifere grigie e/o, verso mare, da alternanze di strati centimetrici sabbiosi e argillosi. All'interno dei depositi di cordone litorale si trovano i "depositi di prodelta" che costituiscono un'unità cuneiforme con spessore massimo, verso mare, di 20 metri, formata da una litofacies inferiore, data all'alternanza ritmica di argille e argille limose con sabbie finissime, e una superiore con un maggiore contenuto di argilla, frammenti di legni e resti vegetali. La figura propone uno schema deposizionale che ben rappresenta quanto scritto ed il contesto locale



La trasformazione da un ambiente prima lagunare, poi palustre e infine alluvionale, è stata favorita anche dalla subsidenza naturale che ha determinato un lento ma continuo abbassamento del suolo. In particolare nelle aree a nord della città di Ravenna, si trovano depositi molli di tipo palustre ricoperti da qualche metro di terreno prevalentemente limoso, proveniente dalle recenti opere di bonifica. Le terebrazioni eseguite per questo lavoro, concentrate nella porzione di Ambito che sarà interessato

dalla nuova edificazione, hanno sostanzialmente confermato il contesto deposizionale sopra descritto. Il fronte deltizio sabbioso risulta potente circa 7÷8 metri, costituito da alternanze di sabbie grossolane pulite, di sabbie medie e fini più o meno limose e di strati prevalentemente limoso argillosi palustri. Le prove rilevano la presenza di un intervallo superficiale costituito da argille palustri di retrocordone che risulta estendersi in un'ampia porzione dell'area. La potenza massima di questo intervallo palustre è di circa 2 metri; è delimitato verso est (costa attuale) dai depositi di cordone sabbioso più recenti (es. prove CPTB e CPT3). Verso ovest l'intervallo superficiale palustre si interrompe per la presenza di un paleoalveo recente (visibile anche nelle foto aeree). La figura 10 evidenzia la traccia principale del paleoalveo (ricostruito sulla base dell'interpretazione aerofotografica) ed il presumibile limite verso est degli apporti (sabbie fini) di canale e di crevassata sulla base degli esiti tessiturali penetrometrici. Le prove hanno poi attraversato un potente intervallo omogeneo di sedimenti prevalentemente argillosi e limosi più o meno organici (prodelda), fino a circa 27 metri di profondità. La figura 11 propone lo schema geolitologico del sottosuolo nella zona edificabile fino ad una profondità massima di 30 metri (limite delle terebrazioni eseguite).

L'area compresa tra il Fiume Lamone a S, il Canale di Destra Reno a N e il mare Adriatico a E è assimilabile a un piano debolmente inclinato (1%), con immersione prevalente verso E-NE. L'attuale configurazione morfologica dell'area è il risultato della complessa interazione di processi fluviali, marini costieri e tidali che hanno caratterizzato la dinamica deposizionale tardo-olocenica. Gran parte dei caratteri morfologici osservabili in questa zona è legata alle dinamiche evolutive del delta del fiume Po, e in particolare a quelle del suo canale distributore più meridionale, il Po di Primaro, all'incirca corrispondente alla parte terminale del fiume Reno, responsabile della costruzione in età tardo-olocenica di un lobo deltizio di notevoli dimensioni. La crescita del delta era accompagnata dalla progradazione di un sistema costiero attraverso la giustapposizione di cordoni litorali di età via via più recente. A sud del Primaro la sedimentazione avveniva invece in ambiente di piana alluvionale. L'intervento umano ha sensibilmente condizionato la sedimentazione soprattutto nell'ultimo secolo mediante interventi di bonifica. Nell'ambito del sistema deltizio-litorale, Il Primaro è caratterizzato da

un'evoluzione differente rispetto agli altri distributori abbandonati nel tempo, a causa della sua posizione che favoriva il ruolo di collettore delle acque dei principali fiumi appenninici, quali il Reno, il Santerno, il Senio e il Lamone. Per questo motivo la crescita del delta del po di primaro continua anche in tempi successivi alla rotta di Ficarolo, grazie all'apporto sedimentario dei fiumi appenninici. Le tracce della progradazione dell'apparato deltizio sono qui riconoscibili nei sistemi di cordoni litorali parzialmente affioranti. Questi sono accompagnati da sistemi di dune spesso spianate da interventi dell'uomo. La progressiva migrazione verso mare della linea di costa nel tardo Olocene ha favorito lo sviluppo, a tergo dei sistemi di cordoni litorali, di un'ampia pianura alluvionale. Quest'area delimitata a nord dal Po di Primaro e a E dai cordoni litorali, era costituita da aree palustri e lagunari, le valli, in cui sfociavano i principali fiumi romagnoli di provenienza appenninica. E' evidente il controllo morfologico esercitato nel corso degli ultimi secoli dai cordoni litorali sul percorso finale dei corsi d'acqua appenninici, costituendo delle barriere naturali e vincolando questi a seguire percorsi tortuosi e sfociare in posizioni preferenziali, come testimonia il paleopercorso ad andamento meridiano osservabile nell'area compresa tra i due sistemi principali di cordoni litorali tra Casalborsetti e Marina Romea.



In epoca recente, il territorio è stato interessato da un'intensa opera di rimodellamento antropico che ha mascherato o modificato i lineamenti naturali; in particolare nella parte settentrionale del territorio comunale, sono stati realizzati ampi interventi di bonifica che hanno totalmente trasformato l'ambiente originale. La figura riporta un estratto della "Carta Geologica d'Italia", foglio 223NE - Ravenna, in scala 1:25.000. Dalla lettura si traggono informazioni in merito ai depositi sedimentari, ai processi geomorfologici e alle forme presenti nel territorio circostante l'area in oggetto. Sono cartografati i depositi di piana di sabbia e fronte deltizia, indicati in rosso, con puntini dove affiora la sabbia appartenente ai depositi di cordone litorale (spiaggia e dune eoliche) e con trattini orizzontali dove prevalgono le argille limose dei depositi di palude salmastra e laguna (retrocordone). In questo ambito, la linea di separazione è ben osservabile in campagna e coincide con l'antica linea di battente delle acque della piallassa Baiona, cioè con il limite delle zone bonificate ora ad uso agricolo.

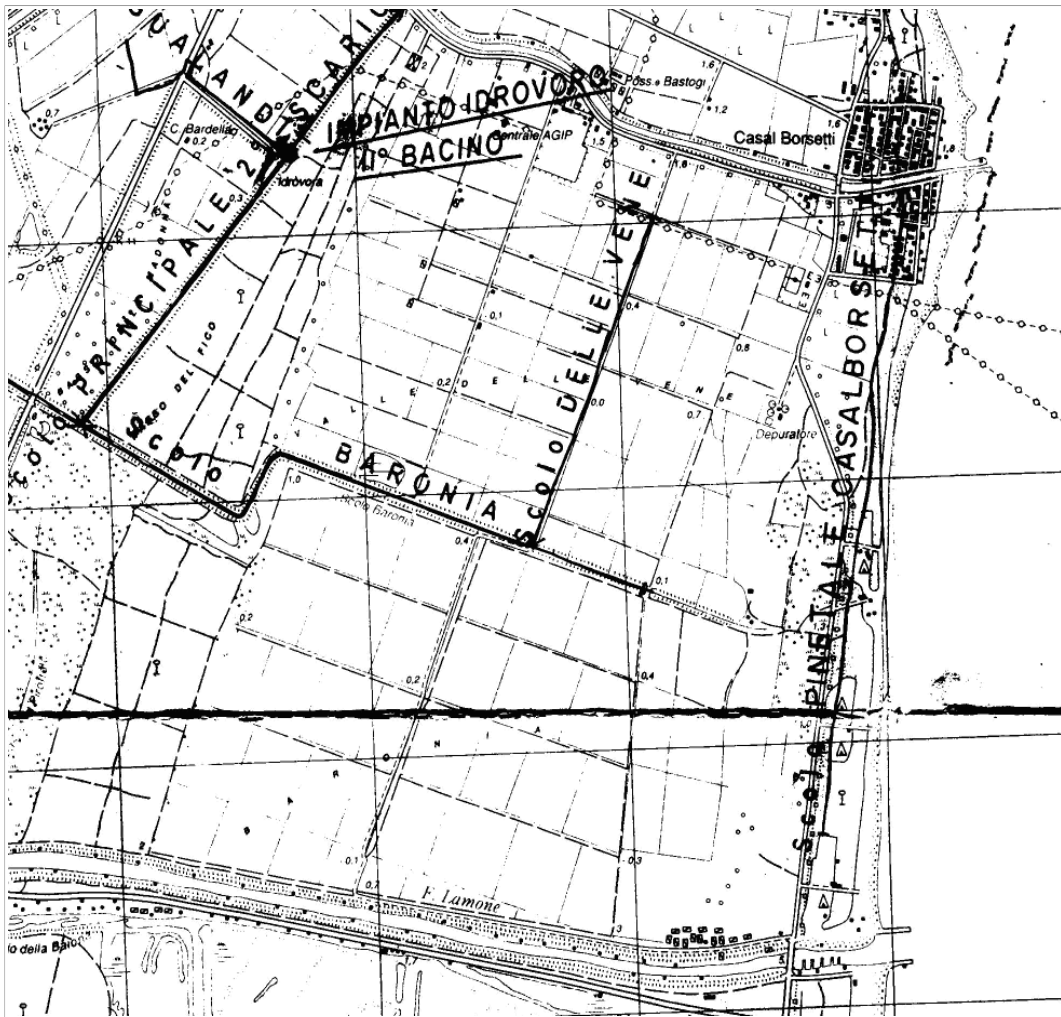


Sono ben evidenti i due sistemi di principali di cordoni litorali: il primo dato dai cordoni riferibili al periodo compreso tra il X e il XVI sec. d.C., che formano una fascia continua ad andamento meridiano dalle Valli di Comacchio alla periferia orientale di Ravenna, il secondo dato dai cordoni riferibili al sistema litorale attuale tra Casal Borsetti e Lido Adriano. Il limite tra le sabbie di cordone e le argille di prodelta (indicate con trattini orizzontali blu) coincide con l'isobata di - 6 m sul livello del mare. I cordoni litorali affioranti sono stati consolidati dalle pinete, su quello più interno sorge la pineta San Vitale, mentre sull'esterno si trova la pineta costiera, impiantata nei primi del '900 su suolo demaniale. Qui i rimboschimenti hanno preservato le formazioni dunose; le ondulazioni esistenti sono attribuibili a locali depressioni interduniche naturali, dovute ad esempio a periodi di stasi della sedimentazione e/o a cause artificiali quali livellazioni e rielaborazioni legate ad attività antropiche (vedi appezzamenti di terreno pianeggianti coltivati a seminativo). Il tratto di costa prospiciente l'area in oggetto, fino al Lamone, è in erosione e le originarie dune costiere sono state sostituite da scogliere di pietrame a ridosso della pineta demaniale; la linea di battigia coincide con il piede della scogliera. Lungo la linea di costa si ha un settore in accrescimento limitato al tratto di spiaggia antistante l'abitato di Casalborsetti. Tra i due sistemi di cordoni si rinvencono depositi di palude salmastra e laguna (retrocordone) in un'area subpianeggiante depressa, con valori anche negativi rispetto al livello del mare. Tale zona era la porzione settentrionale della piallassa della Baiona, presente fino agli anni 50, poi bonificata, soggetta a ingressioni marine, dovute a maree e mareggiate, alternate ad apporti di acque dolci dal Fiume Lamone. Questa palude salmastra rimase isolata dopo l'inalveamento del F. Lamone e fu interessata dall'intervento di bonifica per drenaggio convogliando le acque nel sistema facente capo all'idrovoro Il Bacino negli anni successivi al 1960. Per completare le opere di scolo dei terreni salsi della Baronia furono realizzati canali secondari, come lo Scolo Rossi e lo Scolo Risarina, con andamento N-S, affluenti dello Scolo Baronia ad andamento EW. Nella carta sono evidenti tracce di paleo canali (in blu) a elevata sinuosità, riferibili a canali di marea. Inoltre è evidente il paleoalveo (già descritto anche nel precedente paragrafo) parallelo alla costa ad andamento meridiano osservabile nell'area compresa tra i due sistemi principali di cordoni litorali tra Casalborsetti e Marina Romea, il cui andamento è stato controllato dai cordoni litorali, che costituivano barriere naturali, portando i canali a sfociare in posizioni preferenziali.

