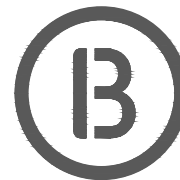


# STUDIO ASSOCIATO BARBIERI

ARCH. RICCARDO BARBIERI  
ARCH. ING. FILIPPO BARBIERI  
ARCH. LORENZO TAPPI  
info@studioassociatobarbieri.it  
studioassociatobarbieri@pec.it

VIALE OSSERVANZA 145  
47521 CESENA (FC)  
T/F +39 0547.611227



## COMUNE DI CESENA

### Progetto

Richiesta approvazione P.U.A. 03/02 AT4b  
Case Frini Via Assano - Via Madonna, Cap 47521, Cesena (FC)

### Committente

Rocchi 2010 S.r.l.  
Via dei Mille n. 5, 47121 Forlì (FC)  
P.IVA 03315850408  
L.R. Sig. Alberani Alessandro  
C.F. LBRLSN45R28D704R

Albergo Olimpia s.n.c. di Baldinini Gimmi  
Via Alberazzo n. 990, 47039 Savignano sul Rubicone (FC)  
P.IVA 01734560400  
L.R. Sig. Baldinini Gimmi  
C.F. BLDGMM45B16I027I

Sig.ra Bastoni Adriana  
C.F. BSTDRN40A62D899Z

Sig.ra Zacchi Mafalda  
C.F. ZCCMLD63D57C573V

### Progetto Architettonico

Arch. Riccardo Barbieri  
CF: BRBRCR47D04C573N  
Viale Osservanza n. 145, 47521 Cesena (FC)  
riccardo.barbieri@archiworldpec.it

APRILE 2022

Integrazioni

Firma committenti

Timbro e firma progettisti

RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA

Allegato  
13.0

Dott. Bucci Aride Geologo, Via Montepetra Trabocchi, 83/F – 47030 Sogliano al Rubicone (FC)  
tel. 349/5430080 Cod. Fisc. BCC RDA 79 I 21 C 573 O - P. IVA 03829020407



## PUA VIA ASSANO, LOCALITA' CASE FRINI, COMUNE DI CESENA

LOCALITÀ:	Via Assano – Casa Frini
COMUNE	Cesena (FC)
COMMITTENTE:	Rocchi 2010 SRL

## RELAZIONE GEOLOGICA

Ottobre 2020

IL COMMITTENTE:	IL TECNICO:
Rocchi 2010 SRL	Dottore Geologo Bucci Aride



## INDICE

<b>CAP. I. PREMESSA</b>	pag. 2
<b>CAP. II NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	pag. 2
<b>CAP. III INQUAD.TO GEOGRAFICO CARTOGRAFICO</b>	pag. 4
<b>CAP. IV MODELLO GEOLOGICO</b>	pag. 6
<b>CAP. V MODELLO GEOTECNICO</b>	pag. 11
<b>CAP. VI ANALISI SUBSIDENZA</b>	pag. 19
<b>CAP. VII CEDIMENTI EDOMETRICI</b>	pag. 20
<b>CAP. VII RISCHIO IDROGEOLOGICO IDRAULICO</b>	pag. 20
<b>CAP. VIII CATEGORIA DI SOTTOSUOLO</b>	pag. 22
<b>CAP. IX ANALISI MICROSISMICA</b>	pag. 24
<b>CAP. X LIQUEFAZIONE</b>	pag. 52
<b>CAP. XI CONCLUSIONI</b>	pag. 55

## **PREMESSA**

Su incarico della Società Sole SRL, ho redatto il presente studio geologico e di microzonazione sismica di III livello di approfondimento, in ottemperanza della DGR n. 630/2019, per l'inserimento urbanistico dell'area sita in Via Assano, Comune di Cesena (FC).

Per analizzare in modo puntuale il sito di intervento ho eseguito n. 2 prove penetrometriche statiche con punta elettriche CPTe spinte a 20 m dal piano campagna, n. indagine sismica passiva a stazione singola HVSR e n. 1 indagine sismica attiva tipo MASW che hanno permesso di ottenere con un sufficiente grado di dettaglio, il modello geologico e geofisico dei luoghi.

Sono stati quindi individuati i potenziali fattori di rischio e le criticità eventualmente presenti nell'area di intervento.

## **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La stesura della seguente relazione è stata compiuta in ottemperanza alle disposizioni contenute nelle normative di riferimento di seguito elencate:

- Legge 17 agosto 1942, n. 1150 (Bosetti e Gatti)
- legge n. 765 del 1967;
- AGI: raccomandazione sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, Giugno 1977;
- "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". D.M. 11 Marzo 1988;
- Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la

progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". Circ. Min. LL.PP. n° 30483 24 Settembre 1988;

- Legge Regionale 20/2000; Disciplina generale sulla tutela ed uso del territorio;
- Ordinanza del Dipartimento della Protezione Civile e del Servizio Sismico Nazionale del 20 marzo 2003: “Nuove disposizioni per le costruzioni in zona sismica” pubblicata nella G.U. del 8 maggio 2003;
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti: “Norme tecniche per le costruzioni” del 14 settembre 2005 geotecniche;
- Indirizzi per gli studi di micro zonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007;
- "Nuove Norme tecniche per le costruzioni ". D.M. 14 Gennaio 2008;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009;
- "Nuove Norme tecniche per le costruzioni ". D.M. 17 Gennaio 2018;
- DGR 630/2019

## **INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E CARTOGRAFICO**

L'area oggetto di studi è posizionata geograficamente in ambito di pianura in Località Cesena ad una quota altimetrica misurata a 29 m s l m m.

Nel contesto cartografico il sito di colloca nel Foglio 100 “Forlì” della Carta Geologica d'Italia in scala 1 : 100.000 mentre nella Cartografia Tecnica Regionale dell'Emilia Romagna è ubicato nella parte Settentrionale della Sezione 255080 in scala 1 : 10.000 della Carta Tecnica Regionale dell'Emilia Romagna

Le coordinate geografiche WGS 84 rilevate tramite strumento GPS rendono:

LATITUDINE: 44.14417141

LONGITUDINE: 12.26943111

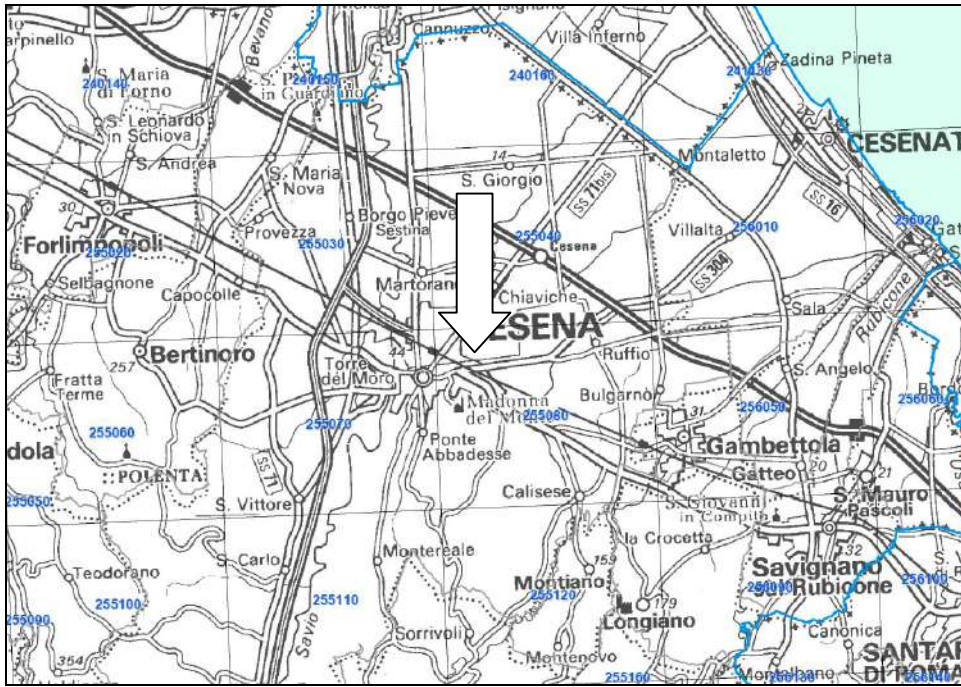


Fig. 1 - Inquadramento corografico territoriale

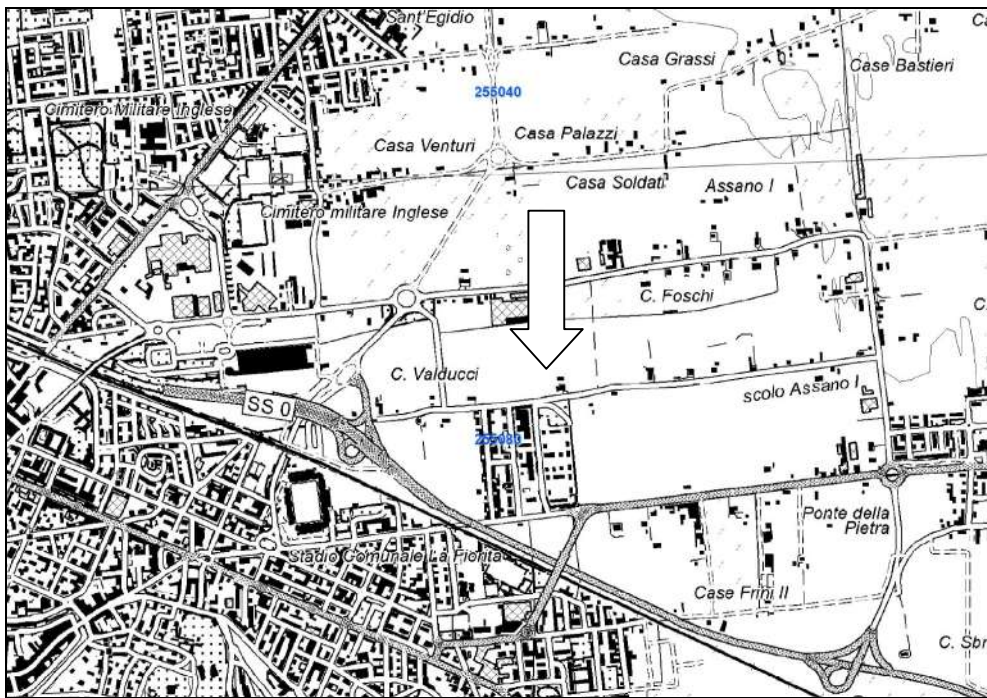


Fig. 2 – inquadramento corografico



Fig. 3 – Oggetto espansione urbanistica

## MODELLO GEOLOGICO

### INQUADRAMENTO GEOLOGICO LOCALE ED ELEMENTI DI GEOLOGIA STRUTTURALE REGIONALE

Il contesto territoriale di Cesena è posizionato lungo un raccordo geomorfologico tra le formazioni geologiche autoctone mio plioceniche e la Pianura alluvionale appenninica che durante il quaternario insieme ai depositi del Fiume Po più a nord, hanno dato origine alla Pianura Padana.

La struttura tettonica dei terreni pliocenici è consona ai lineamenti tettonici geologici regionali con presenza di linee di mesosinclinali e mesoanticlinali ravvicinate di direzione NW/SE.

La dinamica compressivo/distensiva tipica dell'Appennino ha marcato queste aree dove sovente si incontrano famiglie di faglie di direzione appenninica e antiappenninica e linee di sovrascorrimento che comportano alle quote superiori presenza di unità mioceniche della Formazione Marnoso Arenacea rispetto alle facies argillose e sabbiose del Pliocene.

Il raccordo morfologico tra il sistema collinare e quello di pianura è costituito da un cambio di pendenza omogeneo e uniforme ottenuto con la sedimentazione di materiale terrigeno disgregato argilloso, limoso e sabbioso che ha colmato nel quaternario le aree di valle, trasformando il bacino batiale pliocenico in piana alluvionale.

La litologia più superficiale dell'area è caratterizzata dalla presenza di sedimenti fini di tipo argilloso, finanche sabbioso appartenenti al Substintema di Ravenna AES8 (vd Carta Geologica Allegata); essi rappresentano la penultima fase deposizionale alluvionale del Quaternario quindi di età post Romana . Presenti ad intervalli disomogenei in profondità lenti sabbiose con rare ghiaie sede di falde freatiche e livelli ghiaiosi appartenenti al prisma di divagazione degli antichi alvei fluviali, che nel tempo hanno modificato percorso e tracciato, e localmente a depositi di rotta degli argini naturali durante le fasi di massimo stress idrologico dei paleoalvei.

### GEOLOGIA DI SINTESI

Nell'area collinare si impostano litofacies torbiditiche cartografate come Formazione delle Argille Azzurre e nello specifico il Membro delle **Arenarie di Borello**; litofacies arenaceo – pelitica (**FAA2ap**) e litofacies pelitico – arenacea (**FAA2p**).

Trattasi di alternanze di peliti e peliti sabbiose grigie, localmente marnose, fortemente fossilifere biancastre all'alterazione e arenarie grigio – giallastre in livelli sottili e medi, per lo più poco cementate (A/P variabile); talora arenarie prevalenti in strati da spessi a molto spessi, mal definiti, a laminazione inclinata e con livelli di tritume conchigliare, o livelli siltosi. In particolare nell'area si riscontrano alternanze arenaria – pelite (A/P da 2/1 a 3/1); in strati sottili, localmente gli strati sono amalgamati (A/P fino a 10).

L'indagine eseguita in corrispondenza dell'area interessata dal presente studio, con particolare riferimento ai termini in affioramento, evidenzia la presenza di coperture a litologia variabile: da argilloso – limosa a sabbiosa il substrato è caratterizzato invece da litotipi prevalentemente arenacei a medio grado di cementazione

### ASSETTO STRUTTURALE

L'ambito tettonico in cui il sito è inquadrato, è conforme all'assetto strutturale della catena appenninica, caratterizzato da pieghe e faglie con direttrice NW SE e NE SW (antiappenniniche).



Le giaciture delle facies litoidi affioranti a sud nelle aree collinari, mostrano direzione di immersione appenninica e antiappenninica.

#### GEOMORFOLOGIA LOCALE

Il territorio collinare posizionato a sud è caratterizzato da forme e rilievi collinari uniformi con linee di rilievo arrotondate e angoli di pendio modesti.

L'area di intervento presenta topografia tabulare tipica dei paesaggi di pianura, non distante dal sito a sud si assiste al raccordo morfologico tra i sedimenti alluvionali di pianura ed i pendii del territorio collinare.

La conformazione generale mostra condizioni di idoneità geomorfologica.

#### CONDIZIONE IDROLOGICA E IDROGEOLOGICA

A grande scala l'idrologia è caratterizzata dal passaggio dell'asse fluviale del Fiume Savio ad Ovest di Cesena e del Torrente Pisciatello ad est, mentre sul sito si assiste al passaggio del canale di Scolo Consorziale Assano.

Durante le fasi di indagine è stata riscontrata la presenza di falda superficiale a – 3.80 m il primo livello di falda acquifera è posizionato in questi luoghi a circa 20 m dal p.c. in corrispondenza del primo livello ghiaioso.



Fig. 4 - Stralcio Carta Geologica dell'Emilia Romagna



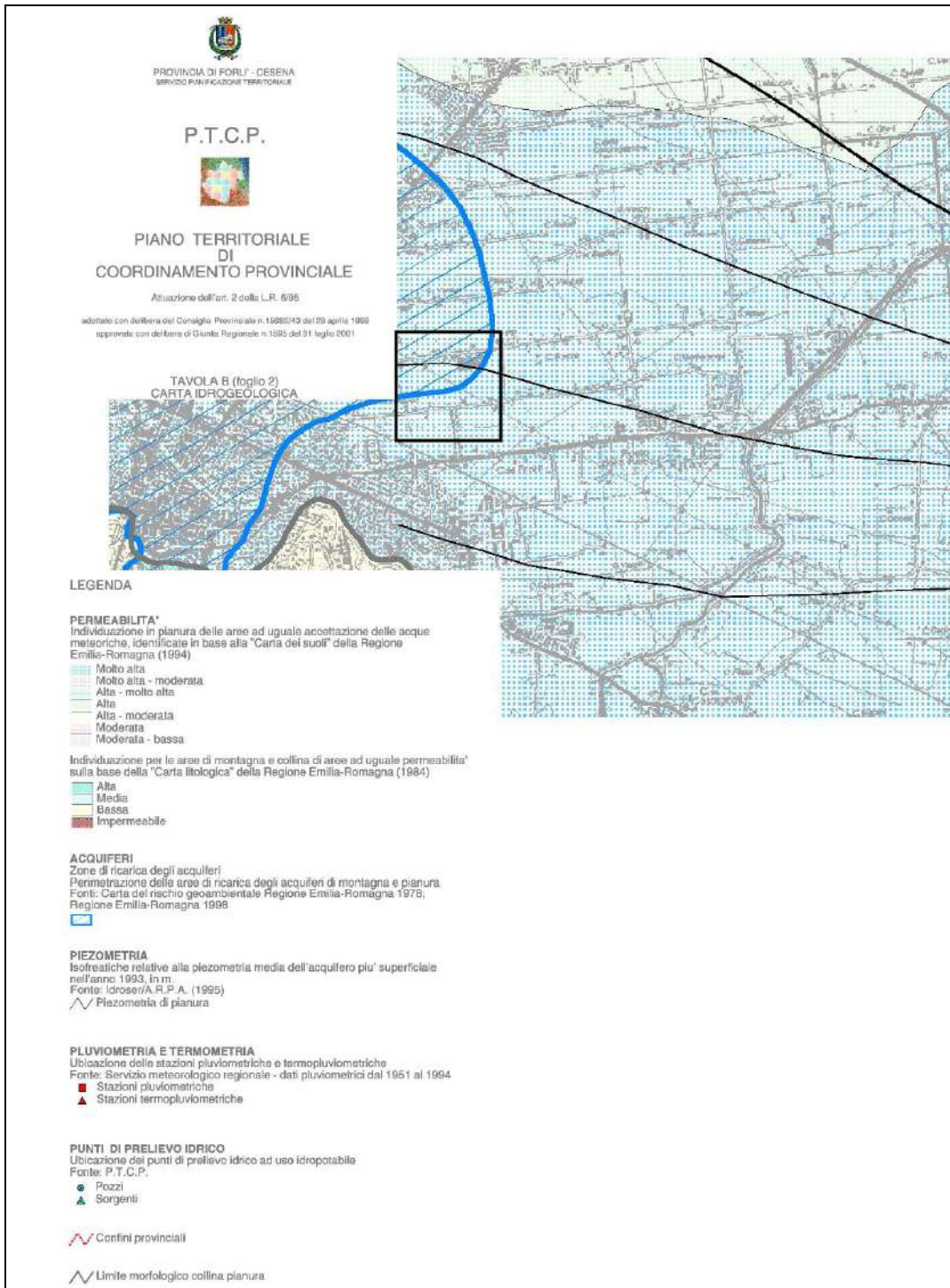


Fig. 5 - Stralcio Carta Idrogeologica scala 25000 Provincia di Forlì Cesena

## MODELLO GEOTECNICO

### STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO

La caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica dei terreni indagati è stata determinata attraverso la realizzazione di n 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica CPTe come richiesto da normativa regionale, spinte a 20 m dal piano campagna e disposte secondo la tavola allegata

#### CPTe1

STRATO 1	p.c a – 5,30 m	sabbie e livelli di limi sabbiosi
STRATO 2	– 5,30 m a – 7,30 m	alternanza di sabbie limose e argille limose
STRATO 3	– 7,30 m a – 20,00 m	argille e livelli di limi argillosi

#### CPTe2

STRATO 1	p.c a – 7,10 m	argille e livelli minori di argille limose
STRATO 2	– 7,10 m a – 8,50 m	sabbie e sabbie limose
STRATO 3	– 8,50 m a – 11,70 m	argille e livelli di limi argillosi
STRATO 4	– 11,70 m a – 15,40 m	sabbie limose e sabbie
STRATO 5	– 15,40 m a – 20,00 m	argille e livelli di limi argillosi

Livello **falda** : presenza di falda nel foro di sondaggio a – 3.80m dal piano campagna.

L'area di intervento è caratterizzata dall'alternarsi a profondità diverse di terreni fini molto fini , con livelli sabbiosi e limoso sabbiosi più competenti, cioè è probabilmente dovuto alla passata presenza nei luoghi dell'alveo fluviale di un corso d'acqua a regime torrentizio.

Sarà compito del progettista, in sede di progettazione definitiva, verificare il sito di intervento con nuove e specifiche indagini geognostiche utili nella scelta della struttura fondale confacente alla tipologia edilizia ed alla sua funzione d'uso.

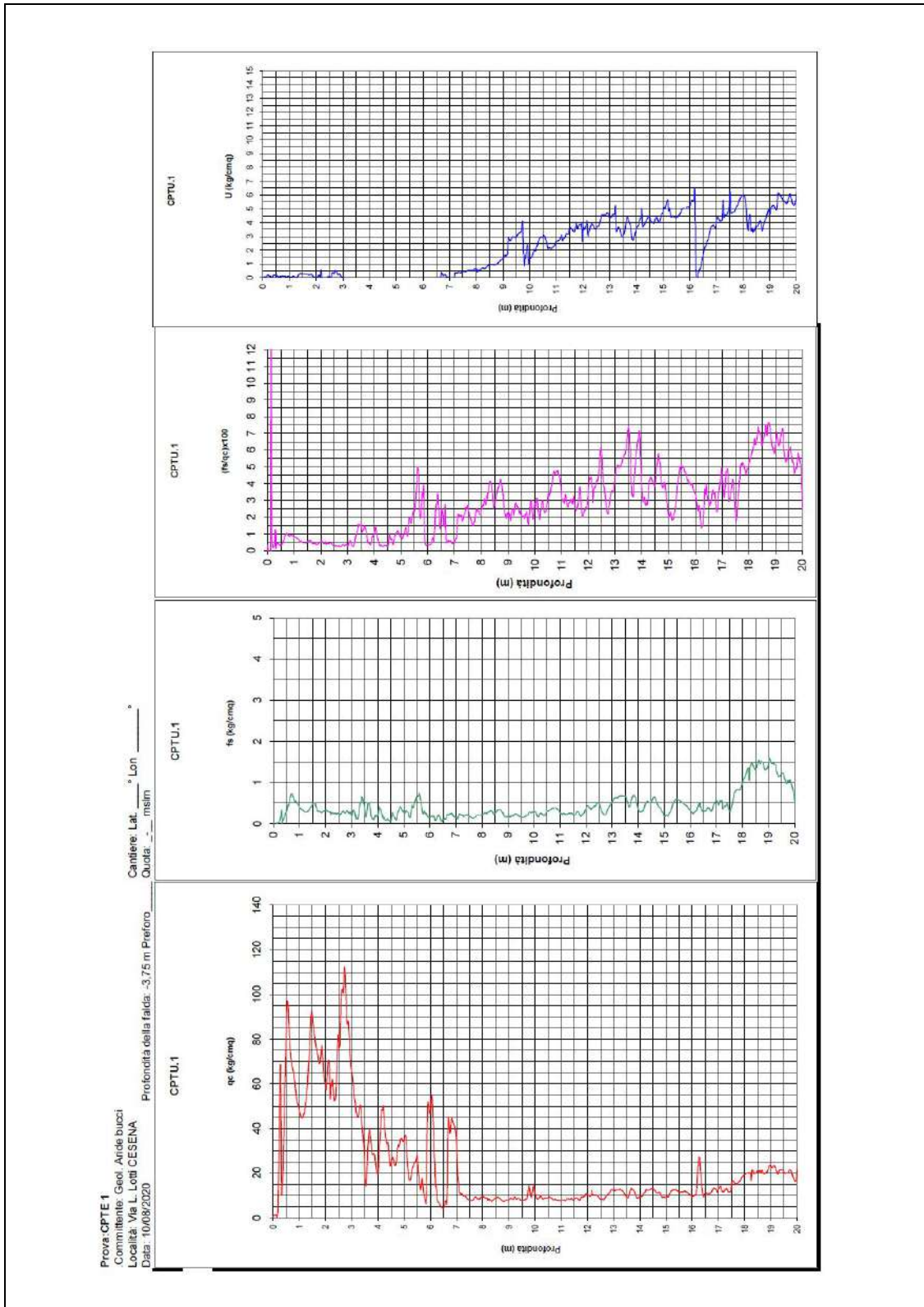


Fig. 6 – Stratigrafia prova CPTe1

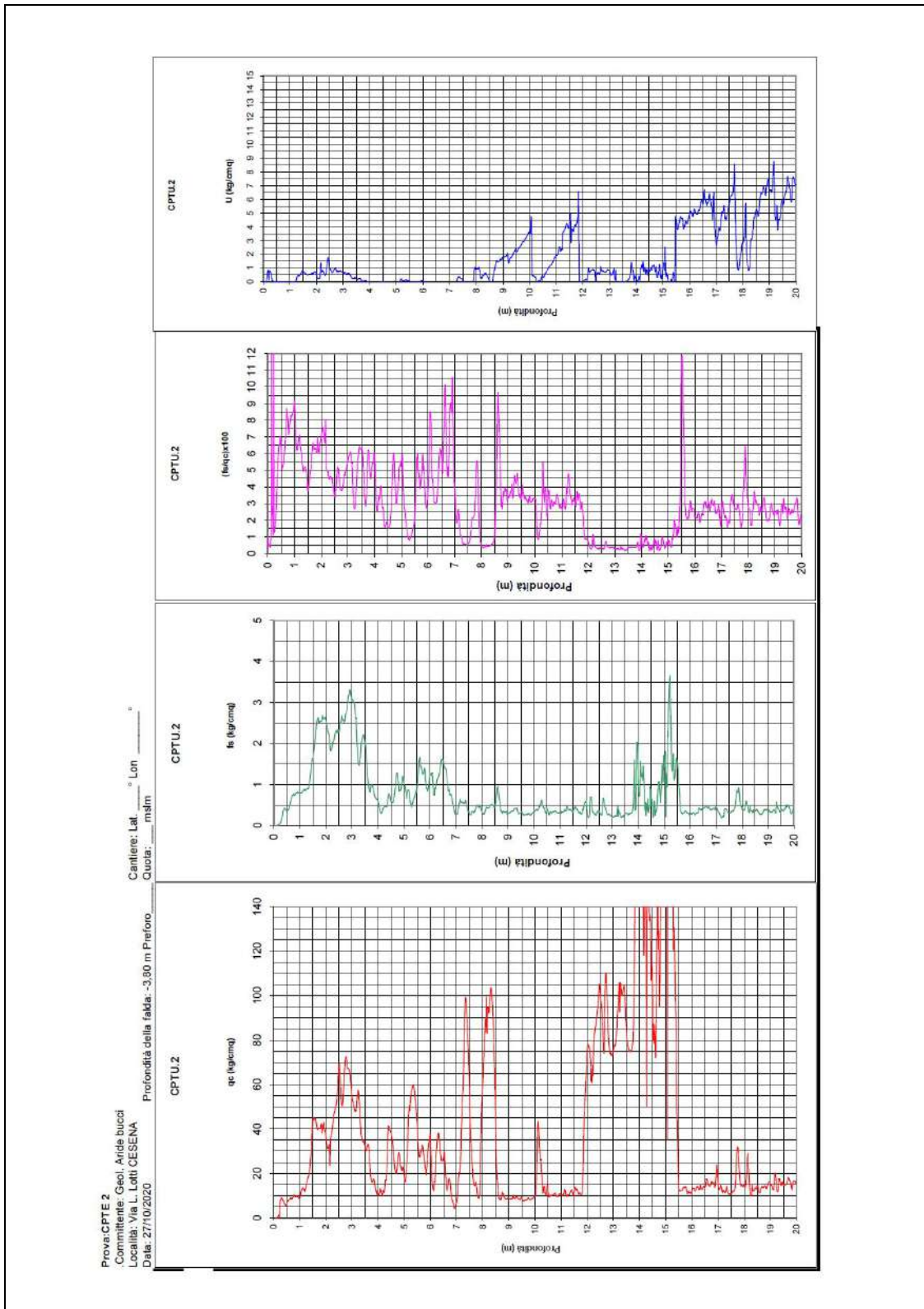


Fig. 7 – Stratigrafia prova CPTe2

### CARICO DI ROTTURA E RESISTENZA DI CALCOLO

Il dimensionamento e la scelta relativa alla tipologia di fondazione, sono prerogativa del progettista strutturale e saranno ponderate in sede di autorizzazione sismica previa verifica attraverso nuovi, all'uopo realizzati dati geognostici, riferiti esattamente al sedime di imposta della nuova struttura.

#### AREA CPTe1

Per una stima indicativa del carico di rottura si sono utilizzati i parametri geotecnici caratteristici nell'area CPTe1, ipotizzando una fondazione superficiale tipo plinto collegato, impostata a -2,00 m, dall'attuale piano campagna interessato da terreno limoso sabbioso

Per fondazioni superficiali la capacità portante limite può essere determinata dalla relazione di Brinch Hansen che definisce il carico limite critico di rottura del terreno

$$P_{crit} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + 0,5 \cdot B \cdot g \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot g_g \cdot b_g$$

Peso specifico del terreno sotto il piano di posa = kg/mc 2000.00

Il calcolo sarà eseguito secondo l'approccio n. 2.

Coefficiente parziale per angolo resistenza a taglio: 1

Coefficiente parziale per coesione: 1

Coefficiente parziale per resistenza non drenata: 1

Coefficiente parziale per capacità portante: 2.3

Nuovo angolo di attrito: 23

Nuova coesione: 00

Falda: -3.80 m

Dimensione plinto 2.5 \* 2.5

Profondità posa: 2

Fattori di capacità portante:

$$N_g = 9.44$$

$$N_c = 19.32$$

$$N_q = 9.60$$



Fattori di forma:

$$S_g = 0.60$$

$$S_c = 1.50$$

$$S_q = 1.45$$

Fattori di inclinazione carico:

$$I_g = 1.00$$

$$I_c = 1.00$$

$$I_q = 1.00$$

Fattori di inclinazione fondazione:

$$B_g = 1.00$$

$$B_c = 1.00$$

$$B_q = 1.00$$

Fattori di inclinazione piano di campagna:

$$G_g = 1.00$$

$$G_c = 1.00$$

$$G_q = 1.00$$

Fattori di profondità piano di posa:

$$D_c = 1.26$$

$$D_q = 1.25$$

Indice di rigidezza  $I_r = 673.655$

Indice di rigidezza critico  $I_{rc} = 40.265$

Essendo  $I_r > I_{rc}$  vale l'ipotesi di terreno incompressibile

I fattori correttivi di compressibilità sono unitari.

Capacità portante limite ultima = kg/mq 48880.375

Capacità portante limite ultima = kg/cmq 4.888

Resistenza di calcolo del terreno = kg/cmq 2.13

### RESISTENZA DI CALCOLO DEL TERRENO

Premesso che la verifica geotecnica è prerogativa di chi elabora la relazione d'opera si forniscono valori indicativi di resistenza di progetto del terreno secondo l'approccio 1 e l'approccio 2 delle NTC.

## VERIFICA SECONDO LE NTC DM 14-01-2008

Le verifiche Geotecniche agli stati limite ultimi SLU in condizioni statiche e dinamiche devono soddisfare la relazione

$$R_d > E_d$$

### Fondazione diretta

APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 1 (STR) – A1 + M1 + R1

APPROCCIO 2 COMBINAZIONE 1 (STR) – A1 + M1 + R3

$$- R_{d1,1} = P_{crit} / \gamma_{r1} = 4,888 / 1 = 4,888 \text{ kg/cm}^2$$

$$R3 = R1 = \gamma_r = 1$$

APPROCCIO 2 COMBINAZIONE 1 (GEO) – A1 + M1 + R3

$$R_{d2,1} = P_{crit} / \gamma_{r3} = 3,348 / 2,3 = 2,13 \text{ kg/cm}^2$$

Coefficiente di sicurezza considerato 2.3.

### AREA CPTe2

Per una stima indicativa del carico di rottura si sono utilizzati i parametri geotecnici caratteristici nell'area CPTe1 , ipotizzando una fondazione superficiale tipo plinto collegato , impostata a –2,00 m, dall'attuale piano campagna interessato da terreno argilloso

Per fondazioni superficiali la capacità portante limite può essere determinata dalla relazione di Brinch Hansen che definisce il carico limite critico di rottura del terreno

$$P_{crit} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + 0,5 \cdot B \cdot g \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot g_g \cdot b_g$$

Peso specifico del terreno sotto il piano di posa = kg/mc 1850.00

Il calcolo sarà eseguito secondo l'approccio n. 2.

Coefficiente parziale per angolo resistenza a taglio: 1

Coefficiente parziale per coesione: 1

Coefficiente parziale per resistenza non drenata: 1

Coefficiente parziale per capacità portante: 2.3

Nuovo angolo di attrito: 17

Nuova coesione: 400.00

Falda: -3.80 m

Dimensione plinto 2.5 \* 2.5

Profondità posa: 2

Fattori di capacità portante:

$$N_g = 4.07$$

$$N_c = 13.10$$

$$N_q = 5.26$$

Fattori di forma:

$$S_g = 0.60$$

$$S_c = 1.40$$

$$S_q = 1.32$$

Fattori di inclinazione carico:

$$I_g = 1.00$$

$$I_c = 1.00$$

$$I_q = 1.00$$

Fattori di inclinazione fondazione:

$$B_g = 1.00$$

$$B_c = 1.00$$

$$B_q = 1.00$$

Fattori di inclinazione piano di campagna:

$$G_g = 1.00$$

$$G_c = 1.00$$

$$G_q = 1.00$$

Fattori di profondità piano di posa:

$$D_c = 1.27$$

$$D_q = 1.25$$

Indice di rigidezza  $I_r = 178.086$

Indice di rigidezza critico  $I_{rc} = 25.268$

Essendo  $I_r > I_{rc}$  vale l'ipotesi di terreno incompressibile

I fattori correttivi di compressibilità sono unitari.

Capacità portante limite ultima = kg/mq 29733.787

Capacità portante limite ultima = kg/cmq 2.973

Resistenza di calcolo del terreno = kg/cmq 1.29

### RESISTENZA DI CALCOLO DEL TERRENO

Premesso che la verifica geotecnica è prerogativa di chi elabora la relazione d'opera si forniscono valori indicativi di resistenza di progetto del terreno secondo l'approccio 1 e l'approccio 2 delle NTC.

### VERIFICA SECONDO LE NTC DM 14-01-2008

Le verifiche Geotecniche agli stati limite ultimi SLU in condizioni statiche e dinamiche devono soddisfare la relazione

$$R_d > E_d$$

#### **Fondazione diretta**

APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 1 (STR) – A1 + M1 + R1

APPROCCIO 2 COMBINAZIONE 1 (STR) – A1 + M1 + R3

$$- R_{d1-1} = P_{crit} / \gamma_{r1} = 4,888 / 1 = 2,947 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_3 = R_1 = \gamma_r = 1$$

APPROCCIO 2 COMBINAZIONE 1 (GEO) – A1 + M1 + R3

$$R_{d2-1} = P_{crit} / \gamma_{r3} = 2,947 / 2,3 = 1,29 \text{ kg/cm}^2$$

Coefficiente di sicurezza considerato 2.3.

## ANALISI SUBSIDENZA

La fascia di territorio della Pianura emiliano romagnola e della costa, sono interessate da un fattore di criticità, vale a dire l'abbassamento della superficie terrestre causato da cambiamenti che avvengono nel sottosuolo; tale fenomeno definito subsidenza ha origini sia naturale che antropica.

L'estrazione dei fluidi dal sottosuolo (acqua e idrocarburi per uso agricolo, industriale e acquedottistico), ampiamente praticata nei nostri territori nelle ultime decine di anni, ha accelerato il processo.

Questo fenomeno diviene un fattore di rischio quando l'abbassamento del terreno è particolarmente rilevante o quando la topografia è già depressa e vicina o al di sotto del livello del mare.

Per una piana alluvionale come quella dei nostri luoghi i valori di subsidenza sono di origine naturale ed in quota parte antropica e sono attesi attorno a valori compresi nella forbice di 5/7.5 mm/anno.

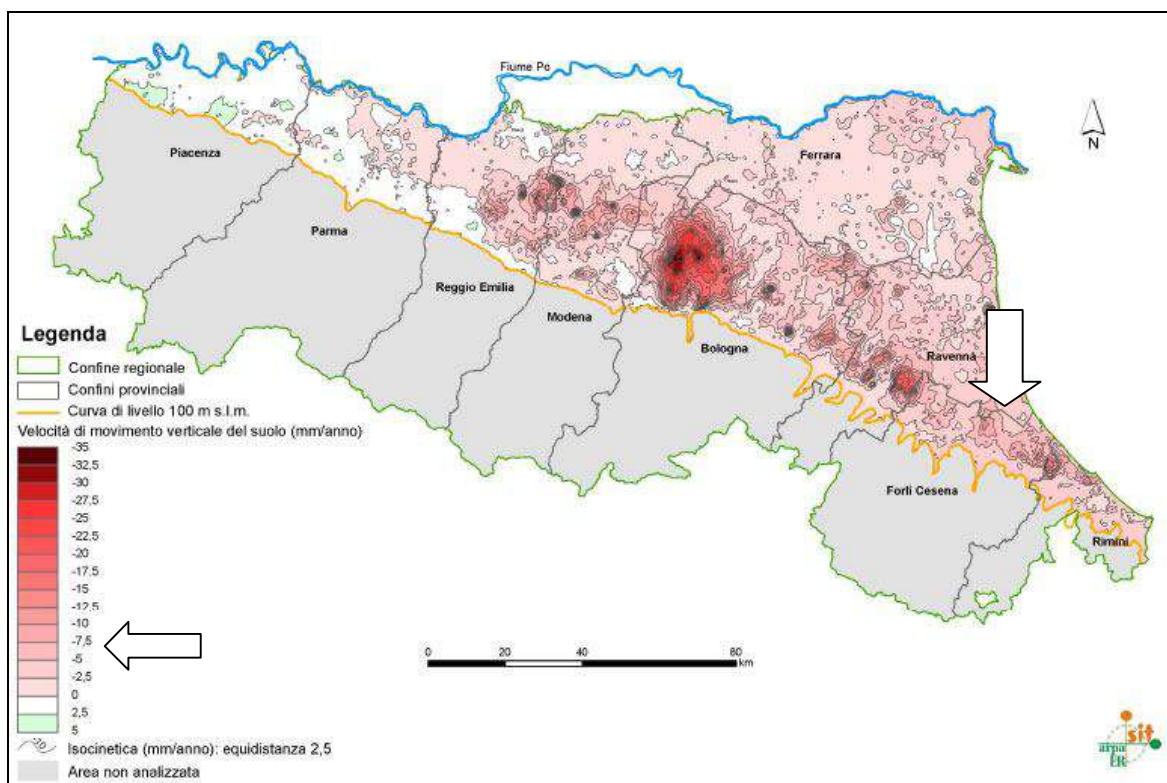


Fig. 8 - Carta della velocità di movimento verticale del suolo nel periodo 2006/2011

## **CEDIMENTI EDOMETRICI**

La compressibilità dei terreni è un fenomeno fisico intrinseco inevitabile, in particolare nelle aree dove estesi sono gli affioramenti di sedimenti alluvionali fini argillosi e limosi.

Nella stima dei cedimenti ho considerato carichi netti pari a 0.70kg/cm<sup>2</sup>, considerando una fondazione tipo plinto utilizzando le colonne stratigrafiche delle prove statiche realizzate.

Nel caso in oggetto si è stimato il cedimento edometrico utilizzando il modulo edometrico  $E_d$ , trascurando i cedimenti immediati che per i terreni in genere costituiscono la parte meno significativa.

I risultati sono riportati in allegato e rientrano nei range di riferimento, sebbene a causa delle eterogeneità stratigrafica riscontrata, nelle diverse aree di studio sono stati rilevate sostanziali differenze relative ai cedimenti; la prova cpte1 infatti presentando un spessore superficiale a granulometria media, sabbie e sabbie limose, mostra a parità di carico cedimenti minori rispetto alla cpte2 che invece ha presenza superficiale di terreni fini molto fini come prevedibile i risultati risultano difformi.

Durante i diversi steps di progettazione si dovrà per questo sviluppare una accurata indagine geognostica per valutare puntualmente le caratteristiche stratigrafiche ed i cedimenti edometrici e post sismici attesi.

## **RISCHIO IDROGEOLOGICO IDRAULICO**

Il comparto oggetto di inserimento urbanistico industriale presenta una perimetrazione nei rischi di tipo idrogeologico art . 6 derivante dalla cartografia regionale del PAI.

Dal punto di vista idraulico la presenza del canale di drenaggio artificiale Scolo Assano e le quote topografiche non elevate fanno ricadere l'area nella cartografia di riferimento nella perimetrazione come area di potenziale allagamento con tirante idrico di riferimento fino a 50cm.

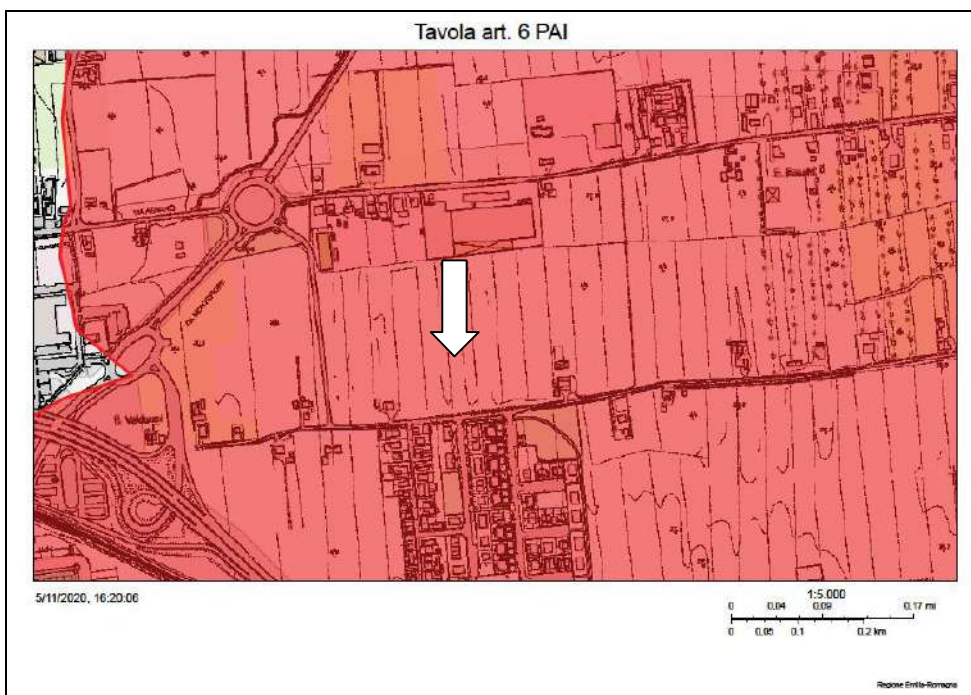


FIG. 9 - Perimetrazione aree a rischio idrogeologico – Piano Stralcio Rischio Idrogeologico

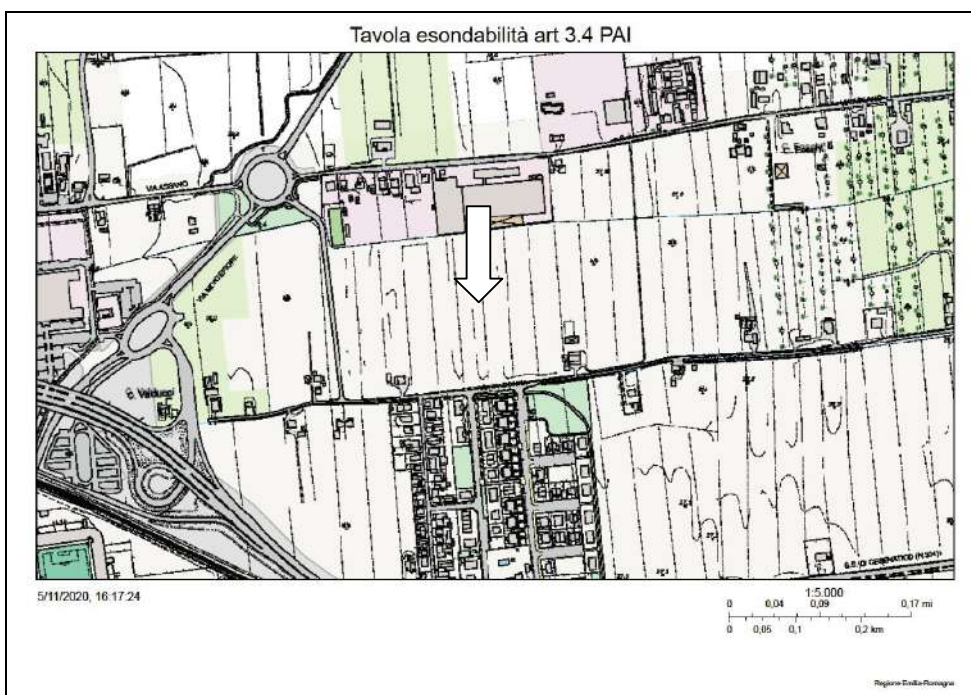


FIG. 10 - Perimetrazione aree a rischio idraulico – PAI Regione Emilia Romagna

## CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

### PROCEDURA ANALISI E INTERPRETAZIONE DATI INDAGINE SISMICA

In base alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, nella fattispecie il recente D.M. del 17/01/2018, la definizione dell'azione sismica fa riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di Categorie di sottosuolo .

Nel caso in oggetto la categoria di sottosuolo è stata rilevata attraverso la realizzazione di n. 1 analisi sismica attiva tipo MASW e n. 1 analisi sismica passiva a stazione singola HVSR, che hanno restituito una vsH a cui viene fatta corrispondere categoria C.

MASW = 216 m/s

HVSR = 211 m/s

## ANALISI MICROSISMICA

Il territorio comunale di Cesena è stato sottoposto a zonazione sismica con secondo livello di approfondimento nell'anno 2015, attraverso una serie di indagini sismiche passive e attive ed una serie di prove meccaniche ed indagini del sottosuolo già in possesso dell'amministrazione comunale.

Per zonazione sismica di 2° livello si intende quanto contenuto nell'Atto di Indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'Art 16, c.1 della L.R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di micro zonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica" approvato con Deliberazione dell'Assemblea legislativa della Regione Emilia Romagna n. 112 del 2 Maggio 2007, poi aggiornata con il DGR 2193/2015 e ora vigente DGR 630/2020.

Tale analisi ha avuto lo scopo di individuare e di valutare il grado di pericolosità sismica locale attraverso la redazione di Tavole di MZS con la quantificazione delle amplificazioni locali per zona omogenee, distinguendole in tre diverse Microzone:



- microzona di pianura
- **microzona di terrazzi e conoidi (area Via Assano)**
- microzona di Appennino

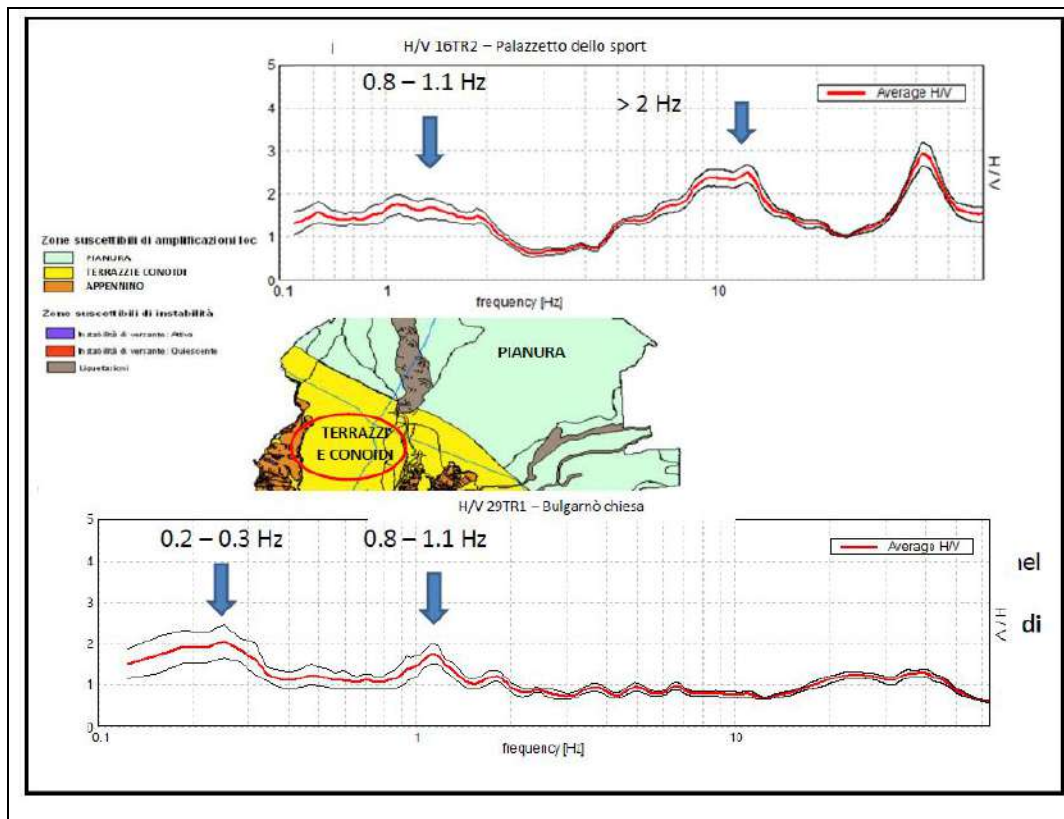


Fig. 11 - Microzona di riferimento secondo le tavole di MZS redatte da Unibo

Nell'ambito oggetto di studio, a supporto delle indagini geologiche e sismiche disponibili, sono state affiancate, onde ottenere dati puntuali, dalle n. 2 prove penetrometriche CPTe e n. 2 indagini sismiche, una prova MASW e una prova HVSR.

Il valore risultante dalle Vs30 è:

MASW: Vs30= 216 m/sec

HVSR: Vs30= 211 m/sec

La velocità vs30 ottenuta dalla prova ha permesso di risalire al fattore di amplificazione F.A. rispetto ad un suolo di riferimento. Questo fattore è espresso in termini di rapporto di accelerazione massima orizzontale ossia PGA/PGA0.

PGA viene ricavato da tabelle di riferimento in funzione delle velocità di VS30.

PGA0 è stato ottenuto mediante un input spettrocompatibile fornito dal Servizio Sismico della Regione Emilia Romagna relativo al territorio comunale di Cesena, da cui si è risaliti all'accelerogramma di riferimento.

Questi valori sono stati usati per la valutazione del fattore di amplificazione sismica mediante le tabelle A2.1 del DGR 630/2019, considerando un determinato contesto di riferimento "Pianura 2": settore di pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100 m da p.c. e dal tetto del substrato rigido a circa 150 m da p.c.;

I valori di Vs 30 ricavati sono stati quindi inseriti nelle tabelle di riferimento della normativa regionale consentendo di ottenere i seguenti valori:

F.A. (P.G.A) = 1.7
F.A. SAI 1 - INTENSITA' SPETTRALE - $0.1s < T_o < 0.5s = 1.8$
F.A. SAI 2 - INTENSITA' SPETTRALE - $0.4s < T_o < 0.8s = 2.7$
F.A. SAI 3 - INTENSITA' SPETTRALE - $0.7s < T_o < 1.1 s = 3.2$
F.A. SAI 4 - INTENSITA' SPETTRALE - $0.5s < T_o < 1.5 s = 3.1$

Fig. 12 Tabella Fattori di amplificazione ER DRG 630/2019

## ANALISI MICROSISMICA - III LIVELLO DI APPROFONDIMENTO

### SISMICITA' STORICA

L'Appennino tosco-emiliano è interessato da terremoti frequenti che, tuttavia, raramente superano magnitudo 6. In Emilia, le aree del parmense e del reggiano sono state interessate da eventi sismici che storicamente hanno prodotto effetti non superiori

al VIII grado Mercalli. Così pure nel bolognese la sismicità non è mai stata caratterizzata da valori elevati di magnitudo, con effetti che non hanno mai superato il VII grado Mercalli (il più recente periodo sismico è del 1929-30). Effetti più gravi sono stati prodotti dai terremoti con epicentro nell'area romagnola, nel faentino-imolese e nel forlivese, in particolare nel settore che appartiene alla dorsale appenninica toscoromagnola (Valle del Bidente, Santa Sofia). Nella tabella sono elencati alcuni dei terremoti storici che hanno interessato l'Emilia, con effetti pari o superiori al VII grado nella scala proposta da Mercalli, Cancani e Sieberg (MCS).

Data	Area epicentrale	I MCS Magnitudo	Descrizione
22 febbraio 1346	Ferrara	VII-VIII Ma=5.7	L'evento interessò un'area molto vasta dell'Italia settentrionale. Casalmaggiore fu la località più colpita
25 luglio 1365	Bologna	VII-VIII Ma=4.6	Le scosse sconvolsero la città di Bologna all'una di notte
20 luglio 1399	Modenese	VII Ma=5.1	Oltre Modena, le scosse interessarono Bologna e Ferrara
15 novembre 1409	Parma	VII Ma=4.3	Danni di lieve entità a Parma
11 giugno 1438	Parmense	VIII Ma=5.5	L'evento interessò Parma, Piacenza, Castelnovo Parmense, Borgo S. Donnino
20 dicembre 1455	Media valle del Reno	VII-VIII Ma=4.9	L'area maggiormente colpita fu quella di Bologna e delle colline della media valle del fiume Reno
5 giugno 1501	Appennino modenese	IX Ma=5.8	L'area più colpita comprendeva alcuni paesi del territorio di Modena: Castelvetro, Maranello, Sassuolo e Montegibbio. Danni meno gravi anche a Modena e Reggio Emilia. 8 le vittime
3 gennaio 1505	Bologna	VII Ma=5.2	L'area interessata comprendeva Bologna e la zona pedeappenninica circoscrivibile
10 febbraio 1547	Reggio Emilia	VIII Ma=4.7	Colpita Reggio Emilia e il territorio circostante
17 novembre 1570	Ferrara	VIII Ma=5.3	Una lunga serie di scosse interessarono la città di Ferrara. Circa 50 le vittime
18 marzo 1624	Argenta	VIII-IX Ma=5.2	Danneggiata gravemente Argenta, situata tra Ferrara e le valli di Comacchio e i paesi vicini di Portomaggiore, Bando, Belriguardo, Boccaleone, Filo, San Biagio e Trava. Una decina le vittime
22 ottobre 1796	Emilia orientale	VII Ma=5.5	Danni a Ferrara, Medicina e Portonovo
20 aprile 1929	Bolognese	VII Ma=5.4	Le località interessate furono Ozzano dell'Emilia, Bazzano, Crespellano, Zola Predosa e Monte San Pietro
10 dicembre 1937	Appennino modenese	VI-VII Ma=5.4	Danni concentrati nell'area epicentrale comprendente gli abitati di Pavullo nel Frignano e Villa Minozzo. Fortemente risentito a Modena (IV-V)
15 luglio 1971	Parmense	VIII Ma=5.4	Danni in un'area ristretta compresa tra le province di Parma e di Reggio Emilia. Le zone più danneggiate si localizzarono sulle due sponde del torrente Enza, e comprendendo i comuni di Casalbaroncolo, Casaltone, Noceto e Sorbolo
9 novembre 1983	Parmense	VI-VII Ma=5.1	Terremoto profondo che provoca danni di media gravità in numerosi centri abitati tra i quali, in area epicentrale, Parma e Collecchio
15 ottobre 1996	Correggio	VII Ma=5.4	Interessato il reggiano ed il modenese, in particolare le località di Correggio e Carpi. Fortemente risentito anche nel bolognese
14 settembre 2003	Appennino bolognese	VII Ma=5.3	Il terremoto produce gli effetti più rilevanti nell'area compresa fra i comuni di Loiano, Monzuno, Monghidoro e San Benedetto Val di Sambro, ed è avvertito in un'area molto vasta fino a Firenze e Pisa in Toscana, nelle Marche, in Emilia Romagna, nel Veneto, in Lombardia e in Friuli Venezia Giulia. La scossa è avvertita in modo particolarmente sensibile nella città di Bologna

Fig. 13 – Terremoti storici emilia romagna

## SORGENTI SISMOGENETICHE

Secondo la Zonazione Sismogenetica del Territorio Italiano prodotta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) nel 2004, l'area in esame ricade tra la Zona caratterizzata da un valore di  $M_{wmax}$  pari a 6.00 denominata Sorgente sismogenetica Ascensione Armaia e la Sorgente Sismogenetica denominata Valmarecchia o Riminese Onshore caratterizzata da un valore di  $M_{wmax}$  pari a 5.70.

Questa zona rappresenta la porzione più avanzata e sepolta della fascia di compressione dell'arco appenninico settentrionale che si spinge fino al Po ed è caratterizzata prevalentemente da meccanismi di fagliazione inversa.