Nella parte più settentrionale si riconosce, con direzione E-W, il tratto prossimo alla foce del dosso fluviale e del paleoalveo del Fiume Lamone, attualmente percorso dal Canale di Bonifica in Destra del Reno, realizzato nel 1903. Il F. Lamone abbandonò questo tratto di alveo nel 1839 quando si verificò la rotta di Ammonite; in seguito fu deviato artificialmente ed andò ad alimentare la Cassa di Colmata omonima, bonificando le vaste aree paludose. Attualmente il modellamento morfologico deriva unicamente da deboli fenomeni di subsidenza, da interventi antropici e da lievi azioni di erosione lungo la linea di costa, rese tali da opere di protezione di varie tipologie, sia parallele che perpendicolari alla costa stessa. In conclusione, l'area in oggetto si trova in parte sul cordono litorale e in parte sui depositi di laguna, oltre che sul paleoalveo che si sviluppa con direzione NS

### 3 IDROGEOLOGIA

Nell'ambito del territorio ravennate è riconoscibile un sistema acquifero ad acque dolci, costituito da terreni del Quaternario marino e continentale, delimitato inferiormente dall'interfaccia acqua dolce-acqua salata, situata ad una profondità variabile di circa 300/400 m, in corrispondenza del substrato marino pliocenico. Le attuali conoscenze permettono di ipotizzare la suddivisione del sistema nelle seguenti unità idrogeologiche, dall'alto verso il basso: acquifero freatico costituito da sabbie talora con livelli torbosi, con intercalazioni limose e argillose; livello impermeabile argilloso di separazione; sistema di acquiferi con falde in pressione formato da una serie di orizzonti permeabili sabbiosi riconducibili ad un unico acquifero multistrato a scala regionale, soggetto a emungimento intensivo per l'approvvigionamento idrico ed alimentato, per flusso sotterraneo, dalla retrostante pianura Padana. L'assetto della base dell'acquifero multistrato ricalca l'andamento delle strutture pre-quadernarie. I singoli acquiferi mostrano un andamento analogo, risultando quindi articolati da blande pieghe anticlinaliche e sinclinaliche che si smorzano progressivamente dal basso verso l'alto, sino a raggiungere uno stato di quasi orizzontalità nei livelli acquiferi superiori. L'acquifero freatico, che si può sviluppare localmente fino a circa 10 m profondità, è alimentato dall'infiltrazione diretta, dall'irrigazione e dalle perdite di subalveo del reticolo idrografico. E' soggetto, localmente, a modesti emungimenti ed è regimato da una fitta rete di canali e scoli, per lo più facenti capo ad impianti idrovori. L'area in



Per quanto riguarda il contesto piezometrico del freatico locale, sono noti alcuni studi recenti. Nel 1994 sono stati messi in opera alcuni piezometri nei fori di sondaggi eseguiti nell'ambito dello studio del Dott. Vignati allo scopo di determinare la profondità e l'andamento della falda superficiale. I piezometri, riportati nella figura 3, sono stati, indicati con lettere, ad integrazione di altri tubi piezometrici ubicati da Aquater nel 1988, segnati invece con numeri. La figura 15 riporta uno stralcio della cartografia del freatico elaborata sulla base degli esiti del controllo piezometrico. La ricostruzione si riferisce alla porzione meridionale dell'Ambito

Le quote piezometriche, riferite al livello medio del mare si riferiscono ad un periodo di monitoraggio di circa un mese (maggio 2011) e rappresentano una situazione sostanzialmente di "carica" del freatico. Le soggiacenze minime (dislivello tra il piano campagna e le quote piezometriche) misurate sono comprese tra 1,1 m e 1,40 metri. Anche in questo caso, la ricostruzione delle isopieze ben si correla con la l'andamento della tavola d'acqua del 1994 e 2002

#### 4: INDAGINI ESEGUITE SUL TERRENO

Per meglio caratterizzare la natura dei terreni si è realizzata n° 1 prova penetrometrica statica eseguita con punta elettrica e piezocono (CPTU) spinte fino alla profondità di 20 metri ciascuna, ed inoltre si è realizzata una indagine geofisica mediante tromino. Le prove penetrometriche statiche con piezocono e cono sismico consistono nell'infiggere nel terreno una punta conica a velocità di avanzamento costante misurando, ogni cm o ogni 2 cm a seconda della strumentazione, lo sforzo necessario per la penetrazione della punta *qc* e l'attrito che sviluppa il manicotto/sensore posto al di sopra della punta *fs*; n e misura anche la pressione dei pori *u*. La prova penetrometrica statica CPTU consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta elettrica dotata di trasduttore di pressione di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ( $v = 2 \text{ cm / sec} \pm 0,5 \text{ cm / sec}$ ). La penetrazione viene effettuata tramite un dispositivo di spinta (martinetto idraulico), opportunamente ancorato al suolo con coppie di coclee ad infissione, che agisce su una batteria doppia di aste (aste coassiali esterne cave e interne piene), alla cui estremità è collegata la punta.

Le dimensioni della punta / manicotto sono standardizzate, e precisamente:

- diametro di base del cono .....  $\varnothing$  = 35,7 mm
- area di punta conica .....  $A_p$  = 10 cm<sup>2</sup>
- angolo di apertura del cono .....  $\alpha$  = 60 °
- superficie laterale del manicotto .....  $A_m$  = 150 cm<sup>2</sup>

I diagrammi originali sono stati elaborati mediante il software CPTU-AQU e vengono in calce allegati.





#### 4.1: STRATIGRAFIA DEL TERRENO ESPLORATO

- da piano di esecuzione delle prove fino alla profondità di circa 8.00 m; sabbia limosa.
- da 8.00 m circa fino a circa 11.00 m; sabbia fine mediamente addensata.
- da 11.00 m circa fino a circa 15.00 m; limo argilloso.

NEL FORO DELLA PROVA PENETROMETRICA SI E' MISURATO IL LIVELLO DELLA FALDA AD UNA PROFONDITA' DI 2 METRI DAL PIANO DI CAMPAGNA.

### 5: MODELLO GEOTECNICO

#### 5.1: CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA E MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Sono stati calcolati i valori caratteristici  $X_k$  dei parametri del terreno, acquisiti attraverso le indagini geognostiche e alle conoscenze dell'area in esame. I valori caratteristici  $X_k$  si definiscono calcolando il 5° percentile della distribuzione media della serie di dati ottenuti dalle prove CPT.

Tale stima cautelativa indica un valore al di sotto del quale ci si può attendere che si collochi non più del 5% dei risultati ottenibili da una serie illimitata di prove, ossia al di

sopra del quale troviamo il 95% dei valori della distribuzione media della serie di dati (coesione non drenata  $C_u$  e angolo d'attrito  $\phi$ ).

Successivamente applicando il fattore riduttivo  $\gamma_M$ , sono stati calcolati i valori di progetto della resistenza del terreno  $X_d$ .

I valori caratteristici sono:

- la coesione non drenata  $C_{uk}$  (per i terreni di natura coesiva)
- l'angolo di attrito interno efficace (per i terreni di natura granulare)  $\phi_k$

mentre i corrispondenti valori di progetto sono:

- la coesione non drenata  $C_{ud}$  (per i terreni di natura coesiva)
- l'angolo di attrito interno efficace (per i terreni di natura granulare)  $\phi_d$

Si determinano *analiticamente* i **valori caratteristici ( $f_k$ )** dei parametri dai **valori medi ( $f_m$ )** riportati nella Relazione. Per **valore caratteristico** s'intende quel **valore al quale è associata una prefissata probabilità di non superamento**; assumere, per esempio, un valore caratteristico di  $28^\circ$

dell'angolo di attrito del terreno con una probabilità di non superamento del 5% vuol dire ipotizzare che ci sia una probabilità del cinque per cento che il valore *reale* dell'angolo di attrito sia inferiore a  $28^\circ$ .

#### MODELLO GEOTECNICO E VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

| Prof.da m a m. | qc    | qc/fs | $\gamma(t/mc)$ | $\gamma(t/mc)$ | $\phi_m$ | $\phi_k$ | Cum<br>(kpa) | Cuk<br>(kpa) | Ed<br>Kg/cmq | Ey<br>Kg/cmq | Ni   |
|----------------|-------|-------|----------------|----------------|----------|----------|--------------|--------------|--------------|--------------|------|
| 0.00-8.00      | 52.05 | 38.25 | 1.95           | 1.98           | 31       | 29       | --           | --           | 96           | 98           | 0.30 |
| 8.00-11.00     | 78.05 | 30.02 | 1.96           | 2.00           | 32       | 30       | --           | --           | 100          | 96           | 0.30 |
| 11.00-15.00    | 12.02 | 11.65 | 1.90           | 1.96           | 23       | 21       | 65           | 61           | 95           | 45           | 0.40 |

Dove:

|                    |   |   |
|--------------------|---|---|
| qc                 | = | Resistenza alla punta misurata con il penetrometro (kg/cmq)             |
| qc/fs              | = | Rapporto resistenza alla punta e resistenza all'attrito laterale locale |
| $\gamma_o \gamma'$ | = | Peso specifico secco e saturo (t/mc)                                    |
| cum                | = | coesione non drenata media  |
| $\phi_m$           | = | Angolo di attrito interno (°) medio                                     |
| Ed                 | = | Modulo edometrico (caratteristico)                                      |
| cuk                | = | coesione non drenata caratteristica                                     |
| $\phi_k$           | = | Angolo di attrito interno (°) caratteristico                            |
| Ni                 | = | Coeff di Poisson  |

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative agli stati limite di esercizio (SLE), devono essere effettuate secondo le procedure illustrate nel D.M. del 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e successive modifiche in particolare il D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»). Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, mentre  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del terreno o del sistema geotecnico.

Queste verranno effettuate secondo la nuova normativa in fase di esecuzione dei singoli edifici che si andranno a realizzare facendo ben attenzione all'applicazione di tutti i parametri necessari per la realizzazione delle verifiche.

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

| PARAMETRO   | GRANDEZZA ALLA QUALE<br>APPLICARE IL<br>COEFFICIENTE PARZIALE | COEFFICIENTE<br>PARZIALE<br>$\gamma_M$ | (M1) | (M2) |
|---|---|--|------|------|
| <i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i> | $\tan \varphi'_k$   | $\gamma_{\varphi'}$                    | 1,0  | 1,25 |
| <i>Coesione efficace</i>                            | $c'_k$  | $\gamma_{c'}$                          | 1,0  | 1,25 |
| <i>Resistenza non drenata</i>                       | $c_{uk}$  | $\gamma_{cu}$                          | 1,0  | 1,4  |
| <i>Peso dell'unità di volume</i>                    | $\gamma$  | $\gamma_\gamma$                        | 1,0  | 1,0  |

## 5.2:VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative agli stati limite di esercizio (SLE), devono essere effettuate secondo le procedure illustrate nel D.M. del 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e successive modifiche in particolare il D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»). Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, mentre  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del terreno o del sistema geotecnico.

Il valore  $E_d$  si ricava dalla funzione

$$E_d = E \left[ \gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{ovvero} \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

dove:

$E_k$  = valore caratteristico dell'azione

$F_k$  = azione caratteristica di progetto

$X_k$  = parametro geotecnico caratteristico di progetto

$a_d$  = geometria di progetto

$\gamma_F$  = coefficiente parziale per le azioni

$\gamma_E$  = coefficiente parziale per l'effetto delle azioni

$\gamma_M$  = coefficiente parziale per il parametro geotecnico (coeff. di sicurezza)

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come  $E_d = E_k \cdot \gamma_E$ .

Il valore  $E_d$  si ricava dalla funzione

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

### 5.3 SCELTA DELL'APPROCCIO DI PROGETTO

La verifica della suddetta condizione  $E_d \leq R_d$  deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nella scelta dell'approccio di progetto bisogna tener conto che le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite (SLU di tipo geotecnico):

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale

**Tabella 6.4.I** (dell' NTC 2008-2018) - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali.

| VERIFICA          | COEFFICIENTE PARZIALE<br>(R1) | COEFFICIENTE PARZIALE<br>(R2) | COEFFICIENTE PARZIALE<br>(R3) |
|-------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| Capacità portante | $\gamma_R = 1,0$              | $\gamma_R = 1,8$              | $\gamma_R = 2,3$              |
| Scorrimento       | $\gamma_R = 1,0$              | $\gamma_R = 1,1$              | $\gamma_R = 1,1$              |



## 5.4: DETERMINAZIONE DEL VALORE DI PROGETTO DELLE AZIONI

Il comune di RAVENNA (RA) ricade in Zona 3, ai sensi del OPCM 3274 del 20 marzo 2003 e successive variazioni, quindi la combinazione delle azioni da impiegare per la verifica agli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E è la seguente (v. § 2.5.3 dell' NTC 2008-2018):

$$E + G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \text{ (v. § 2.5.5 dell' NTC 2008-2018)}$$

Dove:

- E sono le azioni derivanti da terremoti;
- G sono le azioni permanenti quali il peso proprio degli elementi strutturali e non, eventuali forze indotte dal terreno e forze risultanti dalla pressione dell'acqua;
- P è la pretensione o precompressione (se permanenti)
- Q azioni variabili nel tempo
- $\psi$  rappresenta la durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile (quasi permanente, frequente, raro).

Quanto detto fin ora dovrà essere usato per il calcolo e la verifica dello stato limite ultimo ed applicato ai valori di  $E_d$  fornito dal progettista assieme agli altri fattori riferiti alla struttura vera e propria (carichi tipo di fondazione ecc.) e decidendo quale tipo di approccio si intende intraprendere.

## 5.5. STATO LIMITE ULTIMO-STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLU-SLE)

A titolo di primo orientamento, si danno indicazioni sull'SLU per edifici ipotizzati su platea. Per la determinazione della  $R_d$  si utilizza la formula di Formula Brinch-Hansen (EC 7 – EC 8). Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:  $E_d \leq R_d$ . Dove  $E_d$  è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre  $R_d$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto  $R_d$  si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

IL CARICO LIMITE IN CONDIZIONI DRENATE E' CALCOLATO COME SEGUE:

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \tan \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Il calcolo della stato limite ultimo viene effettuato sia in condizioni statiche (senza sisma) sia in condizioni dinamiche (con sisma)

Per modificare quanto sopra descritto con i parametri sismici, occorre inserire nella forma precedente i fattori correttivi .

#### FATTORI CORRETTIVI SISMICI

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del qlim vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left( 1 - \frac{k_o}{tg \phi} \right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_o$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove  $K_o$  è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti  $K_o$  e  $K_v$  in dipendenza di vari fattori:

$$K_o = a_{max}/g$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

Dove:

$a_{max}$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_s S_T a_g$$

$S_s$  (effetto di amplificazione stratigrafica):  $0.90 \leq S_s \leq 1.80$ ; è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

$S_T$  (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di  $S_T$  varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T_1 (S_T = 1.0) \quad T_2 (S_T = 1.20) \quad T_3 (S_T = 1.20) \quad T_4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_V R)$$

Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e  $P_V R$  probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso  $V_R$  dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Si sono differenziati i valori degli stati limite ultimo a seconda delle zone con caratteristiche geotecniche diverse in modo da acquisire a titolo orientativo le piccole differenze presenti nel sottosuolo.