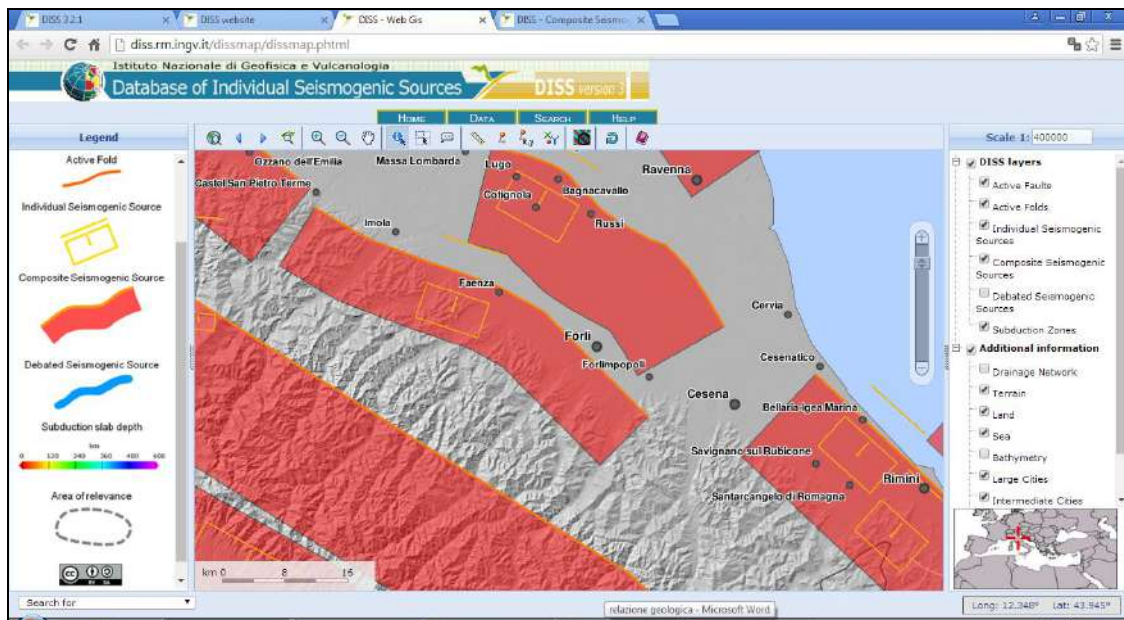


Fig. 14 – Localizzazione sorgenti sismogenetiche

## SPETTRI DI RISPOSTA RAPPRESENTATIVI E SEGNALI DI RIFERIMENTO PER IL CALCOLO DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE NELLE ANALISI DI TERZO LIVELLO DI APPROFONDIMENTO

Gli indirizzi del DGR 630/2019, dispongono che il calcolo delle risposta sismica locale nelle analisi di terzo livello sia eseguito sulla base di accelerogrammi di riferimento ricavabili per il sito analizzato seguendo la procedura di seguito descritta che si basa sui valori di pericolosità sismica elaborati da INGV per il territorio nazionale resi disponibili per il territorio regionale sui punti di una griglia con passo 0.05 gradi nel

sito web del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli, tema “Sismica – Microzonazione Sismica”.

I segnali sismici sono rappresentativi dello scuotimento atteso, per un periodo di ritorno di 475 anni (10% di probabilità di superamento in 50 anni), sul suolo di riferimento relativo alla categoria di sottosuolo A definita nella tabella 3.2.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018, ovvero con  $V_{s30}$  superiore a 800 m/s.

Per la definizione del moto di riferimento, nel presente allegato vengono riportati:

- la forma dello spettro di risposta in accelerazione (smorzamento pari al 5%) normalizzato e mediato sul territorio regionale. Questo spettro che è rappresentativo del moto sismico atteso per un periodo di ritorno di 475 anni in Emilia-Romagna (figura 1 e tabella 1), è stato ricavato dai valori degli spettri di risposta calcolati per il territorio regionale da INGV
- i valori di arefg, ovvero dell'accelerazione massima orizzontale su suolo di riferimento (categoria di sottosuolo A, NTC 2018), espressa in frazione dell'accelerazione di gravità  $g$ , con il 10% di probabilità di superamento in 50 anni corrispondente al periodo di ritorno di 475 anni. I valori sono relativi ai punti di una griglia con passo 0.05 gradi che è fornita nel sito web del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli, tema “Sismica – Microzonazione Sismica”.
- I valori di arefg sono stati elaborati da INGV

#### DEFINIZIONE DEGLI SPETTRI DI RISPOSTA

Il valore di arefg relativo al sito analizzato si ottiene interpolando i valori di arefg definiti nei punti della griglia più prossimi al sito oppure utilizzando il valore del punto della griglia più vicino.

Lo spettro di risposta in accelerazione (smorzamento pari al 5%) a probabilità uniforme, che descrive le caratteristiche del moto sismico atteso per un periodo di ritorno di 475 anni nel sito analizzato si ottiene moltiplicando i valori della tabella 1 per il valore di arefg ottenuto precedentemente.

La tabella 1 riporta i valori che definiscono lo spettro di risposta normalizzato.

Nella prima colonna sono riportati i valori del periodo proprio  $T$ , espresso in secondi, nella seconda i valori di accelerazione spettrale normalizzata al valore di accelerazione massima orizzontale ( $a_{ref}$ ).

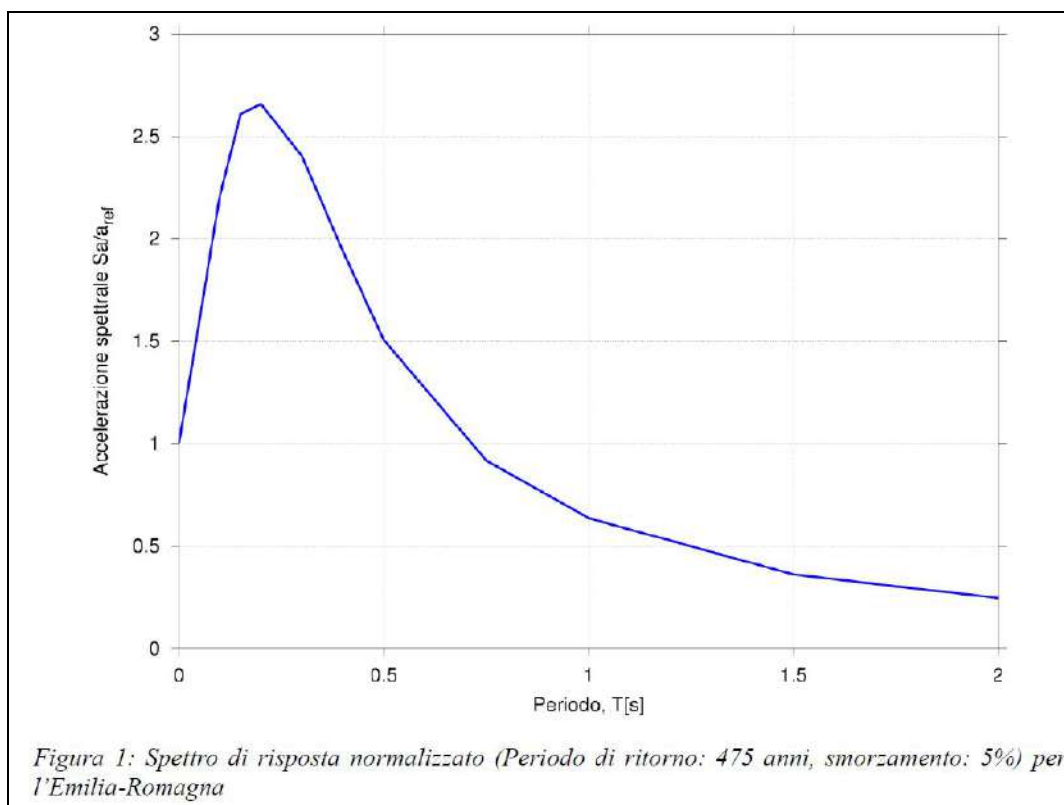


Fig. 9 - Tabella 1: Valori che definiscono lo spettro normalizzato previsto per l'Emilia-Romagna

T(s)	$S_a/a_{ref}$
0,00	1,0000
0,10	2,2100
0,15	2,6080
0,20	2,6562
0,30	2,4033
0,40	1,9394
0,50	1,5050
0,75	0,9172
1,00	0,6359
1,50	0,3608
2,00	0,2462

## DEFINIZIONE DEI SEGNALI DI RIFERIMENTO

### Definizione dei segnali di riferimento

I segnali di riferimento forniti sono stati selezionati dalla banca dati accelerometrica “European Strong Motion database” ([http://www.isesd.hi.is/ESD\\_Local/frameset.htm](http://www.isesd.hi.is/ESD_Local/frameset.htm), nel seguito citata come ISESD) attraverso una procedura che valuta la similarità tra una forma spettrale di riferimento (nel nostro caso questa forma spettrale corrisponde alla forma dello spettro di risposta isoprobabile con il 10% di probabilità di eccedenza in 50 anni di figura 1) e la forma degli spettri di risposta dei segnali contenuti nella banca dati ISESD.

I segnali di riferimento sono stati normalizzati affinché la loro ampiezza massima assoluta sia unitaria.

I files con i segnali di riferimento normalizzati sono disponibili nel sito web del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli regionale, tema “Sismica – Microzonazione Sismica”. Si tratta di tre files:

- 000046xa.xy
- 000126xa.xy
- 000354xa.xy

Il nome del file corrisponde al codice identificativo ISESD della registrazione accelerometrica. Ogni file contiene due colonne: la prima colonna corrisponde al tempo, espresso in secondi, la seconda contiene il valore di accelerazione normalizzata. Il moto sismico (periodo di ritorno 475 anni) in termini di accelerogrammi relativi al sito analizzato è ottenuto moltiplicando le accelerazioni normalizzate dei segnali di riferimento (seconda colonna del file) per il valore di arefg ottenuto con la procedura descritta nel precedente paragrafo.

### PROCEDURA DI CALCOLO

La procedura di calcolo adoperata da RSL per la valutazione della funzione di trasferimento presuppone come base di partenza uno o più accelerogrammi, od uno spettro di risposta in accelerazione, e la conoscenza della stratigrafia del sito attraverso i seguenti parametri geotecnici per ogni strato:

peso per unità di volume;



velocità di propagazione delle onde di taglio;

coefficiente di spinta laterale;

modulo di taglio iniziale (opzionale);

spessore;

indice di plasticità.

La non linearità del calcolo è introdotta dalla dipendenza del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso dalla deformazione.

Schematicamente la procedura è riassumibile nel seguente modo:

Valutazione dello spettro di Fourier dell'accelerogramma (omessa nel caso si debba analizzare uno spettro);

Ricerca di un errore relativo piccolo seguendo la procedura di:

Stima della funzione di trasferimento;

Valutazione della deformazione indotta in ciascuno strato;

Correzione del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso per ogni strato;

Le operazioni 2.1, 2.2 e 2.3 sono ripetute fino a quando la differenza di deformazione tra un'iterazione e la precedente non rimane al di sotto di una soglia ritenuta accettabile;

Trasformazione inversa di Fourier dello spettro precedentemente calcolato ed opportunamente pesato per mezzo della funzione di trasferimento calcolata.

Attraverso questa procedura è possibile “trasferire” l'accelerogramma dal bedrock in superficie. La deformazione per ciascuno strato viene corretta sulla base del rapporto fra deformazione effettiva e massima come suggerito dalla letteratura scientifica, ovvero

$$\frac{\gamma_{eff}}{\gamma_{max}} = \frac{M - 1}{10}$$

dove M rappresenta la magnitudo del sisma.

Per la valutazione della funzione di trasferimento, RSL considera un suolo variamente stratificato composto da N strati orizzontali di cui l'N-esimo è il letto di roccia (bedrock). Ponendo come ipotesi che ciascuno strato si comporti come un solido di

Kelvin-Voigt  $\left[ \tau = G\gamma + \eta \frac{\partial \gamma(z,t)}{\partial z \partial t} \right]$ , la propagazione delle onde di taglio che attraversano gli strati verticalmente può essere definita dall'equazione dell'onda:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (1)$$

dove:  $u$  rappresenta lo spostamento;  $t$  il tempo;  $\rho$  la densità;  $G$  il modulo di deformazione al taglio;  $\eta$  la viscosità. Per onde armoniche lo spostamento può essere scritto come:

$$u(z,t) = U(z)^{i\omega t} \quad (2)$$

che sostituita nella (1) pone

$$(G + i\omega\eta) \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho\omega^2 U \quad (3)$$

dove  $\omega$  rappresenta la frequenza angolare. La (3) può essere riscritta come

$$G^* \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho\omega^2 U \quad (4)$$

avendo posto  $G^* = G + i\omega\eta$ , ovvero il modulo di deformazione al taglio complesso.

Questo può essere ulteriormente riscritto come

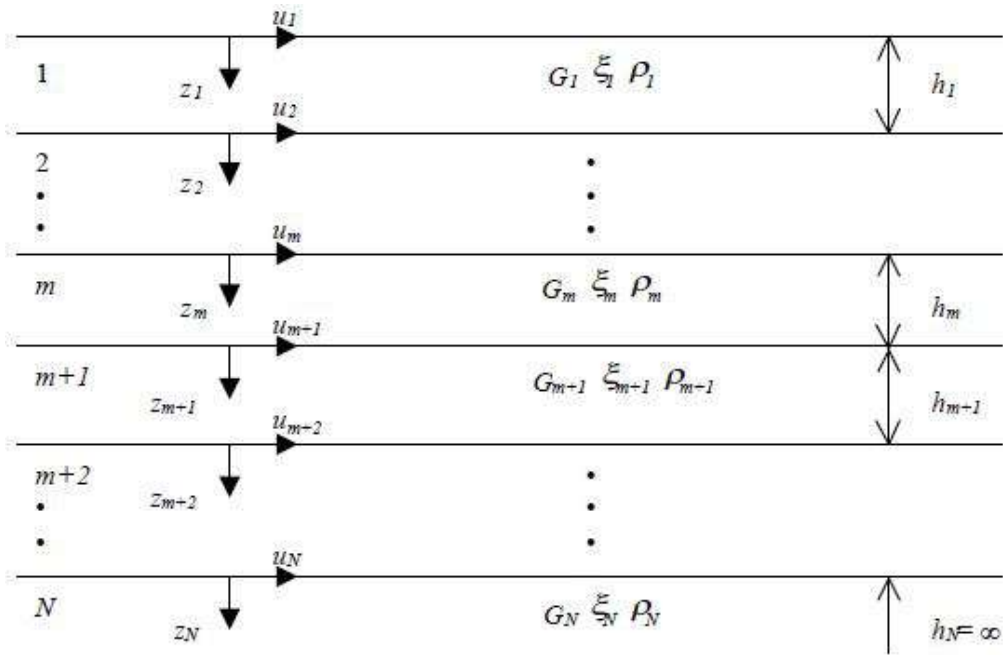
$$G^* = G(1 + 2i\xi) \quad (5)$$

avendo posto

$$\eta = \frac{2G}{\omega} \xi \quad (6)$$

dove  $\xi$  rappresenta il coefficiente di smorzamento viscoso. Ciò posto, e fatta convenzione che l'apice \* indica la natura complessa della variabili in gioco, la soluzione dell'equazione generica dell'onda è la seguente:

$$u(z,t) = Ee^{i(\omega t + k^* z)} + Fe^{i(\omega t - k^* z)} \quad (7)$$



**Figura 1:** Esempio di stratigrafia per riferimento.

dove E e F dipendono dalle condizioni al contorno e rappresentano l'ampiezza d'onda che viaggia rispettivamente verso l'alto (-z) e verso il basso (+z), mentre  $k^*$  rappresenta il numero d'onda complesso dato dalla seguente espressione:

$$k^* = \omega \sqrt{\frac{\rho}{G^*}} \quad (8)$$

Il taglio invece è dato da:

$$\tau(z, t) = G^* \frac{dU}{dz} e^{i\omega t} = ik^* G^* [E e^{i(\omega t + k^* z)} + F e^{i(\omega t - k^* z)}] e^{i\omega t} \quad (9)$$

Per il generico strato m di spessore  $h_m$  gli spostamenti, rispettivamente in sommità ( $z = 0$ ) ed al fondo ( $z = h_m$ ), sono:

$$u_m(0, t) = (E_m + F_m) e^{i\omega t} \quad (10)$$

$$u_m(h_m, t) = (E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m}) e^{i\omega t} \quad (11)$$

Poiché deve essere rispettata la congruenza sullo spostamento all'interfaccia tra gli strati, ovvero lo spostamento in sommità ad uno strato deve essere uguale allo spostamento sul fondo di quello immediatamente sopra, se ne deduce che:

$$u_{m+1} = u_m \quad (12)$$

Usando la (10), (11) e la (12), ne consegue che

$$E_{m+1} + F_{m+1} = E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m} \quad (13)$$

Il taglio in sommità ed al fondo dell'm-esimo strato è dato da:

$$\tau_m(0, t) = ik_m^* G_m^* [E_m - F_m] e^{i\omega t} \quad (14)$$

$$\tau_m(h_m, t) = ik_m^* G_m^* [E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}] e^{i\omega t} \quad (15)$$

Poiché fra uno strato e l'altro il taglio deve essere continuo si ha

$$\tau_m(0, t) = \tau_m(h_m, t) \quad (16)$$

ovvero

$$E_{m+1} - F_{m+1} = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} (E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}) \quad (17)$$

Sommando la (13) alla (17) e sottraendo la (17) alla (13) si ottiene

$$E_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 + \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 - \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (18)$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 - \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 + \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (19)$$

dove  $\alpha_m^*$  rappresenta il coefficiente di impedenza complesso al contorno tra gli strati m ed m+1, ed è dato dalla seguente espressione:

$$\alpha_m^* = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} \quad (20)$$

Poiché in superficie il taglio è nullo,

$$\tau_1(0, t) = ik_1^* G_1^* [E_1 - F_1] e^{i\omega t} = 0$$

si deduce che  $E_1 = F_1$ .

Le equazioni (18) e (19) possono essere successivamente applicate agli strati successivi da 2 ad m. La funzione di trasferimento  $A_{mn}$  che lega gli spostamenti in sommità degli strati m ed n è definita dalla seguente espressione:

$$A_{mn} = \frac{u_m}{u_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (21)$$

$A_{mn}$  rappresenta la funzione di trasferimento, ovvero la funzione che mette in relazione il modulo della deformazione tra i punti m e n.

In pratica lo stato deformativo di una stratigrafia rimane definito una volta nota la deformazione di un suo qualsiasi punto. Inoltre, poiché la velocità e l'accelerazione sono legati allo spostamento,

$$\dot{u}(z, t) = \frac{\partial u}{\partial t} = i\omega u(z, t) \quad \ddot{u}(z, t) = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\omega^2 u(z, t) \quad (22)$$

La funzione di trasferimento  $A_{mn}$  può essere espressa anche in funzione delle velocità e dell'accelerazione al tetto degli strati n ed m:

$$A_{mn}(\omega) = \frac{u_m}{u_n} = \frac{\dot{u}_m}{\dot{u}_n} = \frac{\ddot{u}_m}{\ddot{u}_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (23)$$

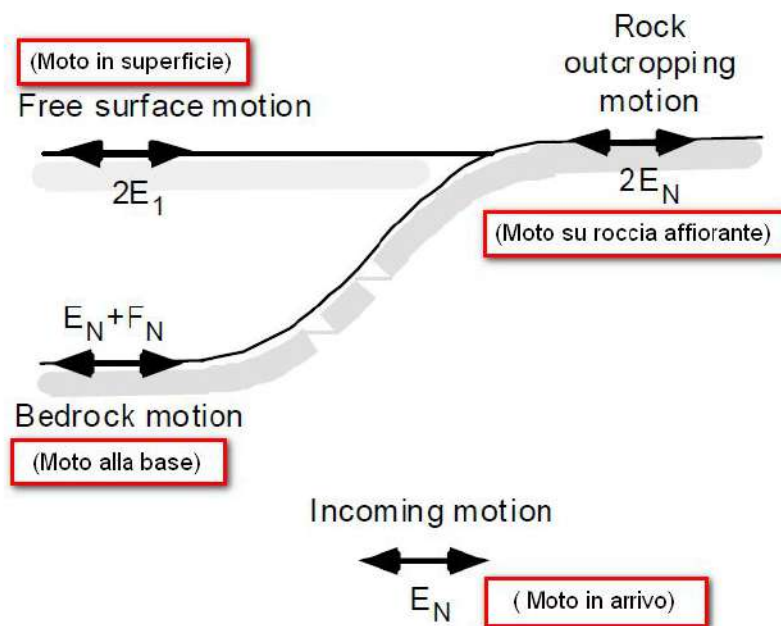
La deformazione tangenziale rimane definita alla profondità  $z$  e al tempo  $t$  dalla relazione:

$$\gamma(z,t) = \frac{\partial u}{\partial z} = ik^* (Ee^{ik^*z} - Fe^{-ik^*z}) e^{i\omega t} \quad (24)$$

E la corrispondente tensione tangenziale, dalla seguente espressione:

$$\tau(z,t) = G^* \gamma(z,t) \quad (25)$$

Ai fini di una corretta interpretazione del problema della risposta sismica locale, risulta utile riprodurre la rappresentazione schematica di Figura 2 in cui è riportata la terminologia utilizzata per lo studio del moto sismico di un deposito che poggia su un basamento roccioso.



**Figura 2:** Schema di riferimento e terminologia utilizzata.

Le onde di taglio si propagano verticalmente attraverso il bedrock con ampiezza pari ad  $E_N$ ; al tetto del bedrock, sotto il deposito degli strati di terreno, il moto ha un'ampiezza pari a  $E_N + F_N$ . Sulla roccia affiorante, poiché le tensioni tangenziali sono nulle ( $E_N = F_N$ ), il moto avrà ampiezza pari a  $2E_N$ . La funzione di trasferimento dal bedrock al bedrock-affiorante è la seguente:

$$A_{NN}(\omega) = \frac{2E_N}{E_N + F_N} \quad (26)$$

A è non lineare poiché G è funzione di  $\gamma$ . Nella procedura di calcolo infatti, da una stima iniziale del modulo di deformazione al taglio, si ottiene la tensione ipotizzando un legame lineare, per poi ottenere un nuovo valore di  $\gamma$ . Grazie a questo valore aggiornato si valuta un nuovo modulo G così da ripetere la procedura fino a quando la differenza tra la deformazione aggiornata e quella ottenuta dalla precedente iterazione viene ritenuta accettabile. Il modello per  $G(\gamma)$  adoperato è quello suggerito da Ishibashi e Zhang (1993) che tiene conto degli effetti della pressione di confinamento e dell'indice di plasticità:

$$G = G_{max} \cdot K(\gamma, PI) (\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (24)$$

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[ \ln \left( \frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\} \quad (25)$$

$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[ \ln \left( \frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145 PI^{1.3}) \quad (26)$$

$$n(PI) = \begin{cases} 0.0 & \text{per } PI = 0 \\ 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & \text{per } 0 < PI \leq 15 \\ 7.0 \times 10^{-7} PI^{1.976} & \text{per } 15 < PI \leq 70 \\ 2.7 \times 10^{-5} PI^{1.115} & \text{per } PI > 70 \end{cases} \quad (27)$$

dove  $G_{max}$  è dato dalla relazione

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (28)$$

dove  $\rho$  è la densità del terreno e  $V_s$  la velocità di propagazione delle onde di taglio nello stesso. La (28) fornisce il valore iniziale di  $G$  per la prima iterazione.

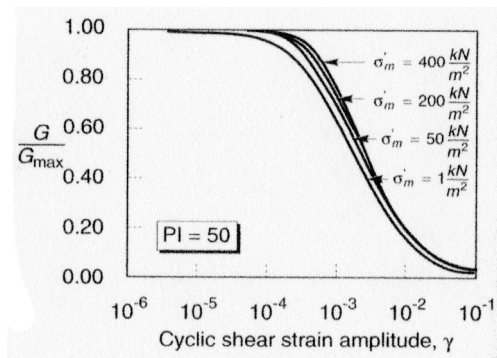
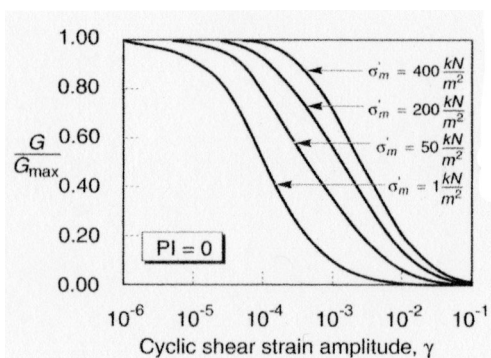


Figura 2: Influenza della pressione di confinamento e della plasticità sul modulo di deformazione al taglio.

Per quanto riguarda invece il coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi$ , in conseguenza del modello introdotto dalla (24) si ha:

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 PI^{1.5})}{2} \left[ 0.586 \left( \frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (29)$$

da cui si deduce che anche  $\xi$  deve essere ricalcolato ad ogni iterazione.

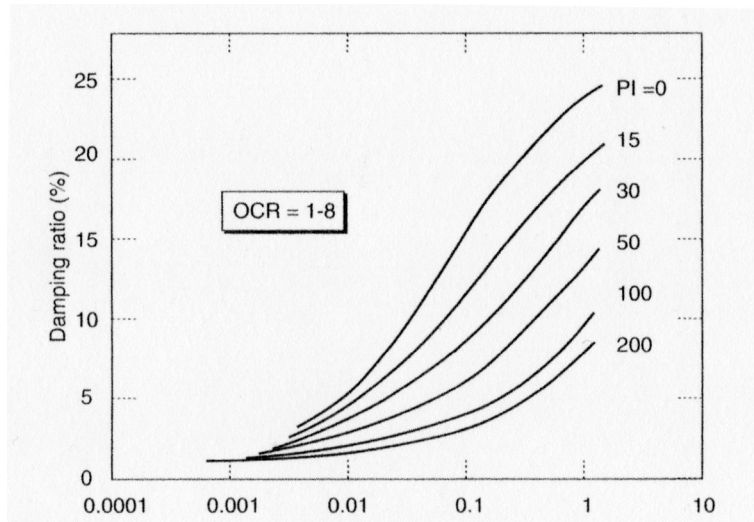


Figura 3: Influenza della plasticità sul coefficiente di smorzamento viscoso.

### Dati generali

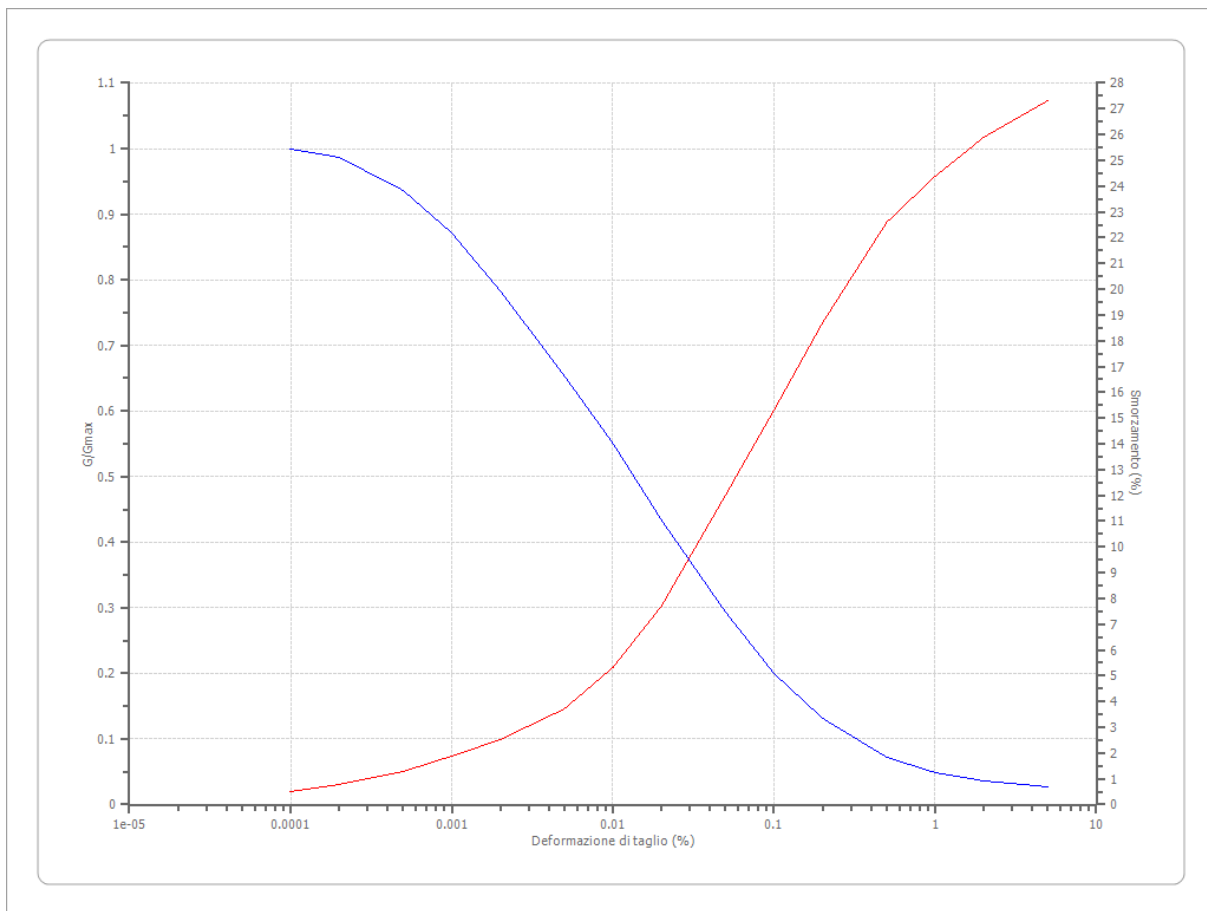
Descrizione	Pua Via Assano
Committente	Rocchi 2000 SRL
Cantiere	Via Assano
Operatore della prova	Geologo Aride Bucci
Data della prova	d.C./11/2020
Via	Via Assano
Latitudine	44,1440773[°]
Longitudine	12,2697315[°]

### Terreni

Seed et al. (1986) Gravel

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.500
0.0002	0.987	0.0002	0.800
0.0005	0.937	0.0005	1.300
0.001	0.872	0.001	1.900
0.002	0.783	0.002	2.500

0.005	0.653	0.005	3.700
0.010	0.550	0.010	5.300
0.020	0.434	0.020	7.700
0.050	0.293	0.050	12.000
0.100	0.200	0.100	15.300
0.200	0.132	0.200	18.700
0.500	0.072	0.500	22.600
1.000	0.049	1.000	24.400
2.000	0.036	2.000	25.900
5.000	0.027	5.000	27.300

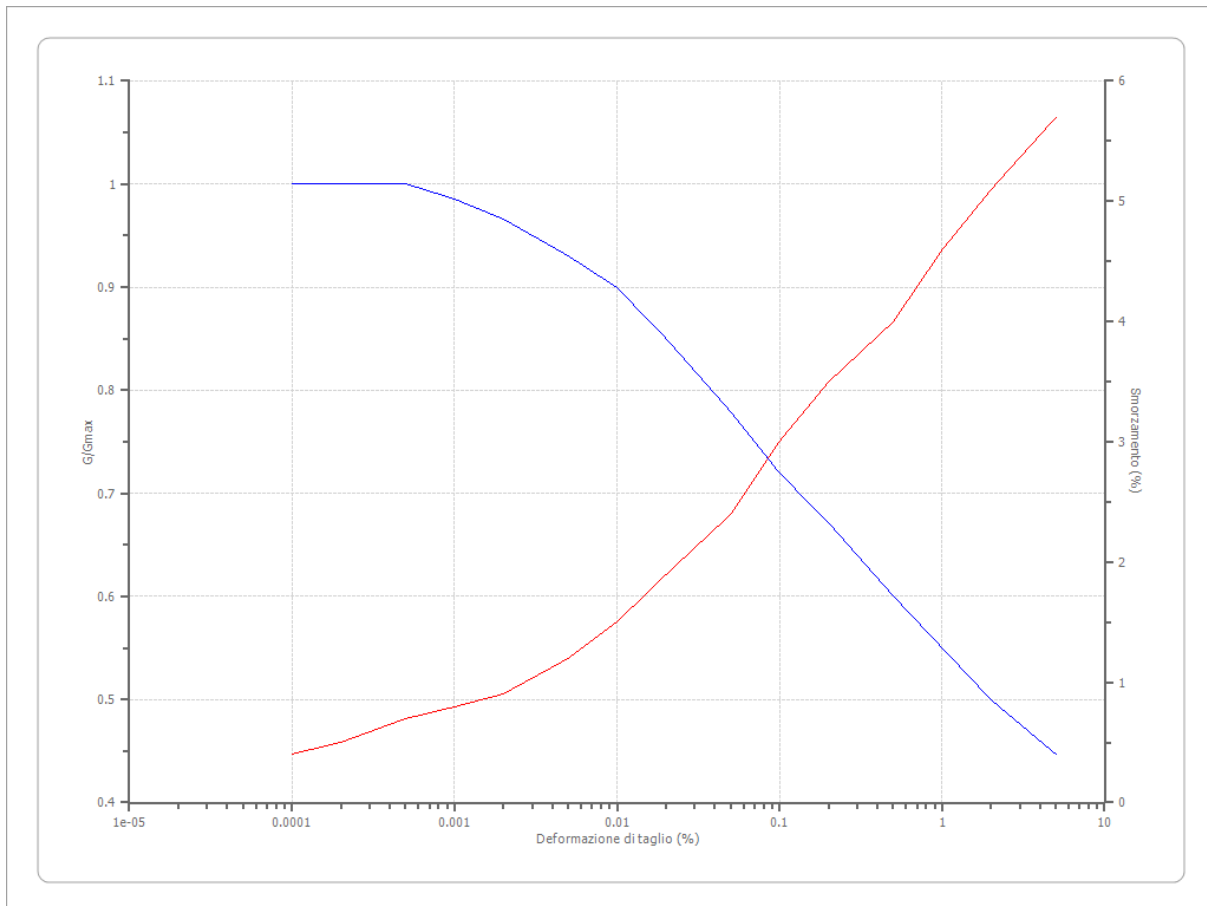


Idriss (1990) Rock

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.400
0.0002	1.000	0.0002	0.500
0.0005	1.000	0.0005	0.700
0.001	0.986	0.001	0.800
0.002	0.966	0.002	0.900
0.005	0.931	0.005	1.200
0.010	0.900	0.010	1.500
0.020	0.850	0.020	1.900
0.050	0.779	0.050	2.400

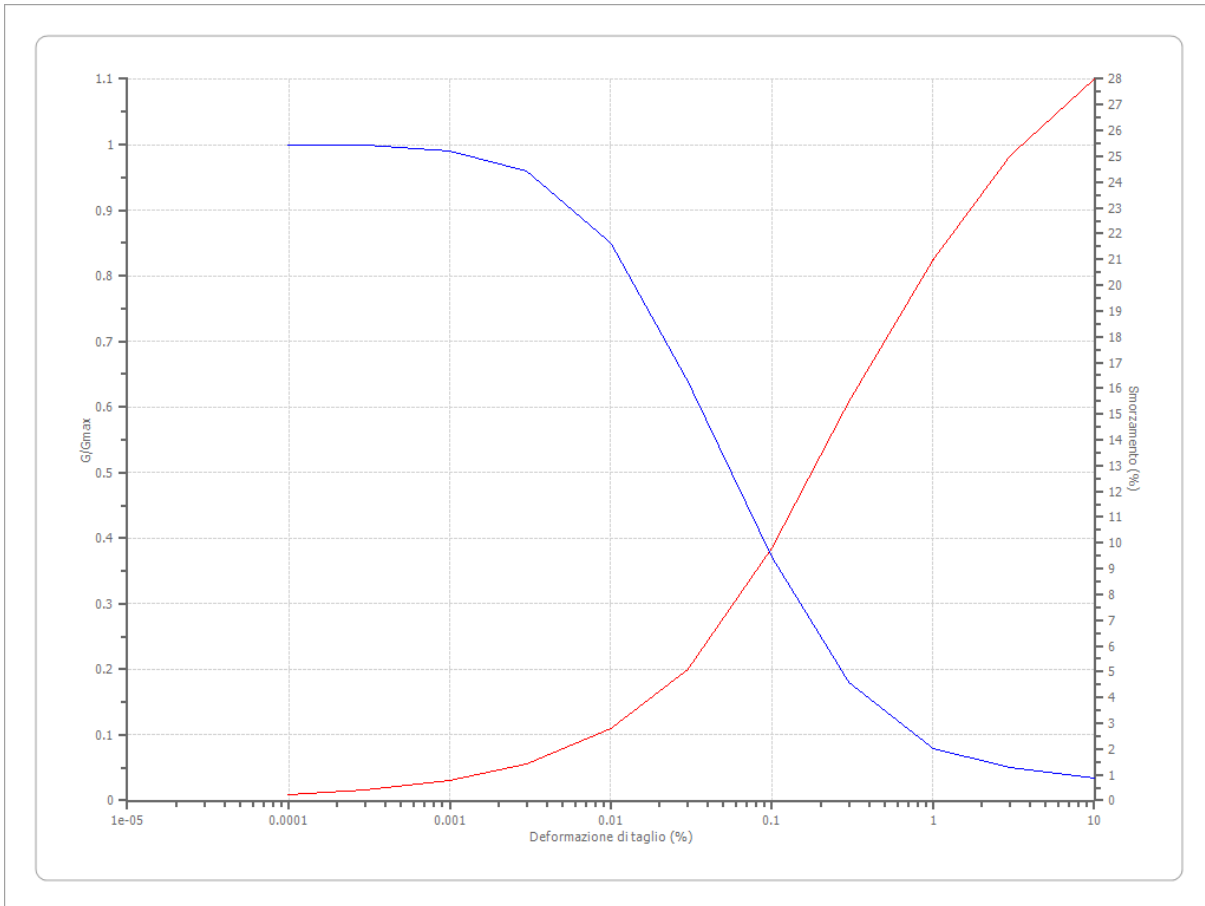


0.100	0.720	0.100	3.000
0.200	0.671	0.200	3.500
0.500	0.600	0.500	4.000
1.000	0.550	1.000	4.600
2.000	0.500	2.000	5.100
5.000	0.447	5.000	5.700



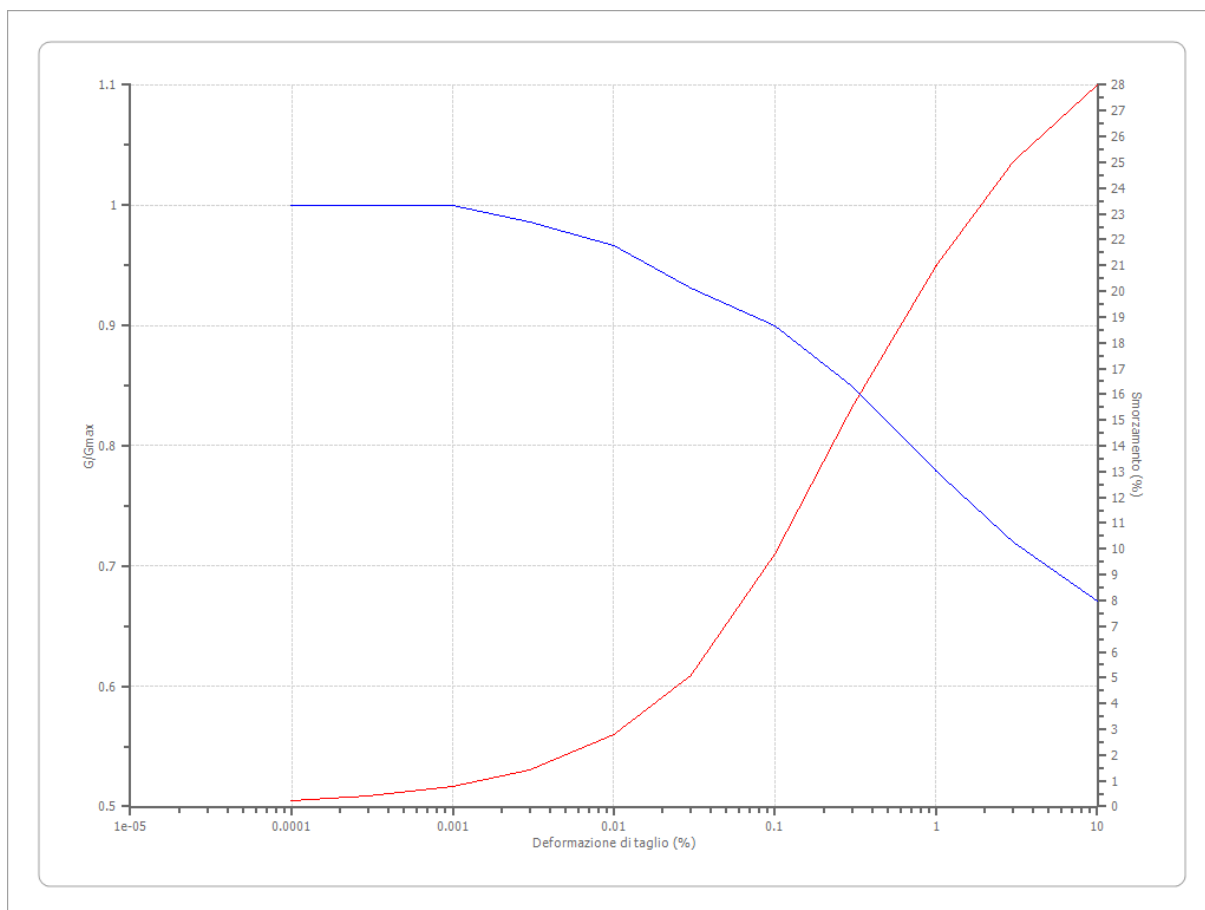
Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970)

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.240
0.0003	1.000	0.0003	0.420
0.001	0.990	0.001	0.800
0.003	0.960	0.003	1.400
0.010	0.850	0.010	2.800
0.030	0.640	0.030	5.100
0.100	0.370	0.100	9.800
0.300	0.180	0.300	15.500
1.000	0.080	1.000	21.000
3.000	0.050	3.000	25.000
10.000	0.035	10.000	28.000



Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.240
0.0003	1.000	0.0003	0.420
0.001	1.000	0.001	0.800
0.003	0.986	0.003	1.400
0.010	0.966	0.010	2.800
0.030	0.931	0.030	5.100
0.100	0.900	0.100	9.800
0.300	0.850	0.300	15.500
1.000	0.779	1.000	21.000
3.000	0.720	3.000	25.000
10.000	0.671	10.000	28.000



### Stratigrafia

n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Terreno	Numero sottostrati	Gmax [MPa]	Smorzamento critico [%]	Peso unità vol. [kN/m³]	Vs [m/s]	Tensione verticale [kPa]
1		--	7.0	Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970)	0	105.05	--	20.0	227.0	70.0
2		7.0	21.7	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	0	83.96	--	18.5	211.0	234.3
3		28.7	39.5	Idriss (1990) Clay (Seed	0	134.99	--	19.0	264.0	510.1

				and Sun 1989)						
4		68.2	84.4	Seed et al. (1986) Gravel	0	187.35	--	19.5	307.0	1100.5
5		oo	--	Idriss (1990) Rock	0	1370.03	--	21.0	800.0	1509.4

Strato con falda: 1  
 Strato rilevamento accelerogramma: 5 Affiorante

Profilo			Velocità onde di taglio		Tensione verticale	
7.00 [m]	7.00 [m]		227.0 [m/s]		70.0 [kPa]	
21.70 [m]	28.70 [m]		211.0 [m/s]		234.3 [kPa]	
39.50 [m]	68.20 [m]		264.0 [m/s]		510.1 [kPa]	
84.40 [m]			307.0 [m/s]		1100.5 [kPa]	
152.60 [m]						
oo			800.0 [m/s]		1509.4 [kPa]	

### Elaborazione

Numero di iterazioni 20  
 Rapporto tra deformazione a taglio effettiva e deformazione massima 0.5  
 Tipo di modulo elastico Shake  
 Massimo errore percentuale di convergenza 1.55 E-04

### Fattori di amplificazione ICMS 2018

Tai 0.150 [s]  
 Tvi 0.700 [s]  
 Tao 0.280 [s]  
 Tvo 0.800 [s]

Sami	4.252 [m/s <sup>2</sup> ]
Svmi	0.227 [m/s]
Samo	2.761 [m/s <sup>2</sup> ]
Svmo	0.276 [m/s]
<b>Fa</b>	<b>0.649 [-]</b>
<b>Fv</b>	<b>1.217 [-]</b>
TB	0.209 [s]
TC	0.628 [s]
TD	2.073 [s]
SA(0)	0.118 [g]
SA(TB)	0.281 [g]

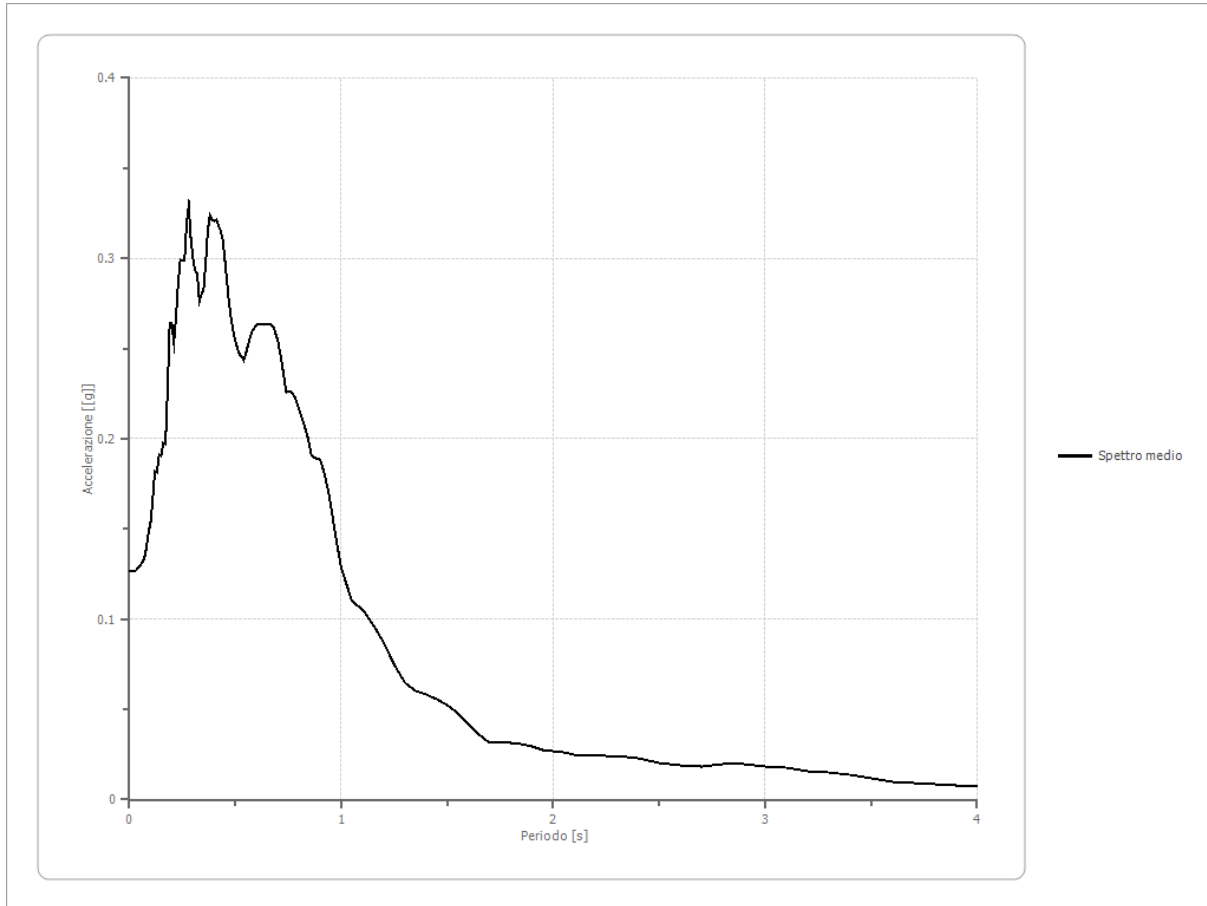
### Fattori di amplificazione su intensità spettrale

Periodo minimo [s]	Periodo massimo [s]	Int. Housner input [m]	Int. Housner output [m]	Int. Housner input/output [m]	FA
0.100	0.500	0.070	0.048	0.200	0.686
0.400	0.800	0.088	0.095	0.500	1.074
0.700	1.100	0.082	0.104	0.636	1.259
0.500	1.500	0.193	0.225	0.333	1.165

### Spettro medio di risposta elastico

Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.1260	0.26	0.2982	0.52	0.2469	0.98	0.1413	2.25	0.0239
0.01	0.1260	0.27	0.3195	0.53	0.2458	1.00	0.1283	2.30	0.0238
0.02	0.1265	0.28	0.3295	0.54	0.2438	1.05	0.1100	2.35	0.0234
0.03	0.1273	0.29	0.3106	0.55	0.2475	1.10	0.1055	2.40	0.0227
0.04	0.1286	0.30	0.3000	0.56	0.2518	1.15	0.0966	2.50	0.0205
0.05	0.1298	0.31	0.2933	0.57	0.2566	1.20	0.0872	2.60	0.0188
0.06	0.1318	0.32	0.2916	0.58	0.2601	1.25	0.0749	2.70	0.0184
0.07	0.1335	0.33	0.2761	0.60	0.2630	1.30	0.0649	2.80	0.0196
0.08	0.1393	0.34	0.2803	0.62	0.2631	1.35	0.0605	2.90	0.0197
0.09	0.1477	0.35	0.2831	0.64	0.2634	1.40	0.0584	3.00	0.0185
0.10	0.1541	0.36	0.2972	0.66	0.2639	1.45	0.0560	3.10	0.0176
0.11	0.1661	0.37	0.3154	0.68	0.2620	1.50	0.0527	3.20	0.0158
0.12	0.1817	0.38	0.3241	0.70	0.2545	1.55	0.0480	3.30	0.0149
0.13	0.1811	0.39	0.3216	0.72	0.2413	1.60	0.0418	3.40	0.0135
0.14	0.1912	0.40	0.3206	0.74	0.2257	1.65	0.0360	3.50	0.0118
0.15	0.1902	0.41	0.3214	0.76	0.2268	1.70	0.0316	3.60	0.0100
0.16	0.1977	0.42	0.3183	0.78	0.2235	1.75	0.0311	3.70	0.0094
0.17	0.1971	0.43	0.3158	0.80	0.2169	1.80	0.0313	3.80	0.0087
0.18	0.2261	0.44	0.3106	0.82	0.2098	1.85	0.0308	3.90	0.0080
0.19	0.2637	0.45	0.3000	0.84	0.2020	1.90	0.0296	4.00	0.0074
0.20	0.2636	0.46	0.2877	0.86	0.1904	1.95	0.0278		
0.21	0.2536	0.47	0.2758	0.88	0.1893	2.00	0.0271		

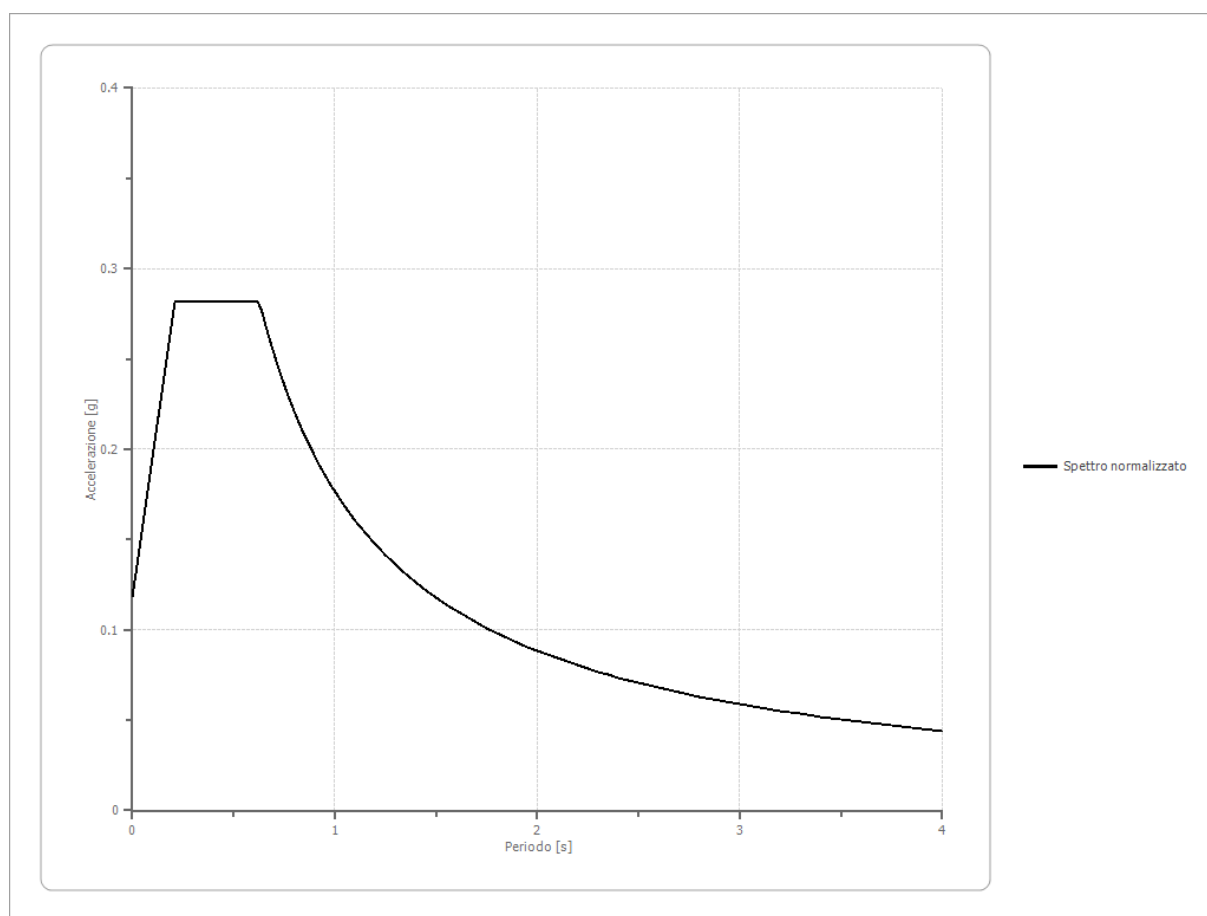
0.22	0.2675	0.48	0.2665	0.90	0.1883	2.05	0.0264		
0.23	0.2864	0.49	0.2597	0.92	0.1804	2.10	0.0251		
0.24	0.2990	0.50	0.2542	0.94	0.1701	2.15	0.0242		
0.25	0.2986	0.51	0.2500	0.96	0.1559	2.20	0.0242		



**Spettro normalizzato di risposta elastico**

Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.1182	0.26	0.2814	0.52	0.2814	0.98	0.1803	2.25	0.0785
0.01	0.1260	0.27	0.2814	0.53	0.2814	1.00	0.1767	2.30	0.0768
0.02	0.1338	0.28	0.2814	0.54	0.2814	1.05	0.1683	2.35	0.0752
0.03	0.1416	0.29	0.2814	0.55	0.2814	1.10	0.1607	2.40	0.0736
0.04	0.1494	0.30	0.2814	0.56	0.2814	1.15	0.1537	2.50	0.0707
0.05	0.1572	0.31	0.2814	0.57	0.2814	1.20	0.1473	2.60	0.0680
0.06	0.1650	0.32	0.2814	0.58	0.2814	1.25	0.1414	2.70	0.0655
0.07	0.1728	0.33	0.2814	0.60	0.2814	1.30	0.1360	2.80	0.0631
0.08	0.1806	0.34	0.2814	0.62	0.2814	1.35	0.1309	2.90	0.0609
0.09	0.1884	0.35	0.2814	0.64	0.2762	1.40	0.1262	3.00	0.0589
0.10	0.1962	0.36	0.2814	0.66	0.2678	1.45	0.1219	3.10	0.0570
0.11	0.2040	0.37	0.2814	0.68	0.2599	1.50	0.1178	3.20	0.0552
0.12	0.2118	0.38	0.2814	0.70	0.2525	1.55	0.1140	3.30	0.0536
0.13	0.2196	0.39	0.2814	0.72	0.2455	1.60	0.1105	3.40	0.0520

0.14	0.2274	0.40	0.2814	0.74	0.2388	1.65	0.1071	3.50	0.0505
0.15	0.2352	0.41	0.2814	0.76	0.2325	1.70	0.1040	3.60	0.0491
0.16	0.2430	0.42	0.2814	0.78	0.2266	1.75	0.1010	3.70	0.0478
0.17	0.2508	0.43	0.2814	0.80	0.2209	1.80	0.0982	3.80	0.0465
0.18	0.2586	0.44	0.2814	0.82	0.2155	1.85	0.0955	3.90	0.0453
0.19	0.2664	0.45	0.2814	0.84	0.2104	1.90	0.0930	4.00	0.0442
0.20	0.2742	0.46	0.2814	0.86	0.2055	1.95	0.0906		
0.21	0.2814	0.47	0.2814	0.88	0.2008	2.00	0.0884		
0.22	0.2814	0.48	0.2814	0.90	0.1964	2.05	0.0862		
0.23	0.2814	0.49	0.2814	0.92	0.1921	2.10	0.0842		
0.24	0.2814	0.50	0.2814	0.94	0.1880	2.15	0.0822		
0.25	0.2814	0.51	0.2814	0.96	0.1841	2.20	0.0803		