**SLU STATO LIMITE ULTIMO PLATEA d=0.50 M (COME PROFONDITA' MEDIA DI SCAVO)****1: CONDIZIONI STATICHE**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Pressione limite 3.01 Kg/cm<sup>2</sup>**2: CONDIZIONI DINAMICHE**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Pressione limite 2.95 Kg/cm<sup>2</sup>

(si ricorda che questi valori vanno divisi per il coefficiente parziale R3 che per l'approccio 2 vale 2.3 come indicato Tabella 6.4.I (dell' NTC 2008))

**COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)**Costante di Winkler 2.01 Kg/cm<sup>3</sup>**5.6. PREVISIONE DEGLI ASSESTAMENTI**

Si assumono come sovraccarichi applicati al terreno i valori di pressione ammissibile media sopra calcolati. Definendo i seguenti parametri [ $\Delta P_n$  = incremento di carico dello strato n;  $m_{vn}$  = indice di compressibilità volumetrica dello strato n, dedotto da correlazioni empiriche con  $R_p$  (resistenza alla punta misurata con il penetrometro), dedotte da tabella ;  $H_n$  = spessore dello strato n;  $\Delta S_n$  = cedimento dello strato n;  $S_{TOT}$  = cedimento totale] ed applicandoli alla formula  $\Delta S_n = \Delta P_n \times m_v \times H_n$  si sono ottenuti i seguenti cedimenti.

| TERRENI COESIVI       |                    | TORBOSI MOLTO COMPRIMIBILI |                    | TERRENI GRANULARI     |                    |
|-----------------------|--------------------|----------------------------|--------------------|-----------------------|--------------------|
| $R_p(\text{kg/cm}^2)$ | $\alpha = M_o/R_p$ | umidità W %                | $\alpha = M_o/R_p$ | $R_p(\text{kg/cm}^2)$ | $\alpha = M_o/R_p$ |
| $\leq 5$              | 5.0                | $\leq 50\%$                | 3.0                | $\leq 5$              | 3                  |
| 10                    | 4.0                | 100%                       | 1.5                | 100                   | 3                  |
| 15                    | 3.3                | 200%                       | 1.0                | 200                   | 3                  |

Applicando come sovraccarico al terreno di appoggio una fondazione su platea, che scarica una pressione di esercizio (SLE) di circa 0.50 kg/cm<sup>2</sup> si sono ottenuti i seguenti cedimenti:  **$S_{TOT}=2.15\text{cm}$** .



## 6: SISMICITA' DELL'AREA

La sismicità dell'area di progetto viene regolata dal Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 14 gennaio 2008 con il quale sono state approvate le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni. Le predette Norme sono state pubblicate sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008, Supplemento Ordinario n. 30, e sono andate in vigore a far data dal 6 marzo 2008; aggiornate con il testo unico 2018. Sulla G.U. n. 51, del 29 febbraio 2008, S.O. n. 47, è stata pubblicata la Legge 28 febbraio 2008, n. 31, recante "Conversione in legge, con modificazioni, del decreto legge 31 dicembre 2007, n° 248, recante Proroga di termini previsti da disposizioni legislative e disposizioni urgenti in materia finanziaria"; detta legge, all'art. 20, si occupa dei tempi e delle modalità operative delle Norme Tecniche per le Costruzioni. La prevista proroga al 30 giugno 2009 non è stata applicata a nessun tipo di classificazione di edifici sia strategici che non. Il D.M. 2008 viene poi aggiornato con quanto previsto nel **D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»)**, **facendo riferimento alla circolare n° 7 del 21/01/2019**. Inoltre la stessa Ordinanza fornisce in prima applicazione, sino alle deliberazioni delle Regioni, l'individuazione delle zone sismiche del territorio nazionale, indicando, in un apposito allegato, la **classificazione di ciascun Comune (riprendendo la prima ordinanza del 2003)**.

Questa prima classificazione costituiva il riferimento necessario per l'applicazione della normativa tecnica prevista dalla medesima Ordinanza. Quindi anche il comune di RAVENNA è entrato a far parte delle aree definite a "rischio sismico" e inserita in zona 3 con accelerazione pari a 0.15 g.

## 6.1: INDAGINE GEOFISICA MISURA DI H/V

La tecnica dei rapporti spettrali o HVSR (Horizontal to Verticale Spectral Ratio) è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazione esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque.

I risultati che si possono ottenere da una registrazione di questo tipo sono:

- la **frequenza caratteristica di risonanza del sito** che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale in quanto si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericolosi
- la **frequenza fondamentale di risonanza di un edificio**, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In seguito sarà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito e capire se in caso di sisma la struttura potrà essere o meno a rischio;
- la **velocità media delle onde di taglio Vs** calcolata tramite un apposito codice di calcolo. E' necessario, per affidabilità del risultato, conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia e riconoscibile nella curva H/V. E' possibile calcolare la Vs30 e la relativa categoria del suolo di fondazione come esplicitamente richiesto dalle Norme tecniche per le Costruzioni del 14 Gennaio 2008;
- la **stratigrafia del sottosuolo** con un range di indagine compreso tra 0,5 e 700 metri di profondità anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 100 metri.

Il principio su cui si basa la presente tecnica in termini di stratigrafia del sottosuolo è rappresentato dalla definizione di strato inteso come una unità distinta da quella sopra e sottostanti per un contrasto di impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

Le basi teoriche della tecnica HVSR si rifanno in parte alla sismica tradizionale (riflessione, rifrazione, diffrazione) e in parte alla teoria dei microtremiti. La forma di un'onda registrata in un sito x da uno strumento dipende:

1. dalla forma dell'onda prodotta dalla sorgente s;

2. dal percorso dell'onda sorgente  $s$  al sito  $x$  (attenuazioni, riflessioni, rifrazioni, incanalamenti per guide d'onda);
3. dalla risposta dello strumento.

Il rumore sismico ambientale è generato da fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre. Si chiama anche microtremore poiché riguarda oscillazioni molto piccole, molto più piccole di quelle indotte dai terremoti. Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromometro digitale modello *Tromino* che rappresenta la nuova generazione di strumenti leggeri e compatti in alta risoluzione adatti a tali misurazioni. Lo strumento racchiude al suo interno tre velocimetri elettrodinamici ortogonali tra loro con intervallo di frequenza compreso tra 0.1 e 256 Hz. I dati vengono memorizzati in una scheda di memoria interna da 512 Mb, evitando così la presenza di qualsiasi cavo che possa introdurre rumore meccanico ed elettronico.

I dati ottenuti sono stati convertiti in file ASCII mediante software "*Grilla*", fornito a supporto dello strumento utilizzato, quindi elaborati per ottenere spettri di velocità in funzione della frequenza.

In fase operativa si sono seguite le seguenti operazioni:

1. il rumore sismico è stato registrato nelle sue tre componenti per un intervallo di tempo dell'ordine delle decine di minuti (circa 20 minuti);
2. la registrazione è stata suddivisa in intervalli della durata di qualche decina di secondi ciascuno;
3. per ogni segmento viene eseguita un'analisi spettrale del segmento nelle sue tre componenti;
4. per ciascun segmento si calcolano i rapporti spettrali tra le componenti del moto sui piani orizzontale e verticale;
5. vengono calcolati i rapporti spettrali medi su tutti i segmenti.

Per considerare la misura ottenuta come una stima dell'ellitticità delle onde di Rayleigh è necessario che:

1. i rapporti H/V ottenuti sperimentalmente siano "stabili" ovvero frutto di un

campionamento statistico adeguato;

2. gli effetti di sorgente siano stati effettivamente mediati ovvero non ci siano state sorgenti “dominanti”;
3. la misura non contenga errori sistematici (per esempio dovuti ad un cattivo accoppiamento dello strumento con il terreno).

Per la determinazione delle velocità delle onde di taglio si utilizza un codice di calcolo appositamente creato per interpretare i rapporti spettrali (HVSr) basati sulla simulazione del campo di onde di superficie (Rayleigh e Love) in sistemi multistrato a strati piani e paralleli secondo la teoria descritta in AKI (1964) e Ben-Menahem e Singh (1981). Il codice può elaborare modelli con qualsiasi numero di strati, in qualsiasi intervallo di frequenze e in qualsiasi numero di modi (fondamentale e superiori). Operativamente si costruisce un modello teorico HVSr avente tante discontinuità sismiche quante sono le discontinuità evidenziate dalla registrazione eseguita; successivamente, tramite specifico algoritmo, si cercherà di adattare la curva teorica a quella sperimentale. In questo modo si otterranno gli spessori dei sismostrati con la relativa velocità delle onde VS. Il metodo HVSr consiste nello studio del rapporto spettrale tra la componente orizzontale del rumore e quella verticale (H/V spectrum). Il valore di tale rapporto è direttamente correlato con la frequenza di risonanza determinata dal passaggio tra due strati con una differenza significativa del contrasto di impedenza (velocità delle onde e densità del materiale). Nel presente lavoro si sfrutterà la teoria di Nakamura che relaziona lo spettro di risposta del substrato roccioso (rapporto spettrale H/V) con quello effettivamente misurato in superficie. Considerando due strati con differente impedenza acustica, la **frequenza di risonanza (fr)** è legata allo spessore e alla velocità delle onde di taglio Vs del primo strato dalla seguente relazione:

$$f = V_s / 4H$$

dove f è la frequenza e H lo spessore dello strato sismico.

Nakamura (1989) ha inoltre dimostrato che i massimi dei rapporti spettrali H/V consentono di individuare correttamente la frequenza e quindi il periodo fondamentale di risonanza per le onde S.

Negli ultimi anni un progetto europeo denominato SESAME (Site Effects Assessment using Ambient Excitations) si è occupato di stabilire delle linee guida per la corretta esecuzione delle misure di microtremore ambientale in stazione singola e array.

Esso ha anche fornito dei criteri per valutare la bontà delle curve HVSR e la significatività dei picchi H/V eventualmente trovati.

La registrazione è avvenuta impostando i seguenti parametri strumentali:

- Frequenza di campionamento 128 Hz;
- Durata 20 minuti;
- Orientamento strumento nord.

Allo scopo di ottenere i dati necessari al calcolo del parametro Vs30 è stato utilizzato un tromografo digitale, "TROMINO ENGY" (Micromed S.p.A.) dotato di 3 canali velocimetrici (N-S, E-W, Up-Down) ad alto guadagno per l'acquisizione del microtremore sismico ambientale (fino a ~1.5 mm/s); il sistema opera nell'intervallo di frequenze 0.1–1024 Hz.

L'interpretazione dei dati ottenuti dal rilievo del rumore sismico consente sia di correlare il valore di picco dello spettro di risposta HVSR con la profondità del substrato litoide inteso come bedrock sismico sia di individuare una corrispondenza tra i valori di frequenza relativi alle discontinuità sismiche e i cambi litologici presenti nell'immediato sottosuolo. Interpretando i minimi della componente verticale come risonanza del moto fondamentale dell'onda di Rayleigh e i picchi delle componenti orizzontali come contributo delle onde SH, si può ricavare il valore della frequenza caratteristica del sito. Sapendo che ad ogni picco di frequenza corrisponde una profondità (metri) dell'orizzonte che genera il contrasto di impedenza si è potuto estrapolare una stratigrafia geofisica del sottosuolo. L'ampio range di frequenze acquisite dallo strumento utilizzato (0.1 ÷ 128 Hz) non ha evidenziato contrasti di impedenza attribuibili alla presenza di rifrattori sismici.

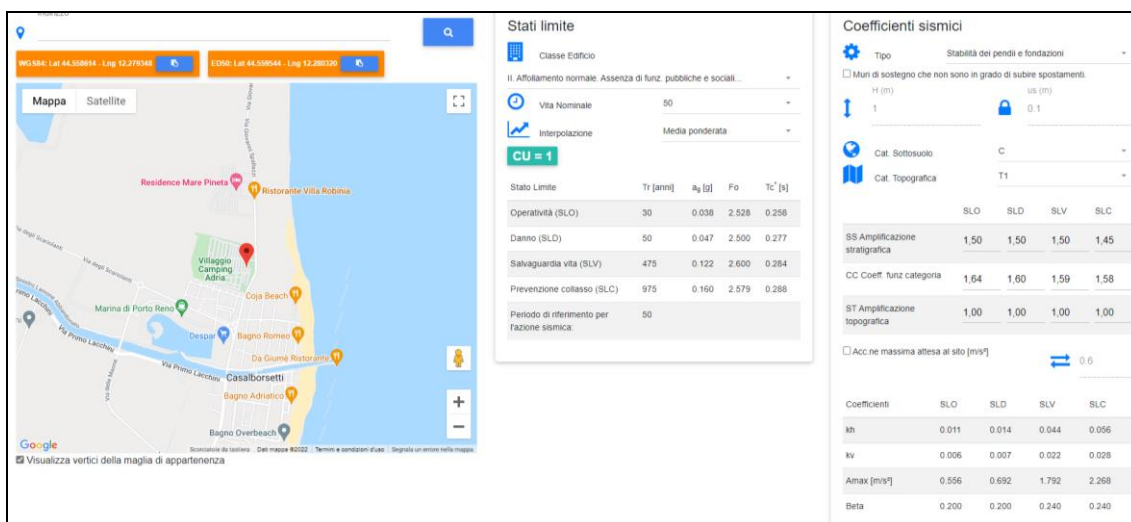


## IL REPORT VIENE IN CALCE ALLEGATO

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Questo valore viene estrapolato dall'indagine geofisica che ha fornito un valore di  $V_s$  30 di circa 200 m/s.