**Parametri spettro normalizzato**

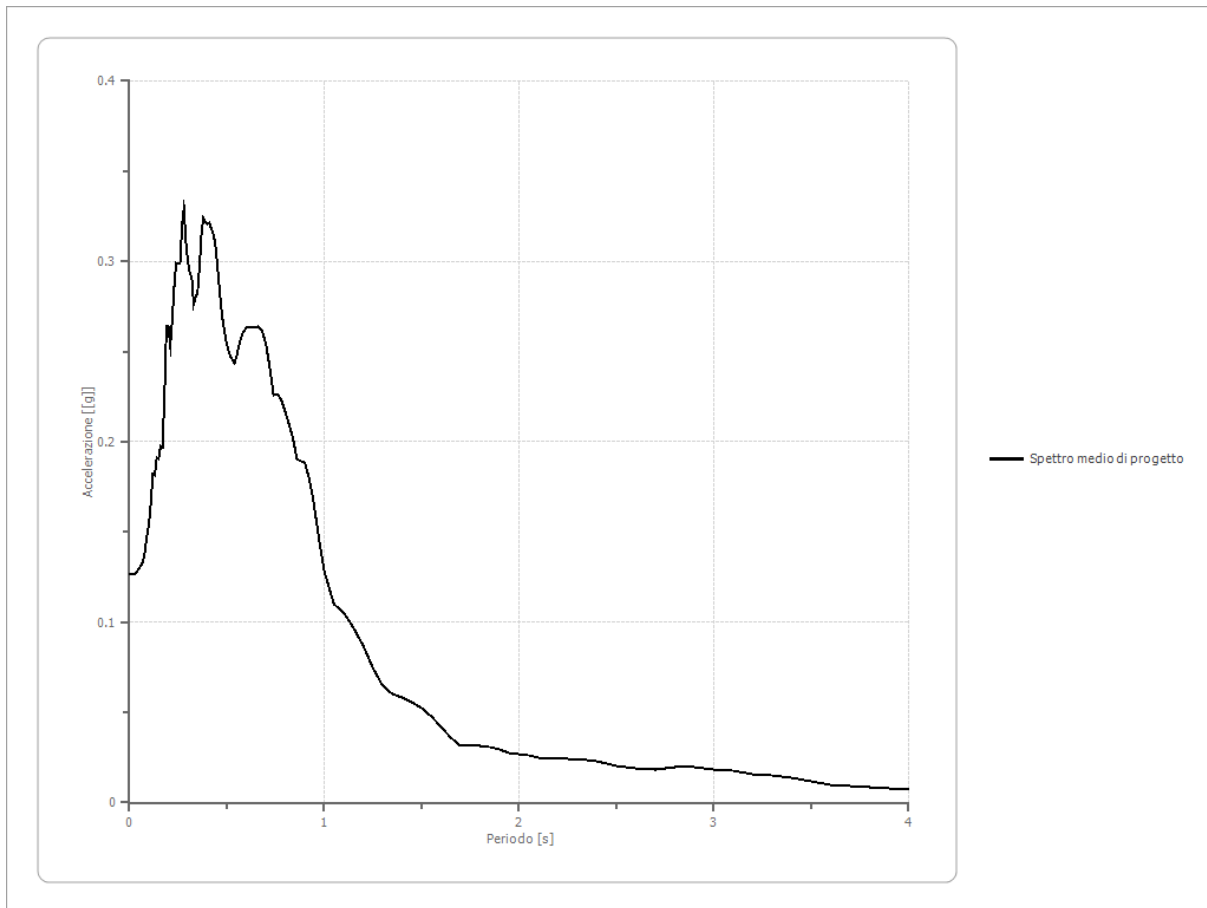
Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]	S
0.118	2.380223	--	0.209	0.628	2.073	0.118	0.281	6.041

**Spettro medio di progetto**

Fattore di struttura: 1

Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.1260	0.26	0.2982	0.52	0.2469	0.98	0.1413	2.25	0.0239
0.01	0.1260	0.27	0.3195	0.53	0.2458	1.00	0.1283	2.30	0.0238
0.02	0.1265	0.28	0.3295	0.54	0.2438	1.05	0.1100	2.35	0.0234
0.03	0.1273	0.29	0.3106	0.55	0.2475	1.10	0.1055	2.40	0.0227
0.04	0.1286	0.30	0.3000	0.56	0.2518	1.15	0.0966	2.50	0.0205
0.05	0.1298	0.31	0.2933	0.57	0.2566	1.20	0.0872	2.60	0.0188
0.06	0.1318	0.32	0.2916	0.58	0.2601	1.25	0.0749	2.70	0.0184
0.07	0.1335	0.33	0.2761	0.60	0.2630	1.30	0.0649	2.80	0.0196
0.08	0.1393	0.34	0.2803	0.62	0.2631	1.35	0.0605	2.90	0.0197
0.09	0.1477	0.35	0.2831	0.64	0.2634	1.40	0.0584	3.00	0.0185
0.10	0.1541	0.36	0.2972	0.66	0.2639	1.45	0.0560	3.10	0.0176
0.11	0.1661	0.37	0.3154	0.68	0.2620	1.50	0.0527	3.20	0.0158
0.12	0.1817	0.38	0.3241	0.70	0.2545	1.55	0.0480	3.30	0.0149
0.13	0.1811	0.39	0.3216	0.72	0.2413	1.60	0.0418	3.40	0.0135
0.14	0.1912	0.40	0.3206	0.74	0.2257	1.65	0.0360	3.50	0.0118
0.15	0.1902	0.41	0.3214	0.76	0.2268	1.70	0.0316	3.60	0.0100
0.16	0.1977	0.42	0.3183	0.78	0.2235	1.75	0.0311	3.70	0.0094
0.17	0.1971	0.43	0.3158	0.80	0.2169	1.80	0.0313	3.80	0.0087
0.18	0.2261	0.44	0.3106	0.82	0.2098	1.85	0.0308	3.90	0.0080
0.19	0.2637	0.45	0.3000	0.84	0.2020	1.90	0.0296	4.00	0.0074
0.20	0.2636	0.46	0.2877	0.86	0.1904	1.95	0.0278		
0.21	0.2536	0.47	0.2758	0.88	0.1893	2.00	0.0271		
0.22	0.2675	0.48	0.2665	0.90	0.1883	2.05	0.0264		
0.23	0.2864	0.49	0.2597	0.92	0.1804	2.10	0.0251		
0.24	0.2990	0.50	0.2542	0.94	0.1701	2.15	0.0242		
0.25	0.2986	0.51	0.2500	0.96	0.1559	2.20	0.0242		



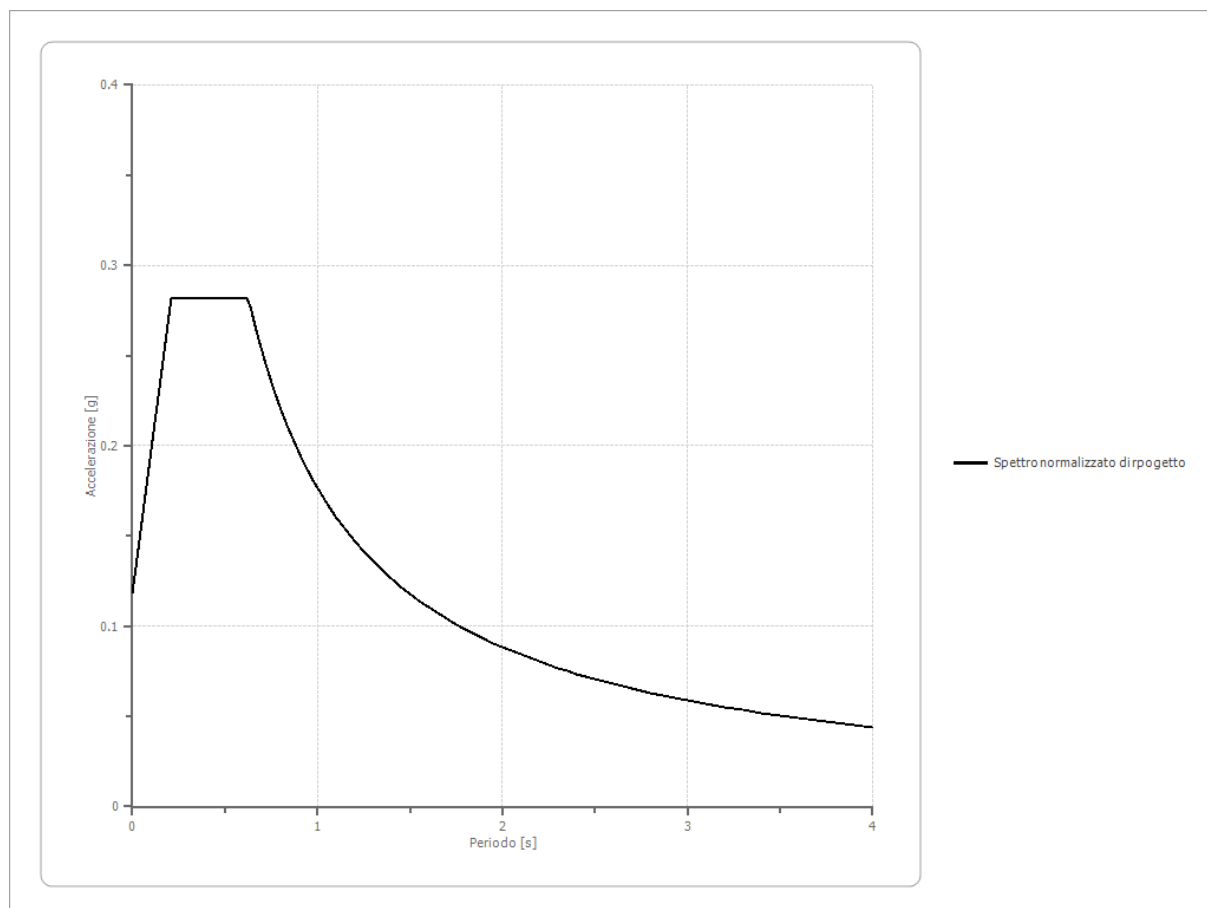


**Spettro normalizzato di progetto**

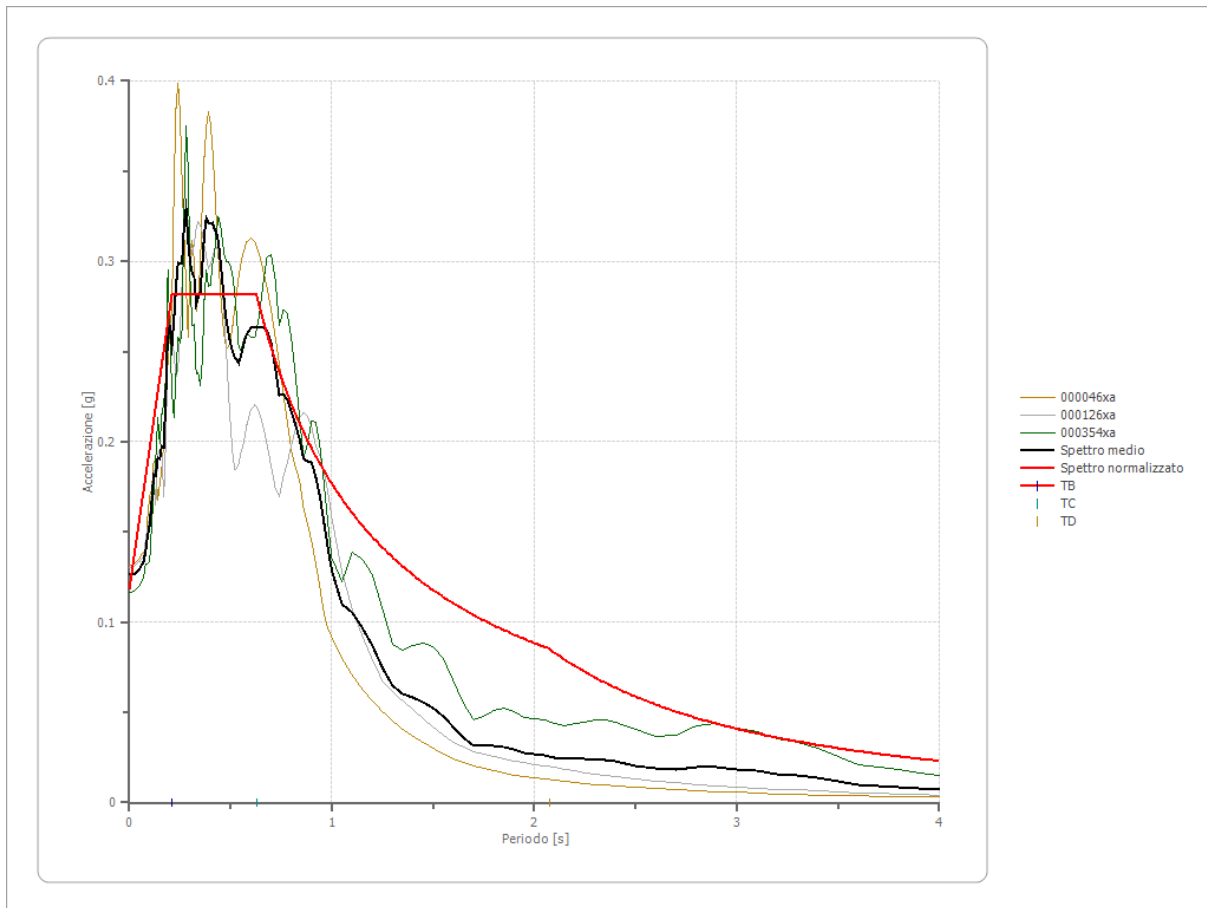
Fattore di struttura: 1

Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.1182	0.26	0.2814	0.52	0.2814	0.98	0.1803	2.25	0.0785
0.01	0.1260	0.27	0.2814	0.53	0.2814	1.00	0.1767	2.30	0.0768
0.02	0.1338	0.28	0.2814	0.54	0.2814	1.05	0.1683	2.35	0.0752
0.03	0.1416	0.29	0.2814	0.55	0.2814	1.10	0.1607	2.40	0.0736
0.04	0.1494	0.30	0.2814	0.56	0.2814	1.15	0.1537	2.50	0.0707
0.05	0.1572	0.31	0.2814	0.57	0.2814	1.20	0.1473	2.60	0.0680
0.06	0.1650	0.32	0.2814	0.58	0.2814	1.25	0.1414	2.70	0.0655
0.07	0.1728	0.33	0.2814	0.60	0.2814	1.30	0.1360	2.80	0.0631
0.08	0.1806	0.34	0.2814	0.62	0.2814	1.35	0.1309	2.90	0.0609
0.09	0.1884	0.35	0.2814	0.64	0.2762	1.40	0.1262	3.00	0.0589
0.10	0.1962	0.36	0.2814	0.66	0.2678	1.45	0.1219	3.10	0.0570
0.11	0.2040	0.37	0.2814	0.68	0.2599	1.50	0.1178	3.20	0.0552
0.12	0.2118	0.38	0.2814	0.70	0.2525	1.55	0.1140	3.30	0.0536
0.13	0.2196	0.39	0.2814	0.72	0.2455	1.60	0.1105	3.40	0.0520
0.14	0.2274	0.40	0.2814	0.74	0.2388	1.65	0.1071	3.50	0.0505
0.15	0.2352	0.41	0.2814	0.76	0.2325	1.70	0.1040	3.60	0.0491
0.16	0.2430	0.42	0.2814	0.78	0.2266	1.75	0.1010	3.70	0.0478
0.17	0.2508	0.43	0.2814	0.80	0.2209	1.80	0.0982	3.80	0.0465

0.18	0.2586	0.44	0.2814	0.82	0.2155	1.85	0.0955	3.90	0.0453
0.19	0.2664	0.45	0.2814	0.84	0.2104	1.90	0.0930	4.00	0.0442
0.20	0.2742	0.46	0.2814	0.86	0.2055	1.95	0.0906		
0.21	0.2814	0.47	0.2814	0.88	0.2008	2.00	0.0884		
0.22	0.2814	0.48	0.2814	0.90	0.1964	2.05	0.0862		
0.23	0.2814	0.49	0.2814	0.92	0.1921	2.10	0.0842		
0.24	0.2814	0.50	0.2814	0.94	0.1880	2.15	0.0822		
0.25	0.2814	0.51	0.2814	0.96	0.1841	2.20	0.0803		



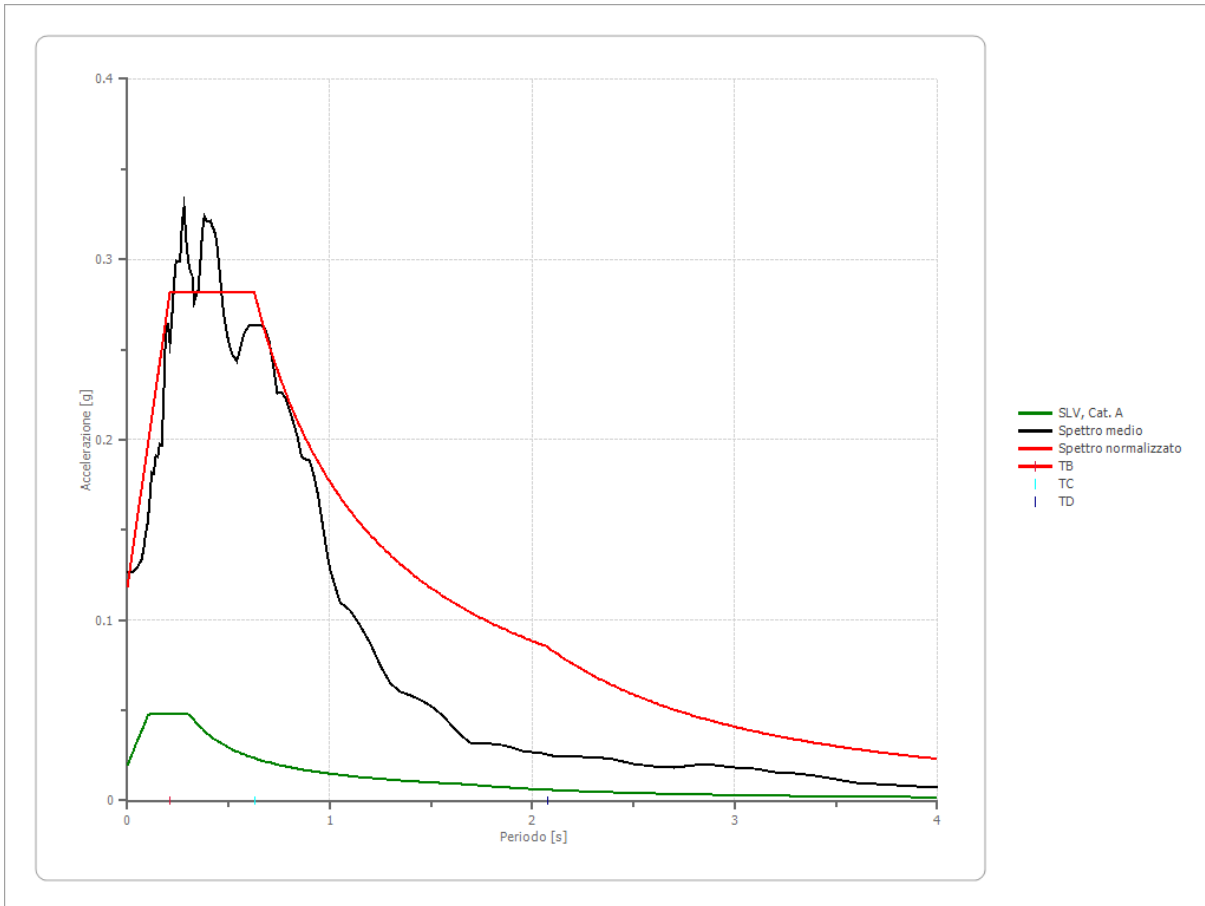
### Confronto tra gli spettri



### Confronto spettro normativa

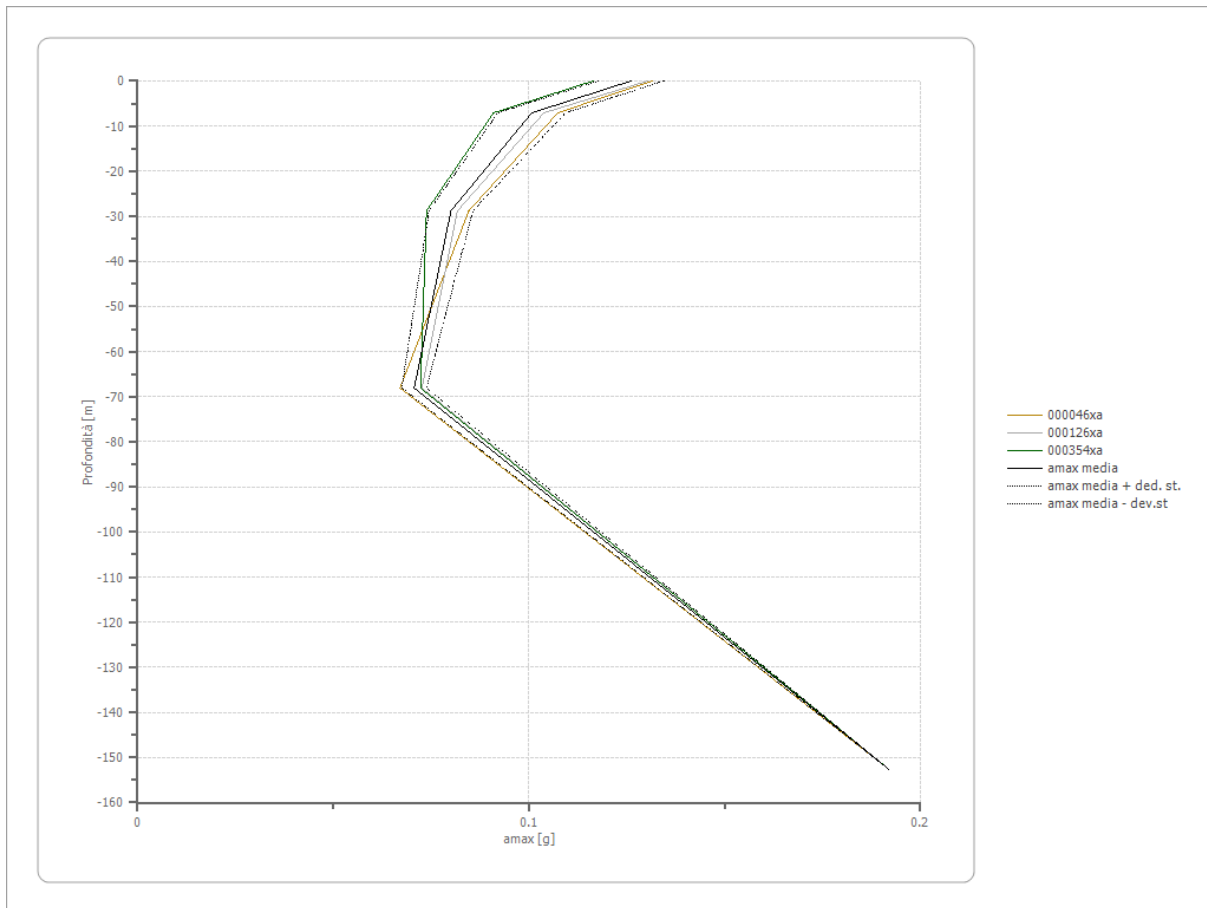
Tipo di spettro: Spettro di progetto

	Operatività SLO	Danno SLD	Salvaguardia vita SLV	Prev. collasso SLC
Tr [anni]	30	50	475	975
ag [g]	0.006	0.007	0.020	0.025
Fo	2.443	2.417	2.433	2.447
Tc* [s]	0.266	0.28	0.308	0.313
Ss	1.00	1.00	1.00	1.00
St	1.00	1.00	1.00	1.00
Cc	1.00	1.00	1.00	1.00
TB [s]	0.089	0.093	0.103	0.104
TC [s]	0.266	0.280	0.308	0.313
TD [s]	1.623	1.630	1.678	1.702
Se(0) [g]	0.006	0.007	0.020	0.025
Se(TB) [g]	0.014	0.018	0.048	0.062



**Profilo a max**

	0.0 [m]	7.0 [m]	28.7 [m]	68.2 [m]	152.6 [m]
000046xa [g]	0.131	0.107	0.085	0.067	0.192
000126xa [g]	0.130	0.104	0.082	0.073	0.192
000354xa [g]	0.116	0.091	0.074	0.072	0.192
media [g]	0.126	0.101	0.080	0.071	0.192
Dev. St. [g]	0.008	0.009	0.006	0.003	0.000



## VERIFICA LIQUEFAZIONE

Con il termine liquefazione si intende la perdita di resistenza al taglio di un mezzo granulare sotto falda determinata da un aumento della pressione dell'acqua nei pori. Tale incremento può essere dovuto da varie cause, il D.M. del 17/01/2018, contiene al punto 7.11.3.4.2 le linee guida per valutare la suscettibilità alla liquefazione dei terreni.

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $qc_{1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc_{1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .

Nello studio in oggetto la procedura semplificata non può essere utilizzata essendo le circostanze al di fuori del perimetro dei punti sovraesposti.

Pertanto per valutare la resistenza di un terreno alla liquefazione, si utilizza l'ANALISI QUANTITATIVA, stimando la resistenza ciclica alla liquefazione CSR e la

capacità di resistenza del terreno alla liquefazione CRR. Il rapporto è espresso sotto forma di coefficiente di sicurezza  $FS_L$ .

$FS_L > 1.25$  terreno non liquefacibile

$FS_L < 1.25$  terreno liquefacibile

### ANALISI QUANTITATIVA

#### **DATI DI IMPUT**

- qc, fs = ( da prova CPTe)

- stratigrafia (classificazione USCS)

#### CPTe1

STRATO 1	p.c a – 5,30 m	sabbie e livelli di limi sabbiosi
STRATO 2	– 5,30 m a – 7,30 m	alternanza di sabbie limose e argille limose
STRATO 3	– 7,30 m a – 20,00 m	argille e livelli di limi argillosi

#### CPTe2

STRATO 1	p.c a – 7,10 m	argille e livelli minori di argille limose
STRATO 2	– 7,10 m a – 8,50 m	sabbie e sabbie limose
STRATO 3	– 8,50 m a – 11,70 m	argille e livelli di limi argillosi
STRATO 4	– 11,70 m a – 15,40 m	sabbie limose e sabbie
STRATO 5	– 15,40 m a – 20,00 m	argille e livelli di limi argillosi

#### METODO DI CALCOLO

- Idriss Boulanger 2014

## DEFINIZIONE E CALCOLO DELL'INDICE DI POTENZIALE LIQUEFAZIONE

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

$$I_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

in cui

$$w(z) = \frac{200}{z_{crit}} \cdot \left(1 - \frac{z}{z_{crit}}\right)$$

$z_{crit}$  è la profondità critica, ovvero la profondità massima entro la quale può verificarsi la liquefazione, che di norma si assume pari a 20 m. La variabile  $F(z)$  vale (Sonmez, 2003):

$F(z) = 0$	per	$F_L \geq 1.2$
$F(z) = 2 \cdot 10^6 \cdot \exp(-18.427 \cdot F_L)$	per	$1.2 > F_L \geq 0.95$
$F(z) = 1 - F_L$	per	$F_L \leq 0.95$

$I_L = 0$	Non liquefacibile ( $F_L \geq 1.2$ )
$0 < I_L \leq 2$	Potenziale basso
$2 < I_L \leq 5$	Potenziale moderato
$5 < I_L \leq 15$	Potenziale alto
$15 < I_L$	Potenziale molto alto

Il sito quindi mostra un potenziale di liquefazione compreso tra moderato e alto con un indice di potenziale liquefazione misurato pari a 6.93 e pari a 5.00.

CPTe1                       $I_L = 6.93$

CPTe2                       $I_L = 5.00$

I risultati analitici e i grafici sono documentati e disponibili in allegato.



## CONCLUSIONI

L'area di sviluppo urbanistico oggetto del presente elaborato è stata analizzata dal punto di vista geologico, idrogeologico e sismico e se ne sono valutati ed evidenziati i rischi.

I dati geofisici rilevati confermano quelli ottenuti dalla campagna di indagini per lo studio di Microzonazione Sismica II Livello del territorio comunale di Cesena, l'indagine sismica HVSR effettuata ha evidenziato un picco di risonanza intorno a 1 hz, tipica delle aree di cerniera o conoide.

L'area di intervento è caratterizzata dall'alternarsi a profondità diverse di terreni fini molto fini, con livelli e lenti sabbiose e limoso sabbiose più competenti, ciò è probabilmente dovuto alla passata presenza nei luoghi dell'alveo fluviale di un corso d'acqua a regime torrentizio, il progettista quindi, in sede di progettazione definitiva, dovrà verificare il sito di intervento con nuove e specifiche indagini geognostiche utili nella scelta della struttura fondale confacente sia alla tipologia edilizia sia alla sua funzione d'uso.

I risultati dei cedimenti edometrici ipotizzati, non avendo la possibilità di consocere in questo stadio le azioni di esercizio agenti sui terreni e riportati in allegato, rientrano nei range di riferimento, sebbene a causa delle eterogeneità stratigrafica riscontrata, nelle diverse aree di studio sono state rilevate sostanziali differenze, la prova cpte1 infatti presentando un spessore superficiale a granulometria media, sabbie e sabbie limose, mostra a parità di carico cedimenti minori rispetto alla cpte2 che invece ha presenza superficiale di terreni fini molto fini.

Il sito mostra un potenziale di liquefazione compreso tra moderato e alto, ciò è dovuto alla scelta nel calcolo di una magnitudo massima attesa pari 7, con un indice di potenziale liquefazione misurato pari a 6.93 e pari a 5.00; abbassando il valore di magnitudo massima attesa a 6 i coefficienti relativi al potenziale di liquefazione si

abbassano in modo significativo; durante i diversi steps di progettazione si dovrà anche a quest'ultimo fine sviluppare una accurata indagine geognostica per valutare puntualmente le caratteristiche stratigrafiche ed i cedimenti edometrici e post sismici attesi.



Sant'Egidio

Casa Grassi

Casa Bastieri

255040

Gimitero Militare Inglese

Casa Venturi

Casa Palazzi

Casa Soldati

Assano I

Gimitero militare Inglese

AES8

C. Foschi

FAA

C. Valducci

SS 0 255080

scolo Assano I

Stadio Comunale La Fiorita

Ponte della Pietra

Case Frini II

AES8a

C. Sbr

35

CEA


FCOa


FCO

# Legenda

 CEA - Marne di Cella

 FAA - Argille Azzurre

 FCO - Formazione a Colombacci

 FCOa - Formazione a Colombacci -  
litofacies arenacea

Province



Comuni



Griglia 10.000




Punti di osservaz. e misura (10K)



*stratificazione dritta*

Ambienti deposiz. e litologie (10K)

 *Limo Argilloso Sabbioso - Piana  
alluvionale*


 *Sabbia Limoso Argillosa - Piana  
alluvionale*

Coperture quaternarie (10K)

 AES8 - Subsistema di Ravenna

 AES8a - Unità di Modena

Limiti di unità geologiche (10K)

 *limite di natura incerta*

Affioramenti (aree) (10K)



Unità geologiche (10K)



PROVINCIA DI FORLÌ - CESENA  
SERVIZIO PIANIFICAZIONE TERRITORIALE

P.T.C.P.

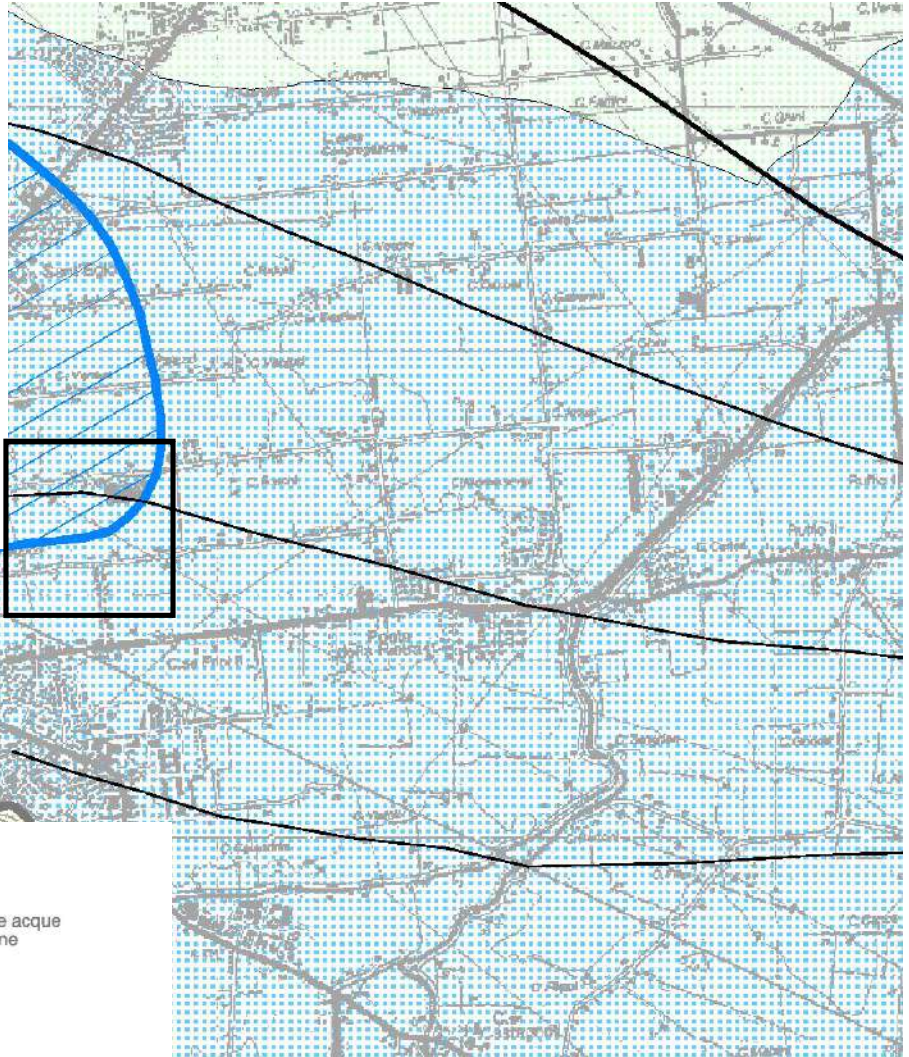


## PIANO TERRITORIALE DI COORDINAMENTO PROVINCIALE

Attuazione dell'art. 2 della L.R. 6/95

adottato con delibera del Consiglio Provinciale n.15882/43 del 28 aprile 1999  
approvato con delibera di Giunta Regionale n.1595 del 31 luglio 2001

TAVOLA B (foglio 2)  
CARTA IDROGEOLOGICA



### LEGENDA

#### PERMEABILITA'

Individuazione in pianura delle aree ad uguale accettazione delle acque meteoriche, identificate in base alla "Carta dei suoli" della Regione Emilia-Romagna (1994)

- Molto alta
- Molto alta - moderata
- Alta - molto alta
- Alta
- Alta - moderata
- Moderata
- Moderata - bassa

Individuazione per le aree di montagna e collina di aree ad uguale permeabilita' sulla base della "Carta litologica" della Regione Emilia-Romagna (1984)

- Alta
- Media
- Bassa
- Impermeabile

#### ACQUIFERI

Zone di ricarica degli acquiferi  
Perimetrazione delle aree di ricarica degli acquiferi di montagna e pianura  
Fonti: Carta del rischio geoambientale Regione Emilia-Romagna 1978;  
Regione Emilia-Romagna 1998



#### PIEZOMETRIA

Isofreatiche relative alla piezometria media dell'acquifero piu' superficiale nell'anno 1993, in m.

Fonte: Idroser/A.R.P.A. (1995)

∧∨ Piezometria di pianura

#### PLUVIOMETRIA E TERMOMETRIA

Ubicazione delle stazioni pluviometriche e termopluviometriche  
Fonte: Servizio meteorologico regionale - dati pluviometrici dal 1951 al 1994

- Stazioni pluviometriche
- Stazioni termopluviometriche

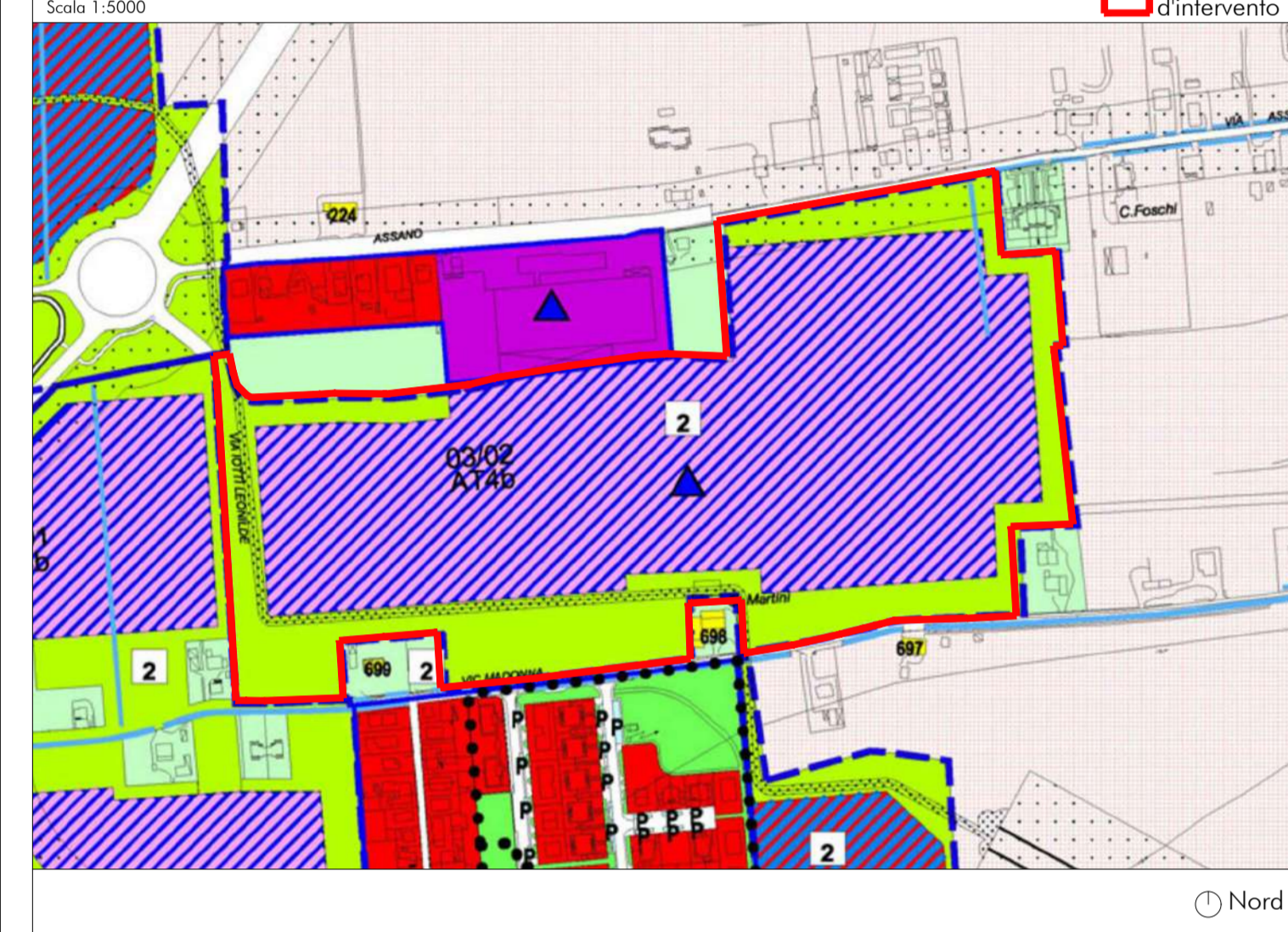
#### PUNTI DI PRELIEVO IDRICO

Ubicazione dei punti di prelievo idrico ad uso idropotabile  
Fonte: P.T.C.P.

- Pozzi
- Sorgenti

Confini provinciali

Limite morfologico collina pianura



PREVISIONI DI PRG

Sul (Superficie Totale)	ster	Uti	Sul	% Pol. ins.	Pol. ins. (m2)	Totale Sul (m2)
comparto	148402	470	2261	100%	14840	
destinato	4167	126	200	2%	125	44896
			59881		14965,7	

PREVISIONI DI PRG (cont.)

Sul (Superficie Utilizzabile)	ster	% Se	Se	% Pol. ins.	Pol. ins. (m2)	Totale Se (m2)
comparto	148402	45%	2261	100%	14840	
destinato	4167	12%	500	2%	125	44896
			59881		14965,7	

PROFILI

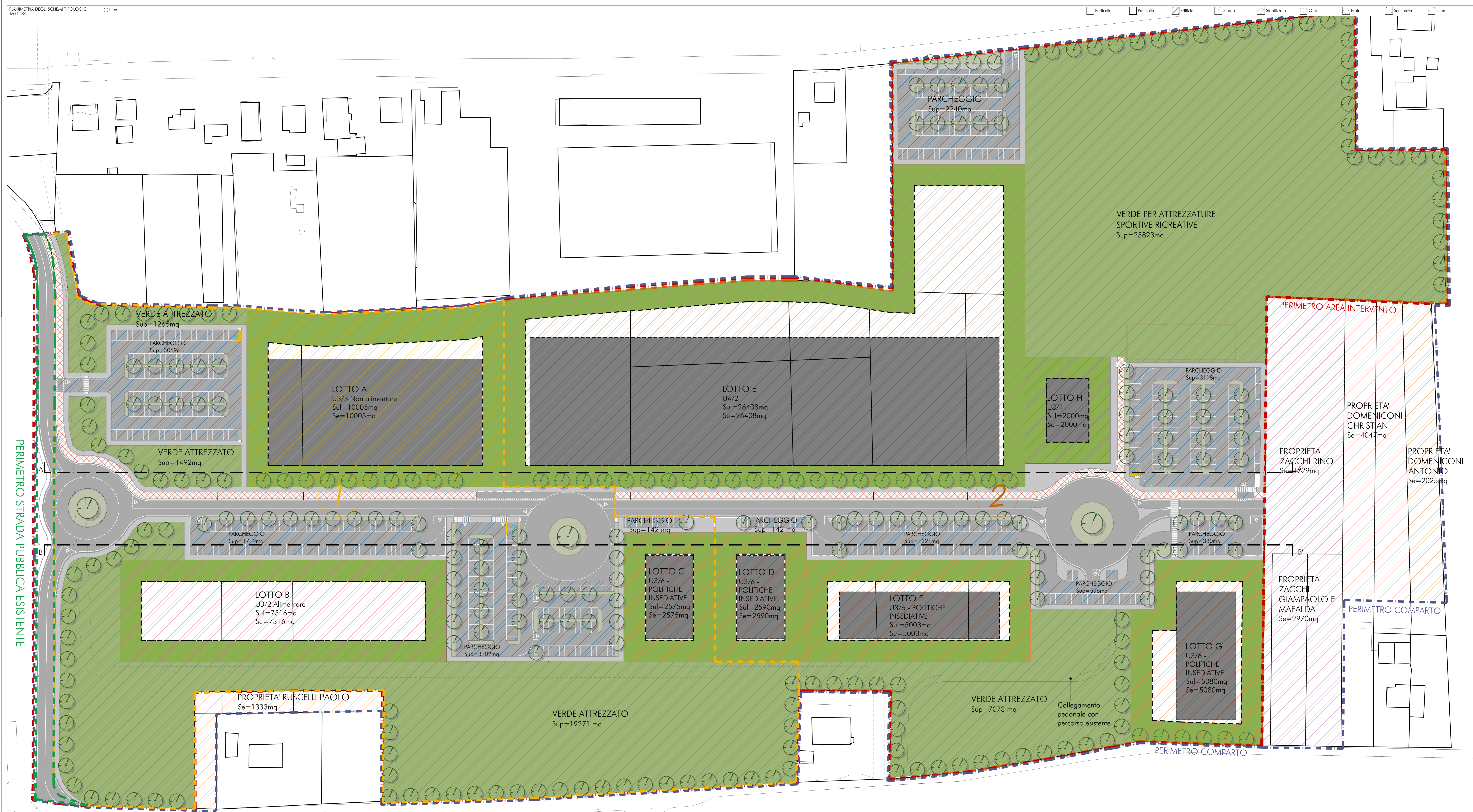
ster	Se	Se Totale (m2)	%
148402	2261	110569,01	90%
4167	500	4547	2%
59881	14965,7	115116,71	92%
470	2000	2000	1%
126	2000	2000	2%
2000	2000	2000	1%
125	2000	2000	2%
125	2000	2000	1%
148726,50	4167	119981,6	100%

PREVISIONI DI PROGETTO

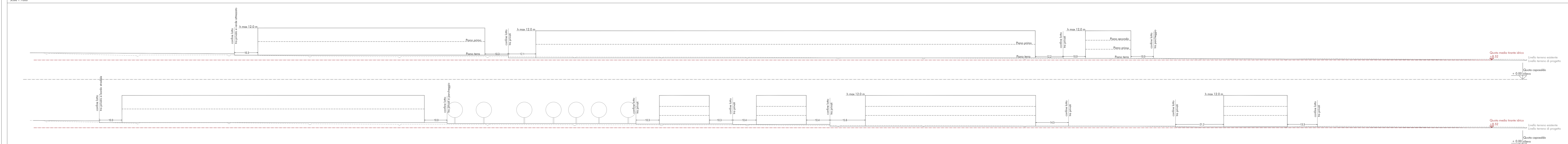
STRALCI FUNZIONALI	USI	S. fond.	St	Se	P2 standard	P2 progetto	tp (50/50%)	tp (50) progetto	Area verde
1	Lotto A U3/3	10005	10005	4000					
	Lotto B U3/2	7316	7316	2926					
	Lotto C U3/6	2575	2575	468					
	Lotto D U3/6	2590	2590	471					
2	Lotto E U4/2	26408	26408	4801					
	Lotto F U3/6	5003	5003	910					
	Lotto G U3/6	5080	5080	924					
	Lotto H U3/1	2000	2000	909					
		92143	41081	8015	7797	27643	34304	32896	

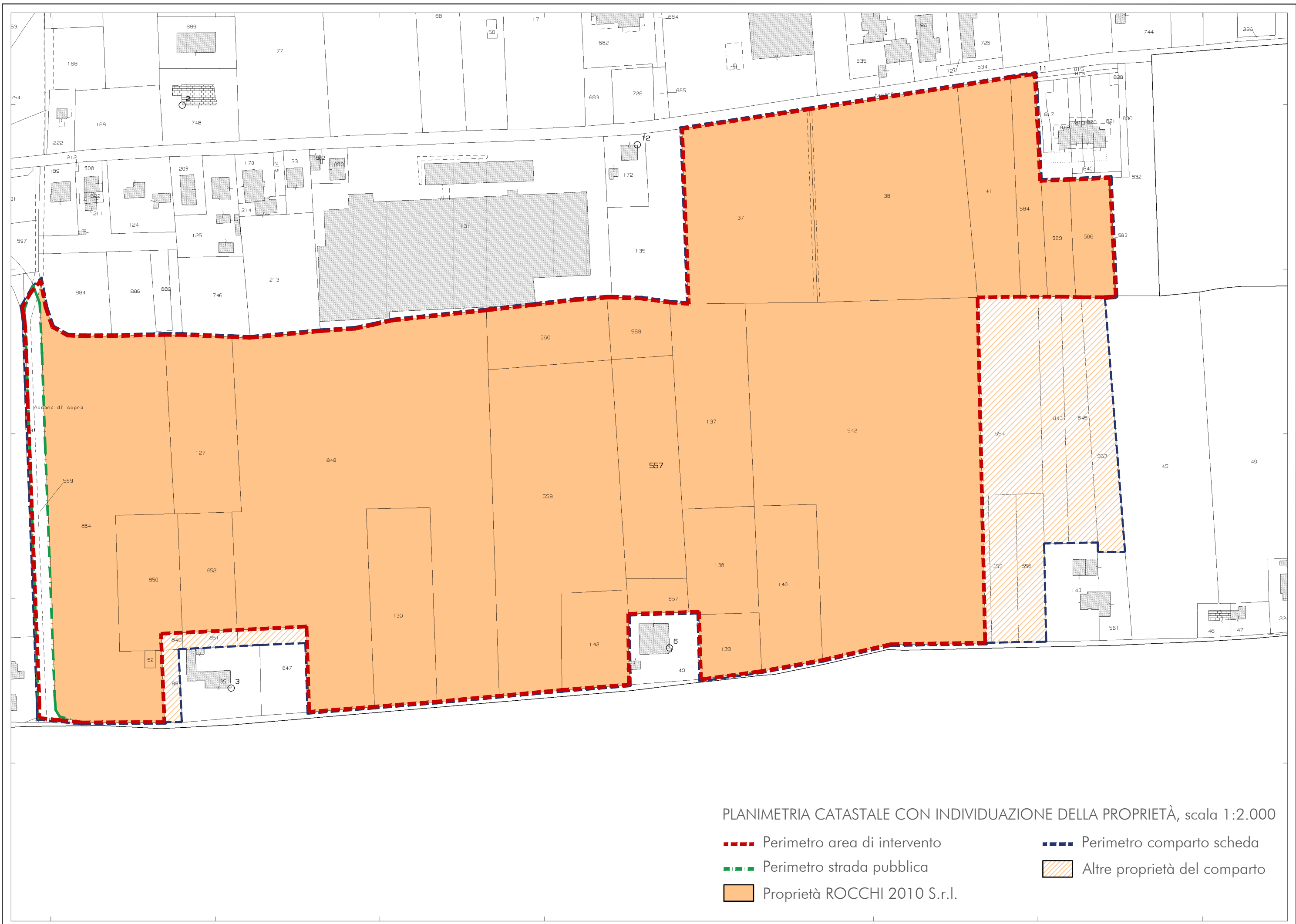
PREVISIONI COMPLESSIVE DI PROGETTO

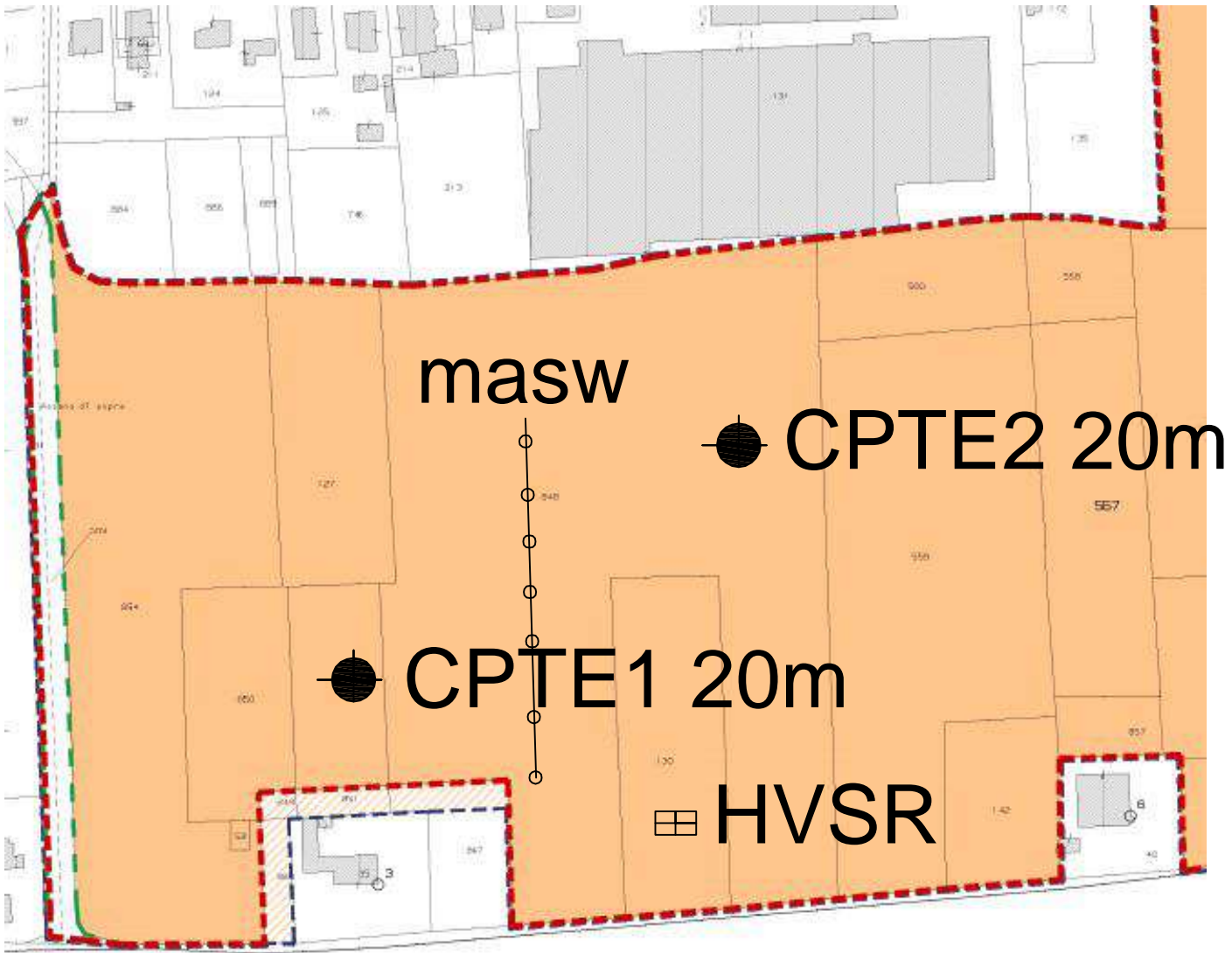
USI	Ster	Sul	Se	P2 standard (mq)	P2 progetto (mq)	tp (50/50%)	tp (50) progetto	Area verde
Lotto A U3/3	10005	10005						
Lotto B U3/2	7316	7316	797	8002	18128	23632	22028	
Lotto C U3/6	2575	2575						
Lotto D U3/6	2590	2590						
Lotto E U4/2	26408	26408						
Lotto F U3/6	5003	5003	8015	7797	27643	34304	32896	
Lotto G U3/6	5080	5080						
Lotto H U3/1	2000	2000						
	60977	60977	15411	15829	46608	55802	53341	