## PARAMETRI SISMICI



**Stati limite**

Classe Edificio: II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Normale: 50

Interpolazione: Media ponderata

**CU = 1**

| Stato Limite                                 | $T_r$ [ann] | $A_g$ [g] | $F_0$ | $T_c$ [s] |
|--|-------------|-----------|-------|-----------|
| Operatività (SLO)                            | 30          | 0.038     | 2.528 | 0.258     |
| Danno (SLD)                                  | 50          | 0.047     | 2.500 | 0.277     |
| Salvaguardia vita (SLV)                      | 475         | 0.122     | 2.600 | 0.284     |
| Prevenzione collasso (SLC)                   | 975         | 0.160     | 2.579 | 0.288     |
| Periodo di riferimento per l'azione sismica: | 50          |           |       |           |

**Coefficienti sismici**

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1 US (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: C

Cat. Topografica: T1

|                                 | SLO  | SLD  | SLV  | SLC  |
|---------------------------------|------|------|------|------|
| SS Amplificazione stratigrafica | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,45 |
| CC Coeff. funz. categoria       | 1,64 | 1,60 | 1,59 | 1,58 |
| ST Amplificazione topografica   | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]: 0.6

| Coefficienti     | SLO   | SLD   | SLV   | SLC   |
|------------------|-------|-------|-------|-------|
| $k_h$            | 0.011 | 0.014 | 0.044 | 0.056 |
| $k_v$            | 0.006 | 0.007 | 0.022 | 0.028 |
| $A_{max}$ [m/s²] | 0.556 | 0.692 | 1.792 | 2.268 |
| Beta             | 0.200 | 0.200 | 0.240 | 0.240 |

## PARAMETRI DA NORMATIVA

$$A_{max} = 0.122 * 1.80 = 0.183$$

Con questo fattore di amplificazione si è eseguita la verifica alla liquefazione.

## 7.1 Zone sismogenetiche d'interesse per la sismicità dell'Emilia-Romagna

L'area RAVENNATE risente, seppure marginalmente, anche della sismicità delle zone sismogenetiche limitrofe, quali il settore appenninico e margine appenninico-padano (zona sismogenetica 914 della ZS9), il Mugello (zona 915 della ZS9), il riminese e l'alto Adriatico (zona 917 della ZS9); l'attività sismica dell'area risente, seppure marginalmente, anche della sismicità delle zone sismogenetiche limitrofe, quali il settore appenninico e margine appenninico-padano (zona sismogenetica 914 della ZS9), il Mugello (zona 915 della ZS9), il riminese e l'alto Adriatico (zona 917 della ZS9); l'attività sismica del Mugello è probabilmente legata all'attività di strutture estensionali mentre quella dell'alto Adriatico e del riminese sembra legata alle Pieghe Adriatiche (Pieri & Groppi, 1981).

## 7.2 PERICOLOSITÀ SISMICA DI RIFERIMENTO REGIONALE

La Regione Emilia-Romagna ha elaborato ed approvato (con Delibera dell'Assemblea Legislativa n.112 del maggio 2007) gli "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica", in coerenza con la L.R. n.20/2000 "Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio".

Successivamente a queste linee di indirizzo è stata approvata la DGR 2193/15 da applicarsi in sede di pianificazione territoriale. Per ogni comune sono forniti i valori di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo, cioè per  $T = 0$ , espressa in frazione dell'accelerazione di gravità  $g$  ( $a_{refg}$ ). **Per RAVENNA è definita una accelerazione di 0.163.** Gli effetti topografici possono essere trascurati in quanto il sito è ubicato in una ampia area pianeggiante che può essere classificata come appartenente alla **categoria T1**. Per tale categoria si assume quale valore del coefficiente di amplificazione topografica  $ST = 1,0$ .

L'indagine geofisica disponibile è stata effettuata al piano di campagna e pertanto la  $V_s$  stimata è riferita a questo piano. Anche se tutta l'area dovrà essere rialzata di circa 0.60 m, si ritiene che il riporto non influisca sul risultato dell'indagine geofisica e pertanto si può assumere come  $V_s$  di riferimento.

*Per quanto riguarda la categoria del suolo di fondazione, secondo la nuova normativa di legge, si inserisce tale suolo nella categoria "C" "depositi di terreni a grana grossa*

*mediamente addensati o terreni a grana fina consistenti in spessori superiori a 30 metri caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche aventi una  $V_{s30}$  compresa tra 180 m/s e 360 m/s".*

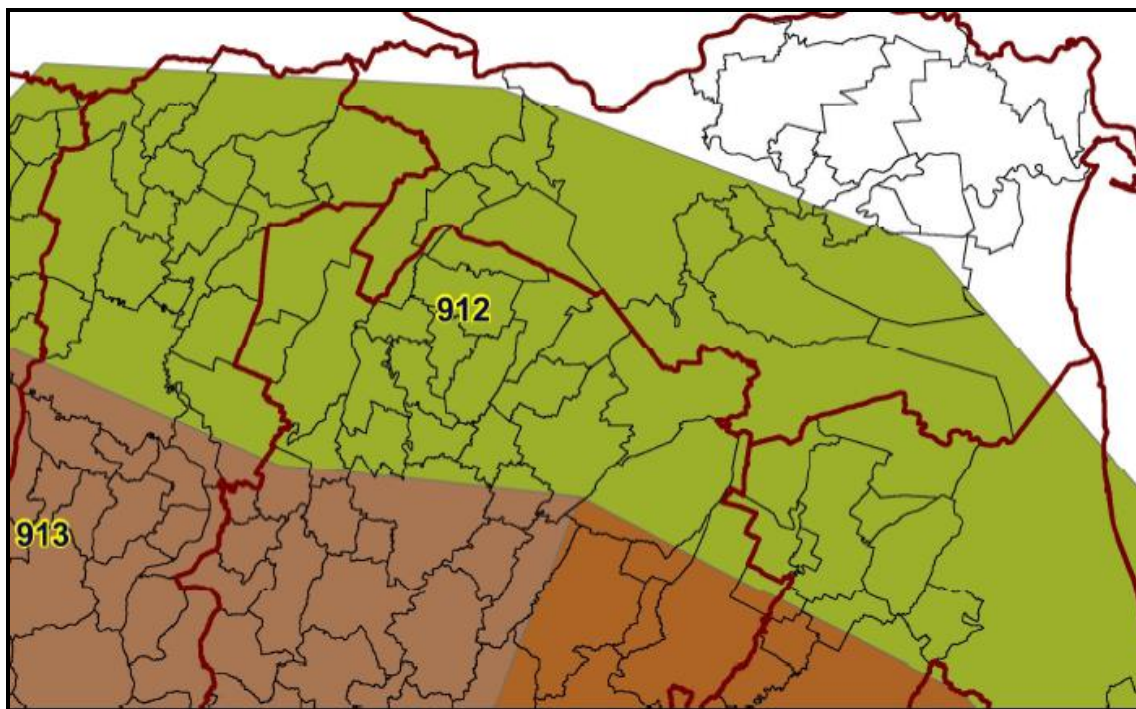
Questo valore si è ottenuto dall'indagine geofisica la cui metodologia ed i risultati sono in calce allegati. L'indagine ha messo in evidenza una  $V_{s30}$  di 208-210 m/sec (masw e H/V)

L'attribuzione alla Zona sismica 3, in cui RAVENNA è stato inserito nella OPCM 3274/2003, in cui l'area comunale è entrata a far parte delle aree definite a "rischio sismico" ed inserita in zona 3; la nuova classificazione sismica mette il territorio del comune di RAVENNA in zona sismica 3 con accelerazione pari **a 0.15 g secondo la normativa nazionale**. La Regione Emilia Romagna ha emanato "L'Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c. 1, della L. R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica". In queste linee di indirizzo si danno i valori di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo, cioè per  $T = 0$ , espressa in frazione dell'accelerazione di gravità  $g$  ( $a_{refg}$ ), per ogni comune della regione.

**Per RAVENNA si è data una accelerazione di 0.163.**

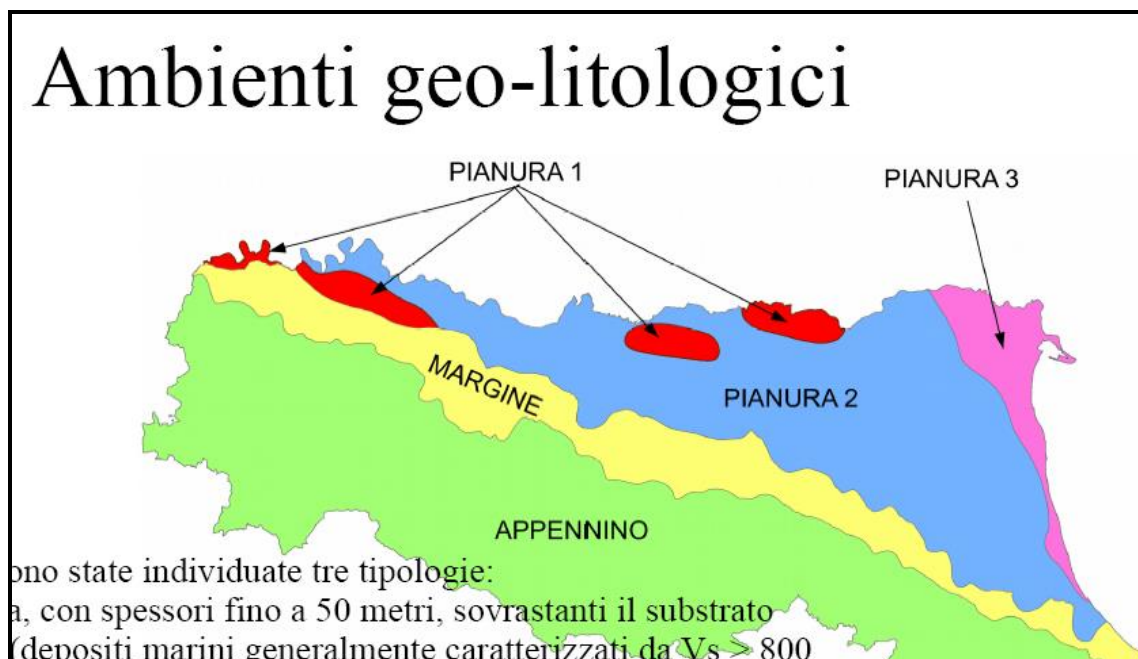
Si fa inoltre presente che tutto il territorio comunale ricade all'interno della zona sismogenetica 912 infatti si può affermare che l'area in esame è fuori dalla Dorsale Ferrarese, e dunque non è sede epicentrale di eventi sismici.

**La Magnitudo di riferimento di questa area sismo genetica è pari a 6.14.**



### 7.3 FATTORI DI AMPLIFICAZIONE

Per calcolare i Fattori di Amplificazione (F.A.) richiesti nell'analisi semplificata devono essere realizzate indagini geotecniche che permettano la definizione dello spessore del deposito di copertura e della profondità del *bedrock* (H) e della velocità equivalente delle onde di taglio per lo spessore considerato ( $V_sH$  e  $V_{s30}$ ) del deposito di copertura. Per il calcolo del fattore di amplificazione, secondo Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna n. 2193/2015. Decreto della Giunta della Regione Emilia Romagna n. 2193/2015 La Giunta Regionale ha approvato l'aggiornamento degli indirizzi regionali per studi di microzonazione sismica (MS) per la pianificazione urbanistica, atto d'indirizzo ai sensi dell'art. 16 della LR 20/2000 (deliberazione dell'Assemblea Legislativa n. 112 del 2 maggio 2007). In FIGURA viene mostrata la suddivisione delle zone sismogenetiche, i colori indicano i settori in cui è stato suddiviso il territorio.



*Il sito allo studio è collocato in PIANURA 3*

**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. Considerando una  $V_s$  30 di inferiore 200 m/sec (come indicato dalla relazione geofisica allegata) si sono ottenuti i seguenti Fattori di Amplificazione:



| $V_{S30}$ (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** ( $0,1s \leq T \leq 0,5s$ ), **SA2** ( $0,4s \leq T \leq 0,8s$ ), **SA3** ( $0,7s \leq T \leq 1,1s$ ), **SA4** ( $0,5s \leq T \leq 1,5s$ )

| $V_{S30}$ (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** ( $0,1s \leq T \leq 0,5s$ ), **SI2** ( $0,5s \leq T \leq 1,0s$ ), **SI3** ( $0,5s \leq T \leq 1,5s$ )

La classificazione sismica introdotta dall'OPCM 3519/2006, recepita dal D.M. 14/01/2008 e successivamente dal DM 2018, prevede per il comune di Ravenna una accelerazione massima orizzontale di picco al suolo, cioè per  $T=0$  e su suolo rigido ( $V_{S30} > 800 \text{ m/sec}$ ), appartenente all'intervallo  $0,175g - 0,200g$ , con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni. Secondo il vigente D.M., gli spettri di risposta rappresentano delle componenti (orizzontale e verticale) delle azioni sismiche di progetto di un generico sito del territorio nazionale.

## 8. PERICOLO DI LIQUEFAZIONE

Essendo gli strati sabbiosi saturi presenti nei primi 20 metri di profondità quelli potenzialmente liquefacibili, occorre valutare tale potenzialità di liquefazione per gli eventuali strati granulari di potenza superiore al metro, riscontrati nel corso della prova CPTU.

Per liquefazione di un terreno si intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. Il fenomeno della liquefazione si può manifestare preferibilmente in depositi sciolti non coesivi posti sotto falda, in seguito ad eventi che producano un forte aumento della pressione interstiziale dell'acqua. Durante un terremoto il terreno può essere visto come sottoposto da una serie di cicli di carico variabili in intensità e numero in funzione della magnitudo del sisma stesso. In terremoti di elevata magnitudo è sufficiente un numero ridotto di cicli di carico per produrre la liquefazione del deposito, poiché ad ogni ciclo è associata una sollecitazione dinamica di maggiore intensità. In terremoti di minore magnitudo lo stesso effetto lo si ottiene con un numero superiore di cicli di carico. In definitiva, un'elevata magnitudo del sisma e una lunga durata dello stesso rendono più probabile l'iniziarsi della liquefazione in un deposito a prevalenza sabbiosa. Dall'analisi dei fattori che predispongono un terreno alla liquefazione, tra i quali la granulometria, la profondità del livello potenzialmente liquefacibile, il grado di addensamento dei depositi, in linea generale si possono ritenere potenzialmente liquefacibili quei depositi sciolti costituiti da sabbie da fini a medie con contenuto in fine variabile dallo 0 al 25%, si trovano sotto falda, sono da poco a mediamente addensati e si trovano a profondità relativamente basse (di solito inferiori a 15 metri). Per la presenza di depositi granulari/incoerenti con spessori > 1,00 m e saturi d'acqua, si ritiene necessario eseguire la verifica a liquefazione. Come indicato nella DAL n. 112/2007, tra i metodi semplificati sono raccomandati quelli basati su prove CPT e tra questi in particolare il metodo di Idriss & Boulanger, 2004-2008. Per il presente studio sono state quindi realizzate le verifiche della propensione alla liquefazione e dei cedimenti potenziali indotti da sisma sulle verticali delle prove penetrometriche statiche eseguite. Per i calcoli è stato utilizzato il programma "Cliq 2.2" della Geologismiki Geotechnical Software, sviluppato in collaborazione con il Prof. Peter Robertson. L'algoritmo di calcolo utilizzato si basa sul metodo di Idriss & Boulanger, 2004-2008. Le

analisi eseguite seguono le procedure di riferimento dettate dall'NCEER. Lo stesso software esegue il calcolo dei cedimenti attesi secondo il metodo proposto da Zhang ed al. (2002), calcolando per tutti i livelli che hanno un fattore di sicurezza inferiore a 1. Il potenziale di liquefazione si ottiene eseguendo il calcolo del fattore di sicurezza FSL, definito dal rapporto CRR su CSR. La metodologia utilizzata permette di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso il confronto tra le caratteristiche granulometriche e di addensamento del deposito, espresse dai valori della resistenza penetrometrica  $q_c$  normalizzati con lo sforzo tagliante indotto dal sisma (CRR e CSR). Il fattore di sicurezza alla liquefazione FSL è definito dal rapporto:  $FSL = CRR \cdot MSF/CSR$  (dove MSF è il coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma).

-  **$FS_L > 1$                       liquefazione assente**

E' necessario considerare che, secondo alcuni autori (Sherif-Ishibashi, 1978), occorre che i depositi siano costituiti da sabbie o sabbie limose con frazione fine inferiore al 25% che si trovino sotto il livello statico di falda e che siano sovrastati da livelli non liquefacibili con spessore inferiore a 3 metri. I valori dei fattori di sicurezza ottenuti dalle verifiche, comunque superiori all'unità, uniti alla presenza di depositi coesivi dello spessore di almeno 10 metri al di sopra degli strati sabbiosi potenzialmente liquefacibili portano a concludere che i rischi in tal senso nell'area interessata dall'intervento edilizio si possono considerare di una certa rilevanza. Si segnala che, nel caso specifico, alcuni sottili livelli centimetrici e decimetrici degli strati considerati presentano fattori di sicurezza inferiore a 1; pertanto, per maggiore dettaglio, si è proceduto alla Valutazione dell'indice del potenziale di liquefazione  $I_L$  secondo quanto riportato nell'Allegato A3 della Delibera dell'Assemblea legislativa n. 112 – Oggetto n. 2131 del 2 Maggio 2007, modificato dalla DGR 2193-2015 allegato A3, il rischio di liquefazione in base ai valori di tale indice risulta essere:

|                   |   |                                      |
|-------------------|---|--------------------------------------|
| $I_L =$           | → | NON LIQUEFACIBILE ( $FI > 1$ )       |
| $0 < I_L \leq 2$  | → | RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "BASSO"      |
| $2 < I_L \leq 5$  | → | RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "MODERATO"   |
| $5 < I_L \leq 15$ | → | RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "ALTO"       |
| $I_L > 15$        | → | RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "MOLTO ALTO" |

L'indice del potenziale di liquefazione,  $I_L$  è definito dalla seguente relazione:

$$I_L = \int_0^{20} F(z)w(z)dz$$

in cui  $z$  è la profondità dal piano campagna in metri e  $w(z) = 10 - 0.5z$ ; ad una data quota  $z$  il fattore  $F(z) = F$  vale:

$F = 1 - FL$  se  $FL \leq 1.0$

$F = 0$  se  $FL > 1.0$

dove  $FL$  è il fattore di sicurezza alla liquefazione alla quota considerata.

**EDIFICIO CLASSE D'USO II AUTORE IDRIS & BOULANGER 2014**

**$A_{max}=0.183$   $M=6.14$   $FS=1.25$**

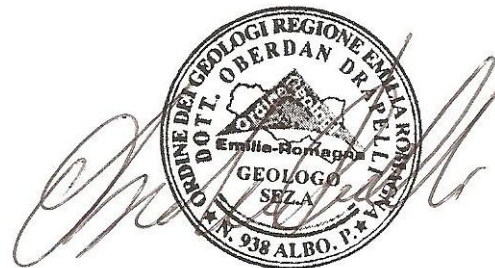
**CPTU 1  $I_L = 1.95$**

Lo sviluppo dei calcoli attraverso il software CLIQ, consente, nel caso specifico, di attribuire al sito in questione un **rischio di liquefazione BASSO/NULLO**.

RAVENNA GIUGNO 2024

REDATTO:

DOTT. GEOLOGO OBERDAN DRAPELLI



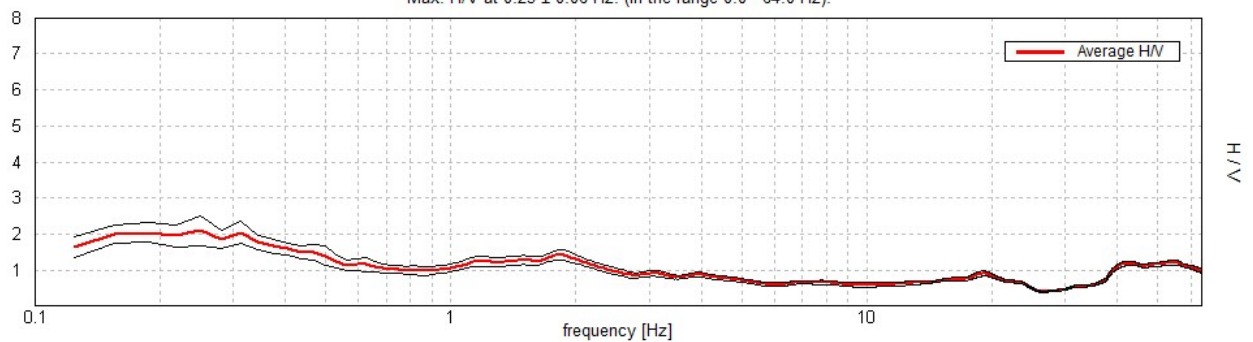
## CASALBORSETTI, CAMPING ADRIA

Instrument: TRZ-0002/01-09  
Data format: 16 bit  
Full scale [mV]: 51  
Start recording: 21/02/2022 10:39:00 End recording: 21/02/2022 10:59:01  
Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN  
GPS data not available

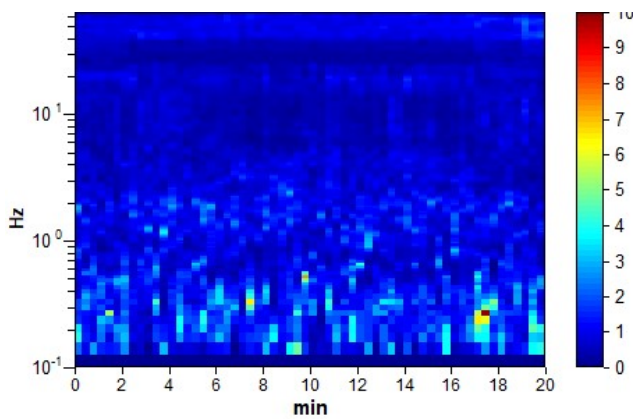
Trace length: 0h20'00". Analysis performed on the entire trace.  
Sampling rate: 128 Hz  
Window size: 20 s  
Smoothing type: Triangular window  
Smoothing: 10%

### HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

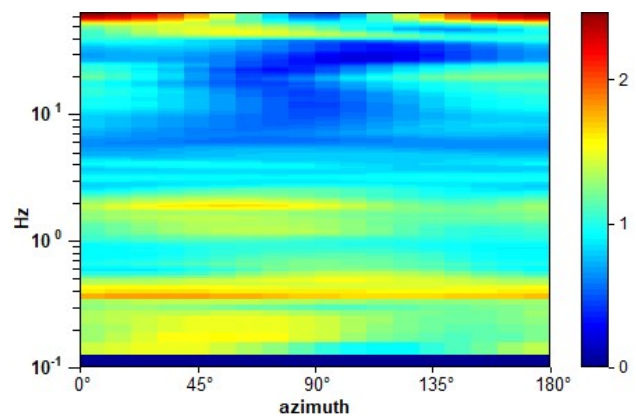
Max. H/V at  $0.25 \pm 0.06$  Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