PROFLO DEL TERRENO  
 scala 1:1000









**Prova: CPTU.1**

.Committente: Geol. Aride bucci

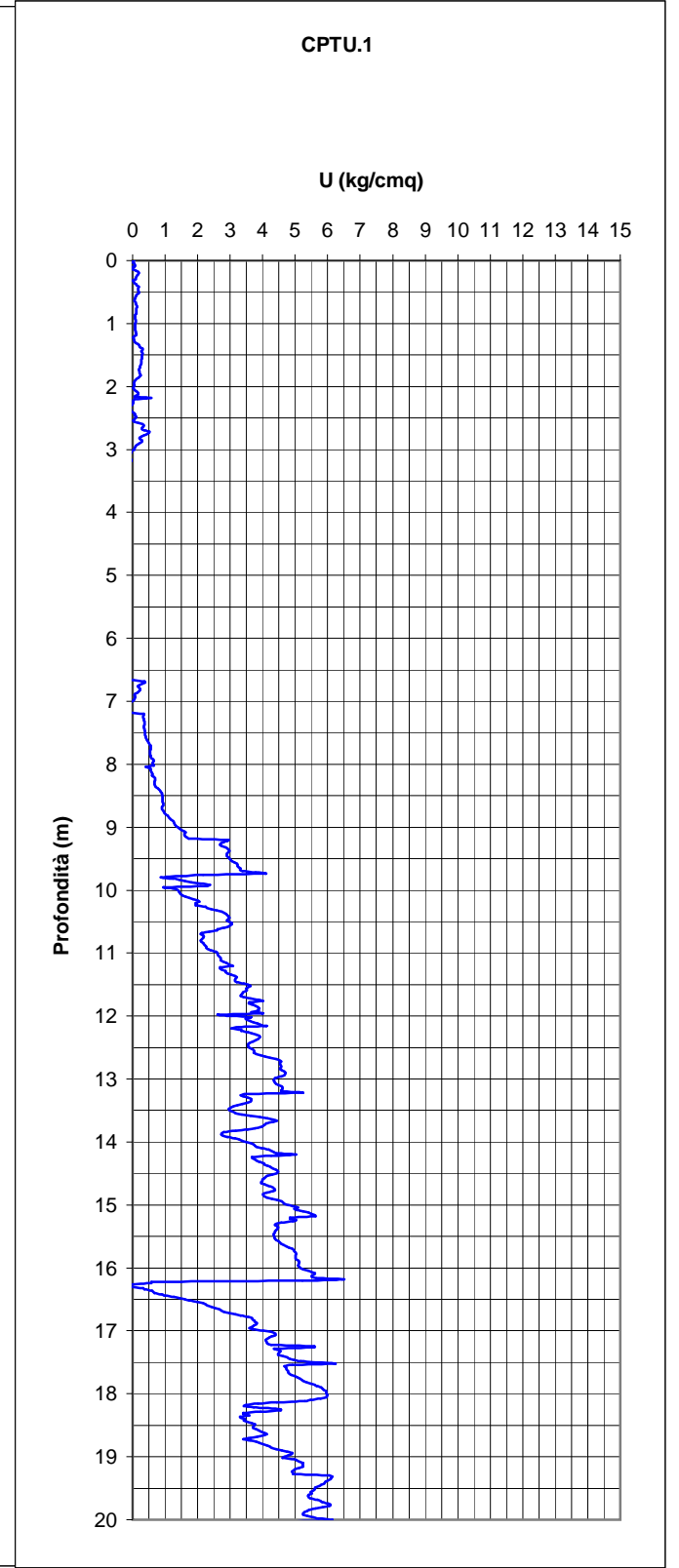
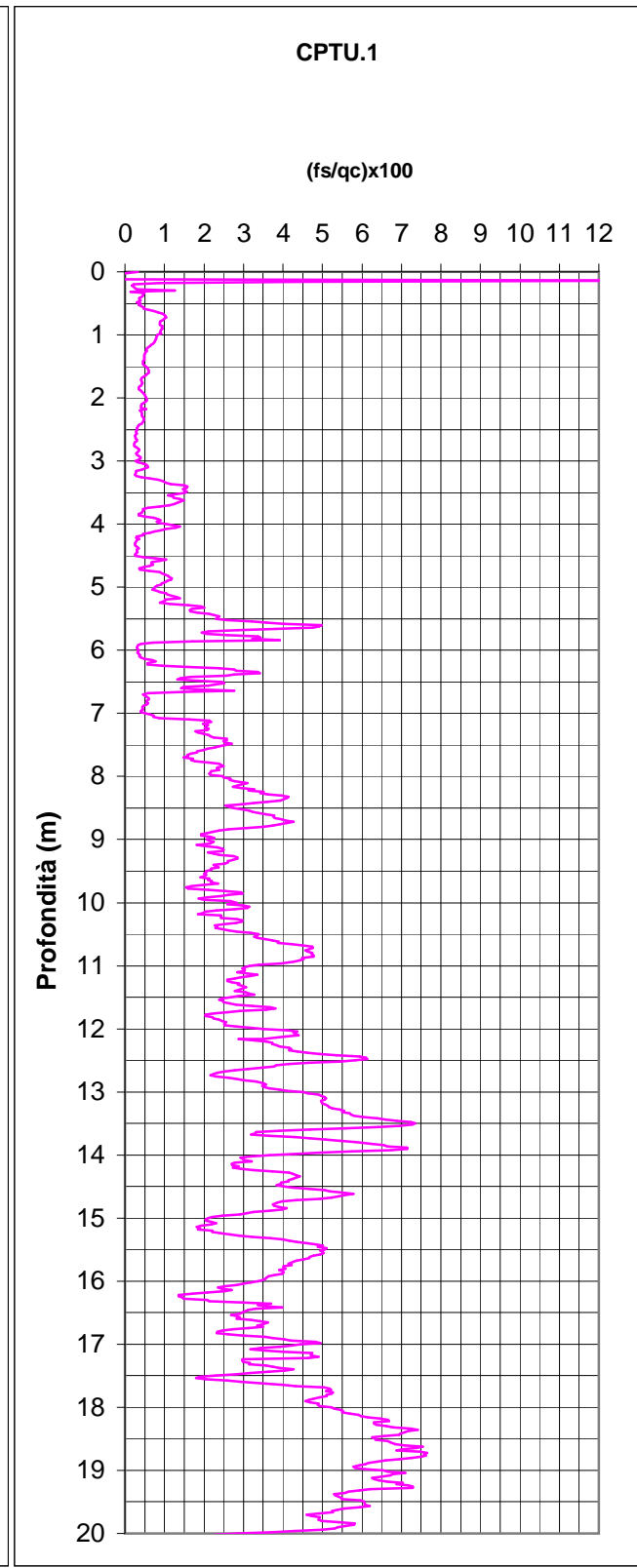
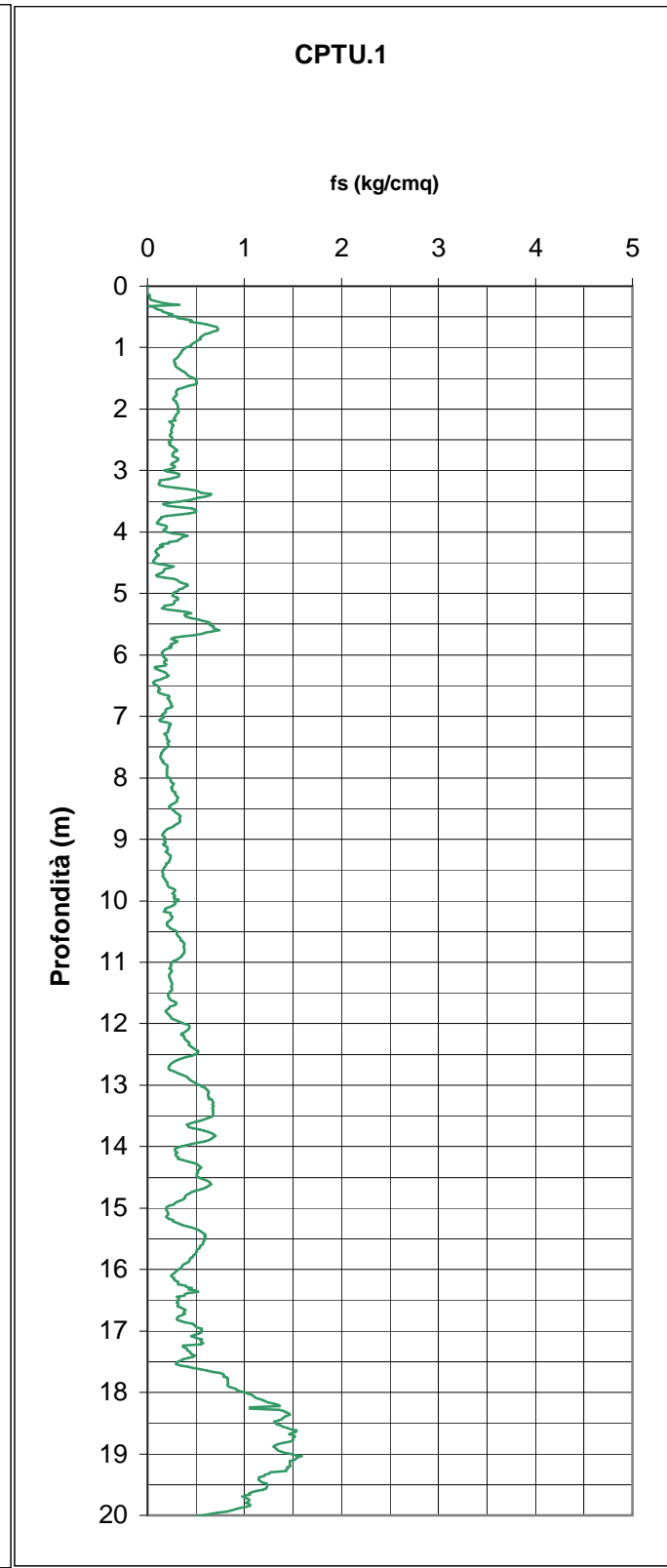
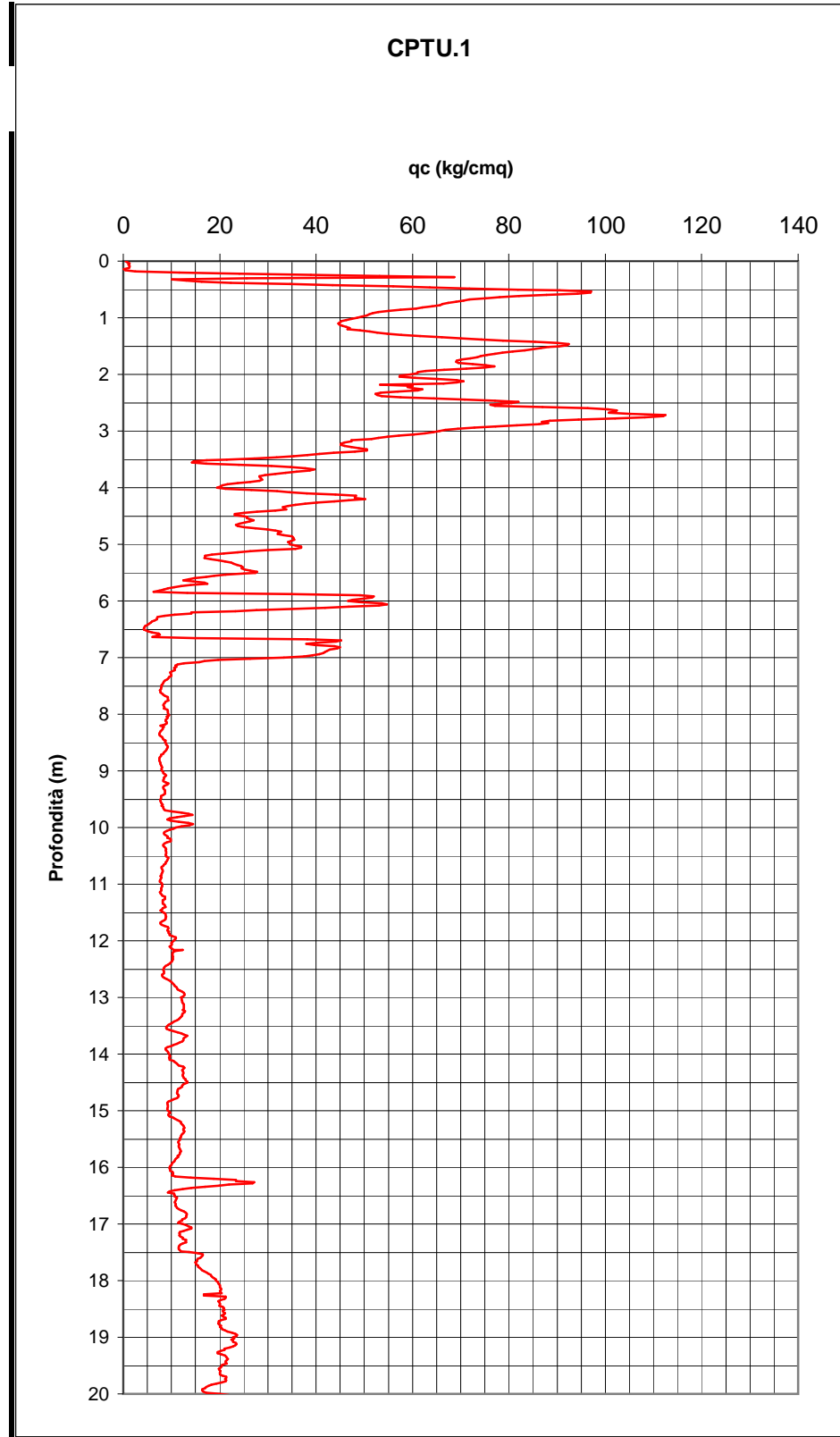
Località: Via L. Lotti CESENA

Data: 10/08/2020

Profondità della falda: -3,75 m Preforo

Cantiere: Lat. \_\_\_\_° Lon \_\_\_\_°

Quota: \_- \_ mslm



**Prova: CPTU.2**

.Committente: Geol. Aride bucci

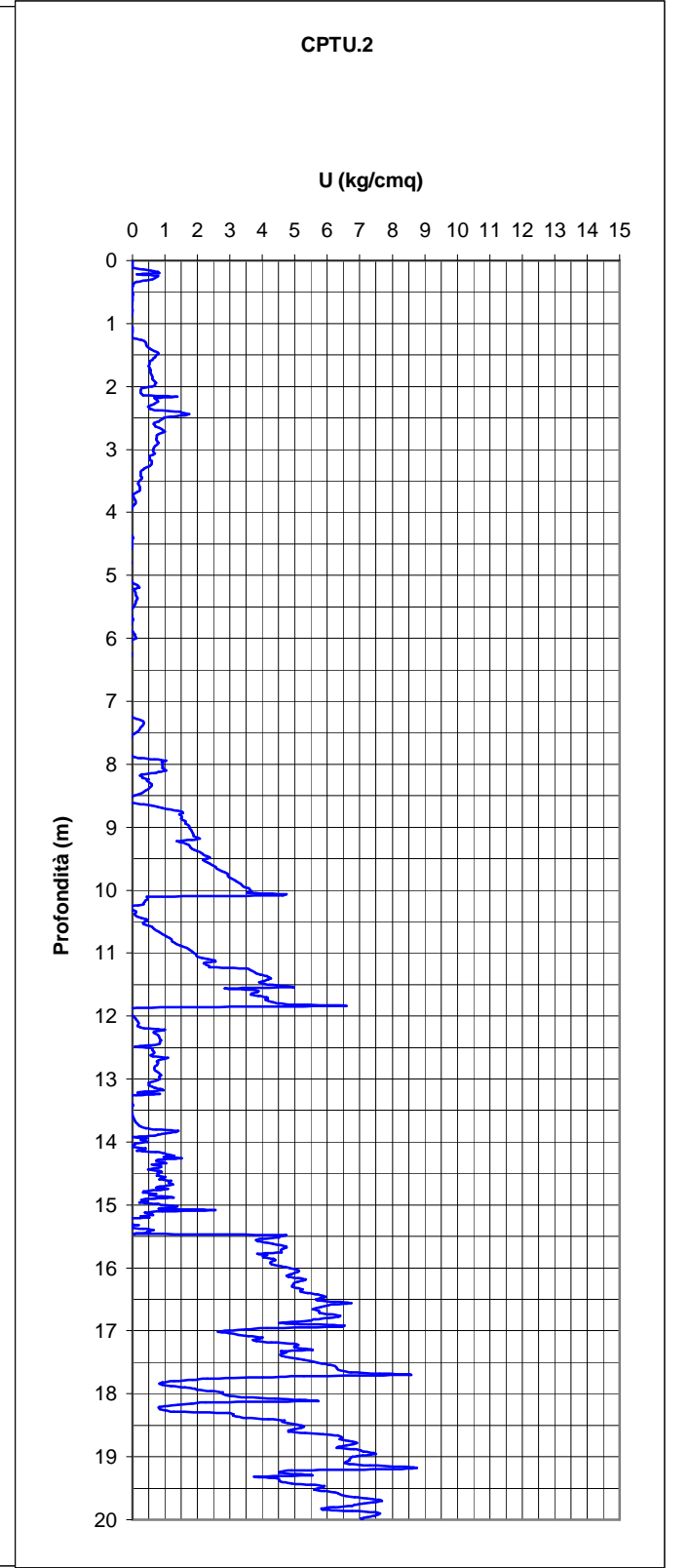
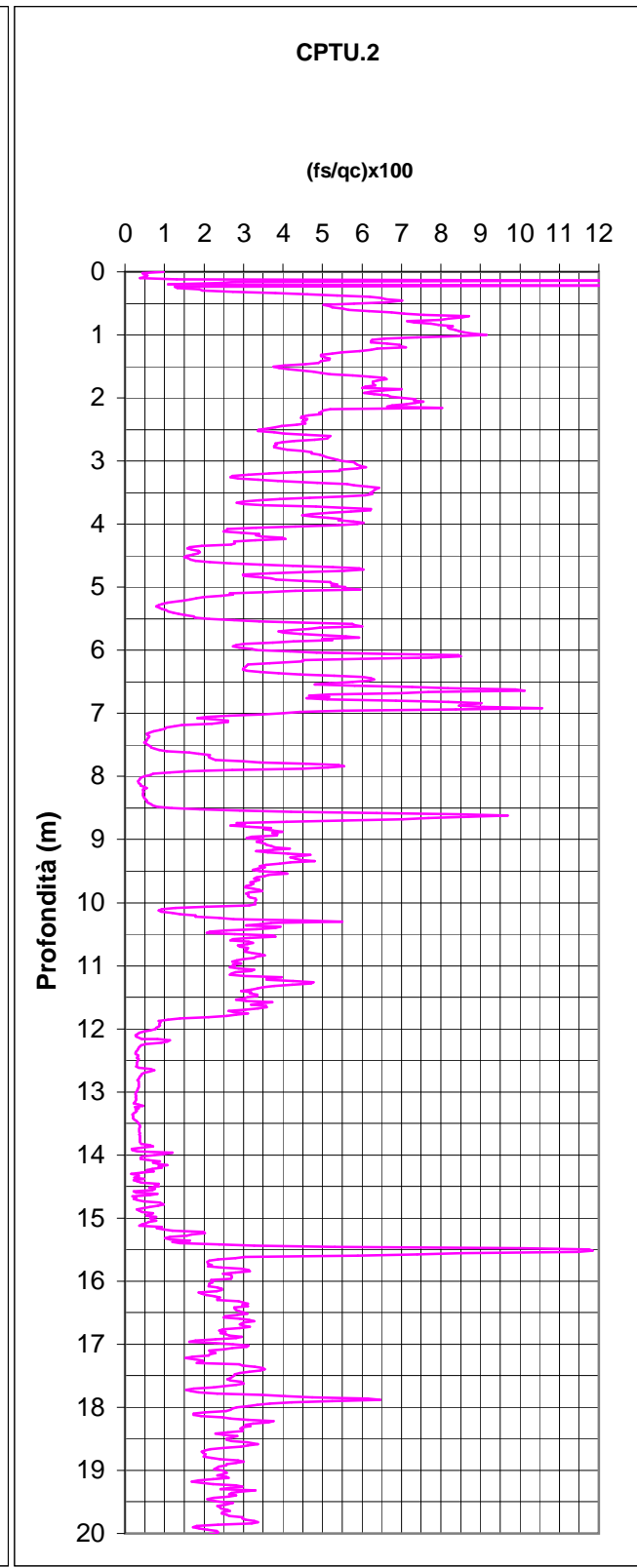
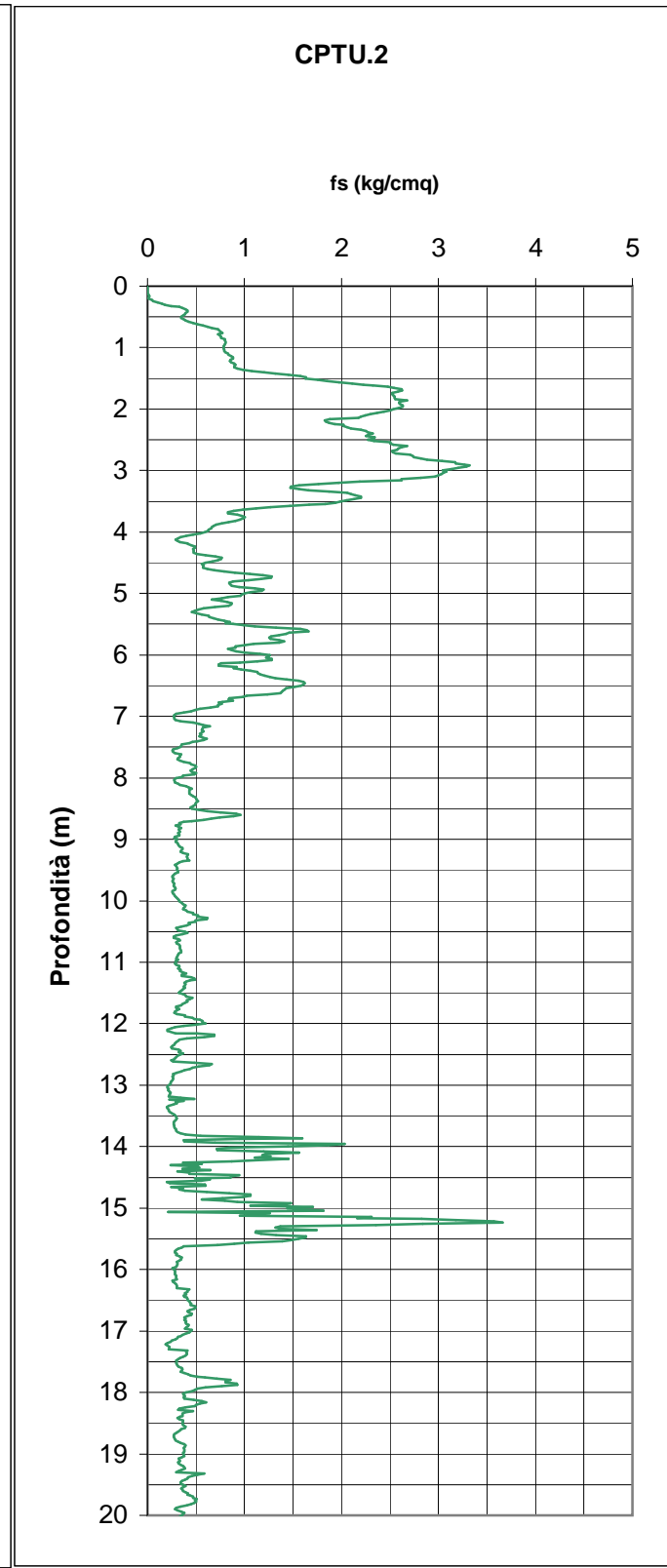
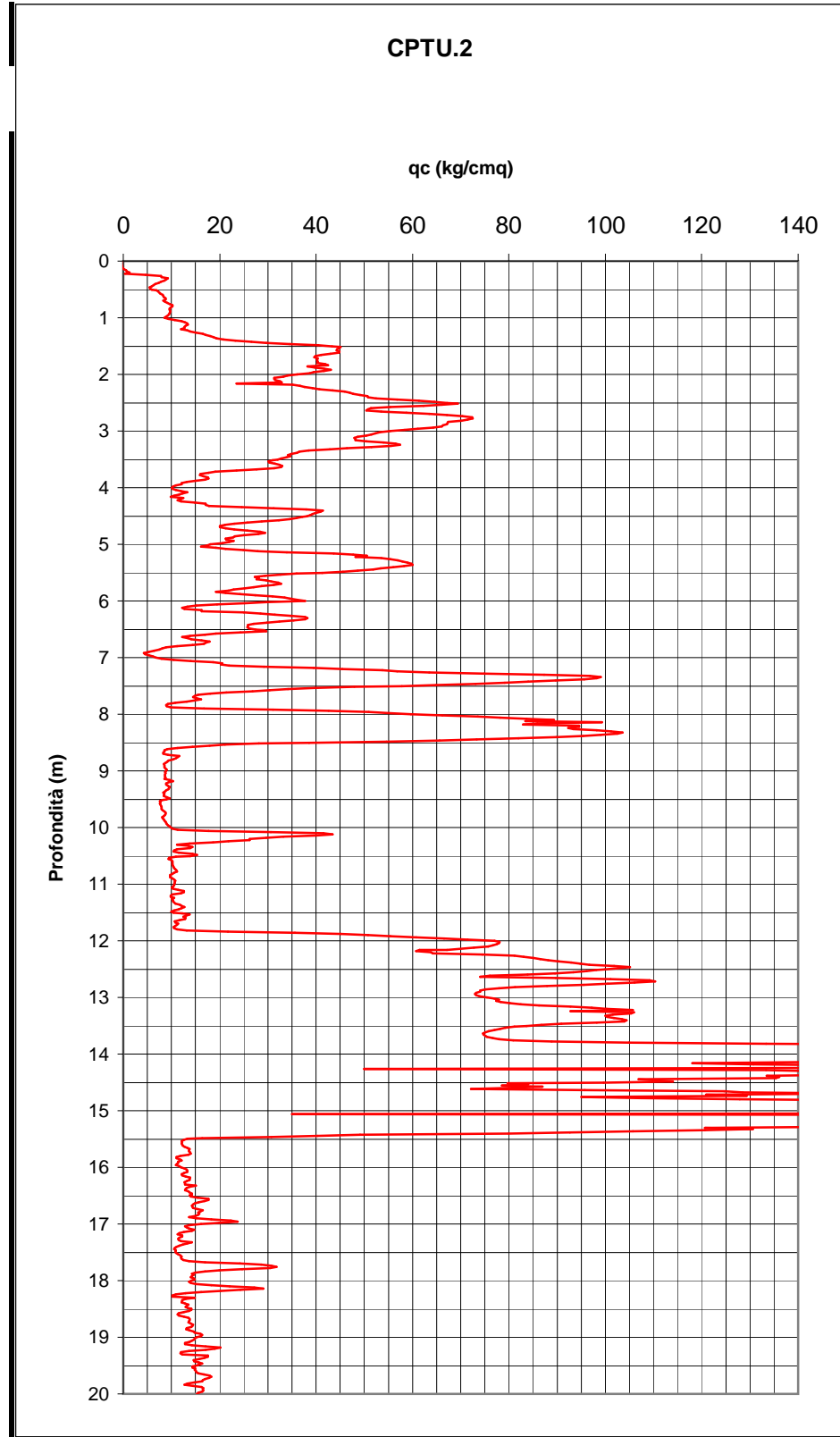
Località: Via L. Lotti CESENA

Data: 27/10/2020

Profondità della falda: -3,80 m Preforo \_\_\_\_\_

Cantiere: Lat. \_\_\_\_° Lon \_\_\_\_°


Quota: \_\_\_\_ mslm





Via: Montepetra 47030 Sogliano al Rubicone -  
Forli Cesena  
Aride Bucci Geologo  
Tel: 3495430080 -  
Email: geologobucci@gmail.com

Pua Via Assano Cesena

	Data: novembre 2020
	Il committente Rocchi 2000 srl -
	IL Tecnico Geologo Aride Bucci
	Il Progettista Studio Associato Barbieri
<b>Indagine geofisica MASW</b>	

# PROVA MASW

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.

## Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- **P-Longitudinale:** onda profonda di compressione;
- **S-Trasversale:** onda profonda di taglio;
- **L-Love:** onda di superficie, composta da onde P e S;
- **R-Rayleigh:** onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.

## Onde di Rayleigh – “R”

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (onde P, onde S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidità.

## Analisi del segnale con tecnica MASW

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

## Modellizzazione

E' possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times \nu$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidità.

**Modi di vibrazione**

Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

**Profondità di indagine**

Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

## Dati generali

<b>Committente</b>	Rocchi 2000 srl
<b>Cantiere</b>	Via Assano
<b>Località</b>	Cesena
<b>Operatore</b>	Geologo Aride Bucci
<b>Zona</b>	Montefiore
<b>Data</b>	09/11/2020 01:34
<b>Latitudine</b>	44.1439
<b>Longitudine</b>	12.2693

## Tracce

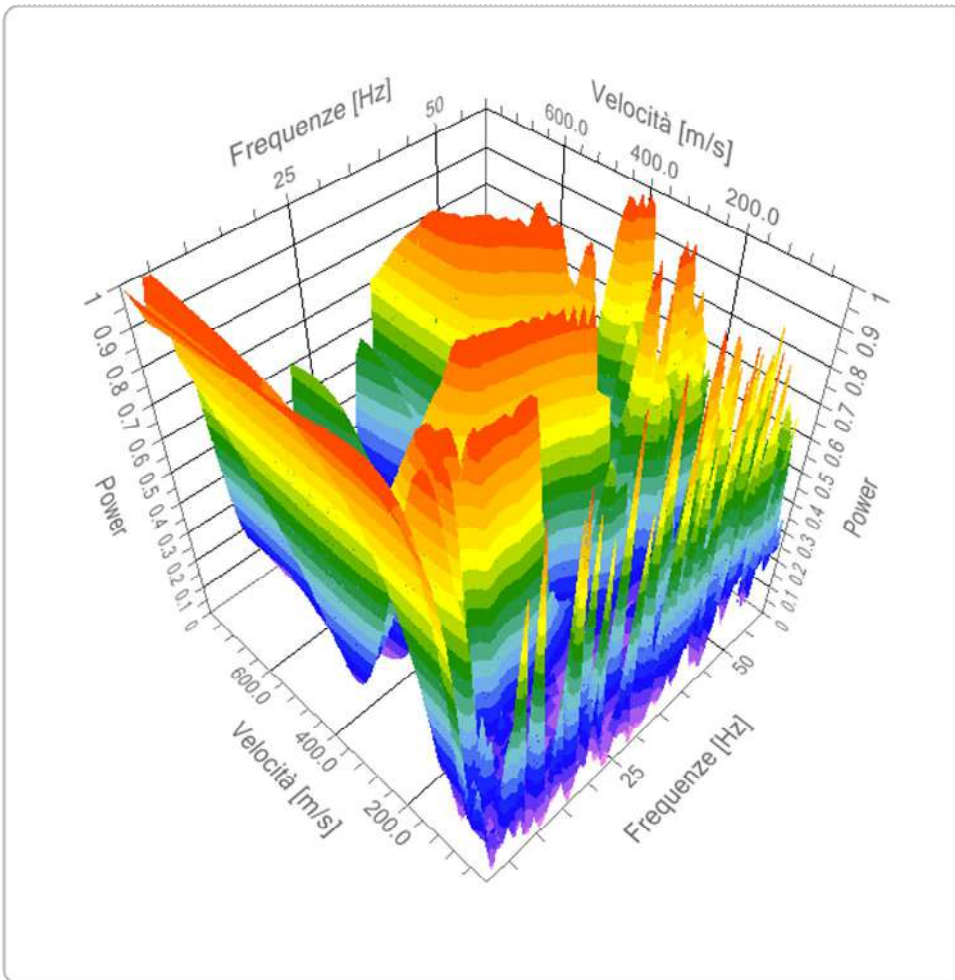
<b>N. tracce</b>	24
<b>Durata acquisizione [msec]</b>	1002.3
<b>Interdistanza geofoni [m]</b>	2.0
<b>Periodo di campionamento [msec]</b>	0.131

## Analisi spettrale

<b>Frequenza minima di elaborazione [Hz]</b>	1
<b>Frequenza massima di elaborazione [Hz]</b>	60
<b>Velocità minima di elaborazione [m/sec]</b>	1
<b>Velocità massima di elaborazione [m/sec]</b>	800
<b>Intervallo velocità [m/sec]</b>	1



Spettro Velocità di fase - Frequenze

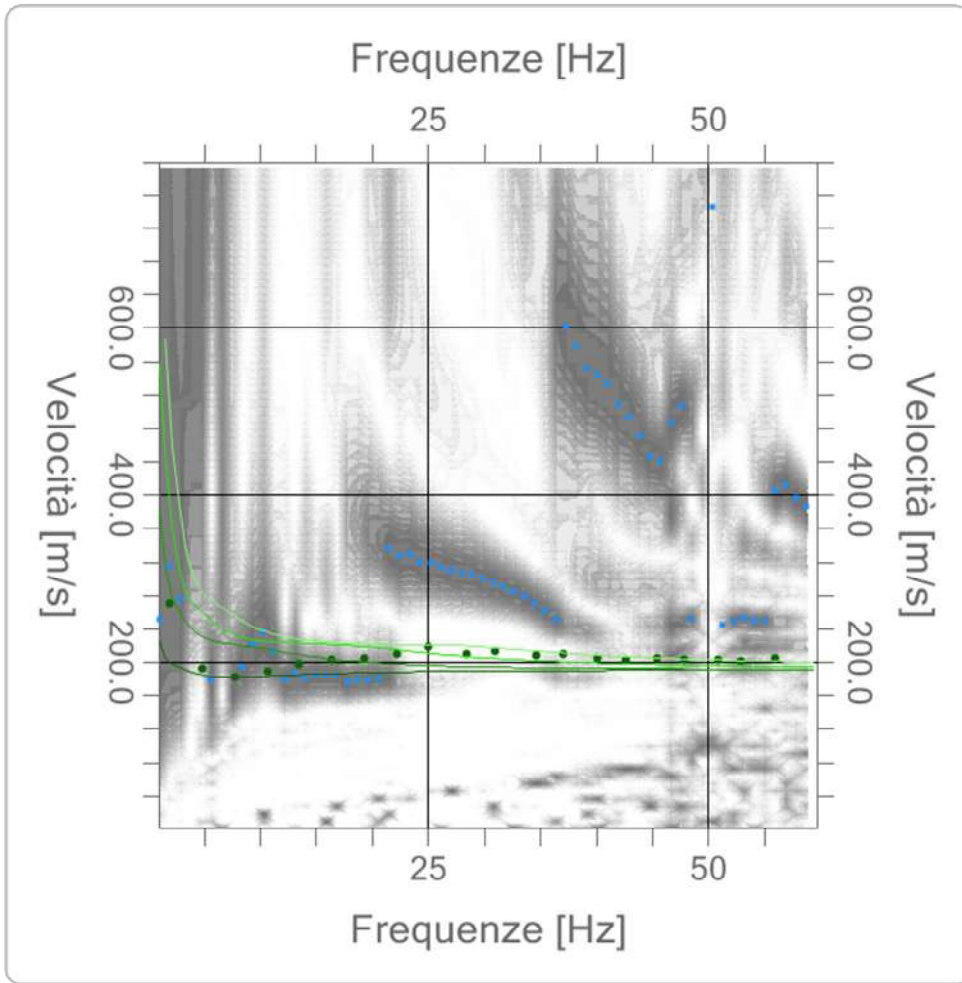


### Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	2.0	269.7	0
2	4.9	192.4	0
3	7.7	182.6	0
4	10.6	189.5	0
5	13.5	197.3	0
6	16.4	202.3	0

7	19.3	205.3	0
8	22.2	209.4	0
9	25.1	217.7	0
10	28.4	209.2	0
11	31.0	212.8	0
12	34.7	207.4	0
13	37.1	209.2	0
14	40.1	203.9	0
15	42.6	202.1	0
16	45.5	203.9	0
17	47.8	202.1	0
18	51.0	202.1	0
19	52.9	200.3	0
20	55.9	203.9	0

Spettro Velocità di fase - Frequenze



## Inversione

n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1		5.15	5.15	1900.0	0.30	No	423.0	226.1
2		7.04	1.89	1800.0	0.30	No	425.9	227.6
3		28.75	21.71	1800.0	0.30	Si	395.3	211.3
4		68.27	39.52	1800.0	0.30	No	494.7	264.4
5		152.61	84.34	1800.0	0.30	No	574.8	307.3
6		oo	oo	2000.0	0.30	No	1143.4	611.2

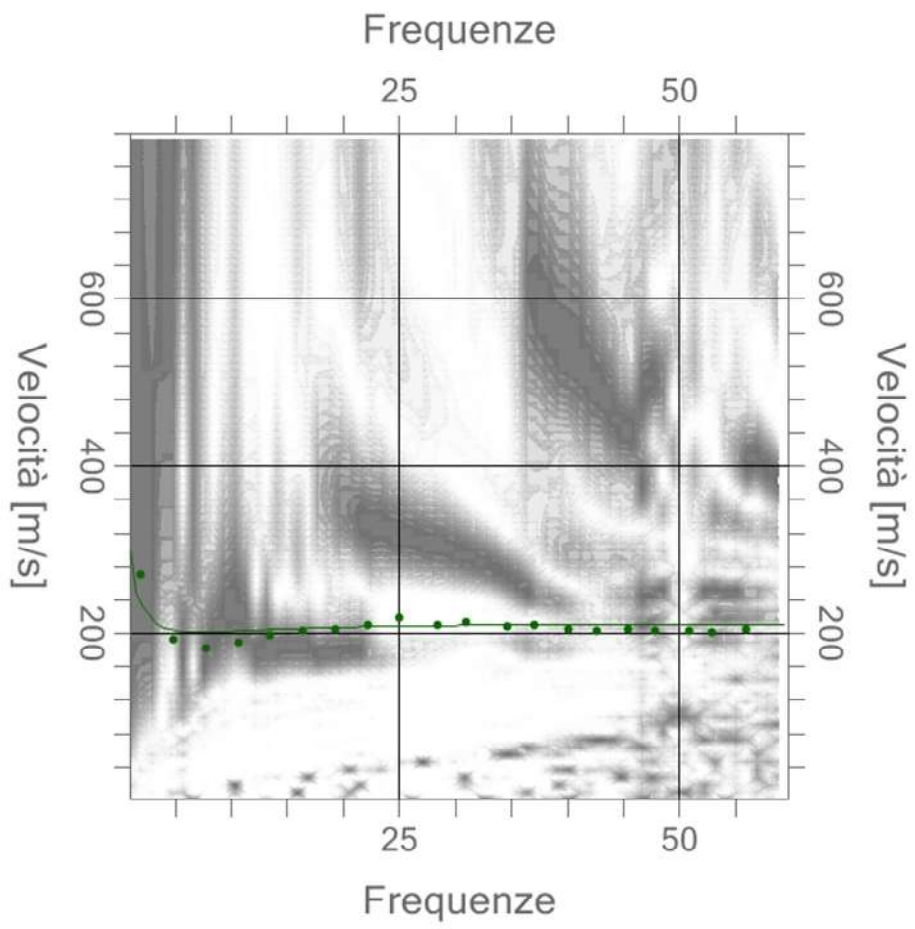
Percentuale di errore

0.267 %

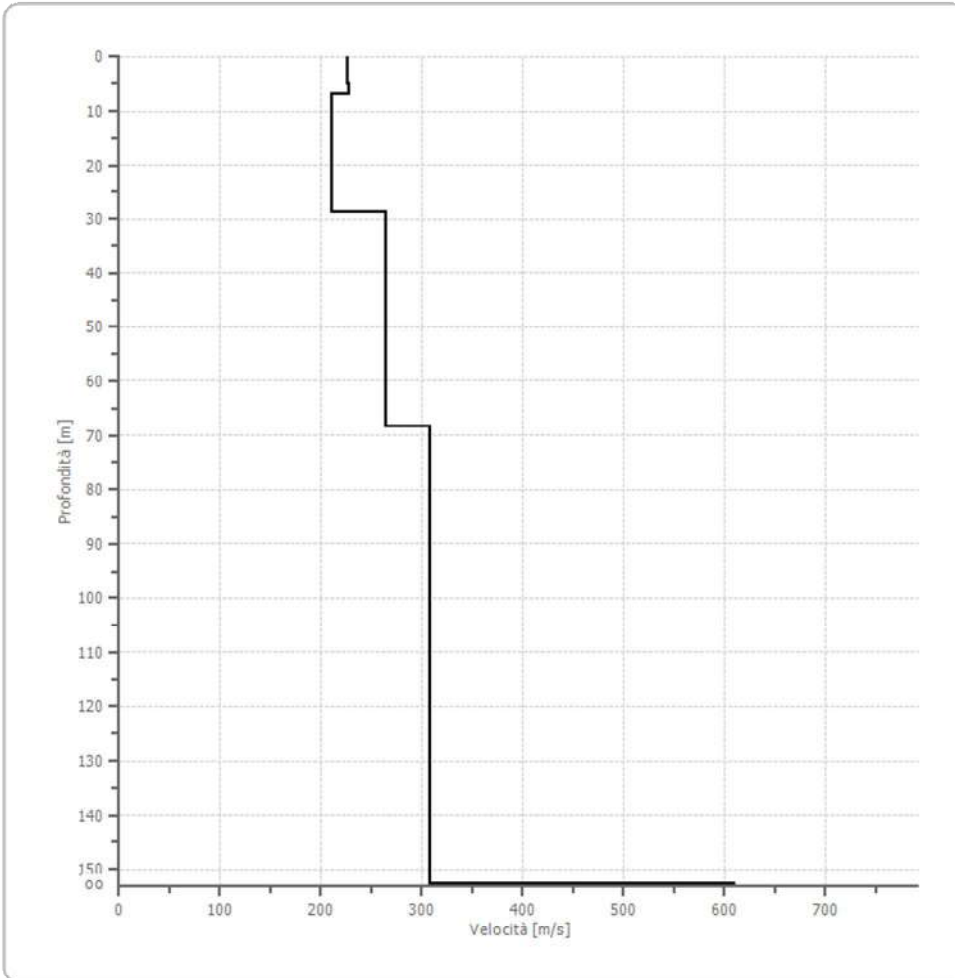
Fattore di disadattamento della soluzione

0.048

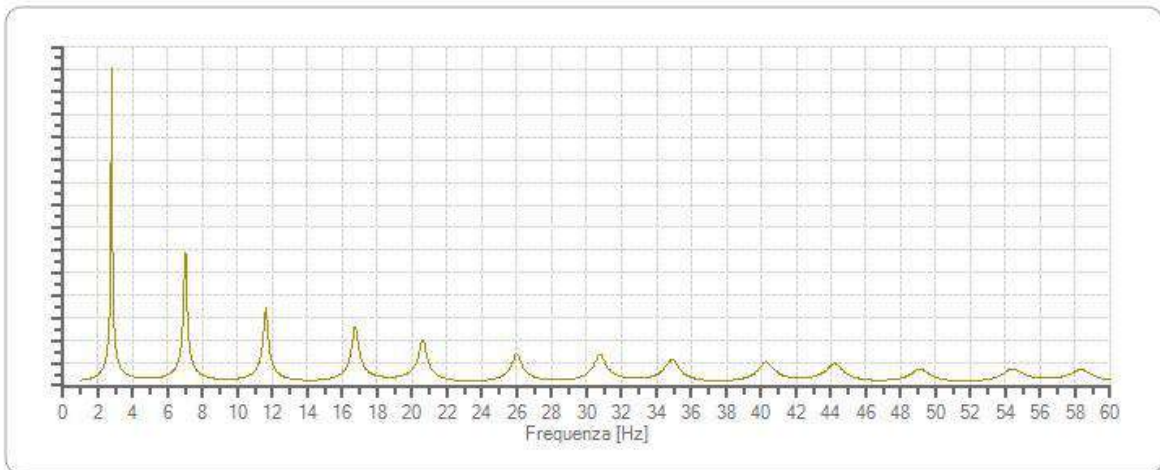
Inversione

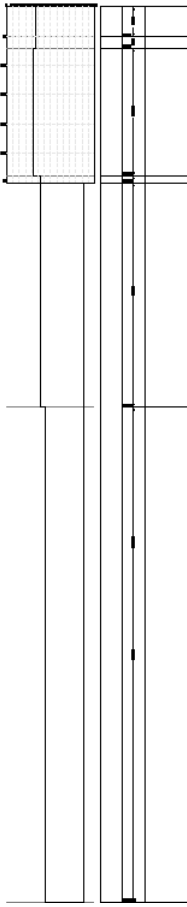


Profilo di velocità



Funzione di trasferimento





## Risultati

<b>Profondità piano di posa [m]</b>	0.00
<b>Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)</b>	216.55
<b>Categoria del suolo</b>	C

Suolo di tipo C: 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.

### Altri parametri geotecnici

n	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/m <sup>3</sup> ]	Coefficiente Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]	NSP T	Qc [kPa]
1	5.15	5.15	226.10	422.99	1900.00	0.30	97.13	339.95	210.45	252.54	N/A	1408.55
2	7.04	1.89	227.64	425.88	1800.00	0.30	93.28	326.48	202.10	242.53	N/A	1457.57
3	28.75	21.71	211.32	395.35	1800.00	0.30	80.38	281.34	174.16	209.00	27	1002.93
4	68.27	39.52	264.42	494.69	1800.00	0.30	125.85	440.49	272.68	327.22	33	3093.66
5	152.61	84.34	307.25	574.82	1800.00	0.30	169.93	594.76	368.18	441.82	31	N/A
6	oo	oo	611.19	1143.43	2000.00	0.30	747.11	2614.87	1618.73	1942.48	0	N/A



$G_0$ : Modulo di deformazione al taglio;

$E_d$ : Modulo edometrico;

$M_0$ : Modulo di compressibilità volumetrica;

$E_y$ : Modulo di Young;

## Indice

Dati generali.....	4
Tracce.....	5
Analisi spettrale.....	6
Curva di dispersione.....	7
Inversione.....	10
Risultati.....	14
Altri parametri geotecnici.....	14
Indice.....	16

**Località:**

Via Assano

**Comune:**

Cesena (FC)

**RELAZIONE GEOFISICA**

**OGGETTO:**

INDAGINE SISMICA PASSIVA MEDIANTE TROMOGRAFO  
DIGITALE “TROMINO”® (METODO NAKAMURA)

STIMA DELLA VS CON MISURA DIRETTA DELLE FREQUENZE DI  
RISONANZA DA STAZIONE SINGOLA - METODO H/V

**Data:**

Ottobre 2020

Impresa esecutrice

	GEOECOTER s.c.a.r.l. – Ingegneria Civile e Geologia Applicata
	Località Trabocchi, Montepetrabassa - 47030 Sogliano al Rubicone (FC) Tel/Fax: 0547/95080
www.geocoter.com	P.IVA Registro Imprese Forlì-Cesena 02669250405 R.E.A. 284299 Iscr. Albo Soc. Coop.ve A106613

## **PREMESSA E GENERALITA'**

### **MISURA DIRETTA DELLE FREQUENZE DI RISONANZA**

In linea di principio, visto che il suolo è assimilabile ad un corpo viscoelastico, é possibile misurarne le frequenze proprie di oscillazione in ogni punto. Queste frequenze dipendono dalle proprietà meccaniche e dalla morfologia attorno al punto di misura. Per la misura delle frequenze di risonanza solitamente viene applicato al corpo una sollecitazione nota (un impulso), misurando poi la risposta del corpo in termini di spostamenti o accelerazioni. La risposta del suolo può essere studiata in questa maniera utilizzando come funzione di eccitazione le onde di un terremoto o di una sorgente artificiale (sismica attiva). In alternativa si può utilizzare come funzione di eccitazione il rumore sismico di fondo. (sismica passiva).

Il rumore sismico ambientale viene generato da fenomeni atmosferici (onde oceaniche o vento) e dall'attività antropica. Viene detto anche “microtremore” perché riguarda oscillazioni molto più piccole di quelle indotte dai terremoti. Al rumore di fondo, sempre presente, si sovrappongono le sorgenti locali antropiche e naturali. I microtremori sono in parte costituiti da onde di volume P ed S, in parte da onde di superficiali che hanno velocità prossime a quelle delle onde S.

Il rumore sismico può essere misurato con il tromografo digitale Tromino ed analizzato con il software Grilla.

	GEOECOTER s.c.a.r.l. – Ingegneria Civile e Geologia Applicata
	Località Trabocchi, Montepetrabassa - 47030 Sogliano al Rubicone (FC) Tel/Fax: 0547/95080
www.geocoter.com	P.IVA Registro Imprese Forlì-Cesena 02669250405 R.E.A. 284299 Iscr. Albo Soc. Coop.ve A106613



## METODO H/V

Dopo i primi studi di Kanai (1957), diversi metodi sono stati proposti per estrarre l'informazione relativa al sottosuolo dal rumore sismico registrato in un sito. La tecnica maggiormente consolidata, proposta da Nogoshi & Igarashi (1970), prende in esame i rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale (Horizontal to Vertical Spectra Ratio HVSR o H/V). La tecnica è universalmente riconosciuta come efficace nel fornire la frequenza di risonanza fondamentale del sottosuolo.

L'ampiezza del picco del rapporto H/V, pur essendo legata all'entità del contrasto di impedenza tra gli strati, non è correlabile all'amplificazione sismica in modo semplice.

In un mezzo "semplice", per es. coltre alterazione + bedrock (o strato assimilabile al bedrock; ad es. argille su ghiaie), dove i parametri sono costanti in ciascuno strato (1-D), i due strati hanno rispettivamente diverse densità  $\rho_1$  e  $\rho_2$  e diverse velocità delle onde sismiche  $V_1$  e  $V_2$ . Un'onda che viaggia nel mezzo 1 viene parzialmente riflessa dall'interfaccia che separa i due strati. L'onda così riflessa interferisce con quelle incidenti, sommandosi e

	GEOECOTER s.c.a.r.l. – Ingegneria Civile e Geologia Applicata
	Località Trabocchi, Montepetrabassa - 47030 Sogliano al Rubicone (FC) Tel/Fax: 0547/95080
www.geoecoter.com	P.IVA Registro Imprese Forlì-Cesena 02669250405 R.E.A. 284299 Iscr. Albo Soc. Coop.ve A106613

raggiungendo le ampiezze massime (condizione di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidenti ( $\lambda$ ) è 4 volte (o i suoi multipli dispari) lo spessore H del primo strato. Quindi la frequenza fondamentale di risonanza ( $f_r$ ) dello strato 1 relativa alle onde S è pari a:

$$f_r = V_s/4H \quad (1)$$

Questo effetto è sommabile, anche se non in modo lineare e senza una corrispondenza 1:1. Ciò significa che la curva H/V relativa ad un sistema a più strati contiene l'informazione relativa alle frequenze di risonanza (e quindi allo spessore) di ciascuno di essi, ma non risulta interpretabile applicando semplicemente l'equazione (1). E' necessario applicare il processo di inversione che richiede l'analisi delle singole componenti e del rapporto H/V, che fornisce un'importante normalizzazione del segnale per:

- a) contenuto in frequenza
- b) risposta strumentale
- c) ampiezza del segnale quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumore di fondo più o meno alto.

I valori assoluti degli spettri orizzontali (H) e verticali (V) variano con il livello assoluto del rumore ambientale (alte frequenze, disturbi "antropici" tipo mezzi in movimento, lavorazioni, calpestio ecc.). Nella pratica si usa H/V perché è un buon normalizzatore e, come ampiamente riconosciuto nella letteratura scientifica internazionale, H/V misura direttamente le frequenze di risonanza dei terreni.

	GEOECOTER s.c.a.r.l. – Ingegneria Civile e Geologia Applicata
	Località Trabocchi, Montepetrabassa - 47030 Sogliano al Rubicone (FC) Tel/Fax: 0547/95080
www.geocoter.com	P.IVA Registro Imprese Forlì-Cesena 02669250405 R.E.A. 284299 Iscr. Albo Soc. Coop.ve A106613

## STIMA DI VS A PARTIRE DA MISURE A STAZIONE SINGOLA

L'analisi H/V permette di identificare i contrasti di impedenza tra gli strati. Una coltre di sedimenti sovrastanti un substrato roccioso (bedrock) darà un picco nella funzione H/V. Però anche una coltre di sedimenti fini sopra uno strato di ghiaia può generare un massimo nella funzione H/V. In questo caso lo strato di ghiaia viene in genere indicato come bedrock-like (strato assimilabile al bedrock) anche se la sua velocità è inferiore agli 800 m/s previsti dalla normativa. Anche questi strati bedrock-like sono in grado di creare fenomeni di intrappolamento d'onde e quindi fenomeni di risonanza, se la discontinuità nelle Vs è netta.

In base alla precedente equazione, il segnale, una volta pulito dagli effetti antropici ad alta frequenza ( $>30\text{Hz}$ ), si può risolvere o conoscendo la Vs del materiale per determinare gli spessori oppure, conoscendo gli spessori, per determinare la Vs.

Quindi risulta indispensabile avere a disposizione dei vincoli da prove dirette del sottosuolo (penetrometrie, carotaggi) per poter associare ai picchi rilevati dalle misure di microtremore dei contrasti di impedenza adeguati, cioè modellare il mezzo geologico affinché rappresenti in maniera attendibile il sottosuolo, cioè strati con spessori e velocità associabili alla curva misurata delle frequenze di risonanza con il rapporto spettrale H/V.

Nel caso semplice di strato omogeneo sopra un bedrock, se da misure dirette è nota la profondità H del bedrock (o bedrock-like) si può calcolare il Vs30 attraverso le misure di fr. Se  $H > 30$  m, il valore di Vs30 viene calcolato direttamente dalla [1].

Se  $H \leq 30$  m, allora:

$$V_{s30} = \frac{30}{t_h + t_{30-H}} = \frac{30}{(1/v_r) + (30-H)/V_B} \quad [2]$$

dove  $V_B$  è la velocità delle onde  $S$  nel bedrock o bedrock-like.

Valori orientativi di velocità delle onde  $S$  sono riportati nella Tabella 1.

Tabella 1. Valori caratteristici delle onde  $S$  nei vari tipi di suolo (Borcherdt,1994).

Tipi di suolo	$V_s$ min. (m/s)	$V_s$ med. (m/s)	$V_s$ max. (m/s)
Rocce molto dure (rocce metamorfiche poco fratturate)	1400	1620	-
Rocce dure (graniti, rocce ignee, conglomerati, arenarie ed argilliti da poco a mediamente fratturati)	700	1050	1400
Suoli ghiaiosi e rocce da tenere a dure (rocce sedimentarie tenere, arenarie, argilliti, ghiaie e suoli con più del 20% di ghiaia)	375	540	700
argille compatte e suoli sabbiosi (sabbie da sciolte a molto compatte, limi e argille sabbiose o limose, argille da medie a compatte)	200	290	375
Terreni teneri (terreno di riporto sotto falda, argille da tenere a molto tenere)	100	150	200



	GEOECOTER s.c.a.r.l. – Ingegneria Civile e Geologia Applicata
	Località Trabocchi, Montepetrabassa - 47030 Sogliano al Rubicone (FC) Tel/Fax: 0547/95080
www.geocoter.com	P.IVA Registro Imprese Forlì-Cesena 02669250405 R.E.A. 284299 Iscr. Albo Soc. Coop.ve A106613

## MODI DI VIBRARE

Come il sottosuolo, eccitato dalle onde che lo attraversano, presenta più modi di vibrare anche le strutture e gli edifici in c.a. presenta a loro volta delle frequenze di risonanza proprie dell'edificio.

E' indispensabile evitare i fenomeni di doppia risonanza cioè quei casi in cui la frequenza propria del terreno ha picchi con frequenze di risonanza simili o leggermente inferiori a quelle dell'edificio.

Condizione ideale sarebbe data da una risonanza dell'edificio a frequenze minori di quelle del sottosuolo. Se le risonanze suolo-struttura coincidono la situazione è problematica dal punto di vista della vulnerabilità sismica, così come se la risonanza della struttura è a frequenze di poco superiore a quelle del sottosuolo la situazione è ugualmente problematica perché :

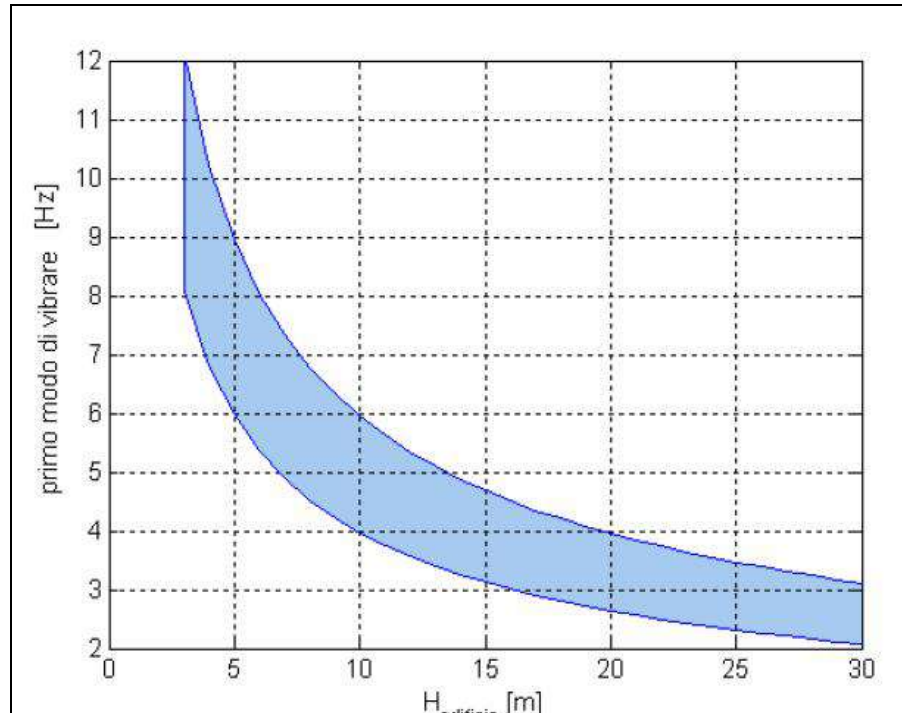
gli edifici con il proprio danneggiamento diminuiscono la loro frequenza di risonanza propria,

il sottosuolo può manifestare modi di vibrare di ampiezza maggiore e a frequenza maggiore rispetto a quella visibile con i microtremori.

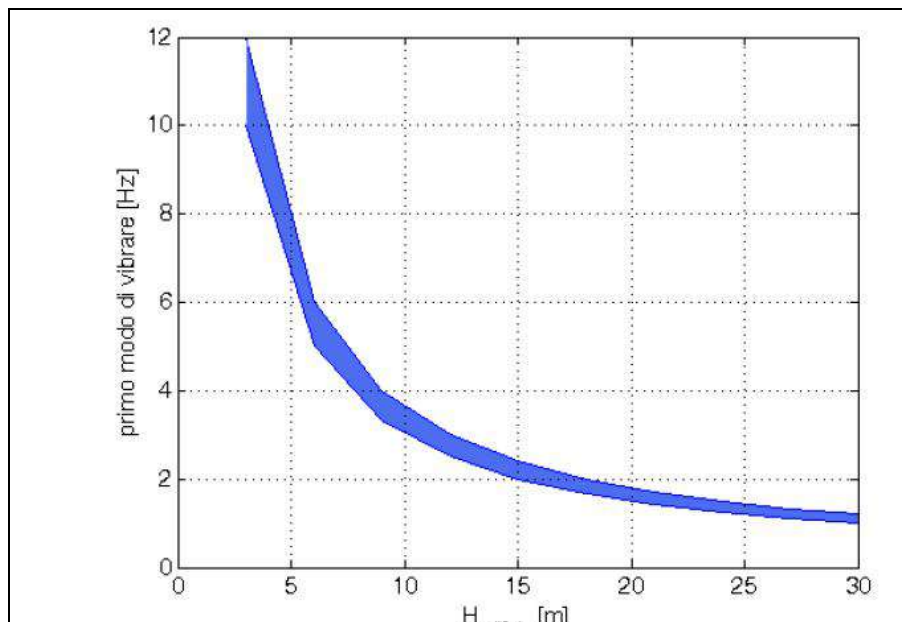
Quindi è opportuno che la frequenza di risonanza della struttura risulti sempre inferiore al picco di risonanza del terreno od almeno al di fuori del 40% dell'ampiezza del picco di risonanza del terreno.

Si allega di seguito il grafico semplificato che mette in relazione la frequenza di risonanza teorica per edifici in relazione alla loro altezza in metri, in modo da poter confrontare in maniera speditiva se sono possibili fenomeni di doppia risonanza (da "Tecniche di sismica passiva e attiva", Silvia Castellaro, 2010).

## RELAZIONE TIPICA ALTEZZA EDIFICIO - I MODO FLESSIONALE



I modo vibrare edifici c.a. in funzione h



I modo vibrare edifici muratura in funzione h

## VIA ASSANO CESENA

Instrument: TRZ-0194/01-12

Data format: 16 byte

Full scale [mV]: n.a.

Start recording: 26/10/20 10:32:20 End recording: 26/10/20 10:44:20

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

GPS data not available

Trace length: 0h12'00". Analysis performed on the entire trace.

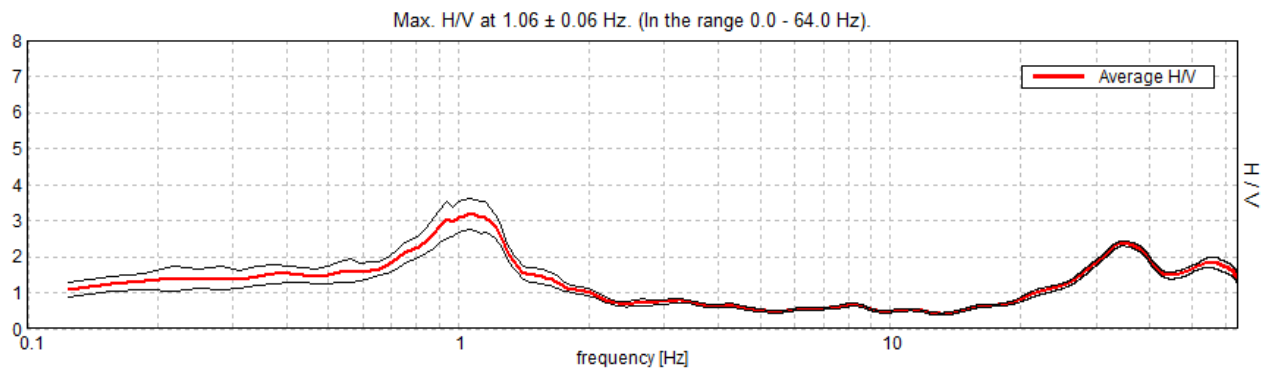
Sampling rate: 128 Hz

Window size: 20 s

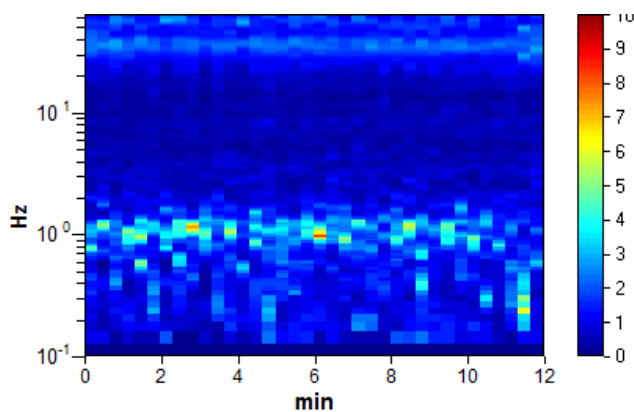
Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 10%

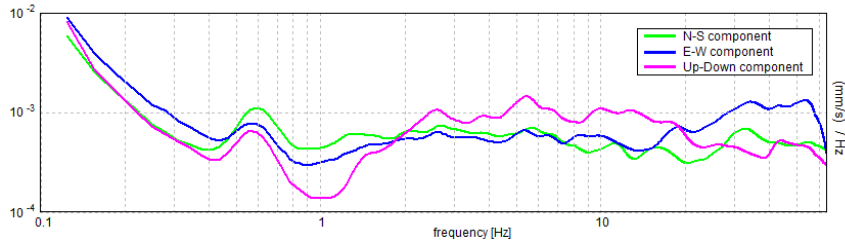
### HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



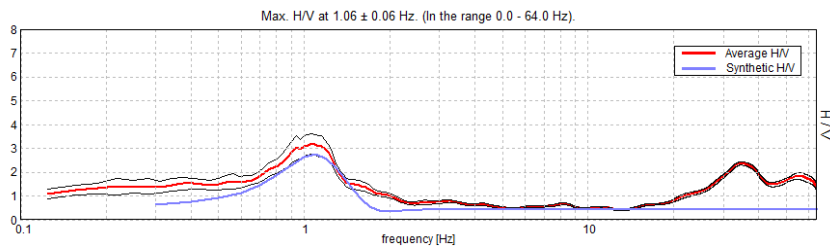
### H/V TIME HISTORY



### SINGLE COMPONENT SPECTRA

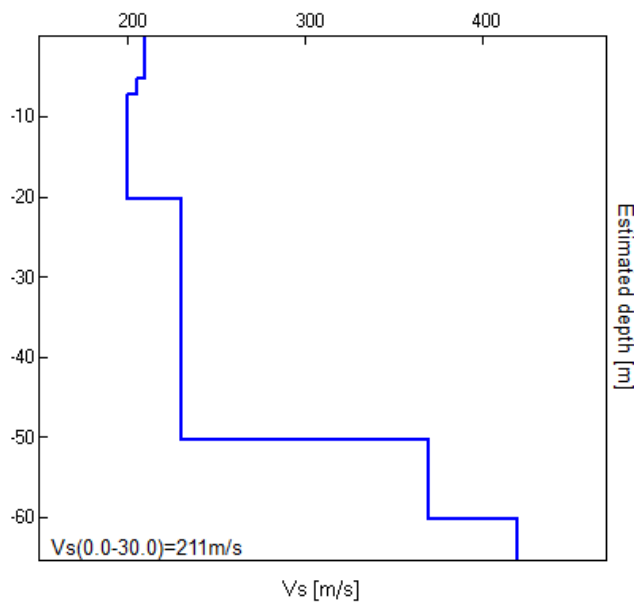


### EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
5.30	5.30	210	0.42
7.30	2.00	205	0.42
20.30	13.00	200	0.42
50.30	30.00	230	0.42
60.30	10.00	370	0.42
inf.	inf.	420	0.42

Vs(0.0-30.0)=211m/s



	GEOECOTER s.c.a.r.l. – Ingegneria Civile e Geologia Applicata
	Località Trabocchi, Montepetrabassa - 47030 Sogliano al Rubicone (FC) Tel/Fax: 0547/95080
www.geocoter.com	P.IVA Registro Imprese Forli-Cesena 02669250405 R.E.A. 284299 Iscr. Albo Soc. Coop.ve A106613

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

**Max. H/V at 1.06 ± 0.06 Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz).**

<b>Criteria for a reliable H/V curve</b> [All 3 should be fulfilled]					
$f_0 > 10 / L_w$	$1.06 > 0.50$	<b>OK</b>			
$n_c(f_0) > 200$	$765.0 > 200$	<b>OK</b>			
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 52 times	<b>OK</b>			
<b>Criteria for a clear H/V peak</b> [At least 5 out of 6 should be fulfilled]					
<b>Exists <math>f^-</math> in <math>[f_0/4, f_0]</math>   <math>A_{H/V}(f^-) &lt; A_0 / 2</math></b>	0.594 Hz	<b>OK</b>			
<b>Exists <math>f^+</math> in <math>[f_0, 4f_0]</math>   <math>A_{H/V}(f^+) &lt; A_0 / 2</math></b>	1.406 Hz	<b>OK</b>			
$A_0 > 2$	$3.19 > 2$	<b>OK</b>			
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.05414  < 0.05$				<b>NO</b>
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.05753 < 0.10625$	<b>OK</b>			
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.4358 < 1.78$	<b>OK</b>			
$L_w$ $n_w$ $n_c = L_w n_w f_0$ $f$ $f_0$ $\sigma_f$ $\varepsilon(f_0)$ $A_0$ $A_{H/V}(f)$ $f^-$ $f^+$ $\sigma_A(f)$ $\sigma_{\log H/V}(f)$ $\theta(f_0)$	window length number of windows used in the analysis number of significant cycles current frequency H/V peak frequency standard deviation of H/V peak frequency threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$ H/V peak amplitude at frequency $f_0$ H/V curve amplitude at frequency $f$ frequency between $f_0/4$ and $f_0$ for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$ frequency between $f_0$ and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$ 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 standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve 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

	GEOECOTER s.c.a.r.l. – Ingegneria Civile e Geologia Applicata
	Località Trabocchi, Montepetrabassa - 47030 Sogliano al Rubicone (FC) Tel/Fax: 0547/95080
www.geocoter.com	P.IVA Registro Imprese Forlì-Cesena 02669250405 R.E.A. 284299 Iscr. Albo Soc. Coop.ve A106613

Con la determinazione delle onde di taglio vs i terreni indagati vengono inseriti in una delle seguenti categorie di sottosuolo (N.T.C. 2018 \_ Tabella 3.2.II e Tabella 3.2.III):

### **CATEGORIE DI SOTTOSUOLO**

<b>A</b> - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b> - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s
<b>C</b> - Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s
<b>D</b> - Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ tra 100 e 180 m/s
<b>E</b> - Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D con profondità del substrato non superiore a 30 m.

### **CONFIZIONI TOPOGRAFICHE**

<b>T1</b> - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ .
<b>T2</b> - Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ .
<b>T3</b> - Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ .
<b>T4</b> - Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ .

### **RISULTATI INDAGINE**

Dall'analisi dell'indagine si può affermare che il sito è caratterizzato da una velocità equivalente delle onde di  $V_{seq} = 211$  m/sec, calcolata dalla profondità di 0,00mt. ÷ 30,00 mt., corrispondente ad un terreno di tipo C ed il picco di risonanza principale posizionato a circa 1 Hz.



Via: Montepetra 47030 Sogliano al Rubicone - Forlì  
Cesena

Aride Bucci Geologo  
Tel: 3495430080 -  
Email: geologobucci@gmail.com

Pua Via Assano



Data: novembre 2020

Il committente Rocchi 2000 SRL

Il Tecnico

Il Progettista

Pericolosità sismica di base

## INTRODUZIONE

### PROCEDURA DI CALCOLO

La procedura di calcolo adoperata da RSL per la valutazione della funzione di trasferimento presuppone come base di partenza uno o più accelerogrammi, od uno spettro di risposta in accelerazione, e la conoscenza della stratigrafia del sito attraverso i seguenti parametri geotecnici per ogni strato:

- peso per unità di volume;
- velocità di propagazione delle onde di taglio;
- coefficiente di spinta laterale;
- modulo di taglio iniziale (opzionale);
- spessore;
- indice di plasticità.

La non linearità del calcolo è introdotta dalla dipendenza del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso dalla deformazione.

Schematicamente la procedura è riassumibile nel seguente modo:

1. Valutazione dello spettro di Fourier dell'accelerogramma (omessa nel caso si debba analizzare uno spettro);
2. Ricerca di un errore relativo piccolo seguendo la procedura di:
  - 2.1. Stima della funzione di trasferimento;
  - 2.2. Valutazione della deformazione indotta in ciascuno strato;
  - 2.3. Correzione del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso per ogni strato;Le operazioni 2.1, 2.2 e 2.3 sono ripetute fino a quando la differenza di deformazione tra un'iterazione e la precedente non rimane al di sotto di una soglia ritenuta accettabile;
3. Trasformazione inversa di Fourier dello spettro precedentemente calcolato ed opportunamente pesato per mezzo della funzione di trasferimento calcolata.

Attraverso questa procedura è possibile "trasferire" l'accelerogramma dal bedrock in superficie. La deformazione per ciascuno strato viene corretta sulla base del rapporto fra deformazione effettiva e massima come suggerito dalla letteratura scientifica, ovvero

$$\frac{\gamma_{eff}}{\gamma_{max}} = \frac{M - 1}{10}$$

dove  $M$  rappresenta la magnitudo del sisma.

Per la valutazione della funzione di trasferimento, RSL considera un suolo variamente stratificato composto da  $N$  strati orizzontali di cui l' $N$ -esimo è il letto di roccia (bedrock). Ponendo come ipotesi che ciascuno

strato si comporti come un solido di Kelvin-Voigt  $\left[ \tau = G\gamma + \eta \frac{\partial \gamma(z,t)}{\partial z \partial t} \right]$ , la propagazione delle onde di taglio che attraversano gli strati verticalmente può essere definita dall'equazione dell'onda:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (1)$$

dove:  $u$  rappresenta lo spostamento;  $t$  il tempo;  $\rho$  la densità;  $G$  il modulo di deformazione al taglio;  $\eta$  la viscosità. Per onde armoniche lo spostamento può essere scritto come:

$$u(z,t) = U(z)^{i\omega t} \quad (2)$$

che sostituita nella (1) pone

$$(G + i\omega\eta) \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho\omega^2 U \quad (3)$$

dove  $\omega$  rappresenta la frequenza angolare. La (3) può essere riscritta come

$$G^* \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho\omega^2 U \quad (4)$$



avendo posto  $G^* = G + i\omega\eta$ , ovvero il modulo di deformazione al taglio *complesso*. Questo può essere ulteriormente riscritto come

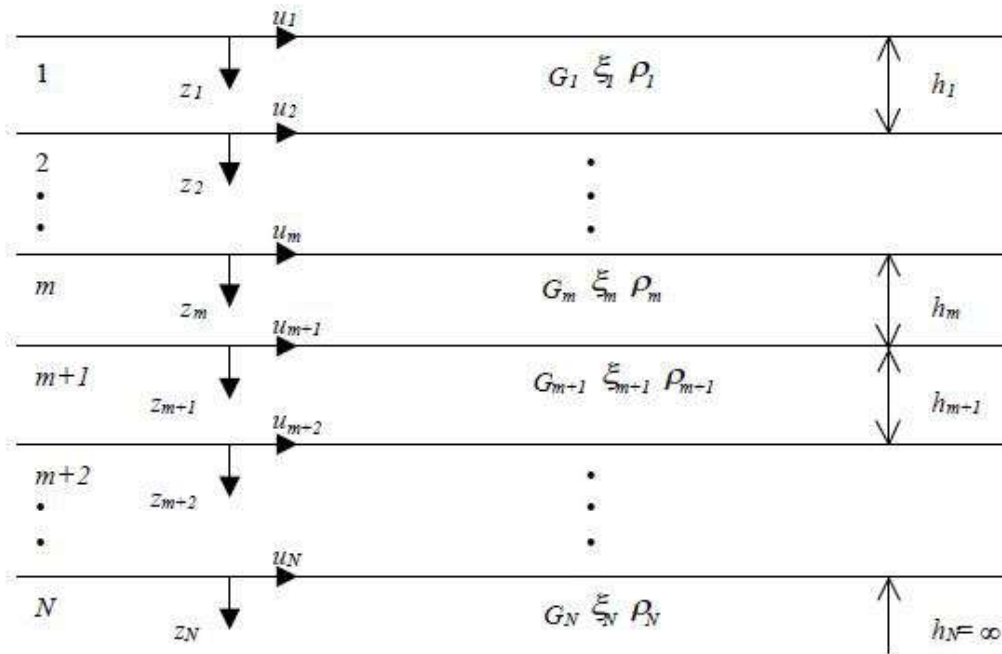
$$G^* = G(1 + 2i\xi) \quad (5)$$

avendo posto

$$\eta = \frac{2G}{\omega} \xi \quad (6)$$

dove  $\xi$  rappresenta il coefficiente di smorzamento viscoso. Ciò posto, e fatta convenzione che l'apice \* indica la natura complessa della variabili in gioco, la soluzione dell'equazione generica dell'onda è la seguente:

$$u(z, t) = Ee^{i(\omega t + k^* z)} + Fe^{i(\omega t - k^* z)} \quad (7)$$



**Figura 1:** Esempio di stratigrafia per riferimento.

dove E e F dipendono dalle condizioni al contorno e rappresentano l'ampiezza d'onda che viaggia rispettivamente verso l'alto (-z) e verso il basso (+z), mentre  $k^*$  rappresenta il numero d'onda complesso dato dalla seguente espressione:

$$k^* = \omega \sqrt{\frac{\rho}{G^*}} \quad (8)$$

Il taglio invece è dato da:

$$\tau(z, t) = G^* \frac{dU}{dz} e^{i\omega t} = ik^* G^* [Ee^{i(\omega t + k^* z)} + Fe^{i(\omega t - k^* z)}] e^{i\omega t} \quad (9)$$

Per il generico strato  $m$  di spessore  $h_m$  gli spostamenti, rispettivamente in sommità ( $z = 0$ ) ed al fondo ( $z = h_m$ ), sono:

$$u_m(0, t) = (E_m + F_m) e^{i\omega t} \quad (10)$$

$$u_m(h_m, t) = (E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m}) e^{i\omega t} \quad (11)$$

Poiché deve essere rispettata la congruenza sullo spostamento all'interfaccia tra gli strati, ovvero lo spostamento in sommità ad uno strato deve essere uguale allo spostamento sul fondo di quello immediatamente sopra, se ne deduce che:

$$E_{m+1} + F_{m+1} = E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m} \quad (12)$$

Usando la (10), (11) e la (12), ne consegue che

$$E_{m+1} + F_{m+1} = E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m} \quad (13)$$

Il taglio in sommità ed al fondo dell' $m$ -esimo strato è dato da:

$$\tau_m(0, t) = ik_m^* G_m^* [E_m - F_m] e^{i\omega t} \quad (14)$$

$$\tau_m(h_m, t) = ik_m^* G_m^* [E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}] e^{i\omega t} \quad (15)$$

Poiché fra uno strato e l'altro il taglio deve essere continuo si ha

$$\tau_m(0, t) = \tau_m(h_m, t) \quad (16)$$

ovvero

$$E_{m+1} - F_{m+1} = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} (E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}) \quad (17)$$

Sommando la (13) alla (17) e sottraendo la (17) alla (13) si ottiene

$$E_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 + \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 - \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (18)$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 - \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 + \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (19)$$

dove  $\alpha_m^*$  rappresenta il coefficiente di impedenza complesso al contorno tra gli strati  $m$  ed  $m+1$ , ed è dato dalla seguente espressione:

$$\alpha_m^* = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} \quad (20)$$

Poiché in superficie il taglio è nullo,

$$\tau_1(0, t) = ik_1^* G_1^* [E_1 - F_1] e^{i\omega t} = 0$$

si deduce che  $E_1 = F_1$ .

Le equazioni (18) e (19) possono essere successivamente applicate agli strati successivi da 2 ad  $m$ . La funzione di trasferimento  $A_{mn}$  che lega gli spostamenti in sommità degli strati  $m$  ed  $n$  è definita dalla seguente espressione:

$$A_{mn} = \frac{u_m}{u_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (21)$$

$A_{mn}$  rappresenta la funzione di trasferimento, ovvero la funzione che mette in relazione il modulo della deformazione tra i punti  $m$  e  $n$ .

In pratica lo stato deformativo di una stratigrafia rimane definito una volta nota la deformazione di un suo qualsiasi punto. Inoltre, poiché la velocità e l'accelerazione sono legati allo spostamento,

$$\dot{u}(z, t) = \frac{\partial u}{\partial t} = i\omega u(z, t) \quad \ddot{u}(z, t) = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\omega^2 u(z, t) \quad (22)$$

La funzione di trasferimento  $A_{mn}$  può essere espressa anche in funzione delle velocità e dell'accelerazione al tetto degli strati  $n$  ed  $m$ :

$$A_{mn}(\omega) = \frac{u_m}{u_n} = \frac{\dot{u}_m}{\dot{u}_n} = \frac{\ddot{u}_m}{\ddot{u}_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (23)$$

La deformazione tangenziale rimane definita alla profondità  $z$  e al tempo  $t$  dalla relazione:

$$\gamma(z, t) = \frac{\partial u}{\partial z} = ik^* (E e^{ik^* z} - F e^{-ik^* z}) e^{i\omega t} \quad (24)$$

E la corrispondente tensione tangenziale, dalla seguente espressione:

$$\tau(z, t) = G^* \gamma(z, t) \quad (25)$$

Ai fini di una corretta interpretazione del problema della risposta sismica locale, risulta utile riprodurre la rappresentazione schematica di Figura 2 in cui è riportata la terminologia utilizzata per lo studio del moto sismico di un deposito che poggia su un basamento roccioso.

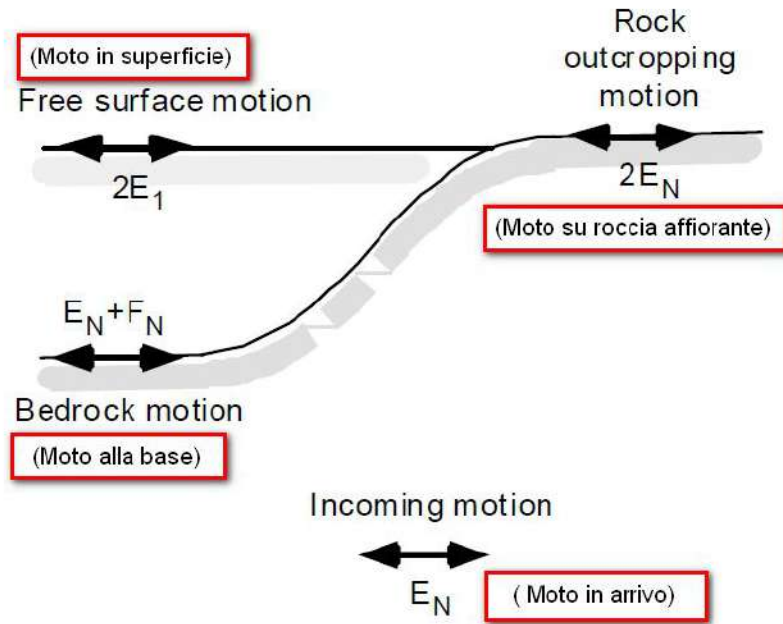


Figura 2: Schema di riferimento e terminologia utilizzata.

Le onde di taglio si propagano verticalmente attraverso il bedrock con ampiezza pari ad  $E_N$ ; al tetto del bedrock, sotto il deposito degli strati di terreno, il moto ha un'ampiezza pari a  $E_N + F_N$ . Sulla roccia affiorante, poiché le tensioni tangenziali sono nulle ( $E_N = F_N$ ), il moto avrà ampiezza pari a  $2E_N$ . La funzione di trasferimento dal bedrock al bedrock-affiorante è la seguente:

$$A_{NN}(\omega) = \frac{2E_N}{E_N + F_N} \quad (26)$$

$A$  è non lineare poiché  $G$  è funzione di  $\gamma$ . Nella procedura di calcolo infatti, da una stima iniziale del modulo di deformazione al taglio, si ottiene la tensione ipotizzando un legame lineare, per poi ottenere un nuovo valore di  $\gamma$ . Grazie a questo valore aggiornato si valuta un nuovo modulo  $G$  così da ripetere la procedura fino a quando la differenza tra la deformazione aggiornata e quella ottenuta dalla precedente iterazione viene ritenuta accettabile. Il modello per  $G(\gamma)$  adoperato è quello suggerito da Ishibashi e Zhang (1993) che tiene conto degli effetti della pressione di confinamento e dell'indice di plasticità:

$$G = G_{max} \cdot K(\gamma, PI) (\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (24)$$

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[ \ln \left( \frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\} \quad (25)$$

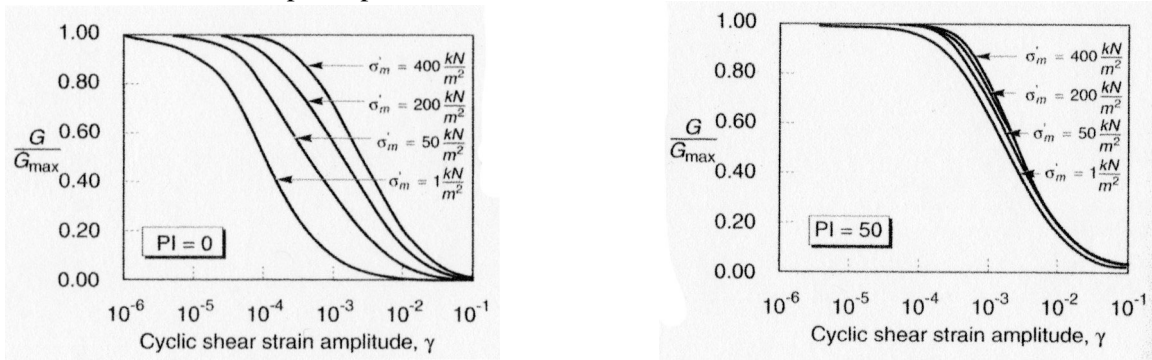
$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[ \ln \left( \frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145PI^{1.3}) \quad (26)$$

$$n(PI) = \begin{cases} 0.0 & \text{per } PI = 0 \\ 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & \text{per } 0 < PI \leq 15 \\ 7.0 \times 10^{-7} PI^{1.976} & \text{per } 15 < PI \leq 70 \\ 2.7 \times 10^{-5} PI^{1.115} & \text{per } PI > 70 \end{cases} \quad (27)$$

dove  $G_{max}$  è dato dalla relazione

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (28)$$

dove  $\rho$  è la densità del terreno e  $V_s$  la velocità di propagazione delle onde di taglio nello stesso. La (28) fornisce il valore iniziale di  $G$  per la prima iterazione.

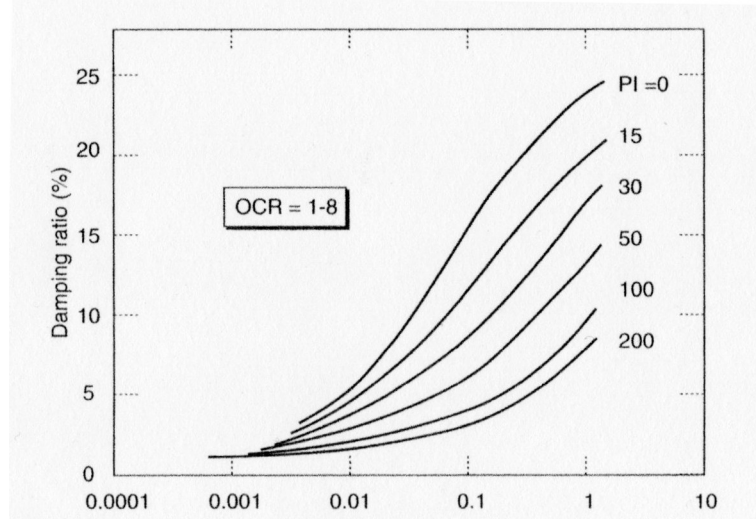


**Figura 2:** Influenza della pressione di confinamento e della plasticità sul modulo di deformazione al taglio.

Per quanto riguarda invece il coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi$ , in conseguenza del modello introdotto dalla (24) si ha:

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 PI^{1.5})}{2} \left[ 0.586 \left( \frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (29)$$

da cui si deduce che anche  $\xi$  deve essere ricalcolato ad ogni iterazione.



**Figura 3:** Influenza della plasticità sul coefficiente di smorzamento viscoso.

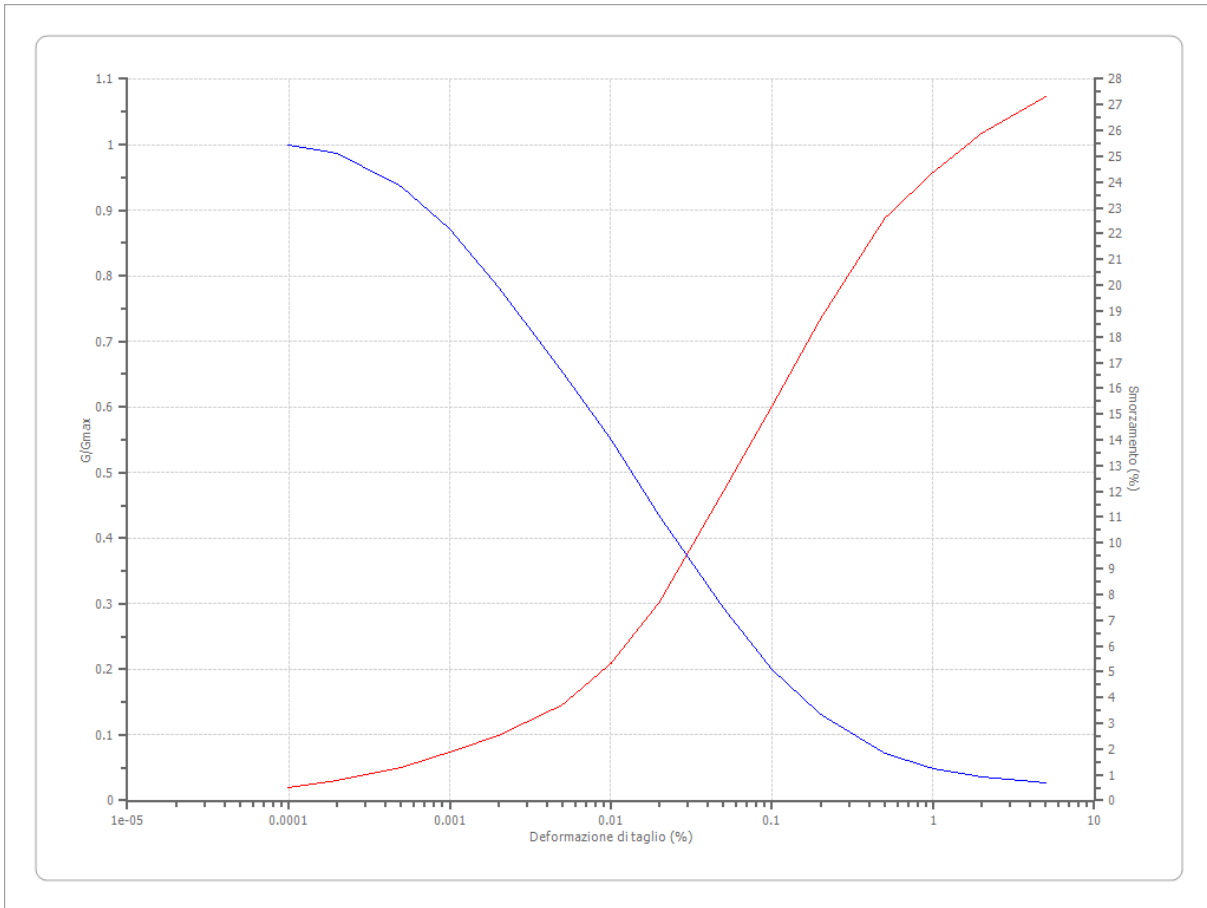
### Dati generali

Descrizione Pua Via Assano  
Committente Rocchi 2000 SRL  
Cantiere Via Assano  
Operatore della prova Geologo Aride Bucci  
Data della prova d.C./11/2020  
Via Via Assano  
Latitudine 44,1440773[°]  
Longitudine 12,2697315[°]

### Terreni

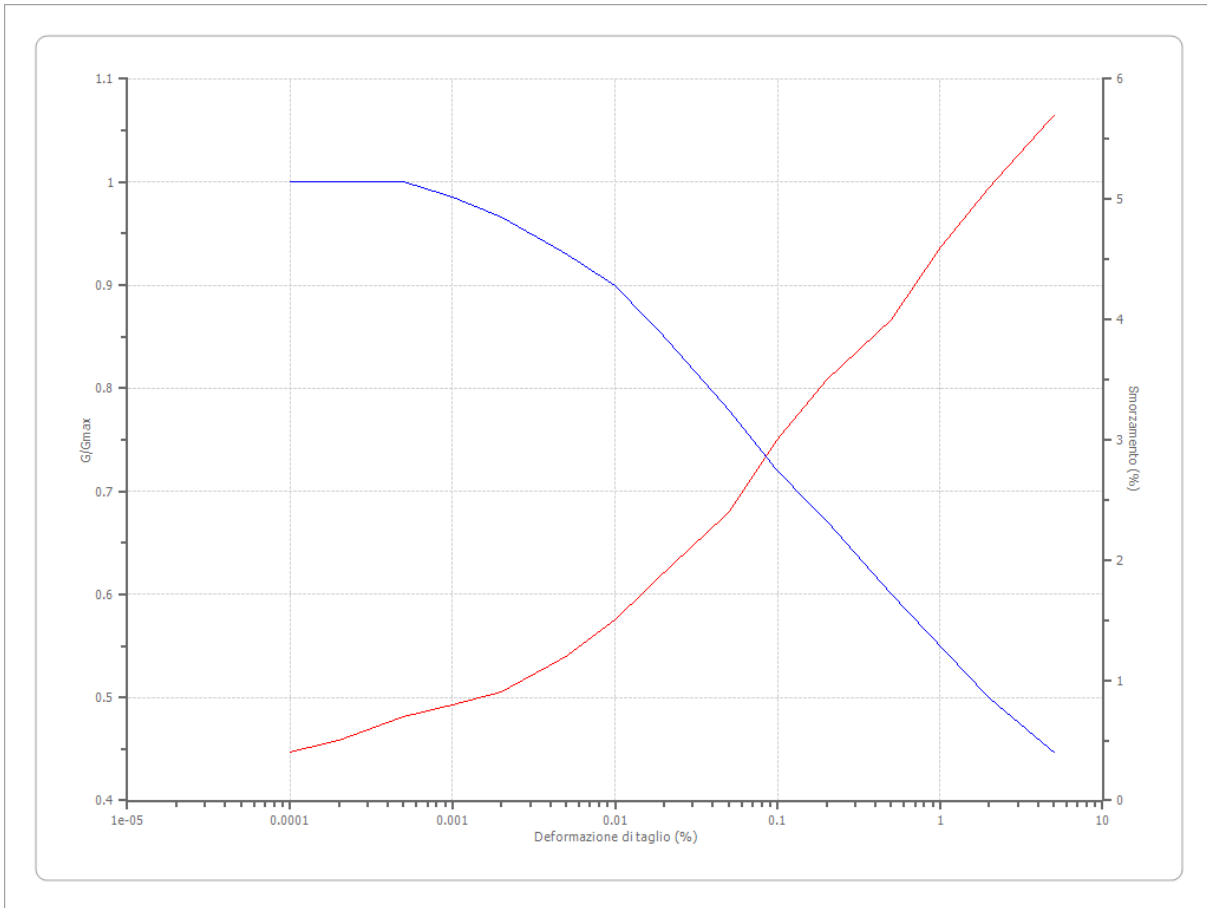
Seed et al. (1986) Gravel

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.500
0.0002	0.987	0.0002	0.800
0.0005	0.937	0.0005	1.300
0.001	0.872	0.001	1.900
0.002	0.783	0.002	2.500
0.005	0.653	0.005	3.700
0.010	0.550	0.010	5.300
0.020	0.434	0.020	7.700
0.050	0.293	0.050	12.000
0.100	0.200	0.100	15.300
0.200	0.132	0.200	18.700
0.500	0.072	0.500	22.600
1.000	0.049	1.000	24.400
2.000	0.036	2.000	25.900
5.000	0.027	5.000	27.300



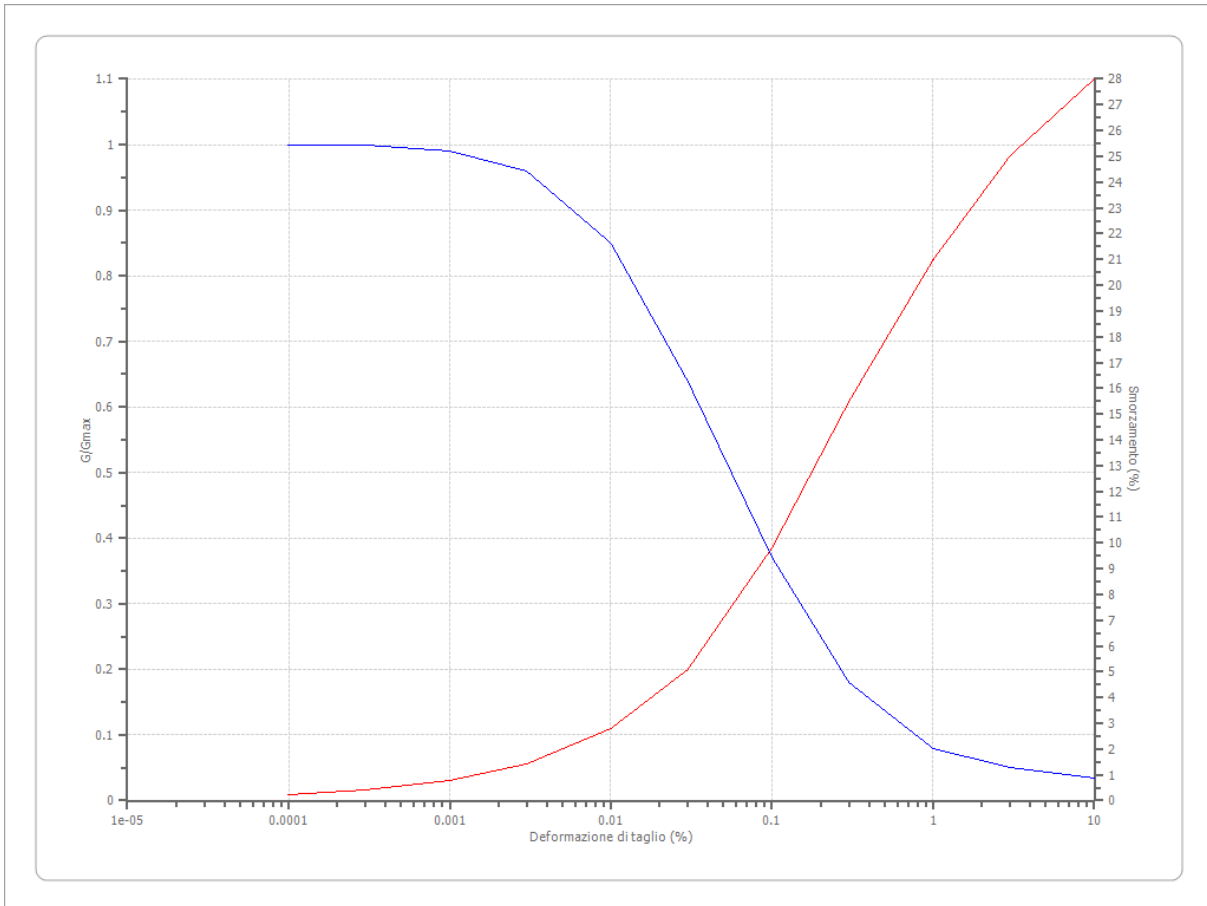
Idriss (1990) Rock

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.400
0.0002	1.000	0.0002	0.500
0.0005	1.000	0.0005	0.700
0.001	0.986	0.001	0.800
0.002	0.966	0.002	0.900
0.005	0.931	0.005	1.200
0.010	0.900	0.010	1.500
0.020	0.850	0.020	1.900
0.050	0.779	0.050	2.400
0.100	0.720	0.100	3.000
0.200	0.671	0.200	3.500
0.500	0.600	0.500	4.000
1.000	0.550	1.000	4.600
2.000	0.500	2.000	5.100
5.000	0.447	5.000	5.700



Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970)

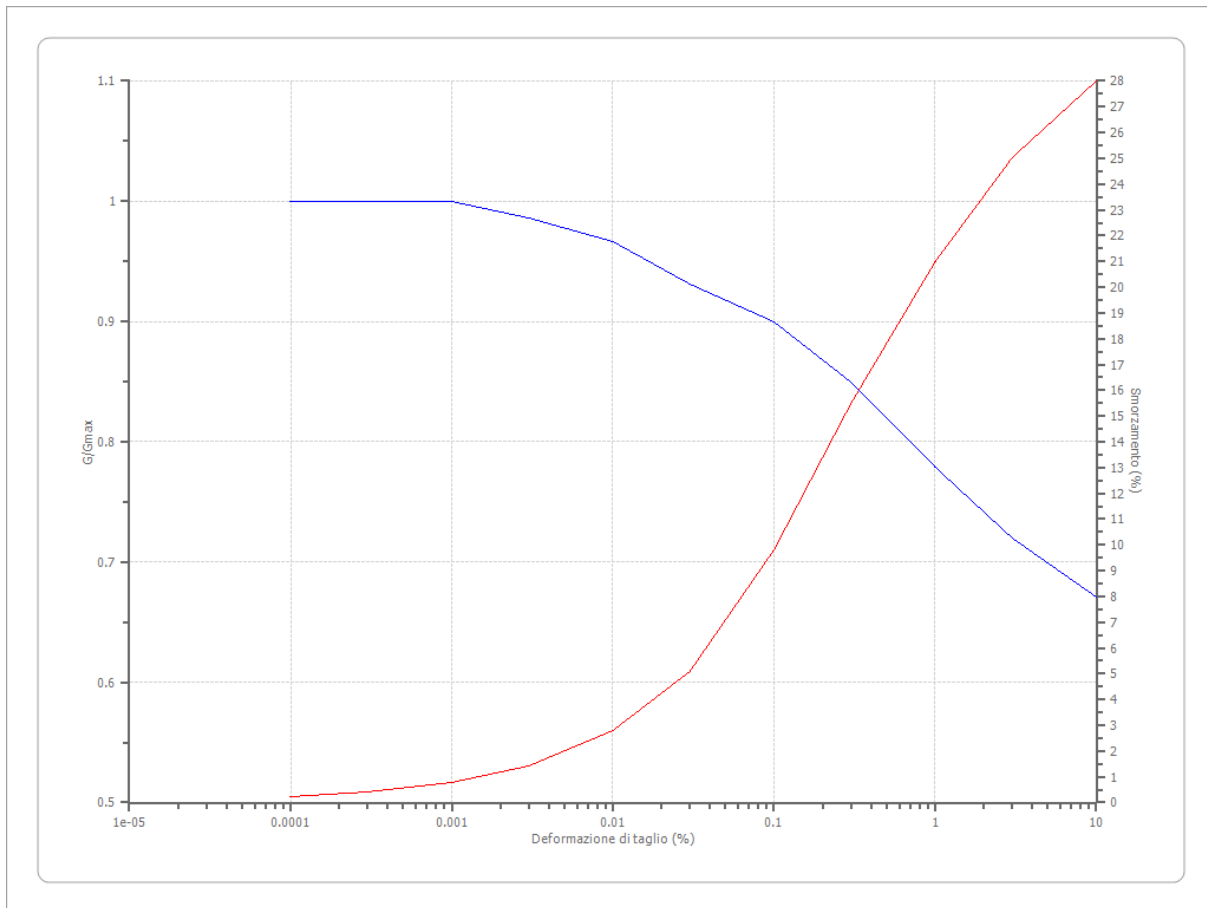
Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.240
0.0003	1.000	0.0003	0.420
0.001	0.990	0.001	0.800
0.003	0.960	0.003	1.400
0.010	0.850	0.010	2.800
0.030	0.640	0.030	5.100
0.100	0.370	0.100	9.800
0.300	0.180	0.300	15.500
1.000	0.080	1.000	21.000
3.000	0.050	3.000	25.000
10.000	0.035	10.000	28.000



Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.240
0.0003	1.000	0.0003	0.420
0.001	1.000	0.001	0.800
0.003	0.986	0.003	1.400
0.010	0.966	0.010	2.800
0.030	0.931	0.030	5.100
0.100	0.900	0.100	9.800
0.300	0.850	0.300	15.500
1.000	0.779	1.000	21.000
3.000	0.720	3.000	25.000
10.000	0.671	10.000	28.000





### Stratigrafia

n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Terreno	Numero sottostrati	Gmax [MPa]	Smorzamento critico [%]	Peso unità vol. [kN/m³]	Vs [m/s]	Tensione verticale [kPa]
1		--	7.0	Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970)	0	105.05	--	20.0	227.0	70.0
2		7.0	21.7	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	0	83.96	--	18.5	211.0	234.3
3		28.7	39.5	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun	0	134.99	--	19.0	264.0	510.1

				1989)						
4		68.2	84.4	Seed et al. (1986) Gravel	0	187.35	--	19.5	307.0	1100.5
5		oo	--	Idriss (1990) Rock	0	1370.03	--	21.0	800.0	1509.4

Strato con falda: 1  
 Strato rilevamento accelerogramma: 5 Affiorante

Profilo			Velocità onde di taglio		Tensione verticale	
7.00 [m]	7.00 [m]		227.0 [m/s]		70.0 [kPa]	
21.70 [m]	28.70 [m]		211.0 [m/s]		234.3 [kPa]	
39.50 [m]			264.0 [m/s]		510.1 [kPa]	
68.20 [m]						
84.40 [m]			307.0 [m/s]		1100.5 [kPa]	
152.60 [m]						
	oo			800.0 [m/s]		1509.4 [kPa]

### Elaborazione

Numero di iterazioni 20  
 Rapporto tra deformazione a taglio effettiva e deformazione massima 0.5  
 Tipo di modulo elastico Shake  
 Massimo errore percentuale di convergenza 1.55 E-04

### Fattori di amplificazione ICMS 2018

Tai 0.150 [s]  
 Tvi 0.700 [s]  
 Tao 0.280 [s]  
 Tvo 0.800 [s]  
 Sami 4.252 [m/s<sup>2</sup>]  
 Svmi 0.227 [m/s]

Samo	2.761 [m/s <sup>2</sup> ]
Svmo	0.276 [m/s]
<b>Fa</b>	<b>0.649 [-]</b>
<b>Fv</b>	<b>1.217 [-]</b>
TB	0.209 [s]
TC	0.628 [s]
TD	2.073 [s]
SA(0)	0.118 [g]
SA(TB)	0.281 [g]

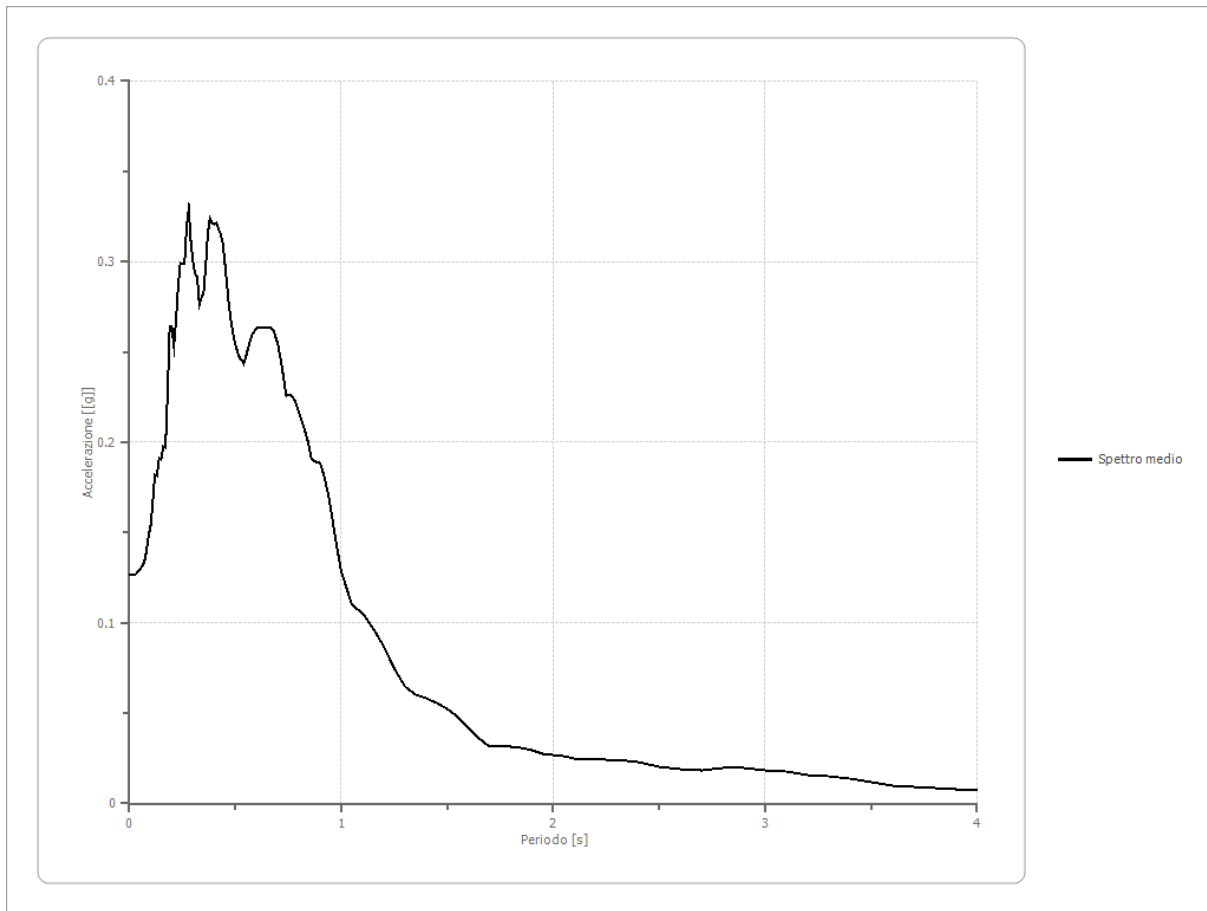
### Fattori di amplificazione su intensità spettrale

Periodo minimo [s]	Periodo massimo [s]	Int. Housner input [m]	Int. Housner output [m]	Int. Housner input/output [m]	FA
0.100	0.500	0.070	0.048	0.200	0.686
0.400	0.800	0.088	0.095	0.500	1.074
0.700	1.100	0.082	0.104	0.636	1.259
0.500	1.500	0.193	0.225	0.333	1.165

### Spettro medio di risposta elastico

Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.1260	0.26	0.2982	0.52	0.2469	0.98	0.1413	2.25	0.0239
0.01	0.1260	0.27	0.3195	0.53	0.2458	1.00	0.1283	2.30	0.0238
0.02	0.1265	0.28	0.3295	0.54	0.2438	1.05	0.1100	2.35	0.0234
0.03	0.1273	0.29	0.3106	0.55	0.2475	1.10	0.1055	2.40	0.0227
0.04	0.1286	0.30	0.3000	0.56	0.2518	1.15	0.0966	2.50	0.0205
0.05	0.1298	0.31	0.2933	0.57	0.2566	1.20	0.0872	2.60	0.0188
0.06	0.1318	0.32	0.2916	0.58	0.2601	1.25	0.0749	2.70	0.0184
0.07	0.1335	0.33	0.2761	0.60	0.2630	1.30	0.0649	2.80	0.0196
0.08	0.1393	0.34	0.2803	0.62	0.2631	1.35	0.0605	2.90	0.0197
0.09	0.1477	0.35	0.2831	0.64	0.2634	1.40	0.0584	3.00	0.0185
0.10	0.1541	0.36	0.2972	0.66	0.2639	1.45	0.0560	3.10	0.0176
0.11	0.1661	0.37	0.3154	0.68	0.2620	1.50	0.0527	3.20	0.0158
0.12	0.1817	0.38	0.3241	0.70	0.2545	1.55	0.0480	3.30	0.0149
0.13	0.1811	0.39	0.3216	0.72	0.2413	1.60	0.0418	3.40	0.0135
0.14	0.1912	0.40	0.3206	0.74	0.2257	1.65	0.0360	3.50	0.0118
0.15	0.1902	0.41	0.3214	0.76	0.2268	1.70	0.0316	3.60	0.0100
0.16	0.1977	0.42	0.3183	0.78	0.2235	1.75	0.0311	3.70	0.0094
0.17	0.1971	0.43	0.3158	0.80	0.2169	1.80	0.0313	3.80	0.0087
0.18	0.2261	0.44	0.3106	0.82	0.2098	1.85	0.0308	3.90	0.0080
0.19	0.2637	0.45	0.3000	0.84	0.2020	1.90	0.0296	4.00	0.0074
0.20	0.2636	0.46	0.2877	0.86	0.1904	1.95	0.0278		
0.21	0.2536	0.47	0.2758	0.88	0.1893	2.00	0.0271		
0.22	0.2675	0.48	0.2665	0.90	0.1883	2.05	0.0264		
0.23	0.2864	0.49	0.2597	0.92	0.1804	2.10	0.0251		

0.24	0.2990	0.50	0.2542	0.94	0.1701	2.15	0.0242		
0.25	0.2986	0.51	0.2500	0.96	0.1559	2.20	0.0242		

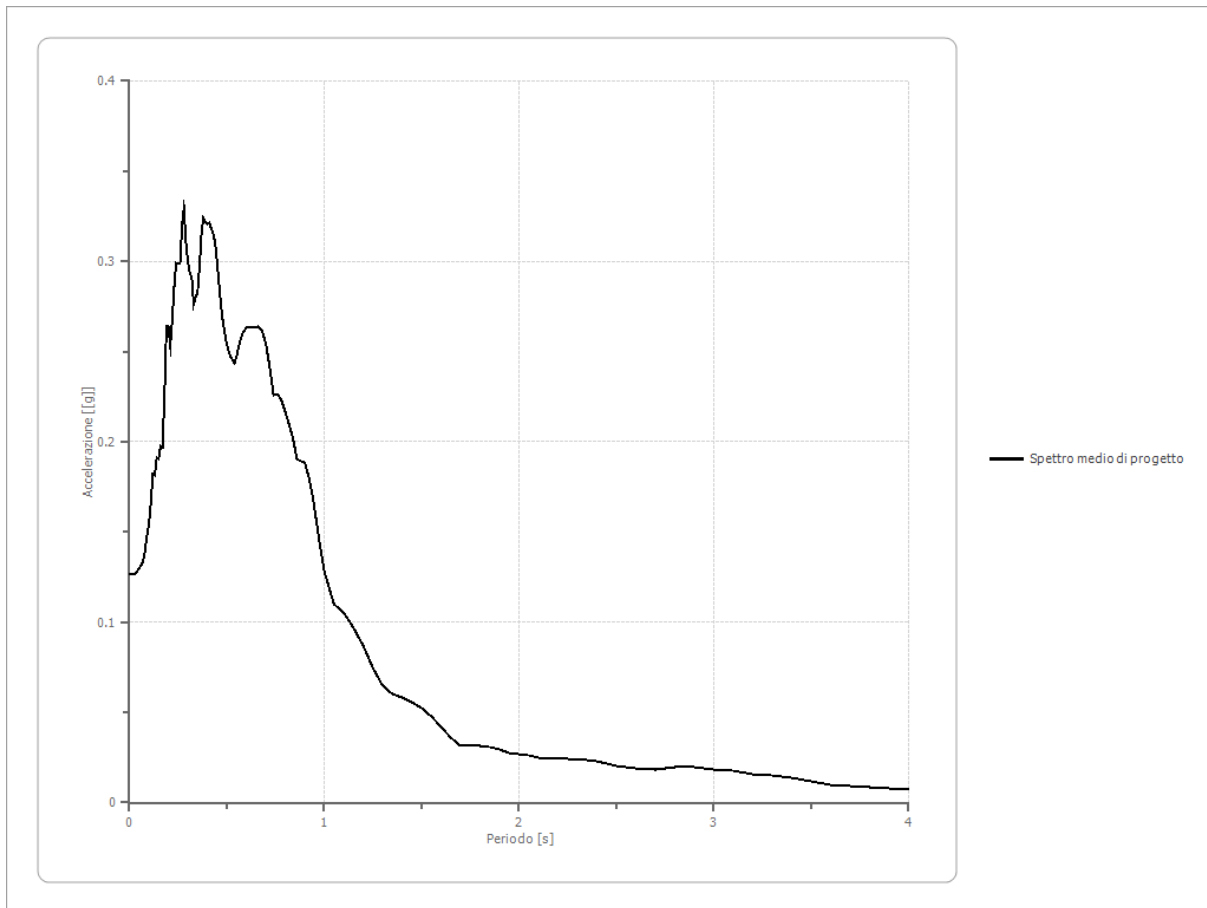


**Spettro normalizzato di risposta elastico**

Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.1182	0.26	0.2814	0.52	0.2814	0.98	0.1803	2.25	0.0785
0.01	0.1260	0.27	0.2814	0.53	0.2814	1.00	0.1767	2.30	0.0768
0.02	0.1338	0.28	0.2814	0.54	0.2814	1.05	0.1683	2.35	0.0752
0.03	0.1416	0.29	0.2814	0.55	0.2814	1.10	0.1607	2.40	0.0736
0.04	0.1494	0.30	0.2814	0.56	0.2814	1.15	0.1537	2.50	0.0707
0.05	0.1572	0.31	0.2814	0.57	0.2814	1.20	0.1473	2.60	0.0680
0.06	0.1650	0.32	0.2814	0.58	0.2814	1.25	0.1414	2.70	0.0655
0.07	0.1728	0.33	0.2814	0.60	0.2814	1.30	0.1360	2.80	0.0631
0.08	0.1806	0.34	0.2814	0.62	0.2814	1.35	0.1309	2.90	0.0609
0.09	0.1884	0.35	0.2814	0.64	0.2762	1.40	0.1262	3.00	0.0589
0.10	0.1962	0.36	0.2814	0.66	0.2678	1.45	0.1219	3.10	0.0570
0.11	0.2040	0.37	0.2814	0.68	0.2599	1.50	0.1178	3.20	0.0552
0.12	0.2118	0.38	0.2814	0.70	0.2525	1.55	0.1140	3.30	0.0536
0.13	0.2196	0.39	0.2814	0.72	0.2455	1.60	0.1105	3.40	0.0520
0.14	0.2274	0.40	0.2814	0.74	0.2388	1.65	0.1071	3.50	0.0505
0.15	0.2352	0.41	0.2814	0.76	0.2325	1.70	0.1040	3.60	0.0491



0.00	0.1260	0.26	0.2982	0.52	0.2469	0.98	0.1413	2.25	0.0239
0.01	0.1260	0.27	0.3195	0.53	0.2458	1.00	0.1283	2.30	0.0238
0.02	0.1265	0.28	0.3295	0.54	0.2438	1.05	0.1100	2.35	0.0234
0.03	0.1273	0.29	0.3106	0.55	0.2475	1.10	0.1055	2.40	0.0227
0.04	0.1286	0.30	0.3000	0.56	0.2518	1.15	0.0966	2.50	0.0205
0.05	0.1298	0.31	0.2933	0.57	0.2566	1.20	0.0872	2.60	0.0188
0.06	0.1318	0.32	0.2916	0.58	0.2601	1.25	0.0749	2.70	0.0184
0.07	0.1335	0.33	0.2761	0.60	0.2630	1.30	0.0649	2.80	0.0196
0.08	0.1393	0.34	0.2803	0.62	0.2631	1.35	0.0605	2.90	0.0197
0.09	0.1477	0.35	0.2831	0.64	0.2634	1.40	0.0584	3.00	0.0185
0.10	0.1541	0.36	0.2972	0.66	0.2639	1.45	0.0560	3.10	0.0176
0.11	0.1661	0.37	0.3154	0.68	0.2620	1.50	0.0527	3.20	0.0158
0.12	0.1817	0.38	0.3241	0.70	0.2545	1.55	0.0480	3.30	0.0149
0.13	0.1811	0.39	0.3216	0.72	0.2413	1.60	0.0418	3.40	0.0135
0.14	0.1912	0.40	0.3206	0.74	0.2257	1.65	0.0360	3.50	0.0118
0.15	0.1902	0.41	0.3214	0.76	0.2268	1.70	0.0316	3.60	0.0100
0.16	0.1977	0.42	0.3183	0.78	0.2235	1.75	0.0311	3.70	0.0094
0.17	0.1971	0.43	0.3158	0.80	0.2169	1.80	0.0313	3.80	0.0087
0.18	0.2261	0.44	0.3106	0.82	0.2098	1.85	0.0308	3.90	0.0080
0.19	0.2637	0.45	0.3000	0.84	0.2020	1.90	0.0296	4.00	0.0074
0.20	0.2636	0.46	0.2877	0.86	0.1904	1.95	0.0278		
0.21	0.2536	0.47	0.2758	0.88	0.1893	2.00	0.0271		
0.22	0.2675	0.48	0.2665	0.90	0.1883	2.05	0.0264		
0.23	0.2864	0.49	0.2597	0.92	0.1804	2.10	0.0251		
0.24	0.2990	0.50	0.2542	0.94	0.1701	2.15	0.0242		
0.25	0.2986	0.51	0.2500	0.96	0.1559	2.20	0.0242		