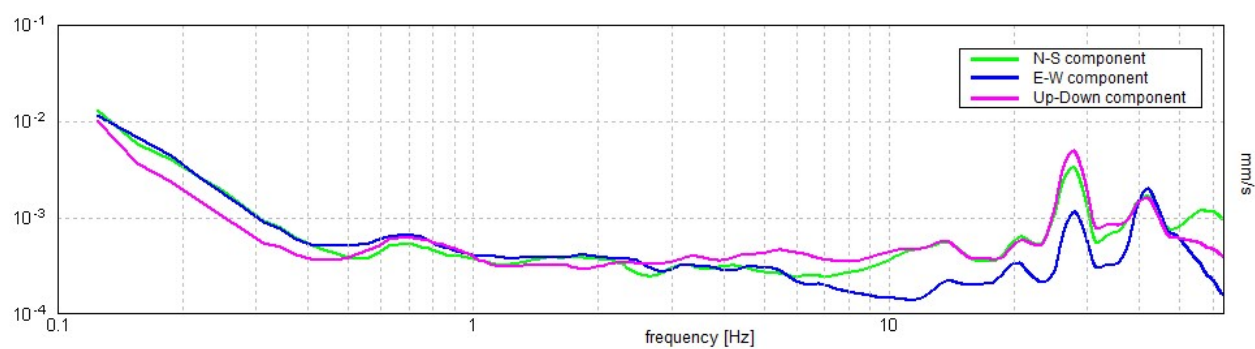
### H/V TIME HISTORY



### DIRECTIONAL H/V

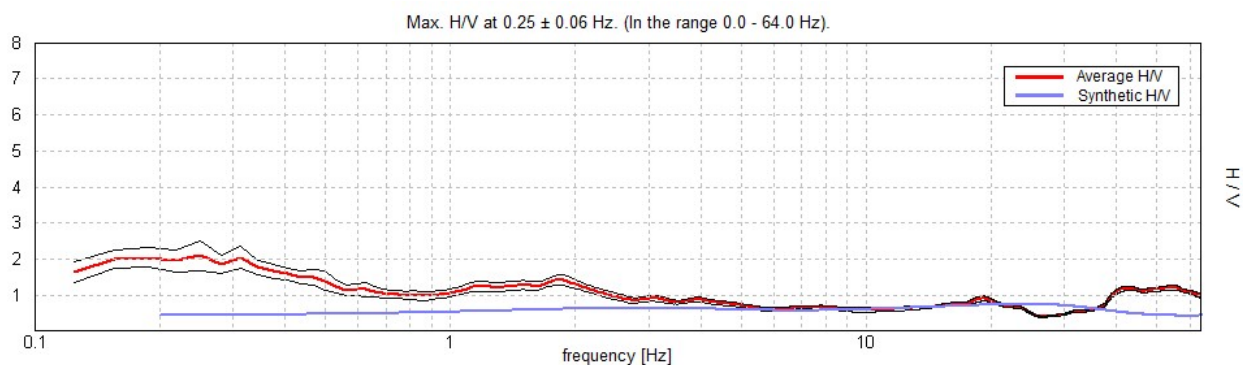


# SINGLE COMPONENT SPECTRA



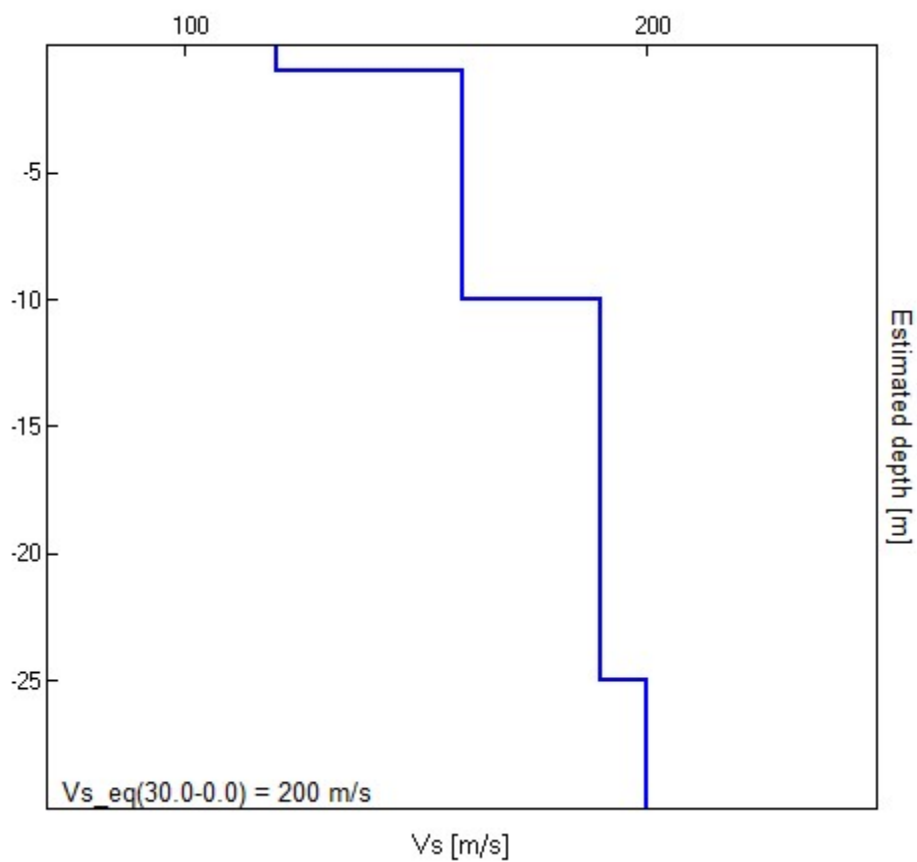


# EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



| Depth at the bottom of the layer [m] | Thickness [m] | Vs [m/s] | Poisson ratio |
|--------------------------------------|---------------|----------|---------------|
| 1.00                                 | 1.00          | 120      | 0.45          |
| 10.00                                | 9.00          | 160      | 0.45          |
| 25.00                                | 15.00         | 190      | 0.45          |
| inf.                                 | inf.          | 200      | 0.42          |

$Vs_{eq}(30.0-30.0) = 200$  m/s



[According to the SESAME, 2005 guidelines. **Please read carefully the *Grilla* manual before interpreting the following tables.**]

**Max. H/V at  $0.25 \pm 0.06$  Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz).**

### Criteria for a reliable H/V curve

[All 3 should be fulfilled]

|  |                            |           |           |
|--|----------------------------|-----------|-----------|
| $f_0 > 10 / L_w$   | $0.25 > 0.50$              |           | <b>NO</b> |
| $n_c(f_0) > 200$   | $300.0 > 200$              | <b>OK</b> |           |
| $\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$<br>$\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$ | Exceeded 0 out of 13 times | <b>OK</b> |           |

### Criteria for a clear H/V peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

|   |                    |           |           |
|---|--------------------|-----------|-----------|
| Exists $f^-$ in $[f_0/4, f_0]$   $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$   | 0.094 Hz           | <b>OK</b> |           |
| Exists $f^+$ in $[f_0, 4f_0]$   $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$    | 0.719 Hz           | <b>OK</b> |           |
| $A_0 > 2$   | $2.10 > 2$         | <b>OK</b> |           |
| $f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$ | $ 0.25464  < 0.05$ |           | <b>NO</b> |
| $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$                               | $0.06366 < 0.05$   |           | <b>NO</b> |
| $\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$                               | $0.4057 < 2.5$     | <b>OK</b> |           |

|                        |   |
|------------------------|---|
| $L_w$                  | window length   |
| $n_w$                  | number of windows used in the analysis  |
| $n_c = L_w n_w f_0$    | number of significant cycles  |
| $f$                    | current frequency   |
| $f_0$                  | H/V peak frequency  |
| $\sigma_f$             | standard deviation of H/V peak frequency  |
| $\varepsilon(f_0)$     | threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$   |
| $A_0$                  | H/V peak amplitude at frequency $f_0$   |
| $A_{H/V}(f)$           | H/V curve amplitude at frequency $f$  |
| $f^-$                  | frequency between $f_0/4$ and $f_0$ for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$  |
| $f^+$                  | frequency between $f_0$ and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$   |
| $\sigma_A(f)$          | standard deviation of $A_{H/V}(f)$ , $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided |
| $\sigma_{\log H/V}(f)$ | standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve   |
| $\theta(f_0)$          | threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$   |

### Threshold values for $\sigma_f$ and $\sigma_A(f_0)$

| Freq. range [Hz]                                | < 0.2      | 0.2 – 0.5 | 0.5 – 1.0  | 1.0 – 2.0  | > 2.0      |
|---|------------|-----------|------------|------------|------------|
| $\varepsilon(f_0)$ [Hz]                         | $0.25 f_0$ | $0.2 f_0$ | $0.15 f_0$ | $0.10 f_0$ | $0.05 f_0$ |
| $\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$               | 3.0        | 2.5       | 2.0        | 1.78       | 1.58       |
| $\log \theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$ | 0.48       | 0.40      | 0.30       | 0.25       | 0.20       |

## LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

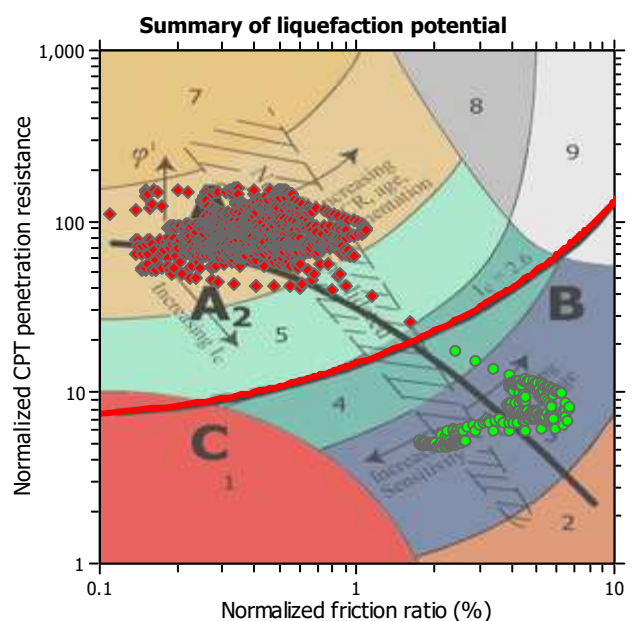
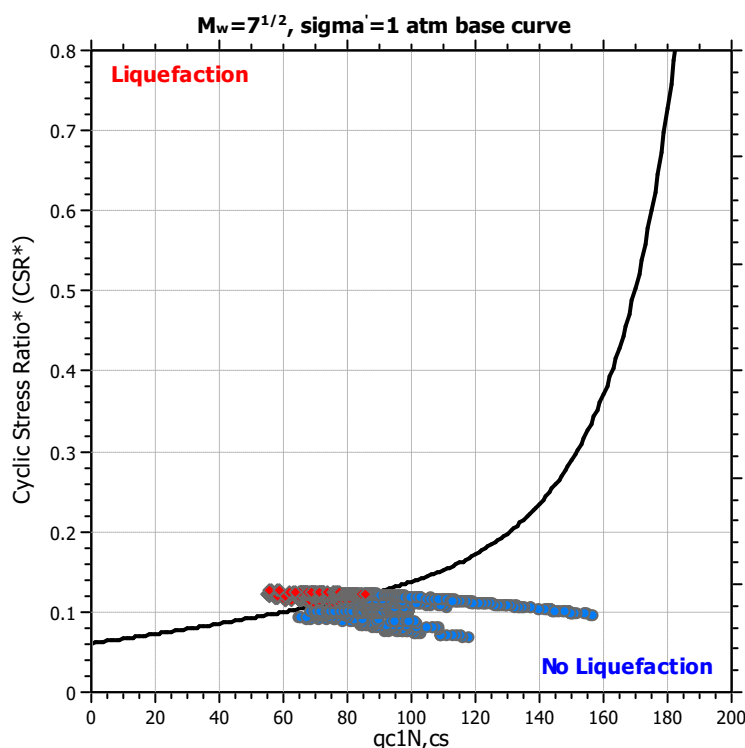
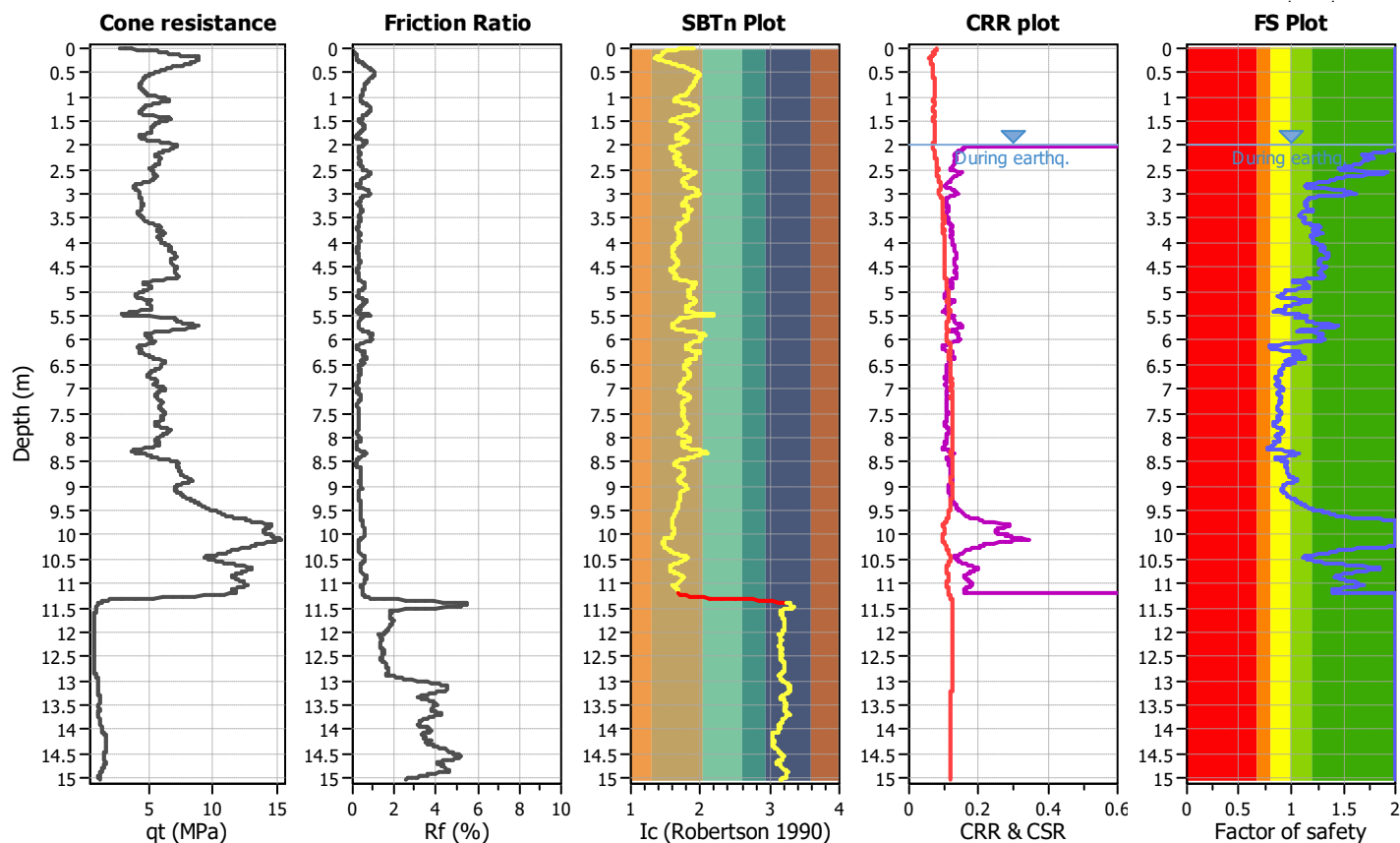
**Project title :**