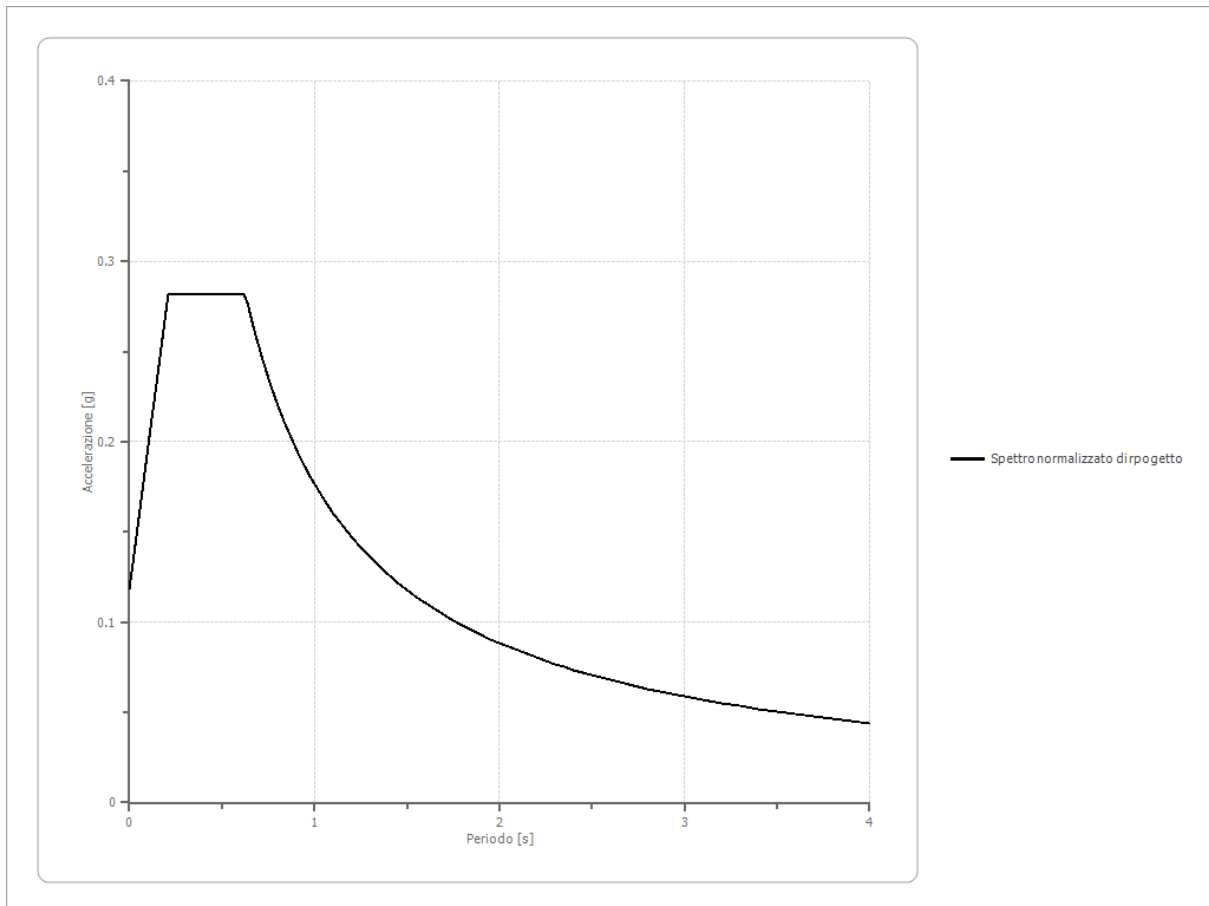


**Spettro normalizzato di progetto**

Fattore di struttura: 1

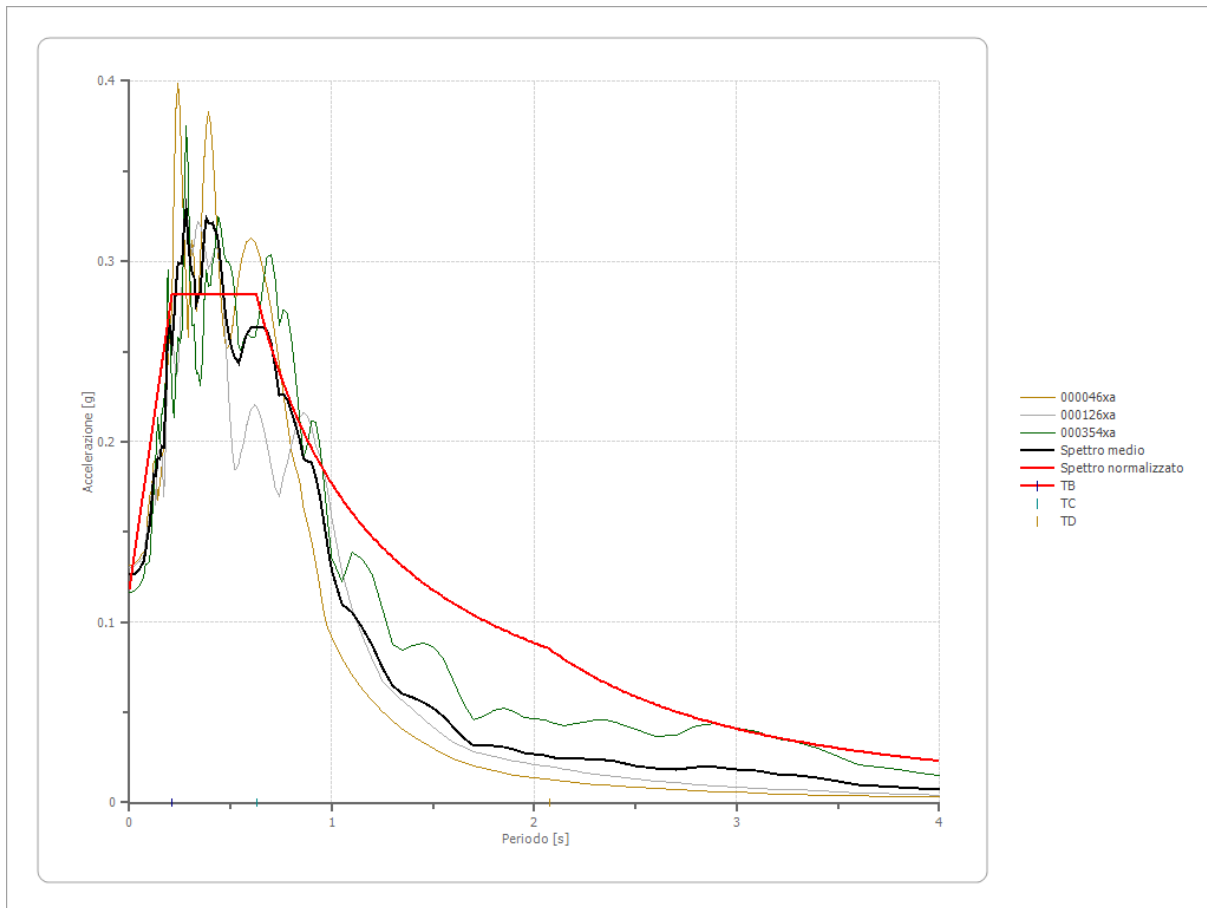
Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.1182	0.26	0.2814	0.52	0.2814	0.98	0.1803	2.25	0.0785
0.01	0.1260	0.27	0.2814	0.53	0.2814	1.00	0.1767	2.30	0.0768
0.02	0.1338	0.28	0.2814	0.54	0.2814	1.05	0.1683	2.35	0.0752
0.03	0.1416	0.29	0.2814	0.55	0.2814	1.10	0.1607	2.40	0.0736
0.04	0.1494	0.30	0.2814	0.56	0.2814	1.15	0.1537	2.50	0.0707
0.05	0.1572	0.31	0.2814	0.57	0.2814	1.20	0.1473	2.60	0.0680
0.06	0.1650	0.32	0.2814	0.58	0.2814	1.25	0.1414	2.70	0.0655
0.07	0.1728	0.33	0.2814	0.60	0.2814	1.30	0.1360	2.80	0.0631
0.08	0.1806	0.34	0.2814	0.62	0.2814	1.35	0.1309	2.90	0.0609
0.09	0.1884	0.35	0.2814	0.64	0.2762	1.40	0.1262	3.00	0.0589
0.10	0.1962	0.36	0.2814	0.66	0.2678	1.45	0.1219	3.10	0.0570
0.11	0.2040	0.37	0.2814	0.68	0.2599	1.50	0.1178	3.20	0.0552
0.12	0.2118	0.38	0.2814	0.70	0.2525	1.55	0.1140	3.30	0.0536
0.13	0.2196	0.39	0.2814	0.72	0.2455	1.60	0.1105	3.40	0.0520
0.14	0.2274	0.40	0.2814	0.74	0.2388	1.65	0.1071	3.50	0.0505
0.15	0.2352	0.41	0.2814	0.76	0.2325	1.70	0.1040	3.60	0.0491
0.16	0.2430	0.42	0.2814	0.78	0.2266	1.75	0.1010	3.70	0.0478
0.17	0.2508	0.43	0.2814	0.80	0.2209	1.80	0.0982	3.80	0.0465

0.18	0.2586	0.44	0.2814	0.82	0.2155	1.85	0.0955	3.90	0.0453
0.19	0.2664	0.45	0.2814	0.84	0.2104	1.90	0.0930	4.00	0.0442
0.20	0.2742	0.46	0.2814	0.86	0.2055	1.95	0.0906		
0.21	0.2814	0.47	0.2814	0.88	0.2008	2.00	0.0884		
0.22	0.2814	0.48	0.2814	0.90	0.1964	2.05	0.0862		
0.23	0.2814	0.49	0.2814	0.92	0.1921	2.10	0.0842		
0.24	0.2814	0.50	0.2814	0.94	0.1880	2.15	0.0822		
0.25	0.2814	0.51	0.2814	0.96	0.1841	2.20	0.0803		



**Confronto tra gli spettri**

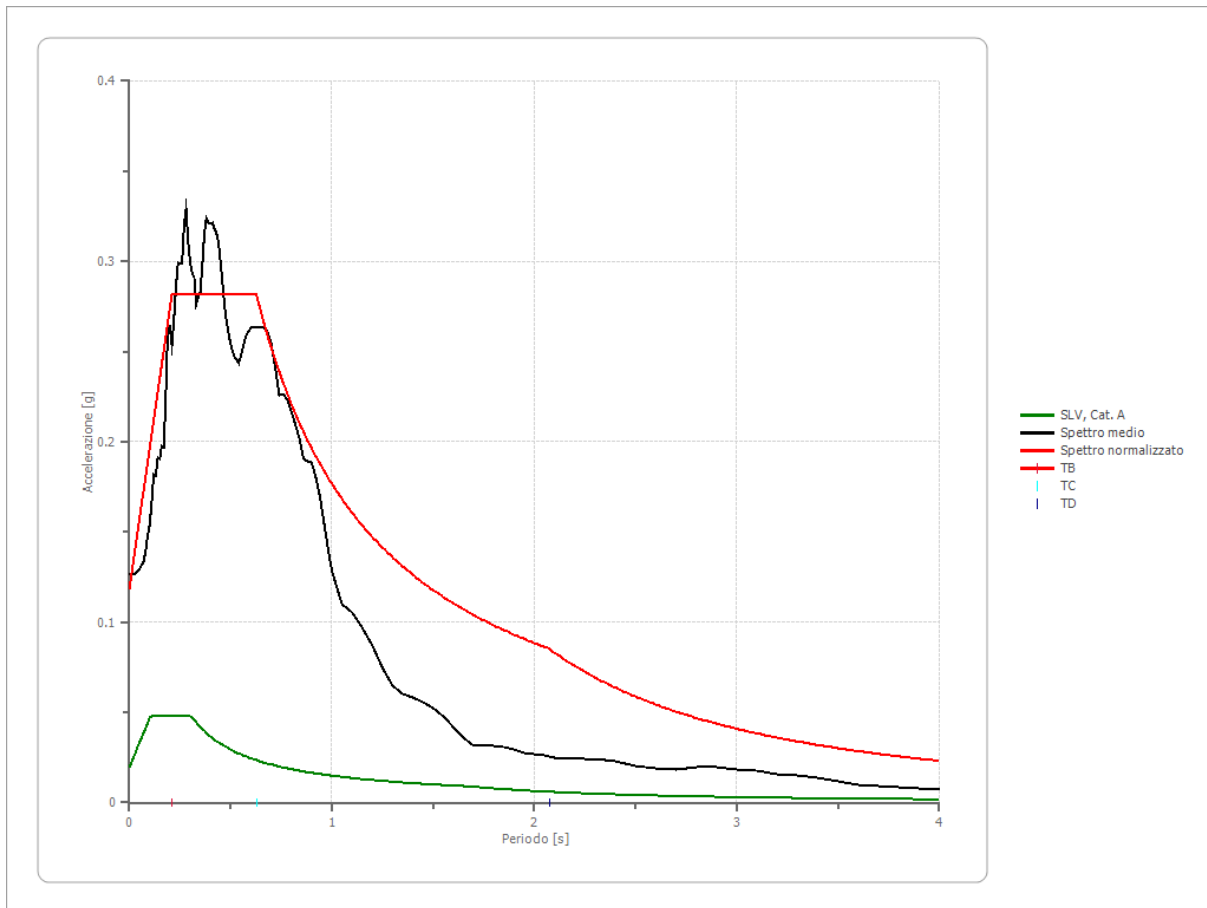




### Confronto spettro normativa

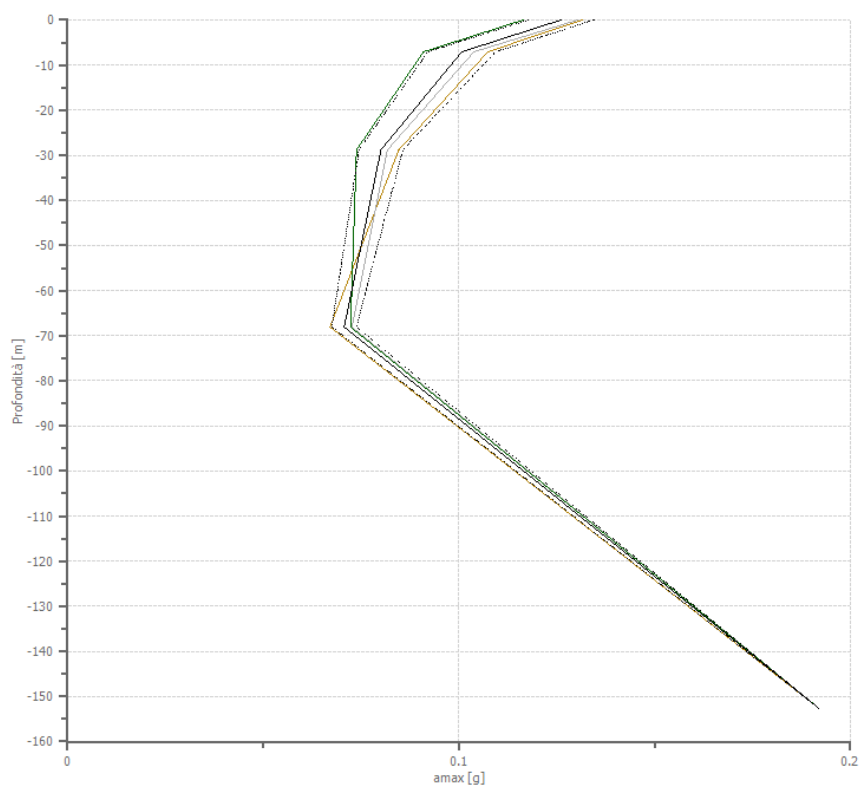
Tipo di spettro: Spettro di progetto

	Operatività SLO	Danno SLD	Salvaguardia vita SLV	Prev. collasso SLC
Tr [anni]	30	50	475	975
ag [g]	0.006	0.007	0.020	0.025
Fo	2.443	2.417	2.433	2.447
Tc* [s]	0.266	0.28	0.308	0.313
Ss	1.00	1.00	1.00	1.00
St	1.00	1.00	1.00	1.00
Cc	1.00	1.00	1.00	1.00
TB [s]	0.089	0.093	0.103	0.104
TC [s]	0.266	0.280	0.308	0.313
TD [s]	1.623	1.630	1.678	1.702
Se(0) [g]	0.006	0.007	0.020	0.025
Se(TB) [g]	0.014	0.018	0.048	0.062



### Profilo a max

	0.0 [m]	7.0 [m]	28.7 [m]	68.2 [m]	152.6 [m]
000046xa [g]	0.131	0.107	0.085	0.067	0.192
000126xa [g]	0.130	0.104	0.082	0.073	0.192
000354xa [g]	0.116	0.091	0.074	0.072	0.192
media [g]	0.126	0.101	0.080	0.071	0.192
Dev. St. [g]	0.008	0.009	0.006	0.003	0.000



- 000046xa
- 000126xa
- 000354xa
- amax media
- amax media + dev. st.
- amax media - dev. st.

## Indice

Dati generali	.7
Terreni	.7
Seed et al. (1986) Gravel	.7
Idriss (1990) Rock	.8
Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970)	.9
Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	.10
Stratigrafia	.11
Elaborazione	.12
Fattori di amplificazione ICMS 2018	.12
Fattori di amplificazione su intensità spettrale	.13
Spettro medio di risposta elastico	.13
Spettro normalizzato di risposta elastico	.14
Spettro medio di progetto	.15
Spettro normalizzato di progetto	.17
Confronto tra gli spettri	.18
Confronto spettro normativa	.19
Profilo a max	.20
Indice	.22

## TABLE OF CONTENTS

### **cpte1 results**

Summary data report	1
Liquefaction potential index data	8
Vertical settlements summary report	19
Lateral displacements summary report	20

### **cpt2 results**

Summary data report	21
Liquefaction potential index data	28
Vertical settlements summary report	39
Lateral displacements summary report	40

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

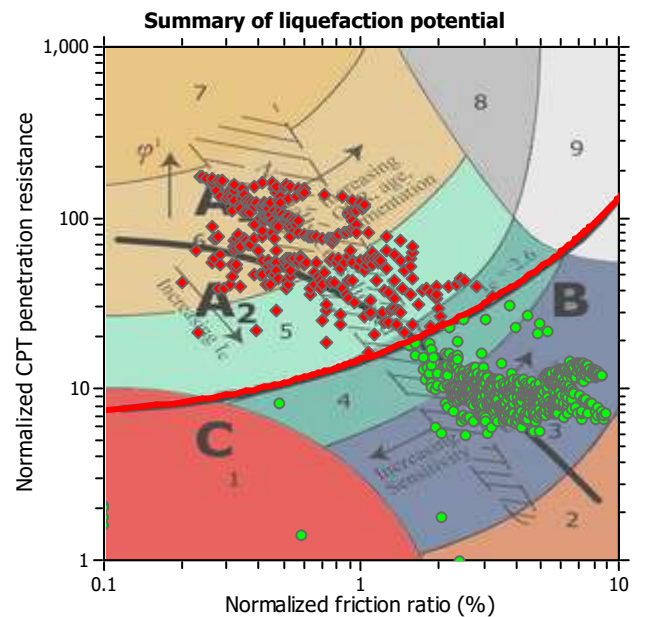
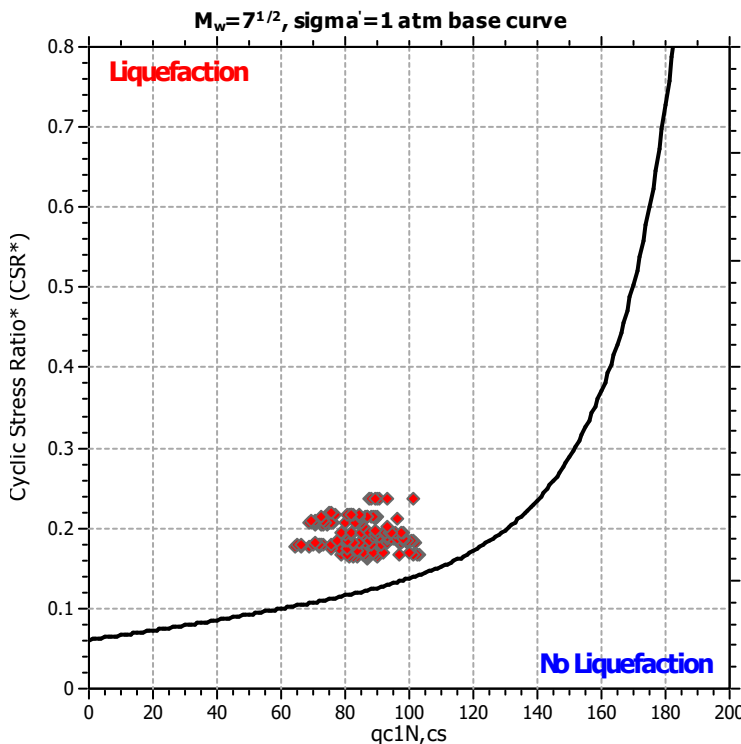
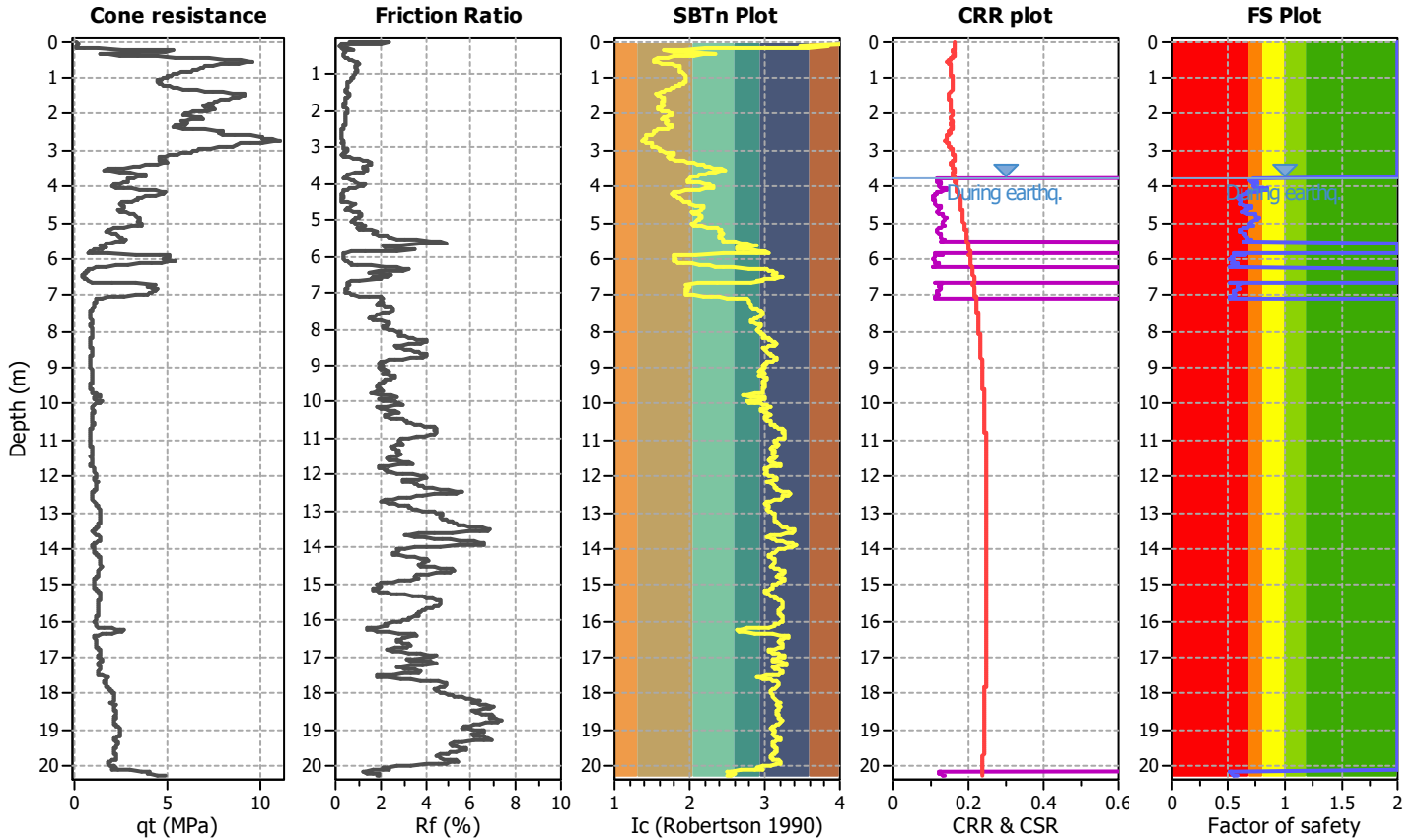
**Project title : Liquefazione Rocchi SRL**

**Location : Cesena Via Assano**

**CPT file : cpte1**

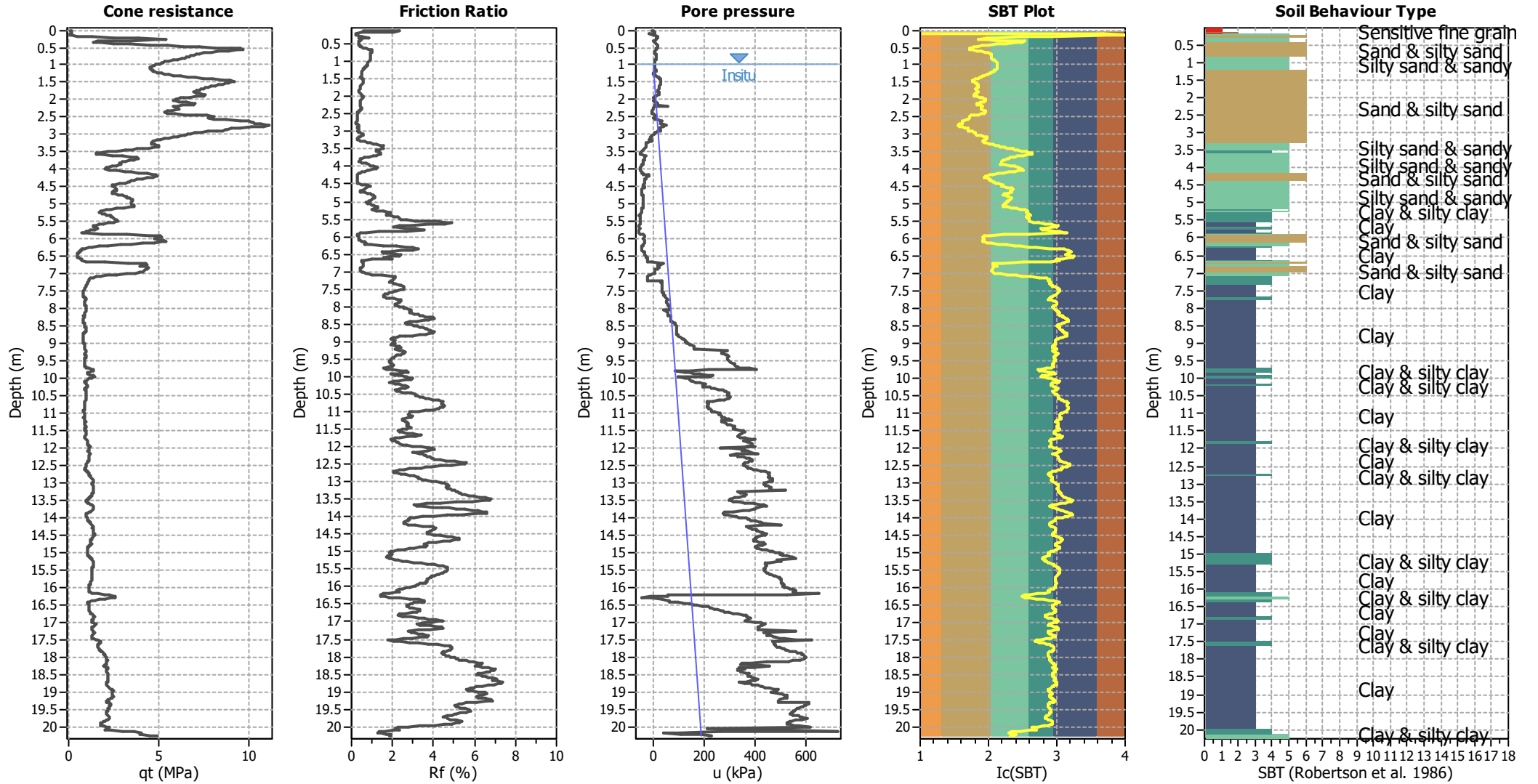
**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	3.75 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	N/A
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	MSF method:	Method based
Peak ground acceleration:	0.28	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_\sigma$ applied:	Yes		



Zone A: Cyclic liquefaction likely depending on size and duration of cyclic loading  
 Zone B: Cyclic liquefaction and strength loss likely depending on loading and ground geometry  
 Zone C: 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



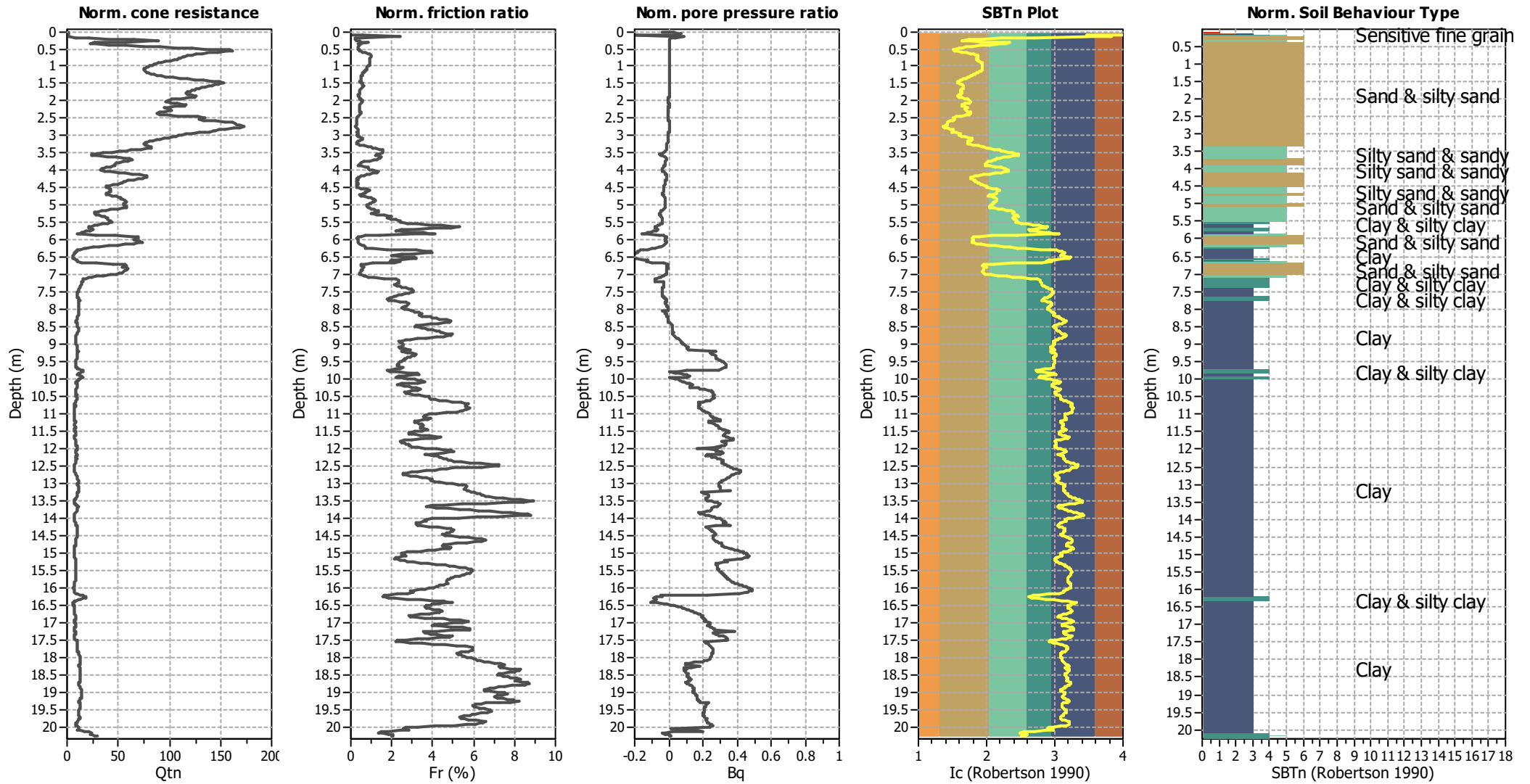
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	3.75 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>0</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.28	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.00 m	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

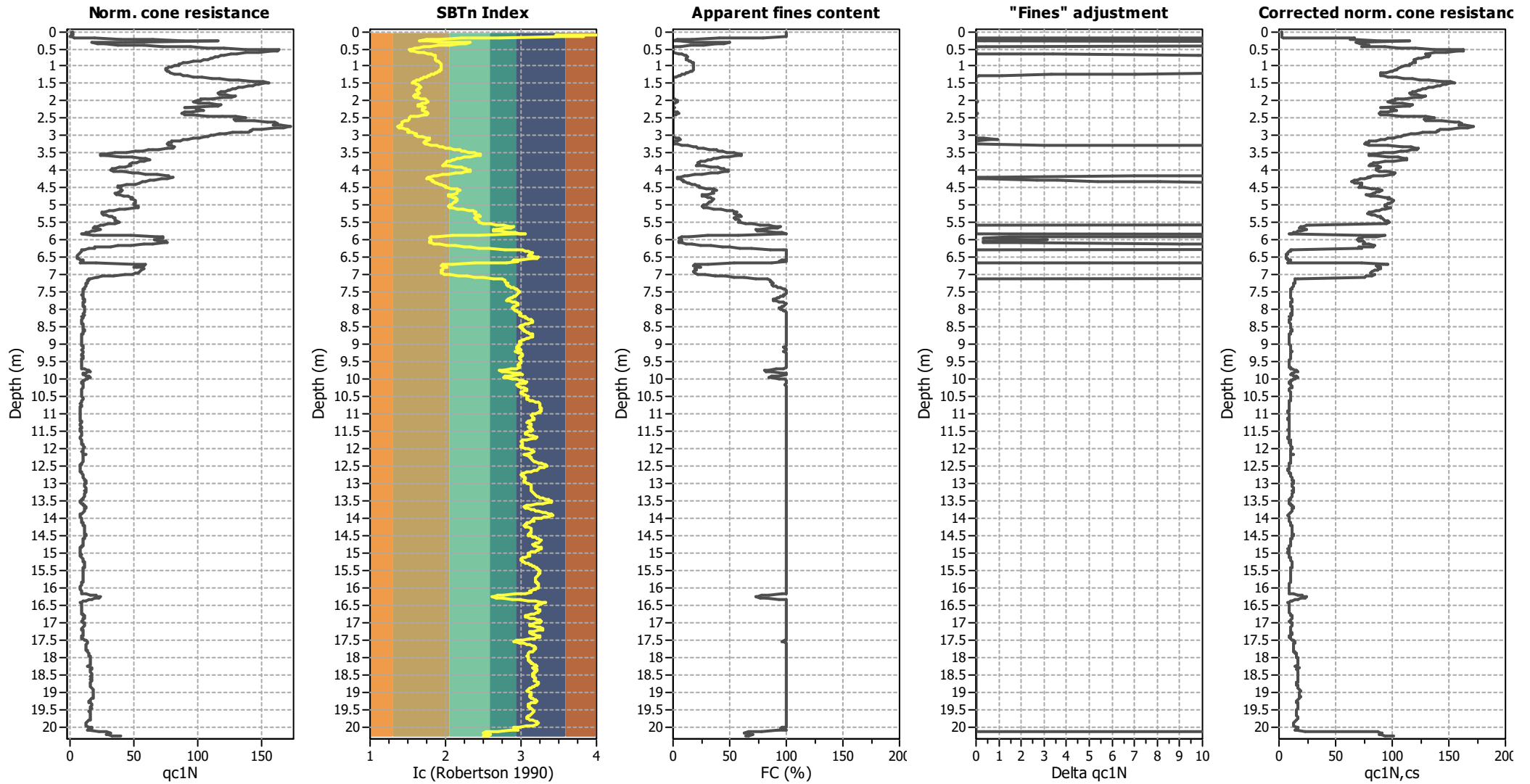
Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	3.75 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_v$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.28	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.00 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
3. Clay to silty clay	6. Clean sand to silty sand	9. Very stiff fine grained



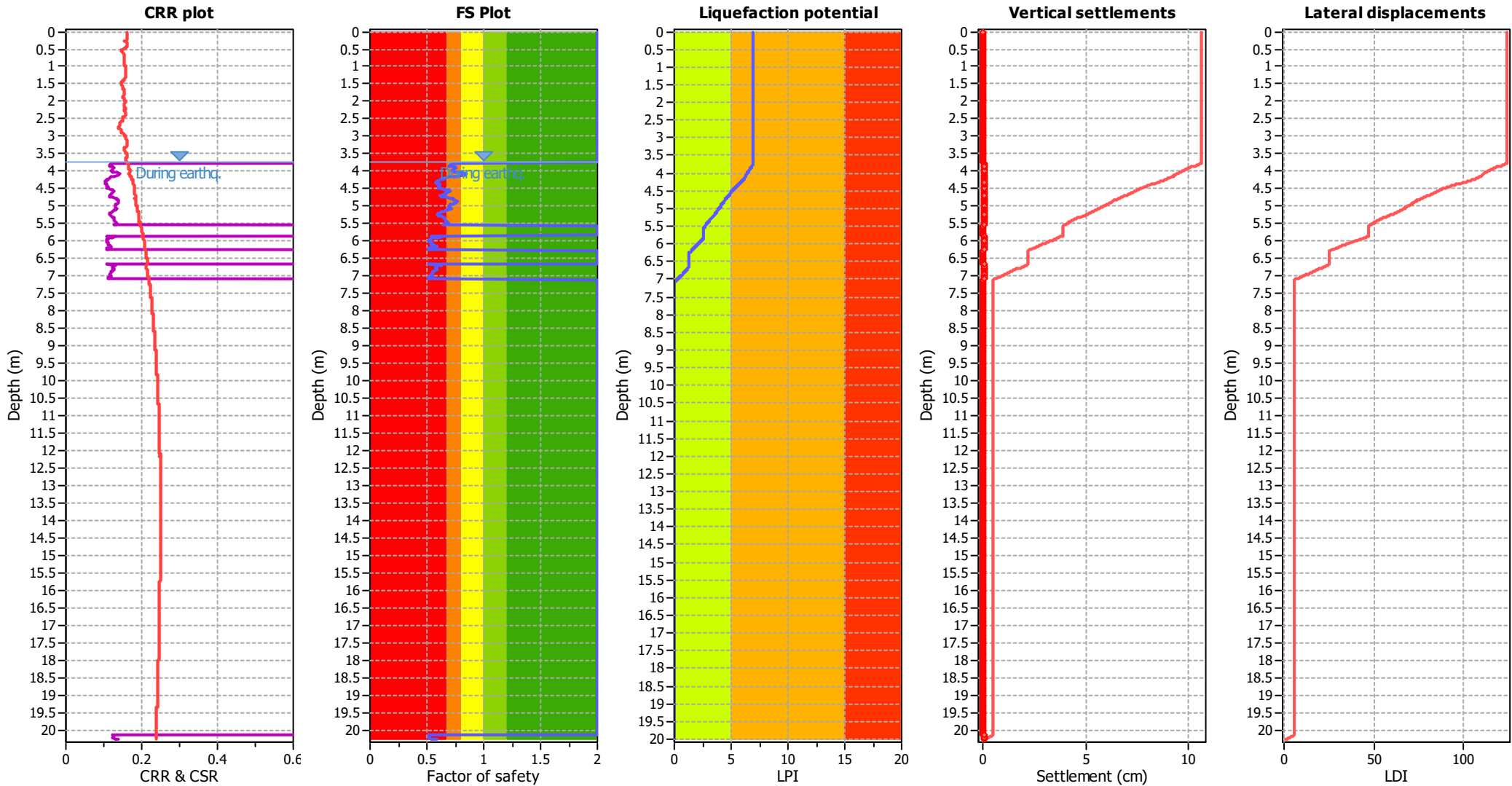
### Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	3.75 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
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> :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.28	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

### Liquefaction analysis overall plots



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	3.75 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_0$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.28	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

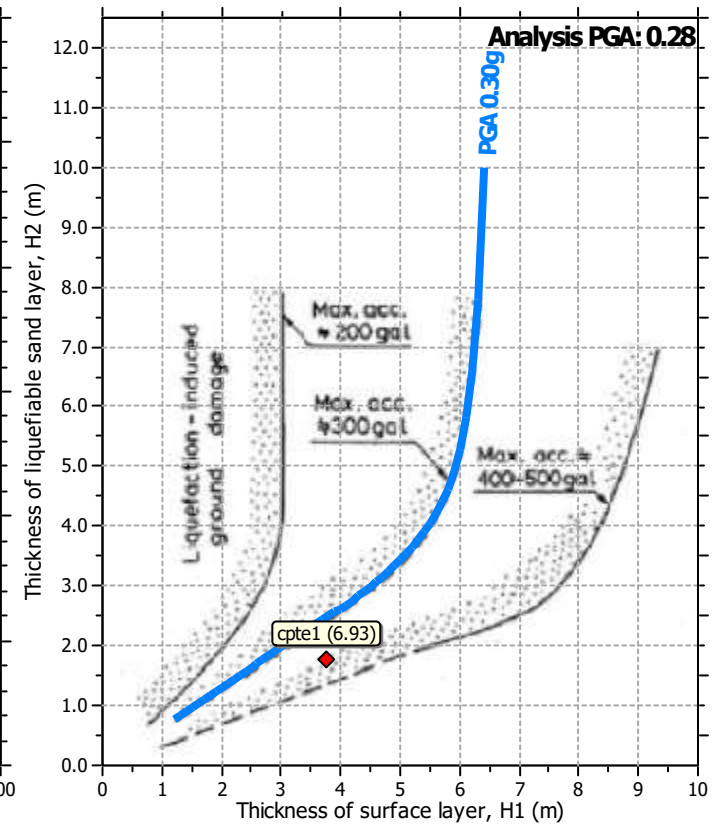
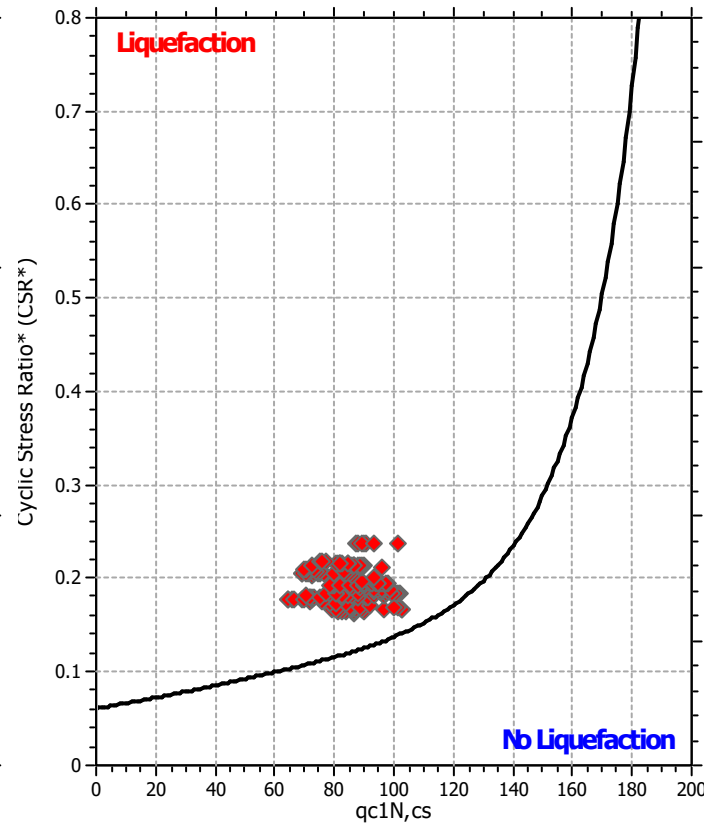
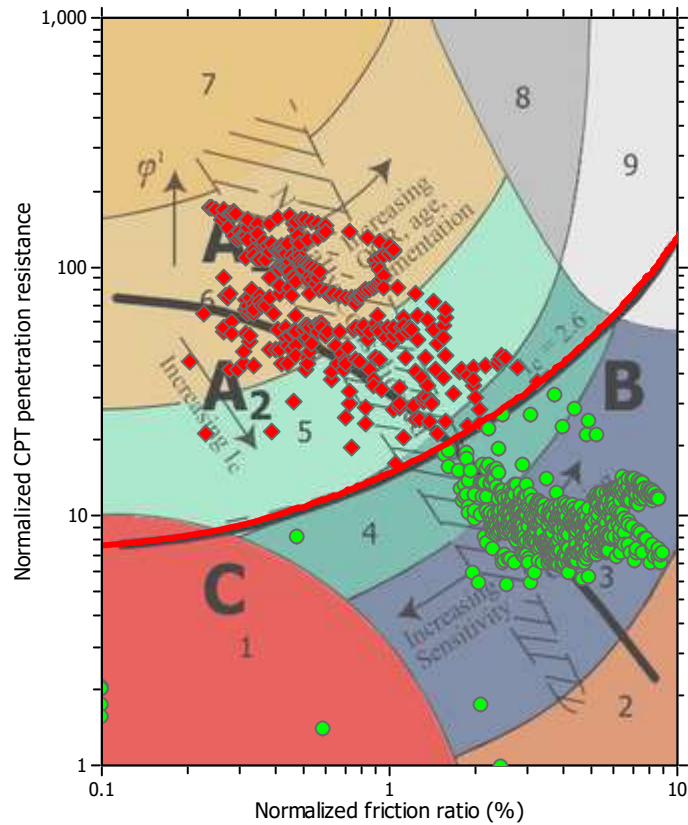
#### F.S. color scheme

- Almost certain it will liquefy
- Very likely to liquefy
- Liquefaction and no liq. are equally likely
- Unlike to liquefy
- Almost certain it will not liquefy

#### LPI color scheme

- Very high risk
- High risk
- Low risk

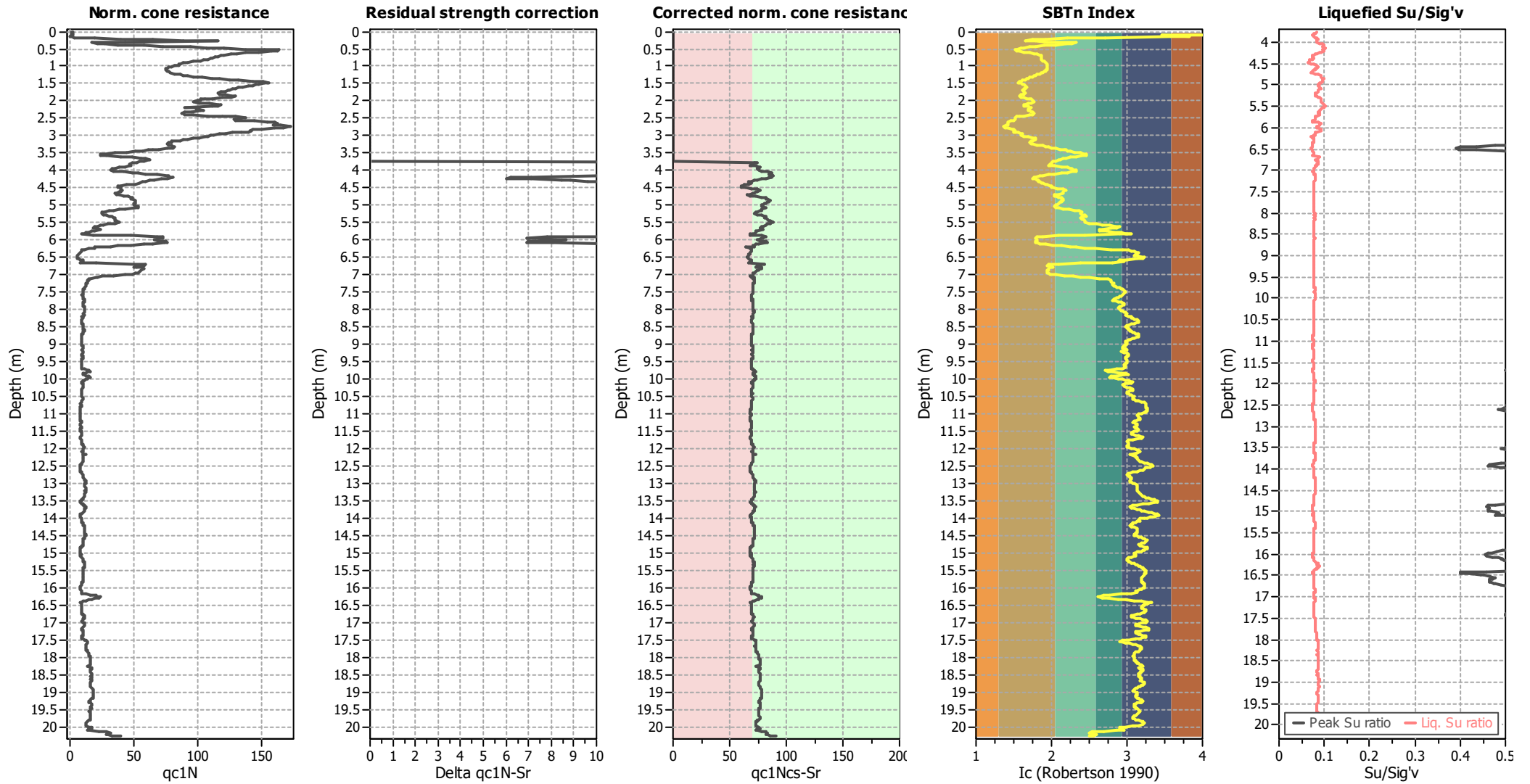
### Liquefaction analysis summary plots



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	3.75 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_{\sigma}$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.28	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.00 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.):	3.75 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>o</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.28	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

:: Liquefaction Potential Index calculation data ::											
Depth (m)	FS	m(FS)	H <sub>1</sub> *m(FS)	d <sub>z</sub>	LPI <sub>ISH</sub>	Depth (m)	FS	m(FS)	H <sub>1</sub> *m(FS)	d <sub>z</sub>	LPI <sub>ISH</sub>
0.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00

:: Liquefaction Potential Index calculation data ::											
Depth (m)	FS	m(FS)	H <sub>1</sub> *m(FS)	d <sub>z</sub>	LPI <sub>ISH</sub>	Depth (m)	FS	m(FS)	H <sub>1</sub> *m(FS)	d <sub>z</sub>	LPI <sub>ISH</sub>
1.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.76	0.75	0.00	0.00	0.02	0.04
3.78	0.73	0.00	0.00	0.02	0.04	3.80	0.72	0.00	0.00	0.02	0.05
3.82	0.71	0.00	0.00	0.02	0.05	3.84	0.69	0.00	0.00	0.02	0.05

:: Liquefaction Potential Index calculation data ::											
Depth (m)	FS	m(FS)	H <sub>1</sub> *m(FS)	d <sub>z</sub>	LPI <sub>ISH</sub>	Depth (m)	FS	m(FS)	H <sub>1</sub> *m(FS)	d <sub>z</sub>	LPI <sub>ISH</sub>
3.86	0.70	0.00	0.00	0.02	0.05	3.88	0.74	0.00	0.00	0.02	0.04
3.90	0.76	0.00	0.00	0.02	0.04	3.92	0.75	0.00	0.00	0.02	0.04
3.94	0.73	0.00	0.00	0.02	0.04	3.96	0.72	0.00	0.00	0.02	0.04
3.98	0.72	0.00	0.00	0.02	0.04	4.00	0.72	0.00	0.00	0.02	0.05
4.02	0.74	0.00	0.00	0.02	0.04	4.04	0.80	0.00	0.00	0.02	0.03
4.06	0.85	0.00	0.00	0.02	0.02	4.08	0.84	0.00	0.00	0.02	0.02
4.10	0.83	0.00	0.00	0.02	0.03	4.12	0.82	0.00	0.00	0.02	0.03
4.14	0.75	0.00	0.00	0.02	0.04	4.16	0.69	0.00	0.00	0.02	0.05
4.18	0.66	0.34	0.77	0.02	0.05	4.20	0.67	0.00	0.00	0.02	0.05
4.22	0.64	0.36	0.73	0.02	0.06	4.24	0.62	0.38	0.67	0.02	0.06
4.26	0.60	0.40	0.64	0.02	0.06	4.28	0.59	0.41	0.61	0.02	0.06
4.30	0.58	0.42	0.59	0.02	0.07	4.32	0.58	0.42	0.59	0.02	0.07
4.34	0.59	0.41	0.60	0.02	0.06	4.36	0.60	0.40	0.63	0.02	0.06
4.38	0.61	0.39	0.66	0.02	0.06	4.40	0.61	0.39	0.66	0.02	0.06
4.42	0.61	0.39	0.64	0.02	0.06	4.44	0.61	0.39	0.65	0.02	0.06
4.46	0.60	0.40	0.64	0.02	0.06	4.48	0.60	0.40	0.63	0.02	0.06
4.50	0.62	0.38	0.67	0.02	0.06	4.52	0.66	0.34	0.77	0.02	0.05
4.54	0.69	0.00	0.00	0.02	0.05	4.56	0.70	0.00	0.00	0.02	0.05
4.58	0.71	0.00	0.00	0.02	0.05	4.60	0.68	0.00	0.00	0.02	0.05
4.62	0.67	0.00	0.00	0.02	0.05	4.64	0.66	0.34	0.78	0.02	0.05
4.66	0.65	0.35	0.74	0.02	0.05	4.68	0.63	0.37	0.70	0.02	0.06
4.70	0.62	0.38	0.67	0.02	0.06	4.72	0.63	0.37	0.70	0.02	0.06
4.74	0.67	0.00	0.00	0.02	0.05	4.76	0.71	0.00	0.00	0.02	0.04
4.78	0.73	0.00	0.00	0.02	0.04	4.80	0.73	0.00	0.00	0.02	0.04
4.82	0.73	0.00	0.00	0.02	0.04	4.84	0.75	0.00	0.00	0.02	0.04
4.86	0.76	0.00	0.00	0.02	0.04	4.88	0.76	0.00	0.00	0.02	0.04
4.90	0.75	0.00	0.00	0.02	0.04	4.92	0.74	0.00	0.00	0.02	0.04
4.94	0.73	0.00	0.00	0.02	0.04	4.96	0.71	0.00	0.00	0.02	0.04
4.98	0.70	0.00	0.00	0.02	0.04	5.00	0.69	0.00	0.00	0.02	0.05
5.02	0.69	0.00	0.00	0.02	0.05	5.04	0.70	0.00	0.00	0.02	0.05
5.06	0.71	0.00	0.00	0.02	0.04	5.08	0.72	0.00	0.00	0.02	0.04
5.10	0.68	0.00	0.00	0.02	0.05	5.12	0.67	0.33	0.80	0.02	0.05
5.14	0.65	0.35	0.76	0.02	0.05	5.16	0.63	0.37	0.71	0.02	0.05
5.18	0.61	0.39	0.66	0.02	0.06	5.20	0.60	0.40	0.63	0.02	0.06
5.22	0.60	0.40	0.62	0.02	0.06	5.24	0.59	0.41	0.62	0.02	0.06
5.26	0.61	0.39	0.64	0.02	0.06	5.28	0.62	0.38	0.68	0.02	0.06
5.30	0.64	0.36	0.72	0.02	0.05	5.32	0.65	0.35	0.75	0.02	0.05
5.34	0.65	0.35	0.75	0.02	0.05	5.36	0.65	0.35	0.75	0.02	0.05
5.38	0.66	0.34	0.77	0.02	0.05	5.40	0.66	0.34	0.79	0.02	0.05
5.42	0.66	0.34	0.79	0.02	0.05	5.44	0.67	0.00	0.00	0.02	0.05
5.46	0.68	0.00	0.00	0.02	0.05	5.48	0.69	0.00	0.00	0.02	0.04
5.50	0.69	0.00	0.00	0.02	0.04	5.52	0.67	0.00	0.00	0.02	0.05
5.54	0.64	0.36	0.71	0.02	0.05	5.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
5.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	5.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
5.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	5.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
5.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	5.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
5.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	5.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
5.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	5.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00

:: Liquefaction Potential Index calculation data ::											
Depth (m)	FS	m(FS)	H <sub>1</sub> *m(FS)	d <sub>z</sub>	LPI <sub>ISH</sub>	Depth (m)	FS	m(FS)	H <sub>1</sub> *m(FS)	d <sub>z</sub>	LPI <sub>ISH</sub>
5.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	5.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
5.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	5.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
5.86	0.54	0.46	0.52	0.02	0.07	5.88	0.64	0.36	0.73	0.02	0.05
5.90	0.60	0.40	0.63	0.02	0.06	5.92	0.54	0.46	0.53	0.02	0.06
5.94	0.54	0.46	0.52	0.02	0.07	5.96	0.53	0.47	0.51	0.02	0.07
5.98	0.52	0.48	0.50	0.02	0.07	6.00	0.52	0.48	0.50	0.02	0.07
6.02	0.52	0.48	0.51	0.02	0.07	6.04	0.54	0.46	0.53	0.02	0.06
6.06	0.55	0.45	0.54	0.02	0.06	6.08	0.54	0.46	0.53	0.02	0.06
6.10	0.53	0.47	0.52	0.02	0.06	6.12	0.56	0.44	0.56	0.02	0.06
6.14	0.59	0.41	0.60	0.02	0.06	6.16	0.58	0.42	0.59	0.02	0.06
6.18	0.57	0.43	0.58	0.02	0.06	6.20	0.52	0.48	0.50	0.02	0.07
6.22	0.53	0.47	0.51	0.02	0.07	6.24	0.51	0.49	0.49	0.02	0.07
6.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.66	0.51	0.49	0.49	0.02	0.07	6.68	0.63	0.37	0.69	0.02	0.05
6.70	0.59	0.41	0.61	0.02	0.05	6.72	0.57	0.43	0.58	0.02	0.06
6.74	0.57	0.43	0.58	0.02	0.06	6.76	0.57	0.43	0.58	0.02	0.06
6.78	0.58	0.42	0.59	0.02	0.06	6.80	0.59	0.41	0.61	0.02	0.05
6.82	0.59	0.41	0.60	0.02	0.05	6.84	0.58	0.42	0.60	0.02	0.05
6.86	0.57	0.43	0.58	0.02	0.06	6.88	0.56	0.44	0.56	0.02	0.06
6.90	0.55	0.45	0.54	0.02	0.06	6.92	0.55	0.45	0.54	0.02	0.06
6.94	0.54	0.46	0.53	0.02	0.06	6.96	0.54	0.46	0.53	0.02	0.06
6.98	0.54	0.46	0.54	0.02	0.06	7.00	0.55	0.45	0.55	0.02	0.06
7.02	0.54	0.46	0.53	0.02	0.06	7.04	0.52	0.48	0.50	0.02	0.06
7.06	0.51	0.49	0.49	0.02	0.06	7.08	0.51	0.49	0.49	0.02	0.06
7.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00



:: Liquefaction Potential Index calculation data ::											
Depth (m)	FS	m(FS)	H <sub>1</sub> *m(FS)	d <sub>z</sub>	LPI <sub>ISH</sub>	Depth (m)	FS	m(FS)	H <sub>1</sub> *m(FS)	d <sub>z</sub>	LPI <sub>ISH</sub>
7.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00

:: Liquefaction Potential Index calculation data ::											
Depth (m)	FS	m(FS)	H <sub>1</sub> *m(FS)	d <sub>z</sub>	LPI <sub>ISH</sub>	Depth (m)	FS	m(FS)	H <sub>1</sub> *m(FS)	d <sub>z</sub>	LPI <sub>ISH</sub>
9.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00

:: Liquefaction Potential Index calculation data ::											
Depth (m)	FS	m(FS)	H <sub>1</sub> *m(FS)	d <sub>z</sub>	LPI <sub>ISH</sub>	Depth (m)	FS	m(FS)	H <sub>1</sub> *m(FS)	d <sub>z</sub>	LPI <sub>ISH</sub>
11.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	12.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
12.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	12.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
12.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	12.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
12.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	12.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
12.16	2.00	0.00	0.00	0.04	0.00	12.16	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	12.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
12.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	12.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
12.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	12.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
12.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	12.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
12.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	12.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
12.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	12.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
12.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	12.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
12.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	12.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
12.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	12.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
12.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	12.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
12.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	12.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
12.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	12.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
12.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	12.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
12.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	12.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
12.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	12.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
12.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	12.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
12.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	12.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
12.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	12.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
12.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	12.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
12.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	12.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
12.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00

:: Liquefaction Potential Index calculation data ::											
Depth (m)	FS	m(FS)	H <sub>1</sub> *m(FS)	d <sub>z</sub>	LPI <sub>ISH</sub>	Depth (m)	FS	m(FS)	H <sub>1</sub> *m(FS)	d <sub>z</sub>	LPI <sub>ISH</sub>
13.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00

:: Liquefaction Potential Index calculation data ::											
Depth (m)	FS	m(FS)	H <sub>1</sub> *m(FS)	d <sub>z</sub>	LPI <sub>ISH</sub>	Depth (m)	FS	m(FS)	H <sub>1</sub> *m(FS)	d <sub>z</sub>	LPI <sub>ISH</sub>
15.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00

:: Liquefaction Potential Index calculation data ::											
Depth (m)	FS	m(FS)	H <sub>1</sub> *m(FS)	d <sub>z</sub>	LPI <sub>ISH</sub>	Depth (m)	FS	m(FS)	H <sub>1</sub> *m(FS)	d <sub>z</sub>	LPI <sub>ISH</sub>
17.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00

:: Liquefaction Potential Index calculation data ::											
Depth (m)	FS	m(FS)	H <sub>1</sub> *m(FS)	d <sub>z</sub>	LPI <sub>ISH</sub>	Depth (m)	FS	m(FS)	H <sub>1</sub> *m(FS)	d <sub>z</sub>	LPI <sub>ISH</sub>
19.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	20.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
20.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	20.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
20.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	20.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
20.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	20.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
20.14	0.52	0.00	0.00	0.02	0.00	20.16	0.53	0.00	0.00	0.02	0.00
20.18	0.53	0.00	0.00	0.02	0.00	20.20	0.52	0.00	0.00	0.02	0.00
20.22	0.53	0.00	0.00	0.02	0.00	20.24	0.54	0.00	0.00	0.02	0.00
20.26	0.59	0.00	0.00	0.02	0.00						

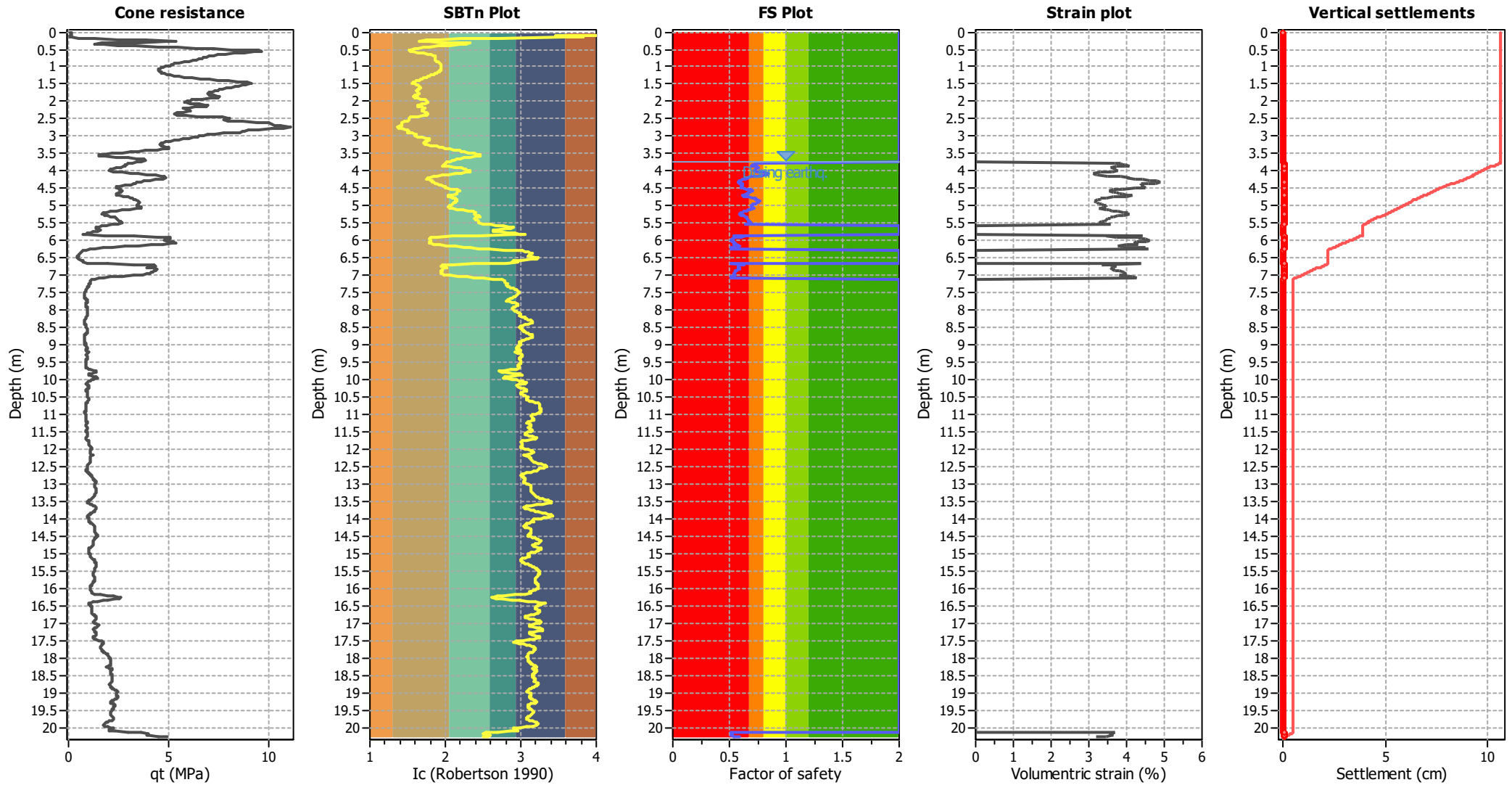
**Overall liquefaction potential: 6.93**

LPI<sub>ISH</sub> > 5.0 - Liquefaction manifestation is expected

#### Abbreviations

FS: Calculated factor of safety for test point  
d<sub>z</sub>: Layer thickness (m)  
LPI: Liquefaction potential index value for test point

### Estimation of post-earthquake settlements

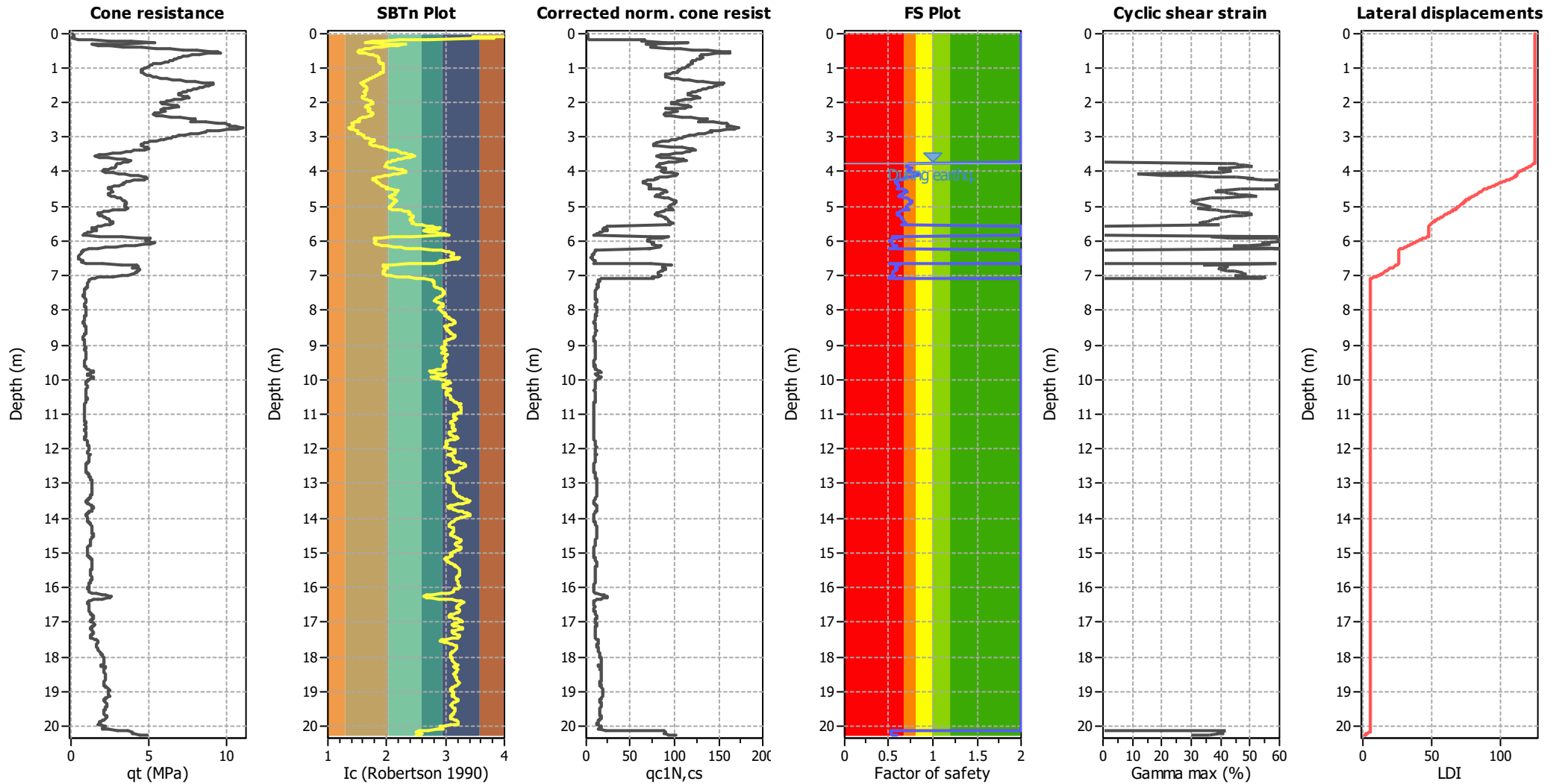


**Abbreviations**

- q<sub>t</sub>: Total cone resistance (cone resistance q<sub>c</sub> corrected for pore water effects)
- I<sub>c</sub>: Soil Behaviour Type Index
- FS: Calculated Factor of Safety against liquefaction
- Volumetric strain: Post-liquefaction volumetric strain



### Estimation of post-earthquake lateral Displacements



**Abbreviations**

qt: Total cone resistance (cone resistance  $q_c$  corrected for pore water effects)  
 Ic: Soil Behaviour Type Index  
 qc1N,cs: Equivalent clean sand normalized CPT total cone resistance

F.S.: Factor of safety  
 $\gamma_{max}$ : Maximum cyclic shear strain  
 LDI: Lateral displacement index

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

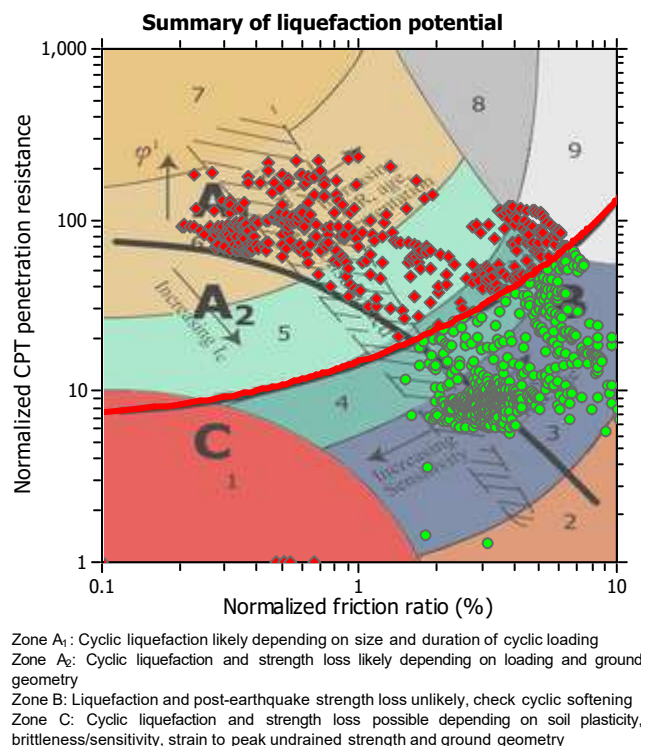
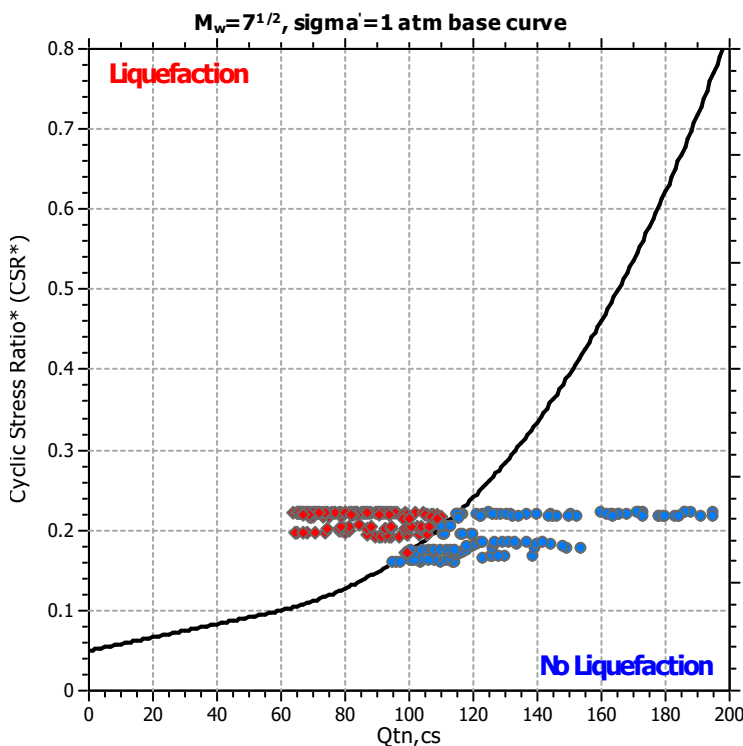
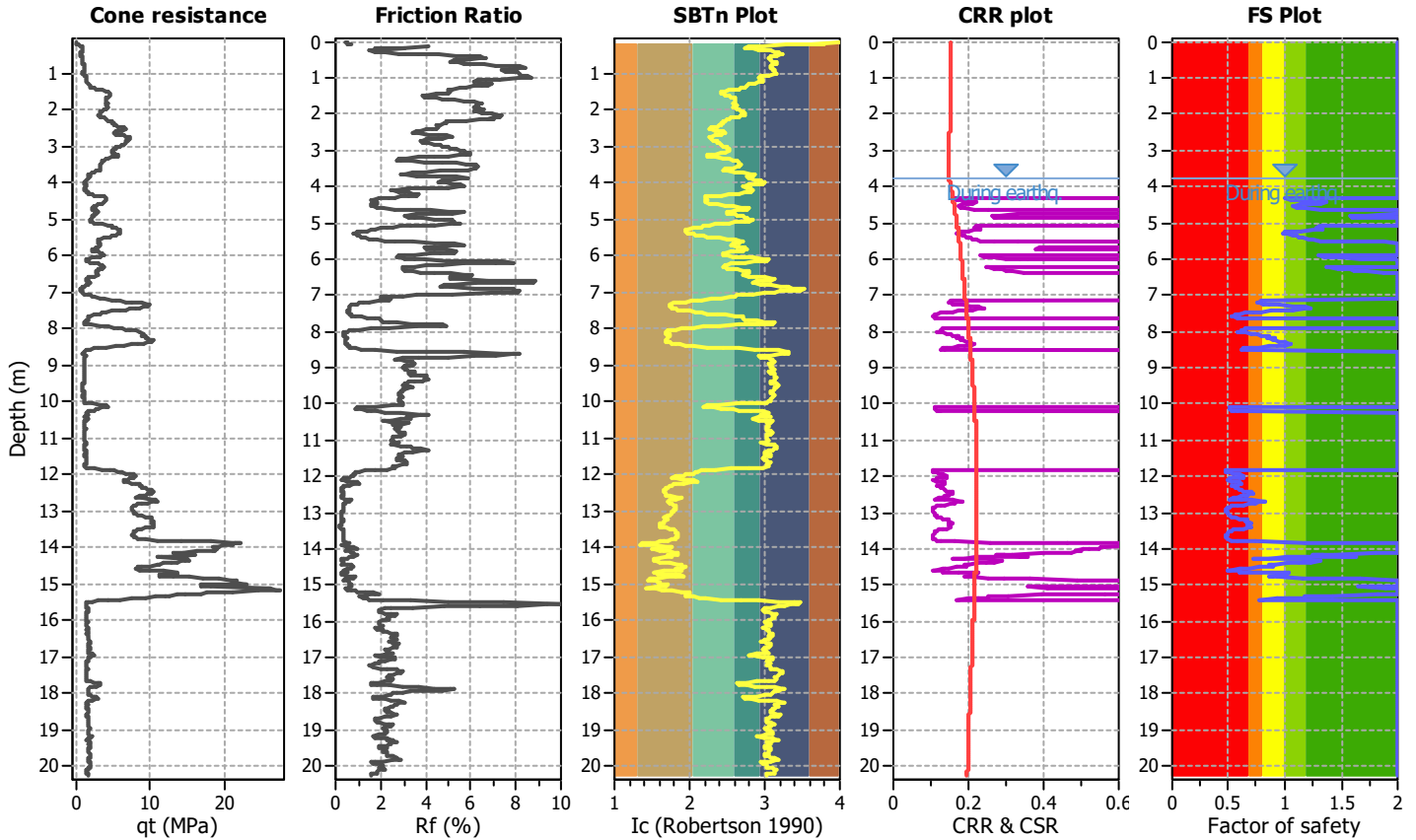
**Project title : Liquefazione Rocchi SRL**

**Location : Cesena Via Assano**

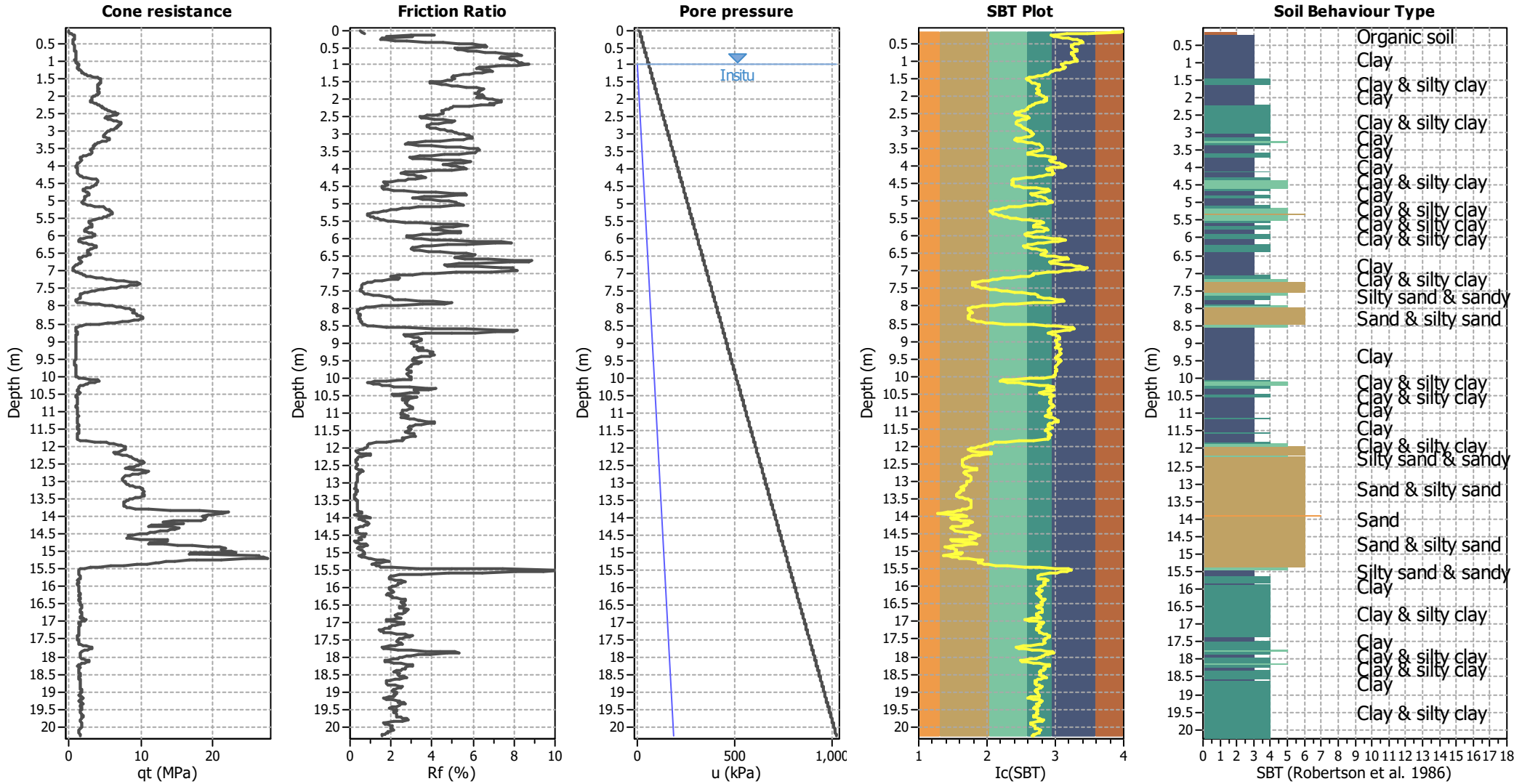
**CPT file : cpt2**

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	3.78 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.28	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	Method based



### CPT basic interpretation plots



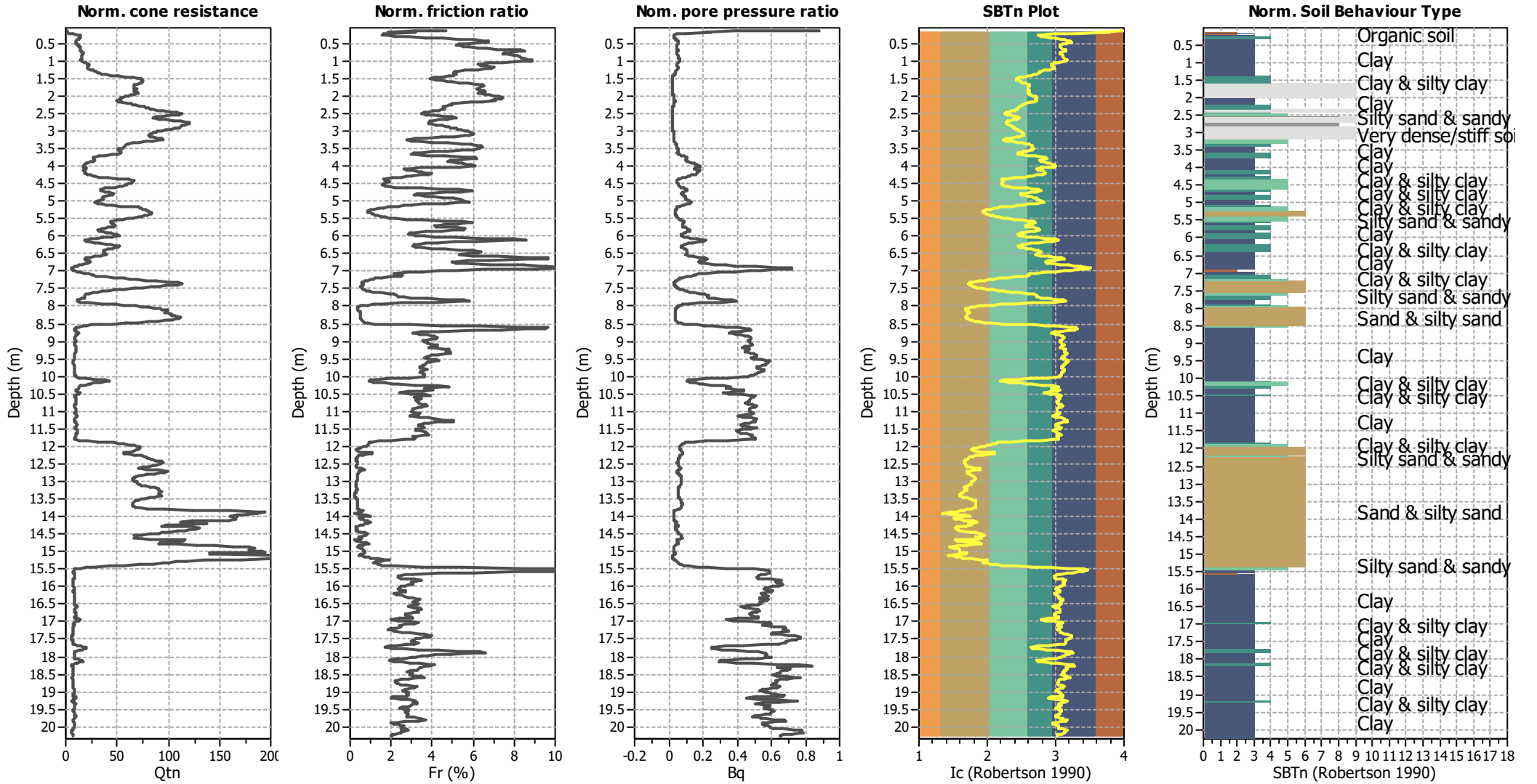
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (earthq.):	3.78 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>0</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.28	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.00 m	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)



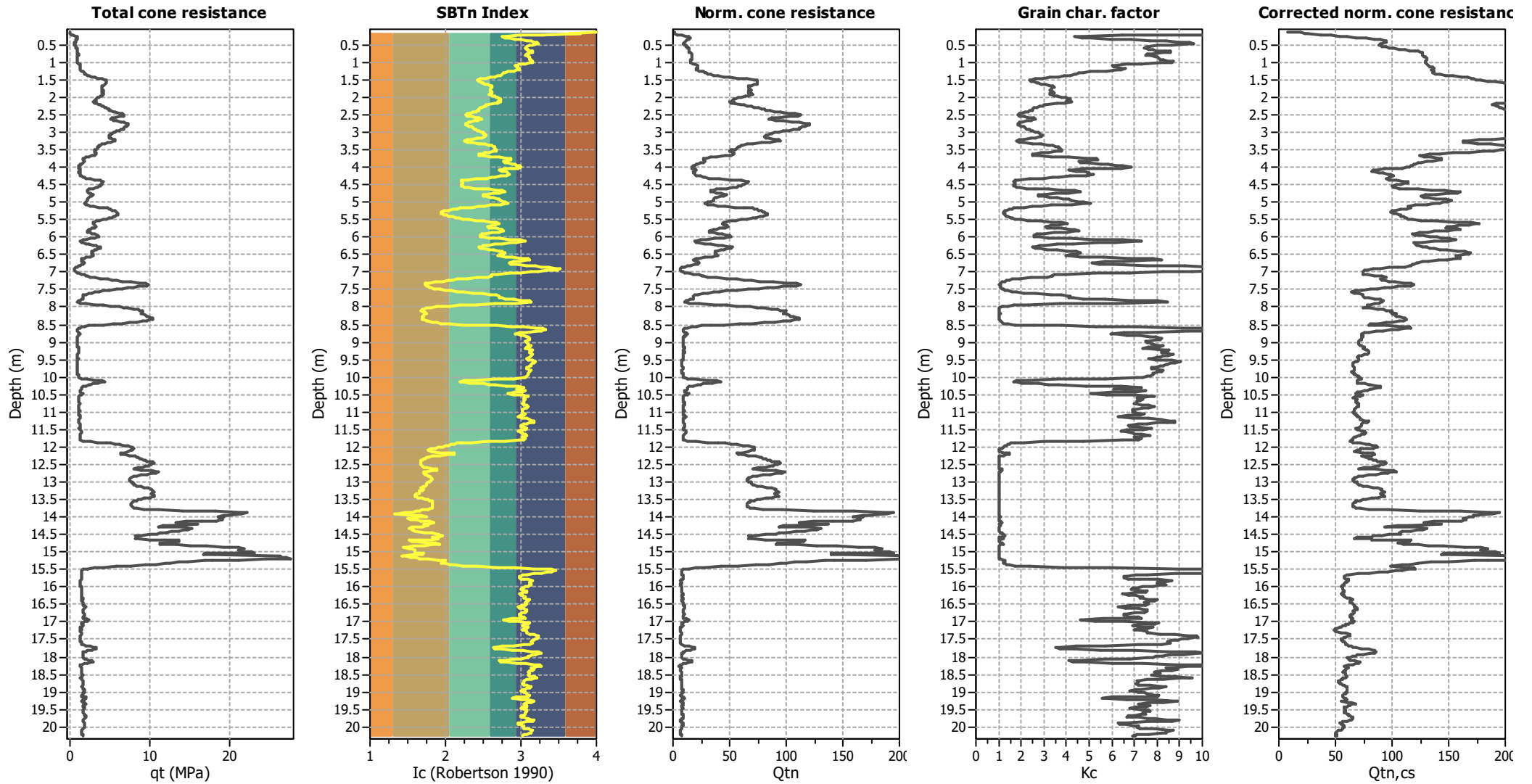
**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	3.78 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>0</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.28	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.00 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
3. Clay to silty clay	6. Clean sand to silty sand	9. Very stiff fine grained

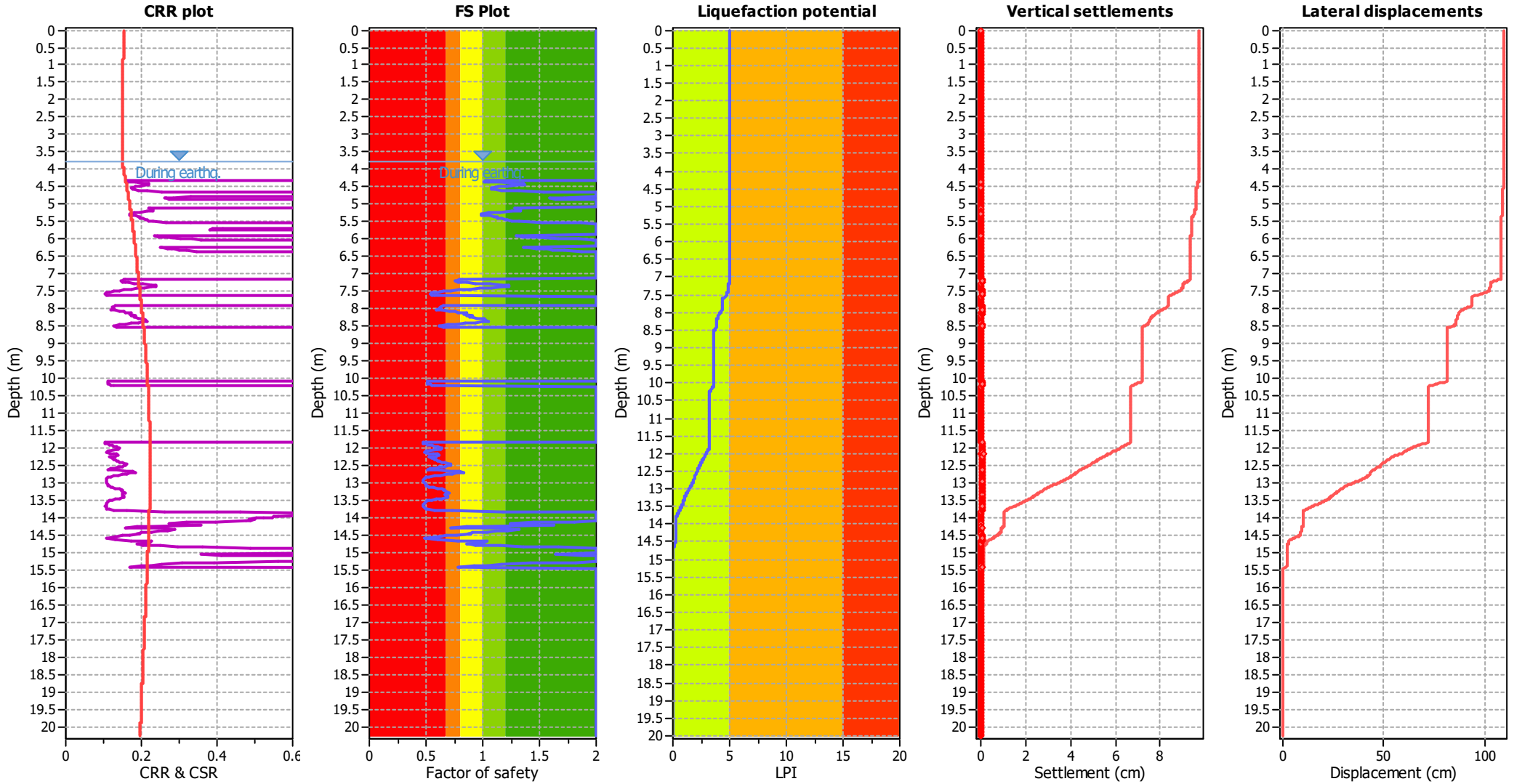
### Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	3.78 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>o</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.28	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

### Liquefaction analysis overall plots



**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (earthq.):	3.78 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>0</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.28	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

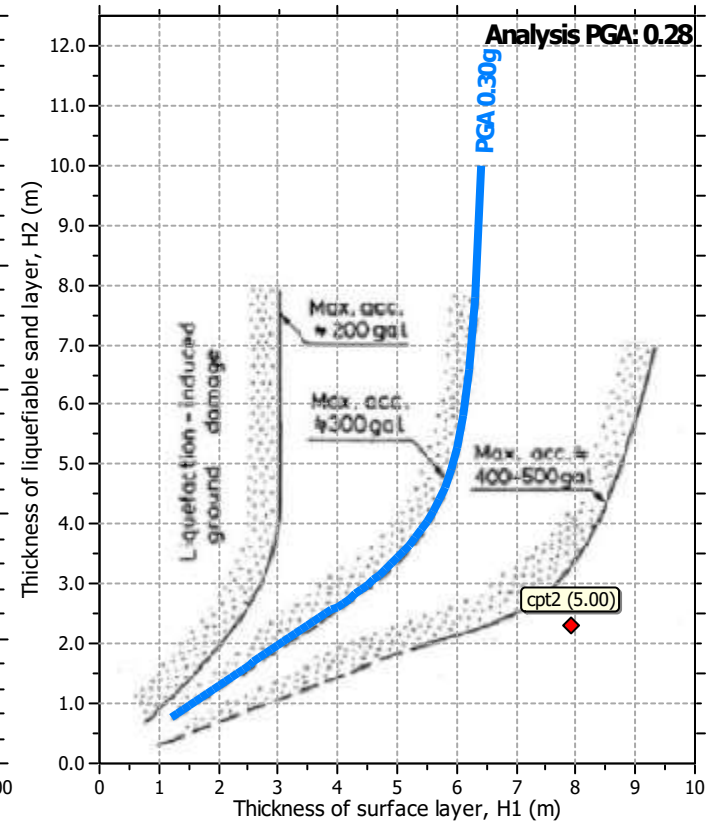
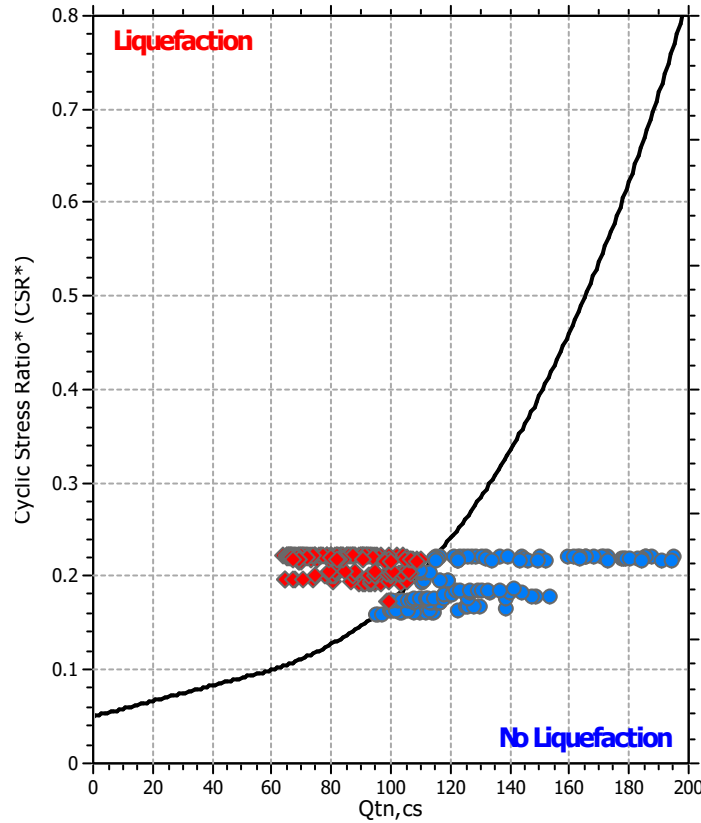
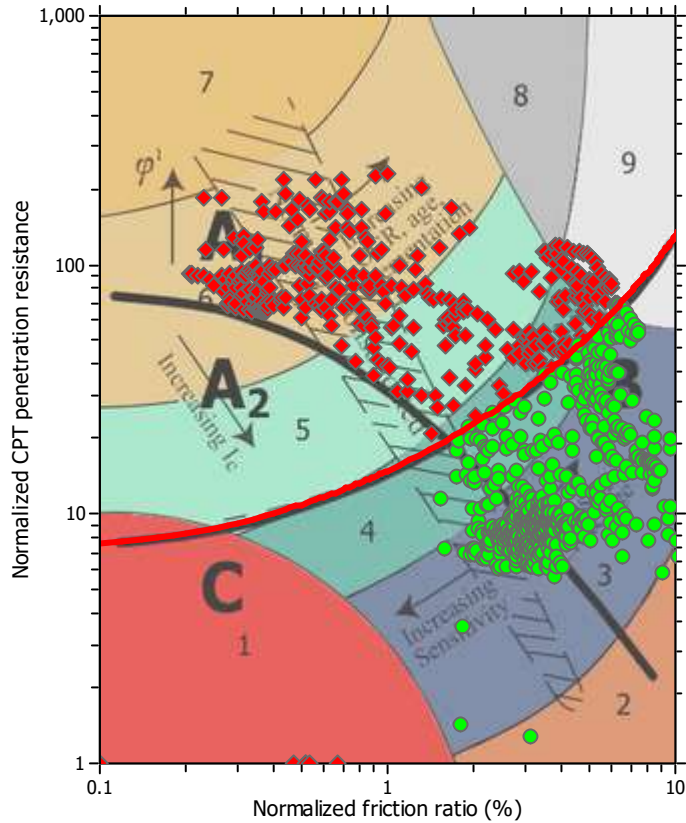
**F.S. color scheme**

- Almost certain it will liquefy
- Very likely to liquefy
- Liquefaction and no liq. are equally likely
- Unlike to liquefy
- Almost certain it will not liquefy

**LPI color scheme**

- Very high risk
- High risk
- Low risk

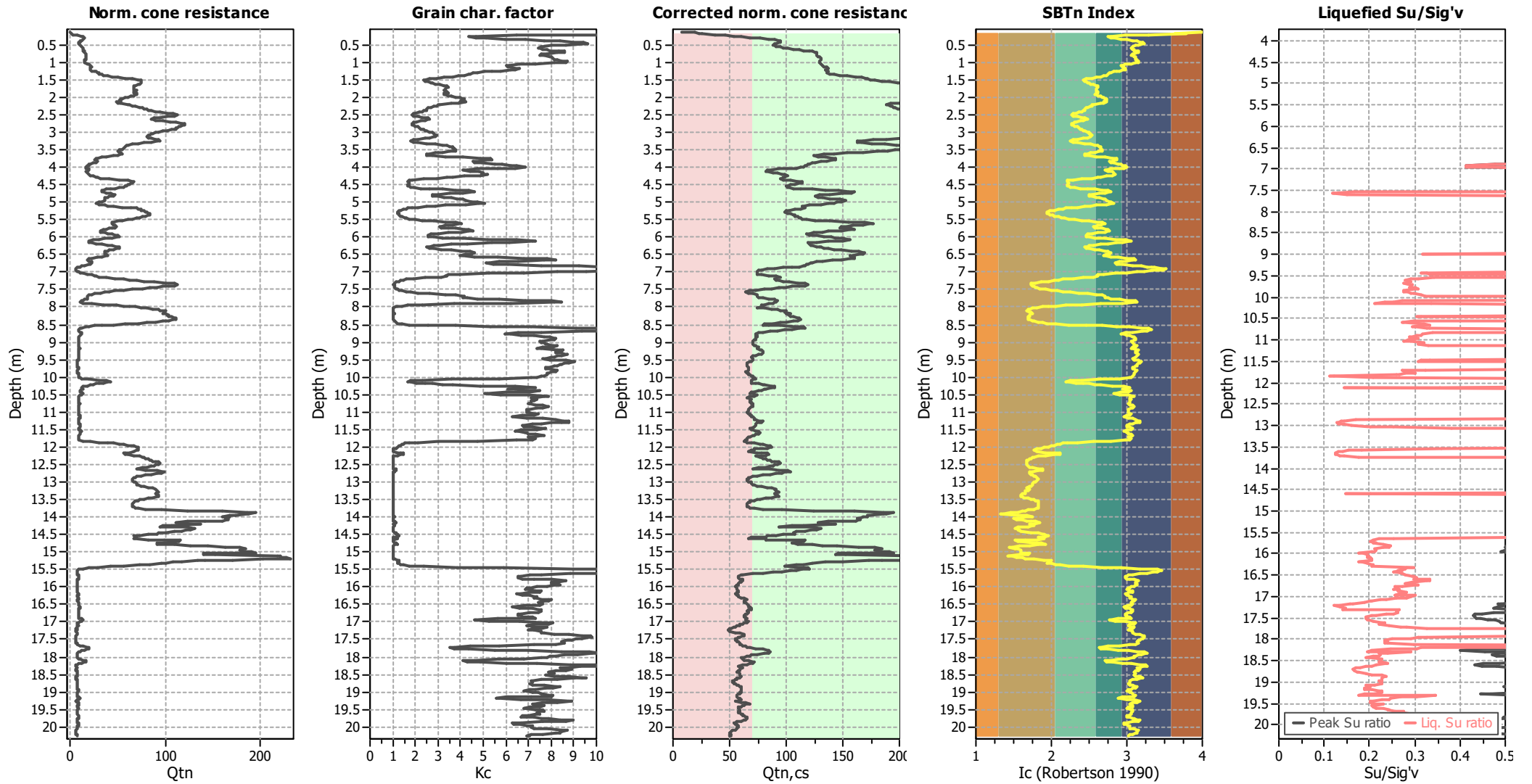
### Liquefaction analysis summary plots



**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (earthq.):	3.78 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_0$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.28	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

### Check for strength loss plots (Robertson (2010))



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	3.78 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>o</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	7.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.28	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A



:: Liquefaction Potential Index calculation data ::											
Depth (m)	FS	F <sub>L</sub>	w <sub>z</sub>	d <sub>z</sub>	LPI	Depth (m)	FS	F <sub>L</sub>	w <sub>z</sub>	d <sub>z</sub>	LPI
0.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
0.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00

**:: Liquefaction Potential Index calculation data :: (continued)**

Depth (m)	FS	F <sub>L</sub>	w <sub>z</sub>	d <sub>z</sub>	LPI	Depth (m)	FS	F <sub>L</sub>	w <sub>z</sub>	d <sub>z</sub>	LPI
1.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	2.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
2.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00

**:: Liquefaction Potential Index calculation data :: (continued)**

Depth (m)	FS	F <sub>L</sub>	w <sub>z</sub>	d <sub>z</sub>	LPI	Depth (m)	FS	F <sub>L</sub>	w <sub>z</sub>	d <sub>z</sub>	LPI
3.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	3.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
3.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	4.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
4.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	4.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
4.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	4.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
4.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	4.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
4.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	4.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
4.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	4.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
4.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	4.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
4.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	4.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
4.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	4.32	1.03	0.00	0.00	0.02	0.00
4.34	1.01	0.00	0.00	0.02	0.00	4.36	1.05	0.00	0.00	0.02	0.00
4.38	1.16	0.00	0.00	0.02	0.00	4.40	1.28	0.00	0.00	0.02	0.00
4.42	1.36	0.00	0.00	0.02	0.00	4.44	1.37	0.00	0.00	0.02	0.00
4.46	1.31	0.00	0.00	0.02	0.00	4.48	1.22	0.00	0.00	0.02	0.00
4.50	1.14	0.00	0.00	0.02	0.00	4.52	1.09	0.00	0.00	0.02	0.00
4.54	1.07	0.00	0.00	0.02	0.00	4.56	1.08	0.00	0.00	0.02	0.00
4.58	1.10	0.00	0.00	0.02	0.00	4.60	1.17	0.00	0.00	0.02	0.00
4.62	1.32	0.00	0.00	0.02	0.00	4.64	1.54	0.00	0.00	0.02	0.00
4.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	4.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
4.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	4.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
4.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	4.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
4.78	1.98	0.00	0.00	0.02	0.00	4.80	1.71	0.00	0.00	0.02	0.00
4.82	1.58	0.00	0.00	0.02	0.00	4.84	1.60	0.00	0.00	0.02	0.00
4.86	1.64	0.00	0.00	0.02	0.00	4.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
4.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	4.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
4.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	4.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
4.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	5.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
5.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	5.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
5.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	5.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
5.10	1.31	0.00	0.00	0.02	0.00	5.12	1.28	0.00	0.00	0.02	0.00
5.14	1.33	0.00	0.00	0.02	0.00	5.16	1.34	0.00	0.00	0.02	0.00
5.18	1.34	0.00	0.00	0.02	0.00	5.20	1.26	0.00	0.00	0.02	0.00
5.22	1.15	0.00	0.00	0.02	0.00	5.24	1.05	0.00	0.00	0.02	0.00
5.26	1.01	0.00	0.00	0.02	0.00	5.28	0.98	0.00	0.00	0.02	0.00
5.30	0.99	0.00	0.00	0.02	0.00	5.32	1.01	0.00	0.00	0.02	0.00
5.34	1.07	0.00	0.00	0.02	0.00	5.36	1.10	0.00	0.00	0.02	0.00
5.38	1.12	0.00	0.00	0.02	0.00	5.40	1.13	0.00	0.00	0.02	0.00
5.42	1.16	0.00	0.00	0.02	0.00	5.44	1.21	0.00	0.00	0.02	0.00
5.46	1.22	0.00	0.00	0.02	0.00	5.48	1.25	0.00	0.00	0.02	0.00
5.50	1.32	0.00	0.00	0.02	0.00	5.52	1.52	0.00	0.00	0.02	0.00
5.54	1.88	0.00	0.00	0.02	0.00	5.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
5.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	5.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
5.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	5.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
5.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	5.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
5.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	5.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
5.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	5.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00

:: Liquefaction Potential Index calculation data :: (continued)											
Depth (m)	FS	F <sub>L</sub>	w <sub>z</sub>	d <sub>z</sub>	LPI	Depth (m)	FS	F <sub>L</sub>	w <sub>z</sub>	d <sub>z</sub>	LPI
5.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	5.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
5.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	5.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
5.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	5.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
5.90	1.34	0.00	0.00	0.02	0.00	5.92	1.29	0.00	0.00	0.02	0.00
5.94	1.35	0.00	0.00	0.02	0.00	5.96	1.49	0.00	0.00	0.02	0.00
5.98	1.67	0.00	0.00	0.02	0.00	6.00	1.85	0.00	0.00	0.02	0.00
6.02	1.98	0.00	0.00	0.02	0.00	6.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.22	1.36	0.00	0.00	0.02	0.00	6.24	1.38	0.00	0.00	0.02	0.00
6.26	1.47	0.00	0.00	0.02	0.00	6.28	1.53	0.00	0.00	0.02	0.00
6.30	1.57	0.00	0.00	0.02	0.00	6.32	1.62	0.00	0.00	0.02	0.00
6.34	1.72	0.00	0.00	0.02	0.00	6.36	1.87	0.00	0.00	0.02	0.00
6.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	6.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
6.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.14	0.83	0.00	0.00	0.02	0.02	7.16	0.80	0.00	0.00	0.02	0.03
7.18	0.77	0.00	0.00	0.02	0.03	7.20	0.76	0.00	0.00	0.02	0.03
7.22	0.78	0.00	0.00	0.02	0.03	7.24	0.81	0.00	0.00	0.02	0.02
7.26	0.85	0.00	0.00	0.02	0.02	7.28	0.94	0.00	0.00	0.02	0.01
7.30	1.06	0.00	0.00	0.02	0.00	7.32	1.17	0.00	0.00	0.02	0.00
7.34	1.23	0.00	0.00	0.02	0.00	7.36	1.23	0.00	0.00	0.02	0.00
7.38	1.17	0.00	0.00	0.02	0.00	7.40	1.07	0.00	0.00	0.02	0.00
7.42	0.97	0.00	0.00	0.02	0.00	7.44	0.88	0.00	0.00	0.02	0.02
7.46	0.80	0.00	0.00	0.02	0.03	7.48	0.72	0.00	0.00	0.02	0.04
7.50	0.65	0.00	0.00	0.02	0.04	7.52	0.60	0.00	0.00	0.02	0.05
7.54	0.56	0.00	0.00	0.02	0.06	7.56	0.54	0.00	0.00	0.02	0.06
7.58	0.53	0.00	0.00	0.02	0.06	7.60	0.55	0.00	0.00	0.02	0.06
7.62	0.57	0.00	0.00	0.02	0.05	7.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00

:: Liquefaction Potential Index calculation data :: (continued)											
Depth (m)	FS	F <sub>L</sub>	w <sub>z</sub>	d <sub>z</sub>	LPI	Depth (m)	FS	F <sub>L</sub>	w <sub>z</sub>	d <sub>z</sub>	LPI
7.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
7.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	7.92	0.65	0.00	0.00	0.02	0.04
7.94	0.63	0.00	0.00	0.02	0.05	7.96	0.62	0.00	0.00	0.02	0.05
7.98	0.62	0.00	0.00	0.02	0.05	8.00	0.63	0.00	0.00	0.02	0.04
8.02	0.59	0.00	0.00	0.02	0.05	8.04	0.64	0.00	0.00	0.02	0.04
8.06	0.70	0.00	0.00	0.02	0.04	8.08	0.76	0.00	0.00	0.02	0.03
8.10	0.78	0.00	0.00	0.02	0.03	8.12	0.86	0.00	0.00	0.02	0.02
8.14	0.84	0.00	0.00	0.02	0.02	8.16	0.84	0.00	0.00	0.02	0.02
8.18	0.91	0.00	0.00	0.02	0.01	8.20	0.85	0.00	0.00	0.02	0.02
8.22	0.90	0.00	0.00	0.02	0.01	8.24	0.89	0.00	0.00	0.02	0.01
8.26	0.90	0.00	0.00	0.02	0.01	8.28	0.95	0.00	0.00	0.02	0.01
8.30	1.01	0.00	0.00	0.02	0.00	8.32	1.03	0.00	0.00	0.02	0.00
8.34	1.02	0.00	0.00	0.02	0.00	8.36	1.05	0.00	0.00	0.02	0.00
8.38	1.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.40	0.93	0.00	0.00	0.02	0.01
8.42	0.85	0.00	0.00	0.02	0.02	8.44	0.77	0.00	0.00	0.02	0.03
8.46	0.70	0.00	0.00	0.02	0.03	8.48	0.63	0.00	0.00	0.02	0.04
8.50	0.61	0.00	0.00	0.02	0.04	8.52	0.66	0.00	0.00	0.02	0.04
8.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	8.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
8.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00

:: Liquefaction Potential Index calculation data :: (continued)											
Depth (m)	FS	F <sub>L</sub>	w <sub>z</sub>	d <sub>z</sub>	LPI	Depth (m)	FS	F <sub>L</sub>	w <sub>z</sub>	d <sub>z</sub>	LPI
9.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	9.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
9.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.08	0.51	0.00	0.00	0.02	0.05
10.10	0.51	0.00	0.00	0.02	0.05	10.12	0.51	0.00	0.00	0.02	0.05
10.14	0.51	0.00	0.00	0.02	0.05	10.16	0.51	0.00	0.00	0.02	0.05
10.18	0.53	0.00	0.00	0.02	0.05	10.20	0.55	0.00	0.00	0.02	0.04
10.22	0.58	0.00	0.00	0.02	0.04	10.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	10.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
10.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00