**Location :**

**CPT file : CPTU 1 CAMPING ADRIA**

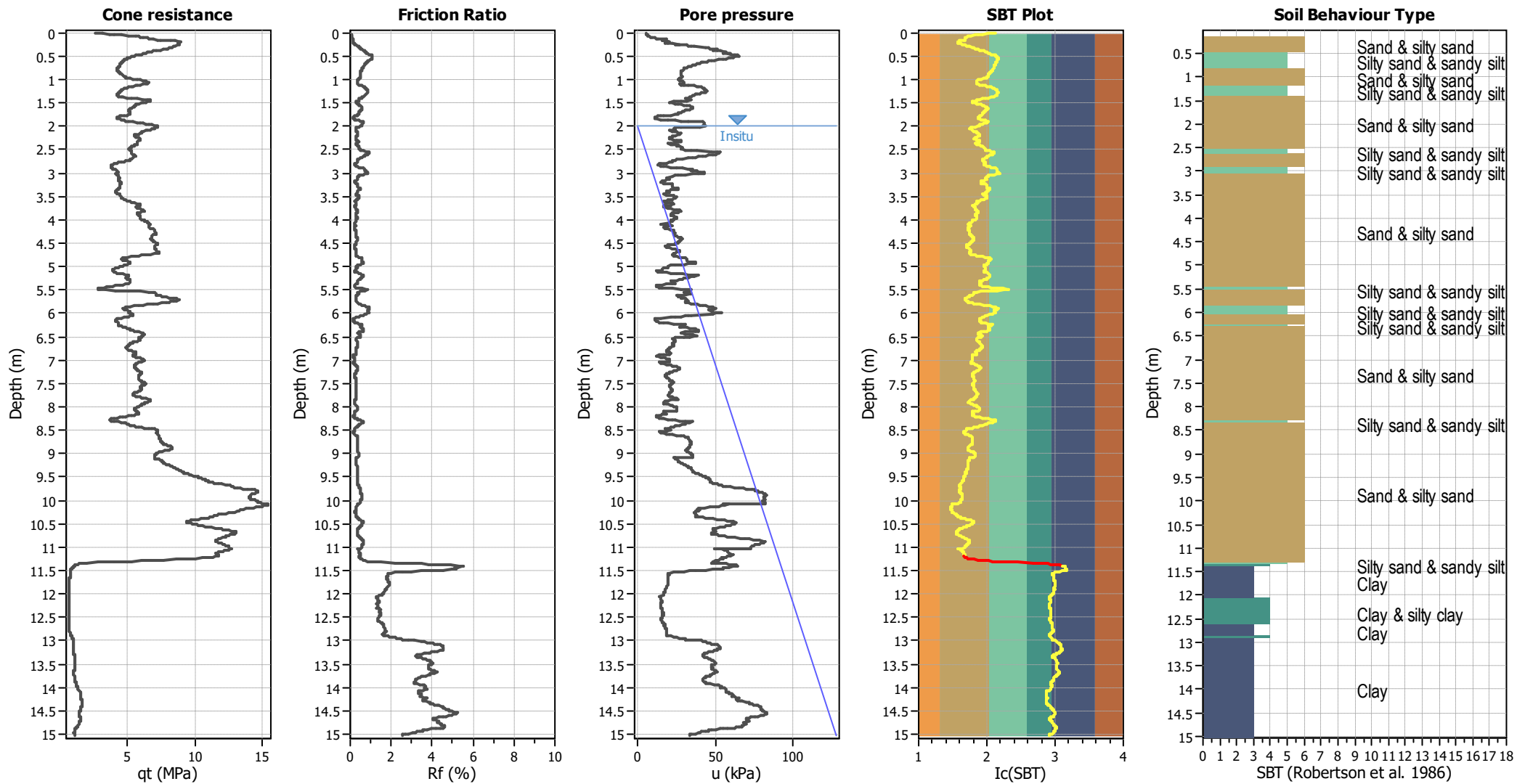
### Input parameters and analysis data

|                              |                   |                           |              |                         |     |                      |
|------------------------------|-------------------|---------------------------|--------------|-------------------------|-----|----------------------|
| Analysis method:             | B&I (2014)        | G.W.T. (in-situ):         | 2.00 m       | Use fill:               | No  | Clay like behavior   |
| Fines correction method:     | B&I (2014)        | G.W.T. (earthq.):         | 2.00 m       | Fill height:            | N/A | applied:             |
| Points to test:              | Based on Ic value | Average results interval: | 3            | Fill weight:            | N/A | Limit depth applied: |
| Earthquake magnitude $M_w$ : | 6                 | Ic cut-off value:         | 2.60         | Trans. detect. applied: | Yes | Limit depth:         |
| Peak ground acceleration:    | 0.183             | Unit weight calculation:  | Based on SBT | $K_g$ applied:          | Yes | MSF method:          |



Zone A<sub>1</sub>: Cyclic liquefaction likely depending on size and duration of cyclic loading  
 Zone A<sub>2</sub>: Cyclic liquefaction and strength loss likely depending on loading and ground geometry  
 Zone B: Liquefaction and post-earthquake strength loss unlikely, check cyclic softening  
 Zone C: Cyclic liquefaction and strength loss possible depending on soil plasticity, brittleness/sensitivity, strain to peak undrained strength and ground geometry

CPT basic interpretation plots



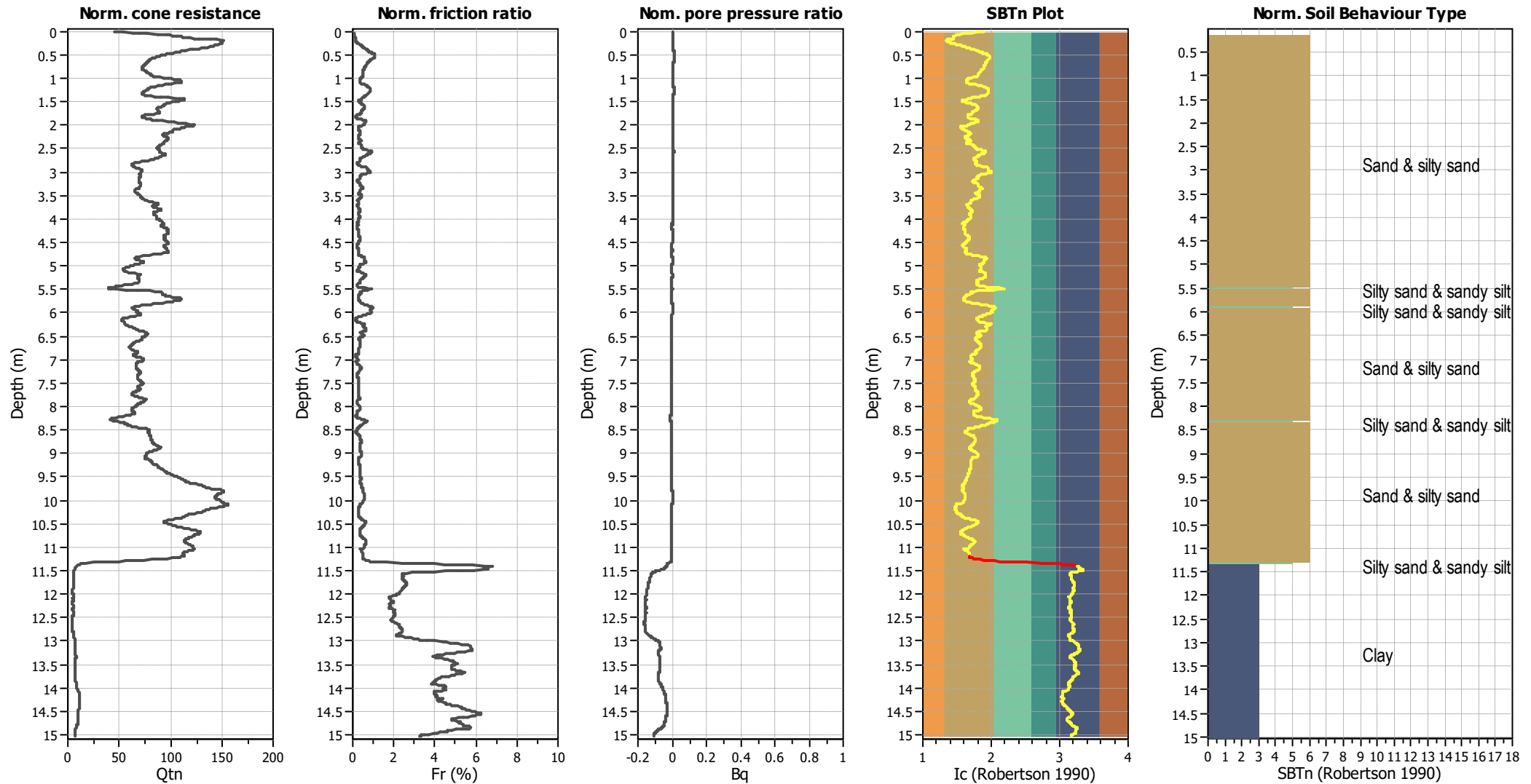
Input parameters and analysis data

|                                       |                   |                           |              |                             |            |
|---------------------------------------|-------------------|---------------------------|--------------|-----------------------------|------------|
| Analysis method:                      | B&I (2014)        | Depth to GWT (erthq.):    | 2.00 m       | Fill weight:                | N/A        |
| Fines correction method:              | B&I (2014)        | Average results interval: | 3            | Transition detect. applied: | Yes        |
| Points to test:                       | Based on Ic value | Ic cut-off value:         | 2.60         | K <sub>g</sub> applied:     | Yes        |
| Earthquake magnitude M <sub>w</sub> : | 6                 | Unit weight calculation:  | Based on SBT | Clay like behavior applied: | Sands only |
| Peak ground acceleration:             | 0.183             | Use fill:                 | No           | Limit depth applied:        | No         |
| Depth to water table (insitu):        | 2.00              | Fill height:              | N/A          | Limit depth:                | N/A        |

SBT legend

|                           |                             |                            |
|---------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty     | 7. Gravely sand to sand    |
| 2. Organic material       | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to      |
| 3. Clay to silty clay     | 6. Clean sand to silty sand | 9. Very stiff fine grained |

## CPT basic interpretation plots (normalized)

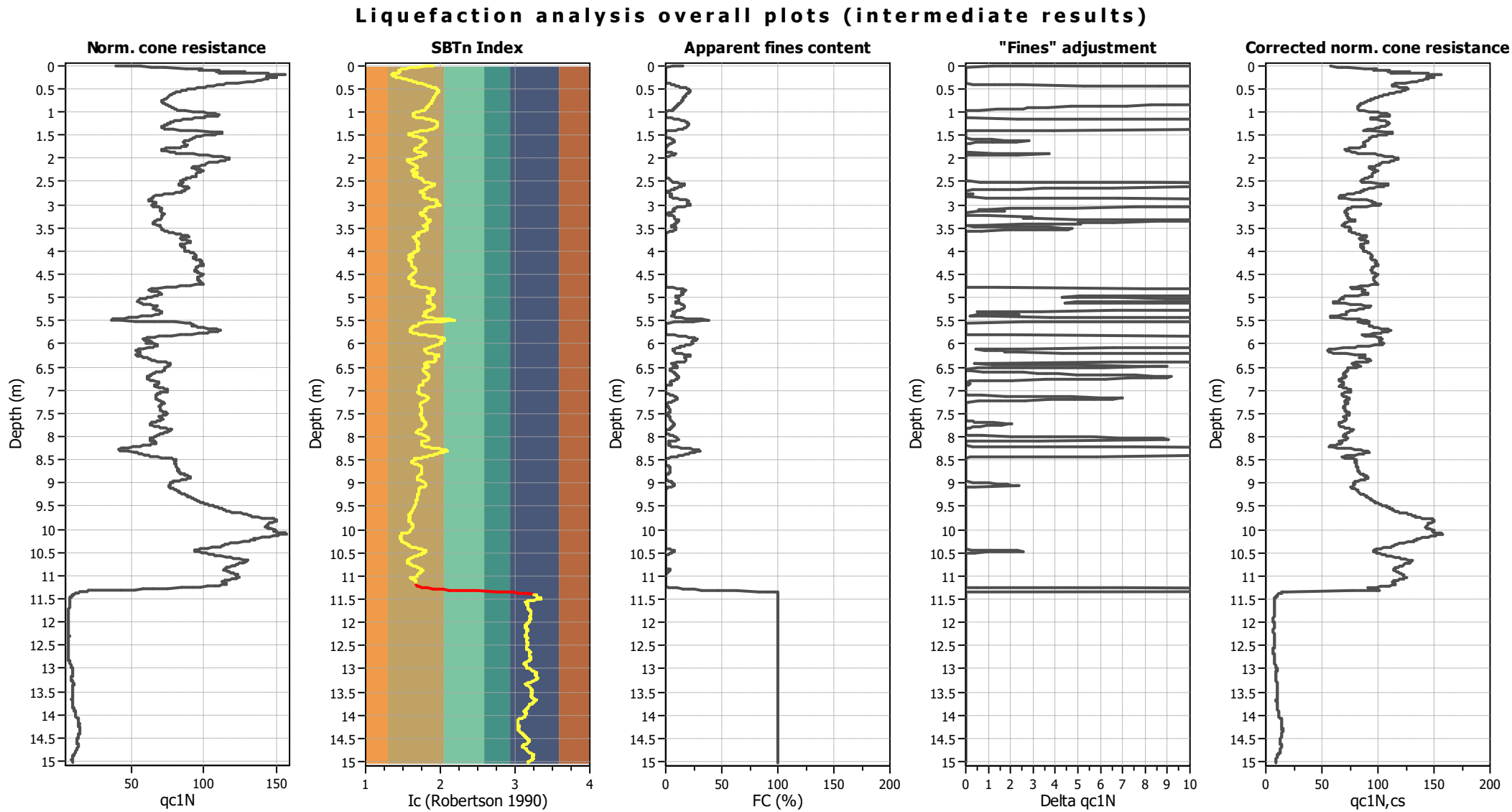


## Input parameters and analysis data

|                                       |                   |                           |              |                             |            |
|---------------------------------------|-------------------|---------------------------|--------------|-----------------------------|------------|
| Analysis method:                      | B&I (2014)        | Depth to GWT (erthq.):    | 2.00 m       | Fill weight:                | N/A        |
| Fines correction method:              | B&I (2014)        | Average results interval: | 3            | Transition detect. applied: | Yes        |
| Points to test:                       | Based on Ic value | Ic cut-off value:         | 2.60         | K <sub>g</sub> applied:     | Yes        |
| Earthquake magnitude M <sub>w</sub> : | 6                 | Unit weight calculation:  | Based on SBT | Clay like behavior applied: | Sands only |
| Peak ground acceleration:             | 0.183             | Use fill:                 | No           | Limit depth applied:        | No         |
| Depth to water table (insitu):        | 2.00 m            | Fill height:              | N/A          | Limit depth:                | N/A        |

## SBTn legend

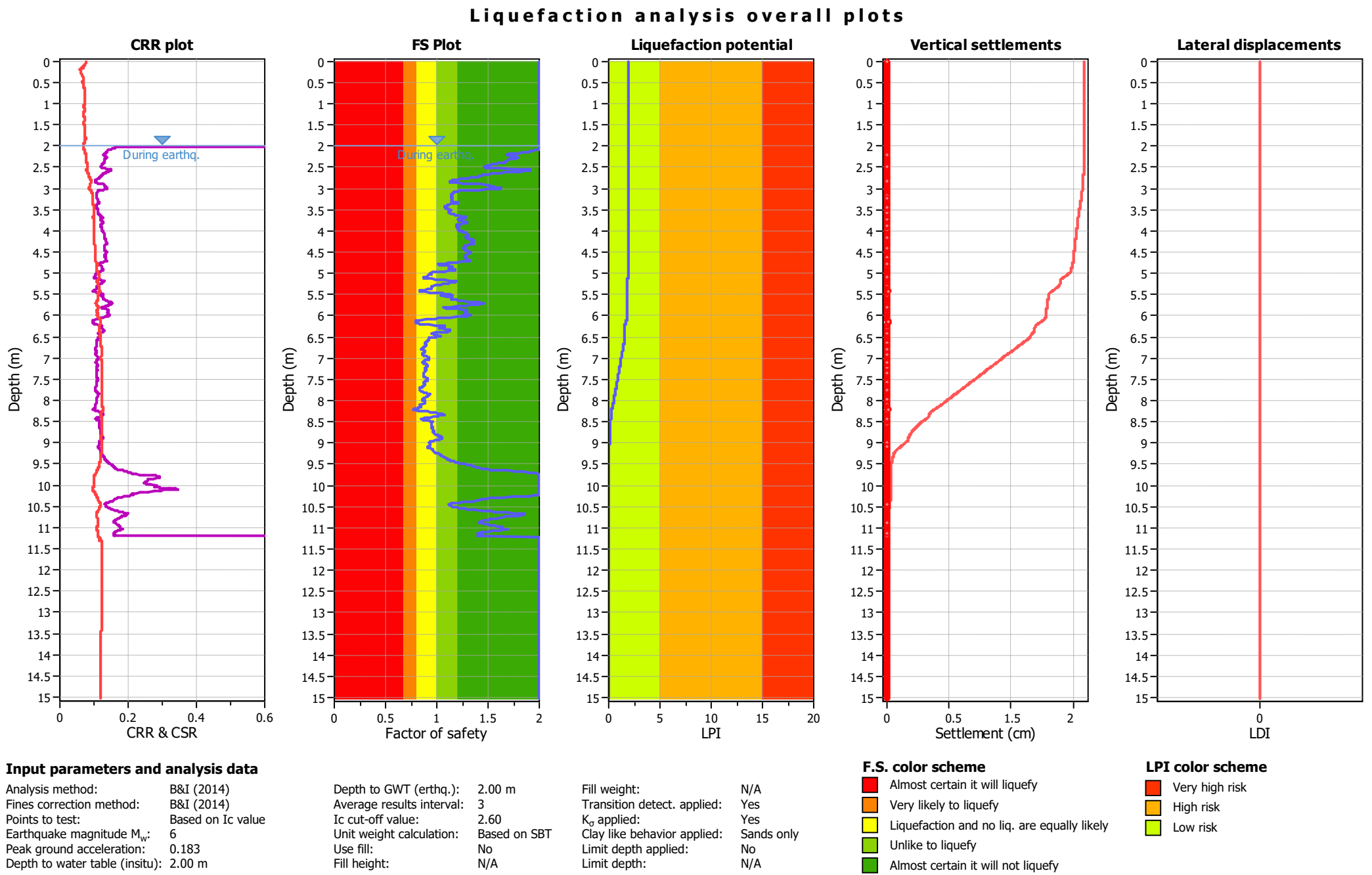
|                           |                             |                                   |
|---------------------------|-----------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty     | 7. Gravely sand to sand           |
| 2. Organic material       | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty clay     | 6. Clean sand to silty sand | 9. Very stiff fine grained        |



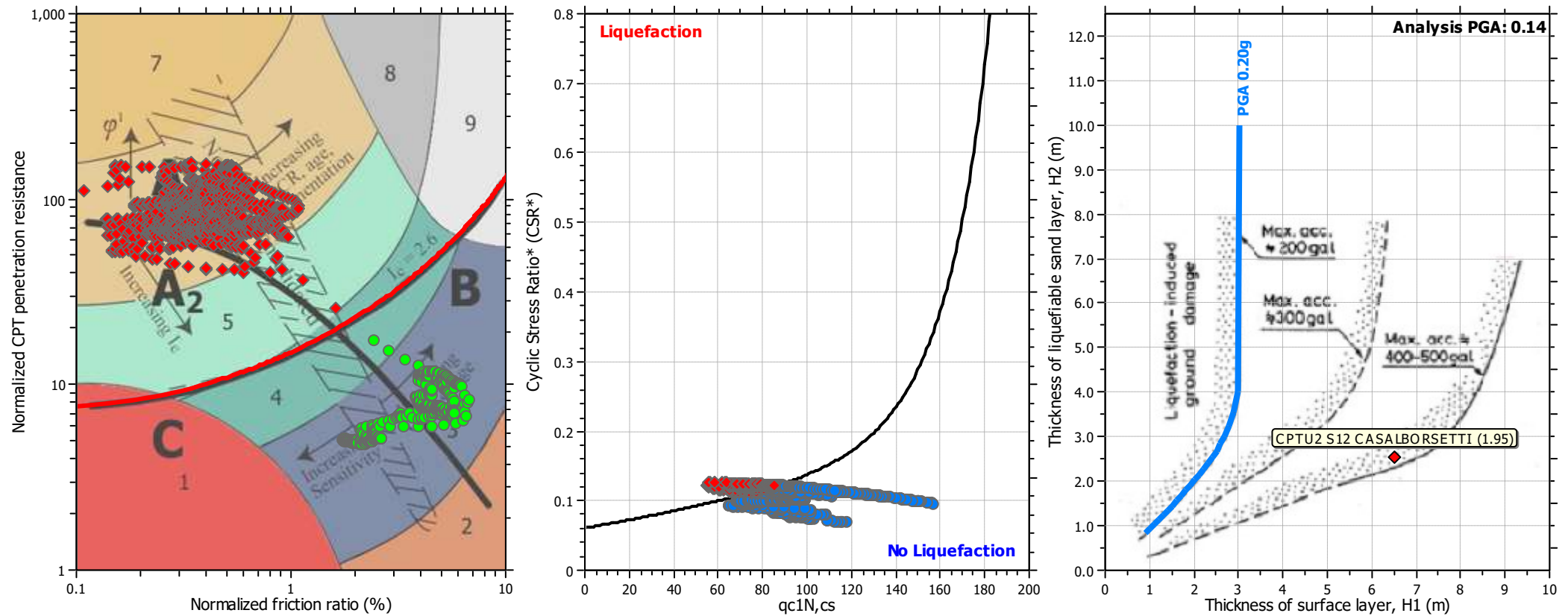
Input parameters and analysis data

|                                       |                   |                           |              |                             |            |
|---------------------------------------|-------------------|---------------------------|--------------|-----------------------------|------------|
| Analysis method:                      | B&I (2014)        | Depth to GWT (erthq.):    | 2.00 m       | Fill weight:                | N/A        |
| Fines correction method:              | B&I (2014)        | Average results interval: | 3            | Transition detect. applied: | Yes        |
| Points to test:                       | Based on Ic value | Ic cut-off value:         | 2.60         | K <sub>σ</sub> applied:     | Yes        |
| Earthquake magnitude M <sub>w</sub> : | 6                 | Unit weight calculation:  | Based on SBT | Clay like behavior applied: | Sands only |
| Peak ground acceleration:             | 0.183             | Use fill:                 | No           | Limit depth applied:        | No         |
| Depth to water table (insitu):        | 2.00 m            | Fill height:              | N/A          | Limit depth:                | N/A        |





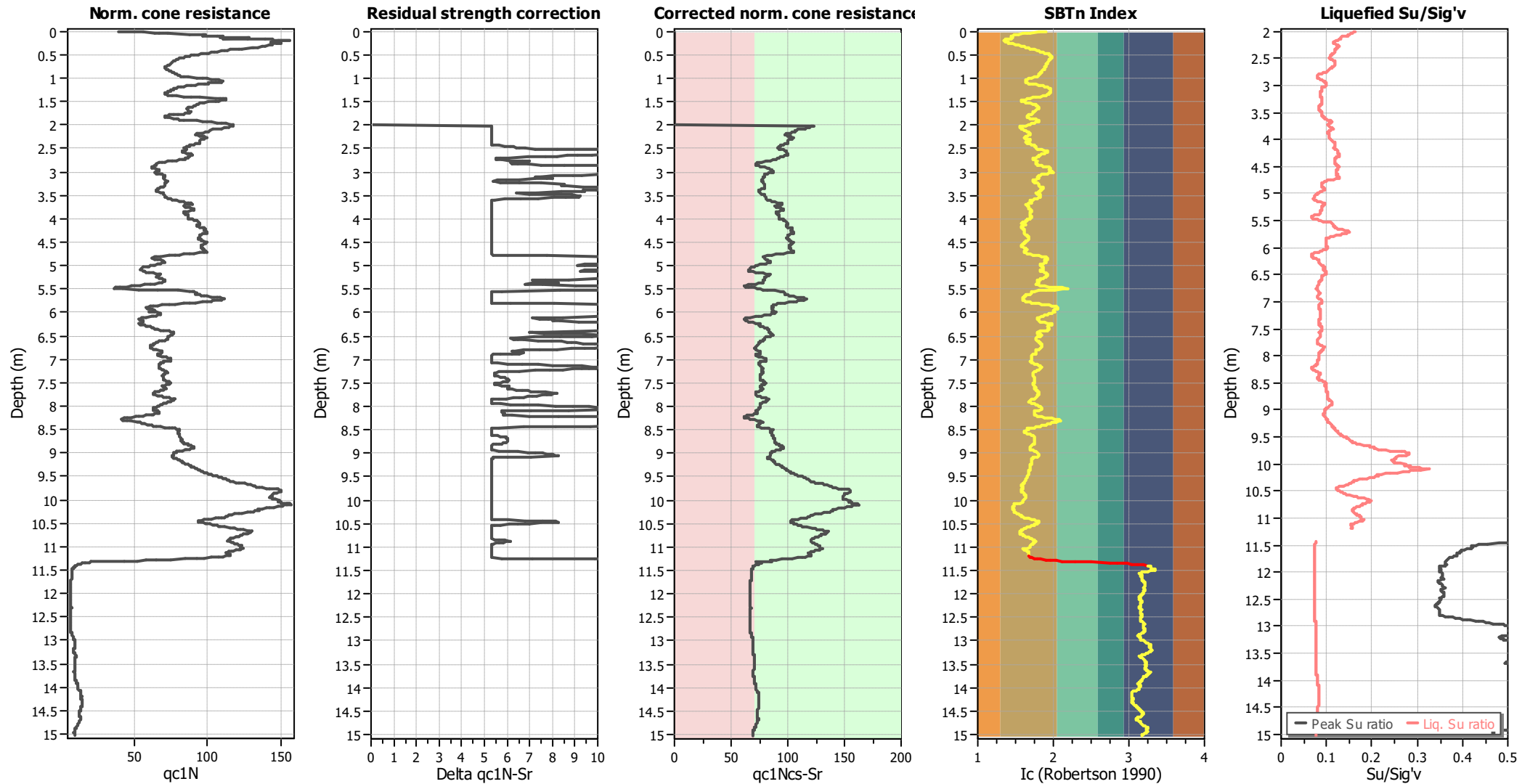
## Liquefaction analysis summary plots



### Input parameters and analysis data

|                                |                      |                           |              |                             |            |
|--------------------------------|----------------------|---------------------------|--------------|-----------------------------|------------|
| Analysis method:               | B&I (2014)           | Depth to GWT (erthq.):    | 2.00 m       | Fill weight:                | N/A        |
| Fines correction method:       | B&I (2014)           | Average results interval: | 3            | Transition detect. applied: | Yes        |
| Points to test:                | Based on $I_c$ value | $I_c$ cut-off value:      | 2.60         | $K_\sigma$ applied:         | Yes        |
| Earthquake magnitude $M_w$ :   | 6                    | Unit weight calculation:  | Based on SBT | Clay like behavior applied: | Sands only |
| Peak ground acceleration:      | 0.183                | Use fill:                 | No           | Limit depth applied:        | No         |
| Depth to water table (insitu): | 2.00 m               | Fill height:              | N/A          | Limit depth:                | N/A        |

## Check for strength loss plots (Idriss & Boulanger (2008))



### Input parameters and analysis data

|                                       |                   |                           |              |                             |            |
|---------------------------------------|-------------------|---------------------------|--------------|-----------------------------|------------|
| Analysis method:                      | B&I (2014)        | Depth to GWT (erthq.):    | 2.00 m       | Fill weight:                | N/A        |
| Fines correction method:              | B&I (2014)        | Average results interval: | 3            | Transition detect. applied: | Yes        |
| Points to test:                       | Based on Ic value | Ic cut-off value:         | 2.60         | K <sub>σ</sub> applied:     | Yes        |
| Earthquake magnitude M <sub>w</sub> : | 6                 | Unit weight calculation:  | Based on SBT | Clay like behavior applied: | Sands only |
| Peak ground acceleration:             | 0.183             | Use fill:                 | No           | Limit depth applied:        | No         |
| Depth to water table (insitu):        | 2.00 m            | Fill height:              | N/A          | Limit depth:                | N/A        |