:: Liquefaction Potential Index calculation data :: (continued)											
Depth (m)	FS	F <sub>L</sub>	w <sub>z</sub>	d <sub>z</sub>	LPI	Depth (m)	FS	F <sub>L</sub>	w <sub>z</sub>	d <sub>z</sub>	LPI
11.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
11.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	11.84	0.47	0.00	0.00	0.02	0.04
11.86	0.47	0.00	0.00	0.02	0.04	11.88	0.50	0.00	0.00	0.02	0.04
11.90	0.52	0.00	0.00	0.02	0.04	11.92	0.55	0.00	0.00	0.02	0.04
11.94	0.57	0.00	0.00	0.02	0.03	11.96	0.60	0.00	0.00	0.02	0.03
11.98	0.63	0.00	0.00	0.02	0.03	12.00	0.64	0.00	0.00	0.02	0.03
12.02	0.63	0.00	0.00	0.02	0.03	12.04	0.60	0.00	0.00	0.02	0.03
12.06	0.51	0.00	0.00	0.02	0.04	12.08	0.51	0.00	0.00	0.02	0.04
12.10	0.50	0.00	0.00	0.02	0.04	12.12	0.48	0.00	0.00	0.02	0.04
12.16	0.53	0.00	0.00	0.04	0.07	12.16	0.56	0.00	0.00	0.00	0.00
12.18	0.60	0.00	0.00	0.02	0.03	12.20	0.62	0.00	0.00	0.02	0.03
12.22	0.60	0.00	0.00	0.02	0.03	12.24	0.59	0.00	0.00	0.02	0.03
12.26	0.52	0.00	0.00	0.02	0.04	12.28	0.55	0.00	0.00	0.02	0.03
12.30	0.56	0.00	0.00	0.02	0.03	12.32	0.57	0.00	0.00	0.02	0.03
12.34	0.59	0.00	0.00	0.02	0.03	12.36	0.60	0.00	0.00	0.02	0.03
12.38	0.62	0.00	0.00	0.02	0.03	12.40	0.64	0.00	0.00	0.02	0.03
12.42	0.67	0.00	0.00	0.02	0.03	12.44	0.70	0.00	0.00	0.02	0.02
12.46	0.72	0.00	0.00	0.02	0.02	12.48	0.71	0.00	0.00	0.02	0.02
12.50	0.69	0.00	0.00	0.02	0.02	12.52	0.67	0.00	0.00	0.02	0.03
12.54	0.64	0.00	0.00	0.02	0.03	12.56	0.62	0.00	0.00	0.02	0.03
12.58	0.58	0.00	0.00	0.02	0.03	12.60	0.54	0.00	0.00	0.02	0.03
12.62	0.51	0.00	0.00	0.02	0.04	12.64	0.62	0.00	0.00	0.02	0.03
12.66	0.71	0.00	0.00	0.02	0.02	12.68	0.80	0.00	0.00	0.02	0.01
12.70	0.83	0.00	0.00	0.02	0.01	12.72	0.76	0.00	0.00	0.02	0.02
12.74	0.73	0.00	0.00	0.02	0.02	12.76	0.68	0.00	0.00	0.02	0.02
12.78	0.62	0.00	0.00	0.02	0.03	12.80	0.57	0.00	0.00	0.02	0.03
12.82	0.53	0.00	0.00	0.02	0.03	12.84	0.51	0.00	0.00	0.02	0.04
12.86	0.49	0.00	0.00	0.02	0.04	12.88	0.48	0.00	0.00	0.02	0.04
12.90	0.48	0.00	0.00	0.02	0.04	12.92	0.48	0.00	0.00	0.02	0.04
12.94	0.48	0.00	0.00	0.02	0.04	12.96	0.48	0.00	0.00	0.02	0.04
12.98	0.48	0.00	0.00	0.02	0.04	13.00	0.49	0.00	0.00	0.02	0.04
13.02	0.50	0.00	0.00	0.02	0.04	13.04	0.50	0.00	0.00	0.02	0.03
13.06	0.50	0.00	0.00	0.02	0.03	13.08	0.51	0.00	0.00	0.02	0.03
13.10	0.52	0.00	0.00	0.02	0.03	13.12	0.53	0.00	0.00	0.02	0.03
13.14	0.56	0.00	0.00	0.02	0.03	13.16	0.60	0.00	0.00	0.02	0.03
13.18	0.64	0.00	0.00	0.02	0.02	13.20	0.67	0.00	0.00	0.02	0.02
13.22	0.66	0.00	0.00	0.02	0.02	13.24	0.67	0.00	0.00	0.02	0.02
13.26	0.67	0.00	0.00	0.02	0.02	13.28	0.70	0.00	0.00	0.02	0.02
13.30	0.68	0.00	0.00	0.02	0.02	13.32	0.67	0.00	0.00	0.02	0.02
13.34	0.67	0.00	0.00	0.02	0.02	13.36	0.68	0.00	0.00	0.02	0.02
13.38	0.69	0.00	0.00	0.02	0.02	13.40	0.70	0.00	0.00	0.02	0.02
13.42	0.68	0.00	0.00	0.02	0.02	13.44	0.64	0.00	0.00	0.02	0.02

:: Liquefaction Potential Index calculation data :: (continued)											
Depth (m)	FS	F <sub>L</sub>	w <sub>z</sub>	d <sub>z</sub>	LPI	Depth (m)	FS	F <sub>L</sub>	w <sub>z</sub>	d <sub>z</sub>	LPI
13.46	0.59	0.00	0.00	0.02	0.03	13.48	0.55	0.00	0.00	0.02	0.03
13.50	0.53	0.00	0.00	0.02	0.03	13.52	0.51	0.00	0.00	0.02	0.03
13.54	0.50	0.00	0.00	0.02	0.03	13.56	0.50	0.00	0.00	0.02	0.03
13.58	0.49	0.00	0.00	0.02	0.03	13.60	0.48	0.00	0.00	0.02	0.03
13.62	0.48	0.00	0.00	0.02	0.03	13.64	0.48	0.00	0.00	0.02	0.03
13.66	0.48	0.00	0.00	0.02	0.03	13.68	0.48	0.00	0.00	0.02	0.03
13.70	0.48	0.00	0.00	0.02	0.03	13.72	0.49	0.00	0.00	0.02	0.03
13.74	0.50	0.00	0.00	0.02	0.03	13.76	0.52	0.00	0.00	0.02	0.03
13.78	0.58	0.00	0.00	0.02	0.03	13.80	0.73	0.00	0.00	0.02	0.02
13.82	1.18	0.00	0.00	0.02	0.00	13.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	13.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
13.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.12	1.81	0.00	0.00	0.02	0.00
14.14	1.44	0.00	0.00	0.02	0.00	14.16	1.24	0.00	0.00	0.02	0.00
14.18	1.33	0.00	0.00	0.02	0.00	14.20	1.52	0.00	0.00	0.02	0.00
14.22	1.63	0.00	0.00	0.02	0.00	14.24	1.02	0.00	0.00	0.02	0.00
14.26	0.86	0.00	0.00	0.02	0.01	14.28	0.72	0.00	0.00	0.02	0.02
14.30	1.16	0.00	0.00	0.02	0.00	14.32	1.27	0.00	0.00	0.02	0.00
14.34	1.32	0.00	0.00	0.02	0.00	14.36	1.22	0.00	0.00	0.02	0.00
14.38	1.12	0.00	0.00	0.02	0.00	14.40	1.04	0.00	0.00	0.02	0.00
14.42	0.91	0.00	0.00	0.02	0.00	14.44	0.89	0.00	0.00	0.02	0.01
14.46	0.87	0.00	0.00	0.02	0.01	14.48	0.89	0.00	0.00	0.02	0.01
14.50	0.76	0.00	0.00	0.02	0.01	14.52	0.68	0.00	0.00	0.02	0.02
14.54	0.62	0.00	0.00	0.02	0.02	14.56	0.60	0.00	0.00	0.02	0.02
14.58	0.50	0.00	0.00	0.02	0.03	14.60	0.49	0.00	0.00	0.02	0.03
14.62	0.60	0.00	0.00	0.02	0.02	14.64	0.60	0.00	0.00	0.02	0.02
14.66	0.79	0.00	0.00	0.02	0.01	14.68	1.03	0.00	0.00	0.02	0.00
14.70	1.01	0.00	0.00	0.02	0.00	14.72	1.02	0.00	0.00	0.02	0.00
14.74	0.86	0.00	0.00	0.02	0.01	14.76	0.89	0.00	0.00	0.02	0.01
14.78	0.93	0.00	0.00	0.02	0.00	14.80	1.16	0.00	0.00	0.02	0.00
14.82	1.36	0.00	0.00	0.02	0.00	14.84	1.66	0.00	0.00	0.02	0.00
14.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	14.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
14.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.04	1.71	0.00	0.00	0.02	0.00
15.06	1.65	0.00	0.00	0.02	0.00	15.08	1.89	0.00	0.00	0.02	0.00
15.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.28	1.82	0.00	0.00	0.02	0.00
15.30	1.42	0.00	0.00	0.02	0.00	15.32	1.17	0.00	0.00	0.02	0.00
15.34	1.17	0.00	0.00	0.02	0.00	15.36	1.04	0.00	0.00	0.02	0.00



:: Liquefaction Potential Index calculation data :: (continued)											
Depth (m)	FS	F <sub>L</sub>	w <sub>z</sub>	d <sub>z</sub>	LPI	Depth (m)	FS	F <sub>L</sub>	w <sub>z</sub>	d <sub>z</sub>	LPI
15.38	0.92	0.00	0.00	0.02	0.00	15.40	0.78	0.00	0.00	0.02	0.01
15.42	0.81	0.00	0.00	0.02	0.01	15.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	15.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
15.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	16.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
16.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00

:: Liquefaction Potential Index calculation data :: (continued)											
Depth (m)	FS	F <sub>L</sub>	w <sub>z</sub>	d <sub>z</sub>	LPI	Depth (m)	FS	F <sub>L</sub>	w <sub>z</sub>	d <sub>z</sub>	LPI
17.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	17.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
17.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	18.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
18.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00

**:: Liquefaction Potential Index calculation data :: (continued)**

Depth (m)	FS	F <sub>L</sub>	w <sub>z</sub>	d <sub>z</sub>	LPI	Depth (m)	FS	F <sub>L</sub>	w <sub>z</sub>	d <sub>z</sub>	LPI
19.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.28	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.30	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.32	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.34	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.36	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.38	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.40	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.42	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.44	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.46	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.48	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.50	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.52	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.54	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.56	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.58	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.60	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.62	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.64	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.66	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.68	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.70	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.72	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.74	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.76	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.78	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.80	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.82	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.84	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.86	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.88	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.90	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.92	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.94	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	19.96	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
19.98	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	20.00	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
20.02	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	20.04	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
20.06	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	20.08	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
20.10	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	20.12	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
20.14	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	20.16	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
20.18	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	20.20	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
20.22	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00	20.24	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00
20.26	2.00	0.00	0.00	0.02	0.00						

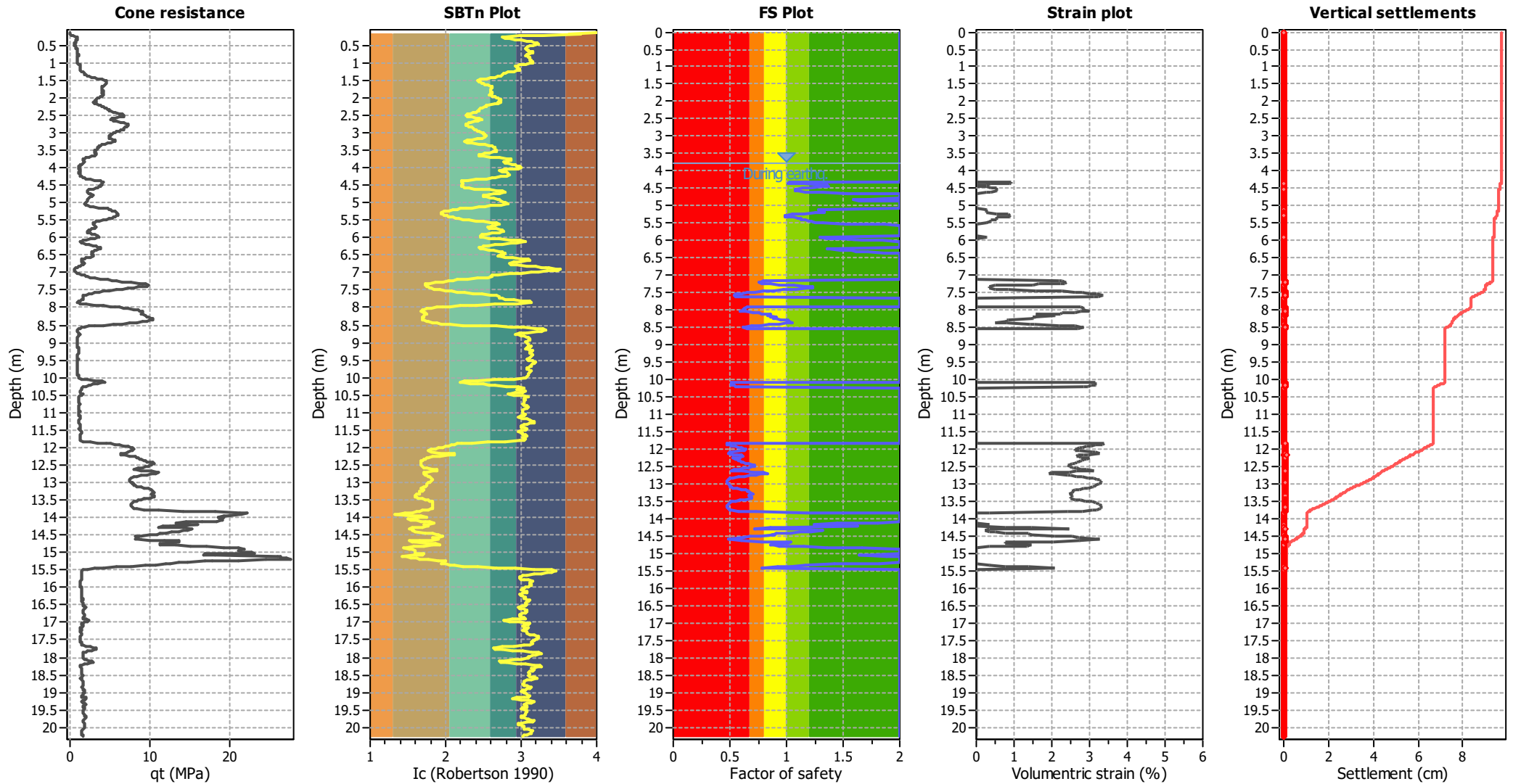
**Overall liquefaction potential: 5.00**

LPI = 0.00 - Liquefaction risk very low  
LPI between 0.00 and 5.00 - Liquefaction risk low  
LPI between 5.00 and 15.00 - Liquefaction risk high  
LPI > 15.00 - Liquefaction risk very high

**Abbreviations**

FS: Calculated factor of safety for test point  
F<sub>L</sub>: 1 - FS  
w<sub>z</sub>: Function value of the extend of soil liquefaction according to depth  
d<sub>z</sub>: Layer thickness (m)  
LPI: Liquefaction potential index value for test point

### Estimation of post-earthquake settlements

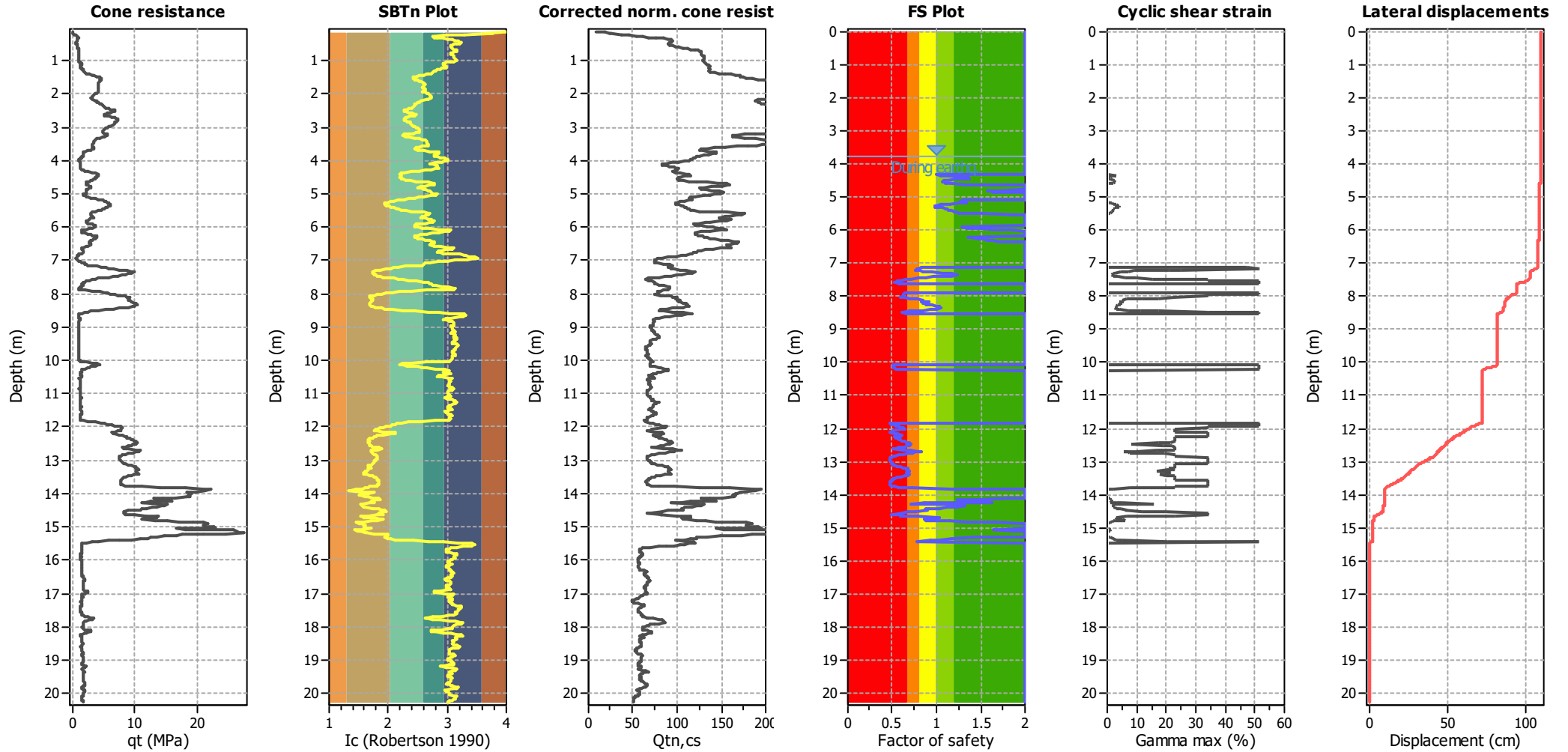


**Abbreviations**

- q<sub>c</sub>: Total cone resistance (cone resistance q<sub>c</sub> corrected for pore water effects)
- I<sub>c</sub>: Soil Behaviour Type Index
- FS: Calculated Factor of Safety against liquefaction
- Volumetric strain: Post-liquefaction volumetric strain

### Estimation of post-earthquake lateral Displacements

Geometric parameters: Gently sloping ground without free face (Slope 1.00 %)



**Abbreviations**

q<sub>t</sub>: Total cone resistance (cone resistance q<sub>c</sub> corrected for pore water effects)  
 I<sub>c</sub>: Soil Behaviour Type Index  
 Q<sub>tn,cs</sub>: Equivalent clean sand normalized CPT total cone resistance

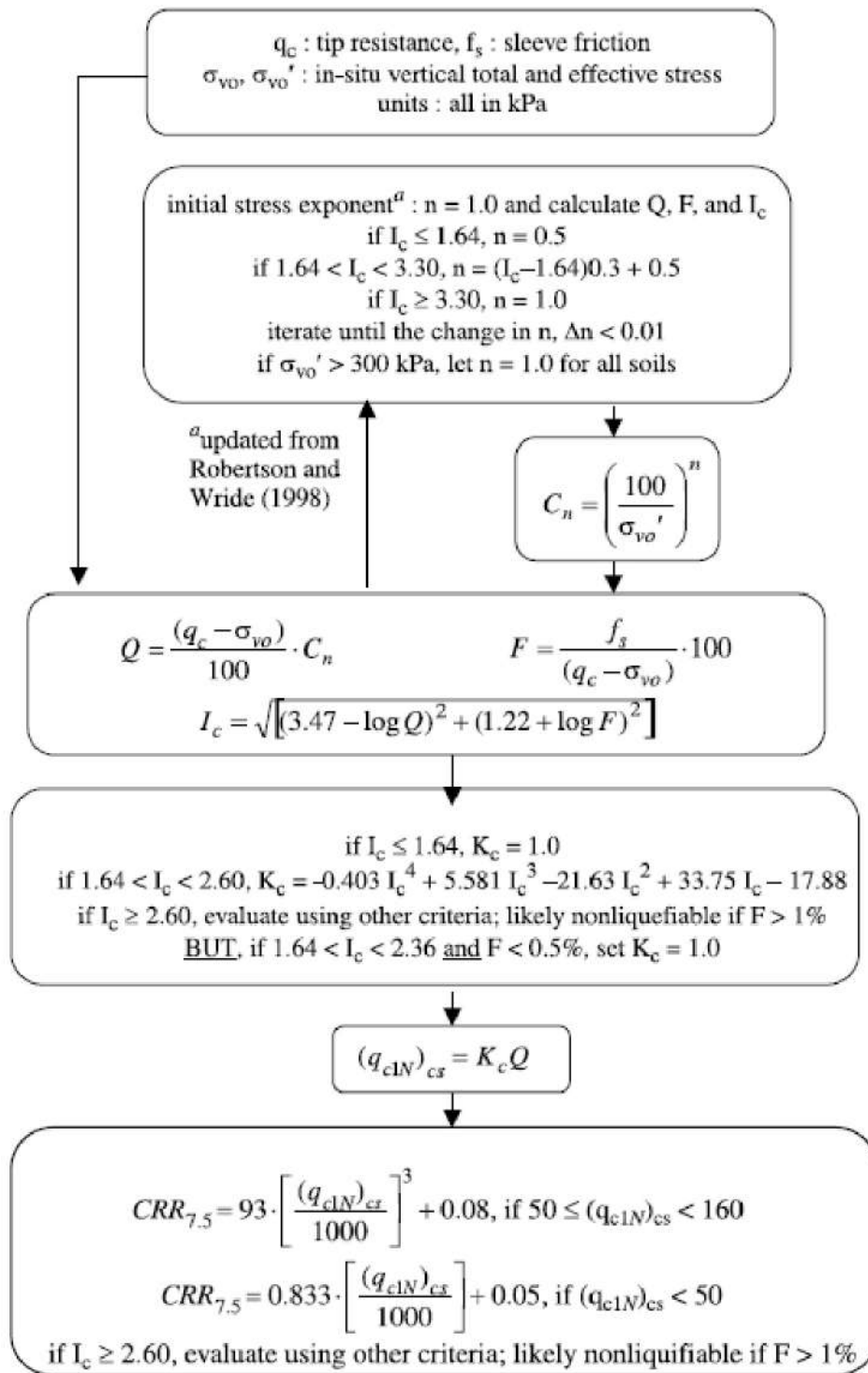
F.S.: Factor of safety  
 γ<sub>max</sub>: Maximum cyclic shear strain  
 LDI: Lateral displacement index

**Surface condition**



## Procedure for the evaluation of soil liquefaction resistance, NCEER (1998)

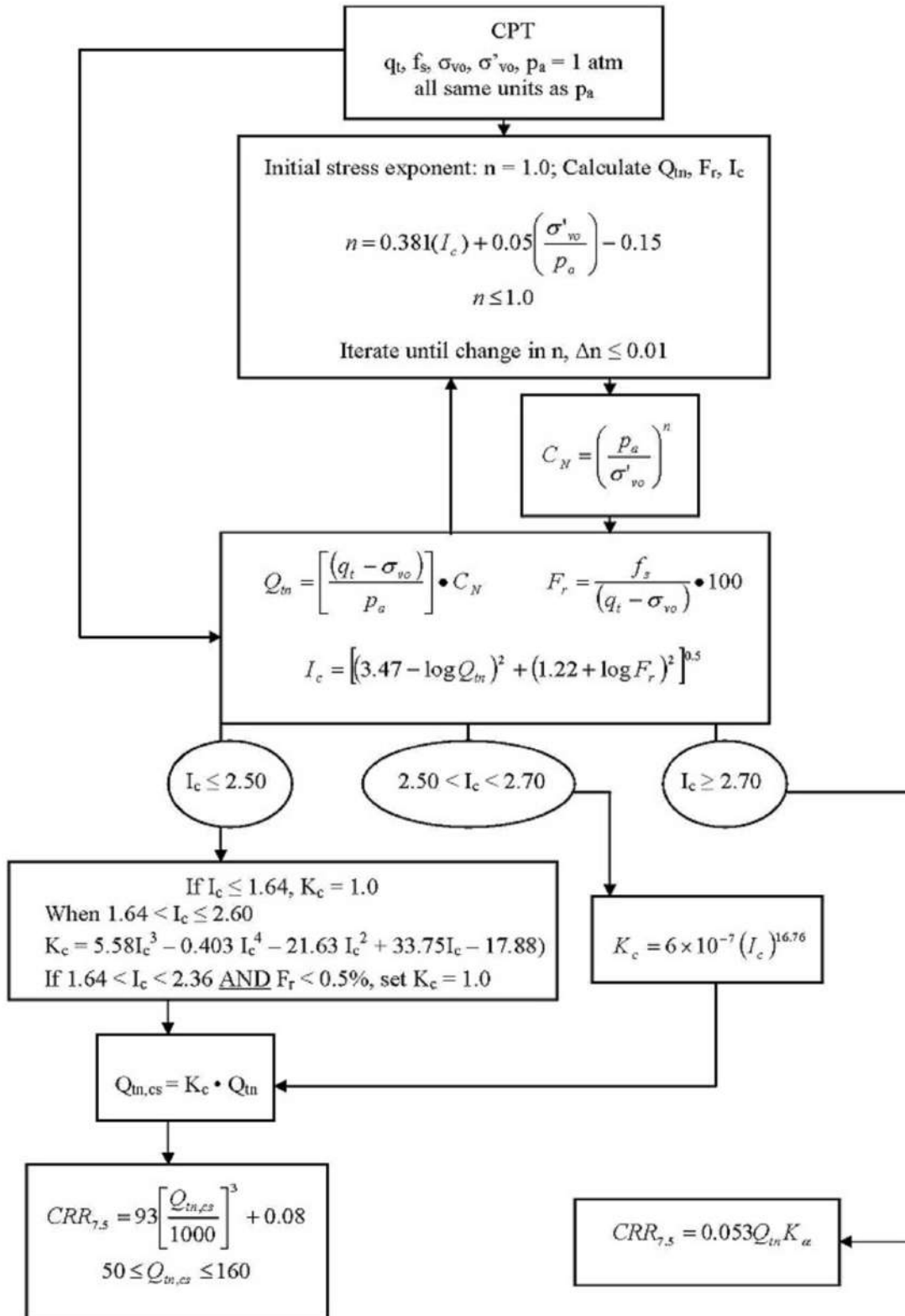
Calculation of soil resistance against liquefaction is performed according to the Robertson & Wride (1998) procedure. The procedure used in the software, slightly differs from the one originally published in NCEER-97-0022 (Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils). The revised procedure is presented below in the form of a flowchart<sup>1</sup>:



<sup>1</sup> "Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground", G. Zhang, P.K. Robertson, and R.W.I. Brachman

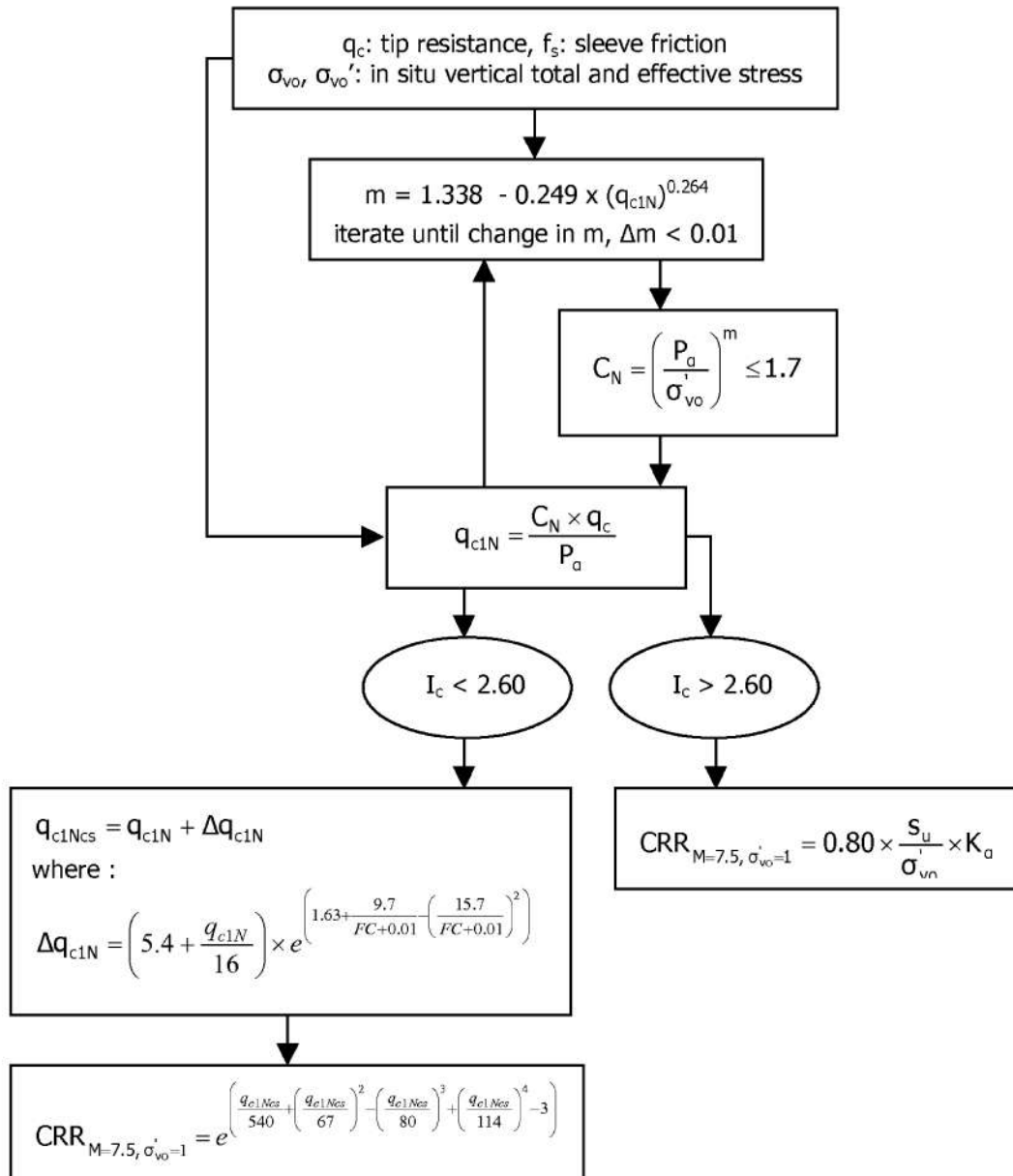
## Procedure for the evaluation of soil liquefaction resistance (all soils), Robertson (2010)

Calculation of soil resistance against liquefaction is performed according to the Robertson & Wride (1998) procedure. This procedure used in the software, slightly differs from the one originally published in NCEER-97-0022 (Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils). The revised procedure is presented below in the form of a flowchart<sup>1</sup>:



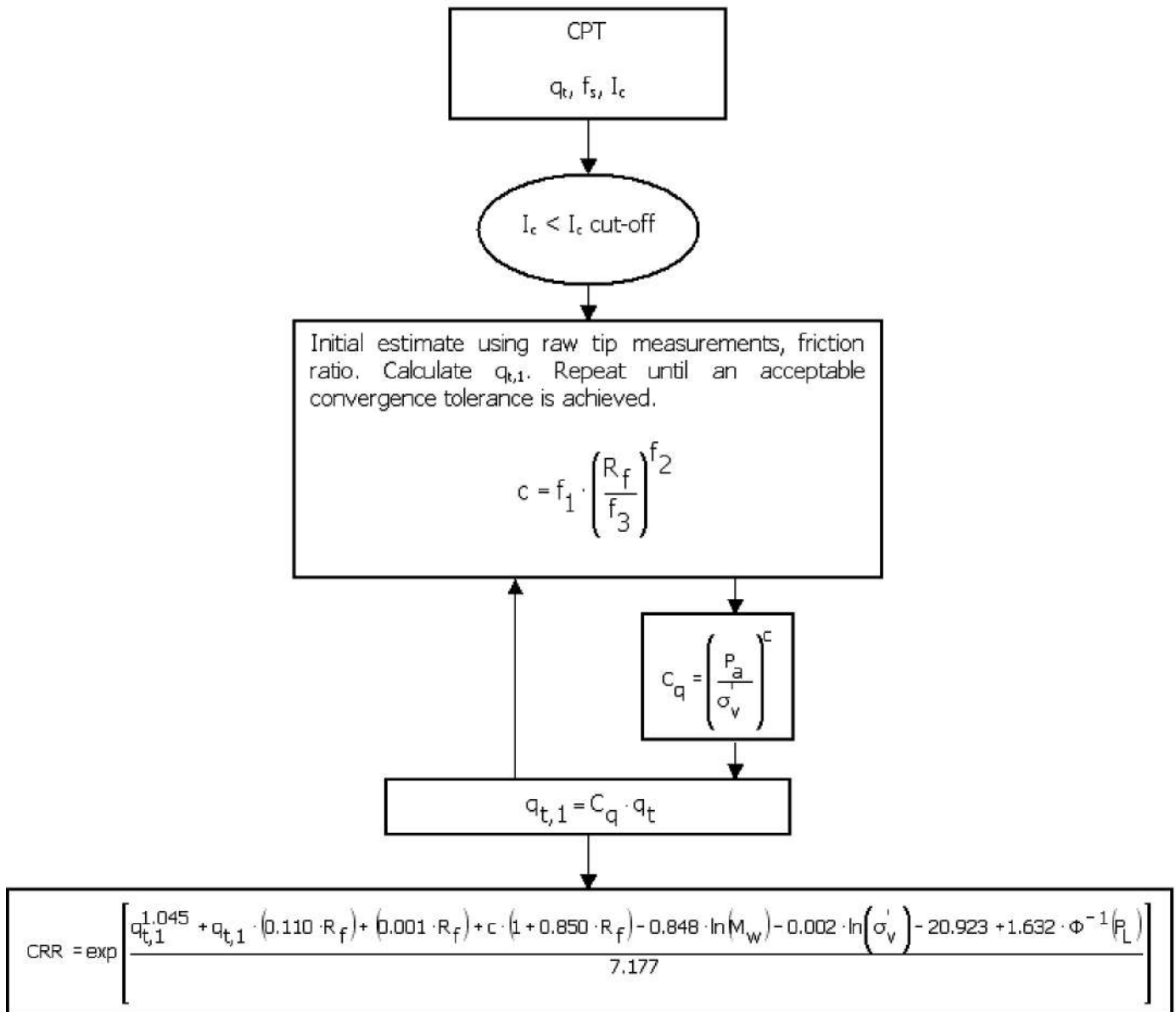
<sup>1</sup> P.K. Robertson, 2009. "Performance based earthquake design using the CPT", Keynote Lecture, International Conference on Performance-based Design in Earthquake Geotechnical Engineering – from case history to practice, IS-Tokyo, June 2009

**Procedure for the evaluation of soil liquefaction resistance, Idriss & Boulanger (2008)**

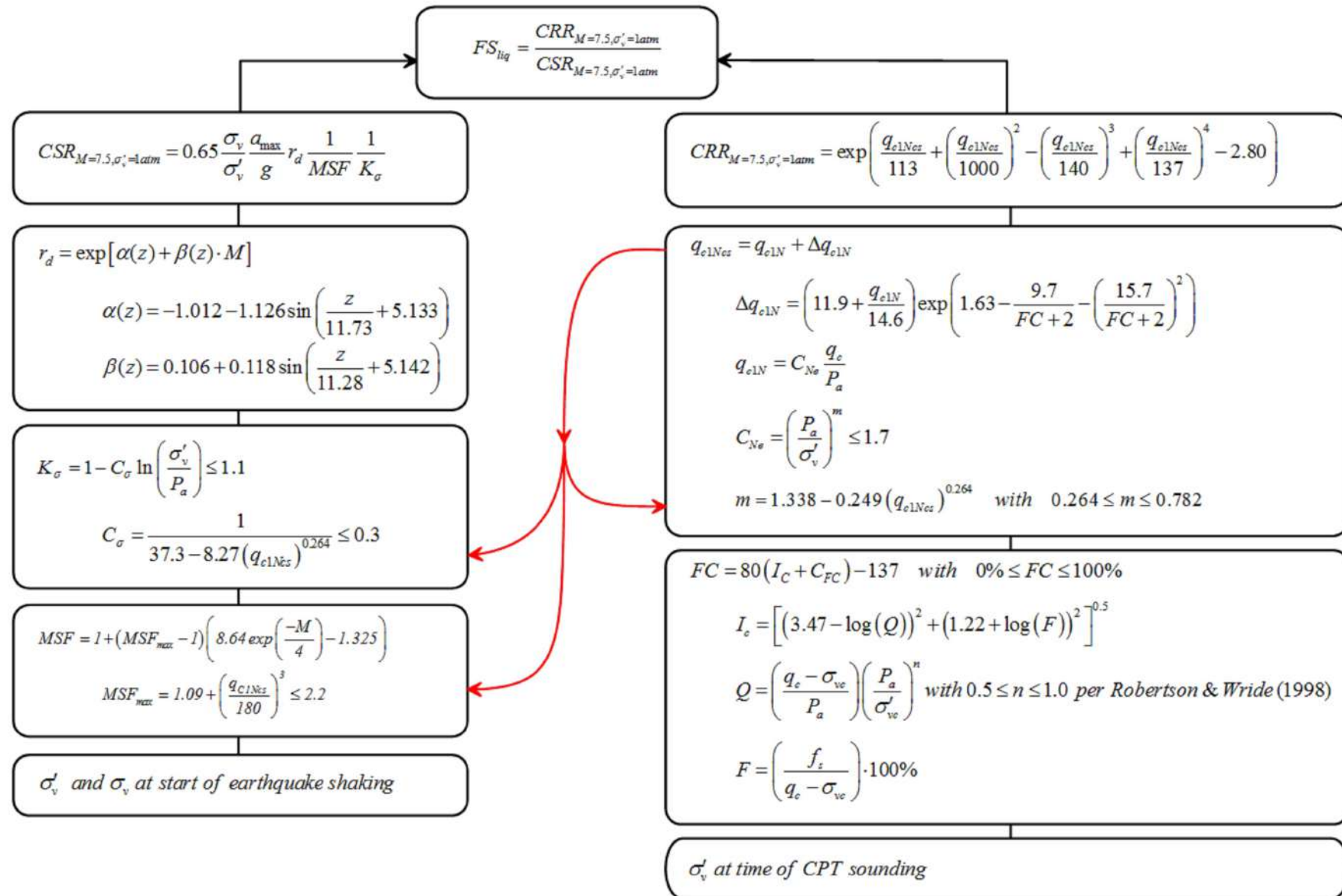




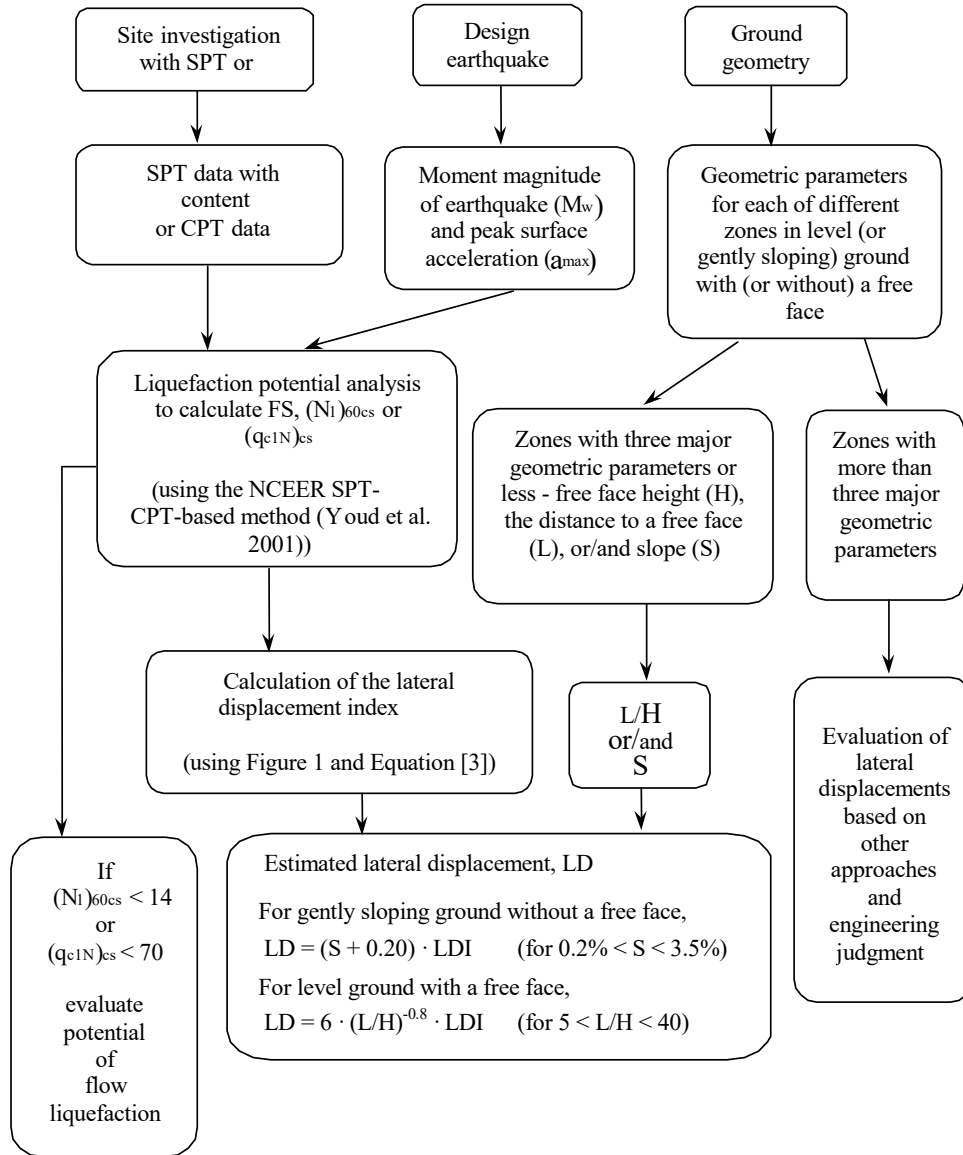
**Procedure for the evaluation of soil liquefaction resistance (sandy soils), Moss et al. (2006)**



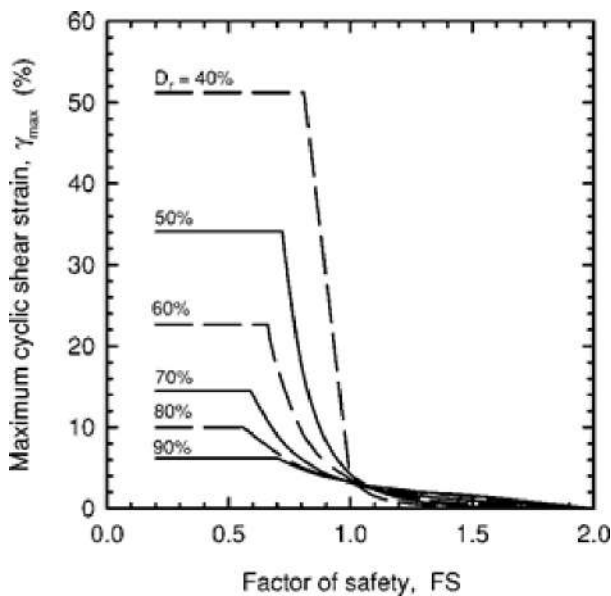
Procedure for the evaluation of soil liquefaction resistance, Boulanger & Idriss(2014)



# Procedure for the evaluation of liquefaction-induced lateral spreading displacements



<sup>1</sup> Flow chart illustrating major steps in estimating liquefaction-induced lateral spreading displacements using the proposed approach



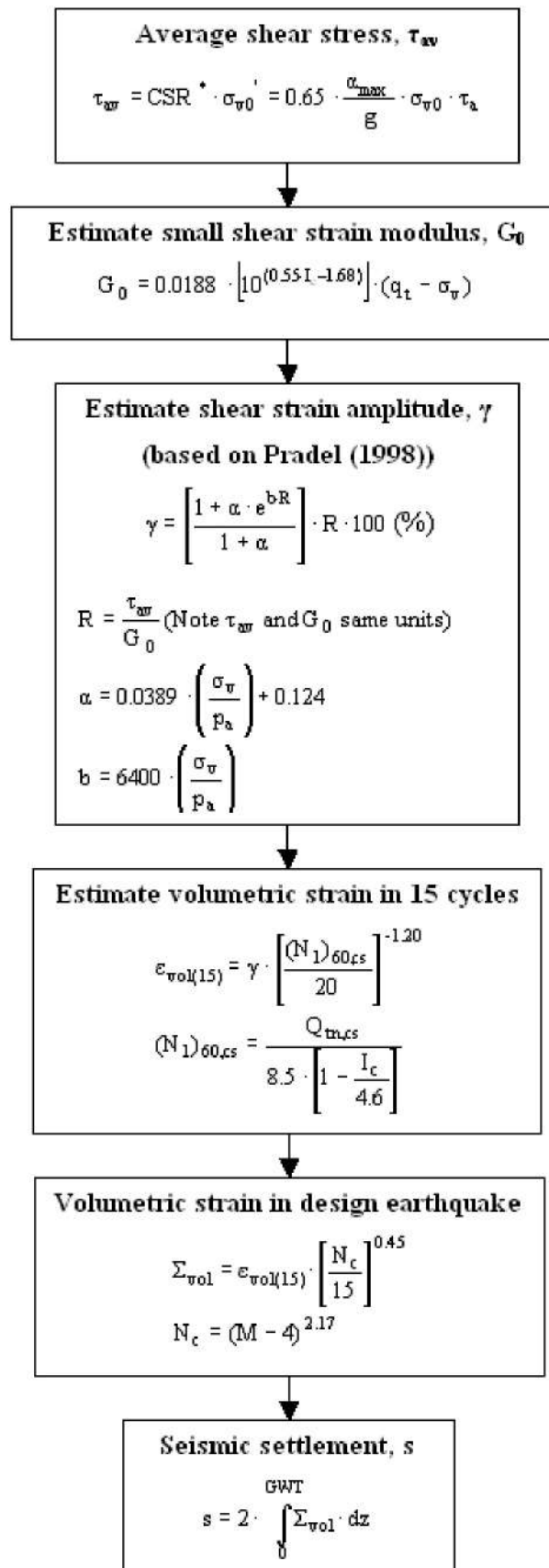
<sup>1</sup> Figure 1

$$LDI = \int_0^{Z_{max}} \gamma_{max} dz$$

<sup>1</sup> Equation [3]

<sup>1</sup> "Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground", G. Zhang, P.K. Robertson, and R.W.I. Bradman

## Procedure for the estimation of seismic induced settlements in dry sands



Robertson, P.K. and Lisheng, S., 2010, "Estimation of seismic compression in dry soils using the CPT" FIFTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON RECENT ADVANCES IN GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS, Symposium in honor of professor I. M. Idriss, San Diego, CA

## Liquefaction Potential Index (LPI) calculation procedure

Calculation of the Liquefaction Potential Index (LPI) is used to interpret the liquefaction assessment calculations in terms of severity over depth. The calculation procedure is based on the methodology developed by Iwasaki (1982) and is adopted by AFPS.

To estimate the severity of liquefaction extent at a given site, LPI is calculated based on the following equation:

$$\mathbf{LPI} = \int_0^{20} (10 - 0,5z) \times F_L \times dz$$

where:

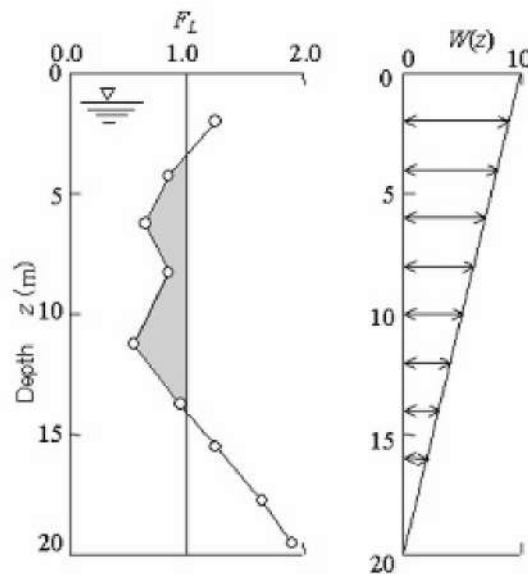
$F_L = 1 - F.S.$  when F.S. less than 1

$F_L = 0$  when F.S. greater than 1

$z$  depth of measurement in meters

Values of LPI range between zero (0) when no test point is characterized as liquefiable and 100 when all points are characterized as susceptible to liquefaction. Iwasaki proposed four (4) discrete categories based on the numeric value of LPI:

- LPI = 0 : Liquefaction risk is very low
- $0 < LPI \leq 5$  : Liquefaction risk is low
- $5 < LPI \leq 15$  : Liquefaction risk is high
- LPI > 15 : Liquefaction risk is very high



**Graphical presentation of the LPI calculation procedure**

## Shear-Induced Building Settlement (Ds) calculation procedure

The shear-induced building settlement (Ds) due to liquefaction below the building can be estimated using the relationship developed by Bray and Macedo (2017):

$$\begin{aligned} \ln(Ds) = & c1 + c2 * LBS + 0.58 * \ln\left(\tanh\left(\frac{HL}{6}\right)\right) + \\ & 4.59 * \ln(Q) - 0.42 * \ln(Q)^2 - 0.02 * B + \\ & 0.84 * \ln(CAVdp) + 0.41 * \ln(Sa1) + \varepsilon \end{aligned}$$

where Ds is in the units of mm, c1= -8.35 and c2= 0.072 for LBS ≤ 16, and c1= -7.48 and c2= 0.014 otherwise. Q is the building contact pressure in units of kPa, HL is the cumulative thickness of the liquefiable layers in the units of m, B is the building width in the units of m, CAVdp is a standardized version of the cumulative absolute velocity in the units of g-s, Sa1 is 5%-damped pseudo-acceleration response spectral value at a period of 1 s in the units of g, and ε is a normal random variable with zero mean and 0.50 standard deviation in Ln units. The liquefaction-induced building settlement index (LBS) is:

$$LBS = \sum W * \frac{\varepsilon_{shear}}{z} dz$$

where z (m) is the depth measured from the ground surface > 0, w is a foundation-weighting factor wherein W = 0.0 for z less than Df, which is the embedment depth of the foundation, and W = 1.0 otherwise. The shear strain parameter (ε<sub>shear</sub>) is the liquefaction-induced free-field shear strain (in %) estimated using Zhang et al. (2004). It is calculated based on the estimated Dr of the liquefied soil layer and the calculated safety factor against liquefaction triggering (FSL).

## References

- Lunne, T., Robertson, P.K., and Powell, J.J.M 1997. Cone penetration testing in geotechnical practice, E & FN Spon Routledge, 352 p, ISBN 0-7514-0393-8.
- Boulanger, R.W. and Idriss, I. M., 2007. Evaluation of Cyclic Softening in Silts and Clays. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering June, Vol. 133, No. 6 pp 641-652
- Boulanger, R.W. and Idriss, I. M., 2014. CPT AND SPT BASED LIQUEFACTION TRIGGERING PROCEDURES. DEPARTMENT OF CIVIL & ENVIRONMENTAL ENGINEERING COLLEGE OF ENGINEERING UNIVERSITY OF CALIFORNIA AT DAVIS
- Robertson, P.K. and Cabal, K.L., 2007, Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. Available at no cost at <http://www.geologismiki.gr/>
- Robertson, P.K. 1990. Soil classification using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, 27 (1), 151-8.
- Robertson, P.K. and Wride, C.E., 1998. Cyclic Liquefaction and its Evaluation based on the CPT Canadian Geotechnical Journal, 1998, Vol. 35, August.
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J., Liao, S., Marcuson III, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R., and Stokoe, K.H., Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, ASCE, Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, October, pp 817-833
- Zhang, G., Robertson. P.K., Brachman, R., 2002, Estimating Liquefaction Induced Ground Settlements from the CPT, Canadian Geotechnical Journal, 39: pp 1168-1180
- Zhang, G., Robertson. P.K., Brachman, R., 2004, Estimating Liquefaction Induced Lateral Displacements using the SPT and CPT, ASCE, Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, Vol. 130, No. 8, 861-871
- Pradel, D., 1998, Procedure to Evaluate Earthquake-Induced Settlements in Dry Sandy Soils, ASCE, Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, No. 4, 364-368
- Iwasaki, T., 1986, Soil liquefaction studies in Japan: state-of-the-art, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 5, No. 1, 2-70
- Papathanassiou G., 2008, LPI-based approach for calibrating the severity of liquefaction-induced failures and for assessing the probability of liquefaction surface evidence, Eng. Geol. 96:94–104
- P.K. Robertson, 2009, Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach., Canadian Geotechnical Journal, Vol. 46, No. 11, pp 1337-1355
- P.K. Robertson, 2009. "Performance based earthquake design using the CPT", Keynote Lecture, International Conference on Performance-based Design in Earthquake Geotechnical Engineering - from case history to practice, IS-Tokyo, June 2009
- Robertson, P.K. and Lisheng, S., 2010, "Estimation of seismic compression in dry soils using the CPT" FIFTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON RECENT ADVANCES IN GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS, *Symposium in honor of professor I. M. Idriss*, SAN diego, CA
- R. E. S. Moss, R. B. Seed, R. E. Kayen, J. P. Stewart, A. Der Kiureghian, K. O. Cetin, CPT-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of In Situ Seismic Soil Liquefaction Potential, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 132, No. 8, August 1, 2006
- I. M. Idriss and R. W. Boulanger, 2008. Soil liquefaction during earthquakes, Earthquake Engineering Research Institute MNO-12
- Jonathan D. Bray & Jorge Macedo, Department of Civil & Environmental Engineering, Univ. of California, Berkeley, CA, USA, Simplified procedure for estimating liquefaction-induced building settlement, *Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul 201*

---

**CPTe1**  
**CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI**  
**DI FONDAZIONI SUPERFICIALI**

**NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

**Norme tecniche per le Costruzioni 2018**

Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Gli **stati limite ultimi** per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (**GEO**) riguardano:

- collasso per **carico limite** nei terreni di fondazione;
- **scorrimento** sul piano di posa.

*In tali verifiche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.*

Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (**GEO**) per carico limite e per scorrimento si deve fare riferimento all'**approccio 2**.

L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (**A1+M1+R3**), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (**M1**) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni (**A1**) sono indicati dalla tabella 6.2.I e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo **R3** riportati in tab. 6.4.I.

**Tab. 6.2.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ ( $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti $G_2$ (1)	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

(1) Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

**Tab. 6.4.I** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$

**Stati Limite di Esercizio (SLE)**

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (Cd), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (Ed), attraverso la seguente espressione formale:

$$Ed < Cd$$

Ed = valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione

Cd = valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possano compromettere la funzionalità di una struttura).

I valori degli spostamenti e delle distorsioni andranno calcolati considerando le combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3:



- Combinazione frequente
- Combinazione quasi permanente s.l.t.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri ( $f_k$ ).

Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari ( $f_k = f_d$ ): si adottano i valori caratteristici dei moduli di deformazione dei terreni ( $E_k, E_{edk}$ ).

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio già definiti in precedenza (§ 3.2.1 NTC), con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo **pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici** e impiegando **le resistenze di progetto**, con i coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i  $\gamma_R$  indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato

#### **Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite (§ 7.11.5.3.1)**

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente  $\gamma_R$  di Tabella 7.11.II. **Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo** (e.g. Richards et al., Paolucci e Pecker), il coefficiente  $\gamma_R$  può essere ridotto a 1.8.

#### **Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa (§ 7.11.5.3.1)**

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

**Specificamente, si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole.**

In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e ai criteri costruttivi dell'opera.

Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.

#### **Stato limite di esercizio (SLE)**

A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente  $\gamma_R$  riportato nella Tabella 7.11.II.

**Tab. 7.11.II** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

### CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

**Prandtl** ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

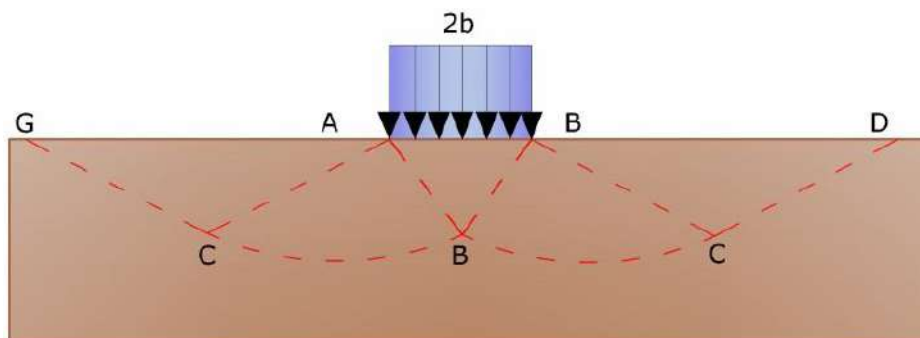
- Materiale privo di peso e quindi  $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione  $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza  $2b$  (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie *GFBCD*.

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di  $45^\circ + \varphi/2$  rispetto all'orizzontale.

Nelle zone *ABF* e *EBC* la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti *A* ed *E* e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti *A* ed *E*. Nei triangoli *AFG* e *ECD* la rottura avviene su segmenti inclinati di  $\pm (45^\circ + \varphi/2)$  rispetto alla verticale.



*Meccanismo di rottura di Prandtl*

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione  $q = B \cdot c$ , dove il coefficiente *B* dipende soltanto dall'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno.

$$B = \cot \varphi \left[ e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 (45^\circ + \varphi/2) - 1 \right]$$

---

Per  $\varphi=0$  il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi  $q=5.14 \cdot c$ .

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ( $c=0, \gamma \neq 0$ ) risulta  $q=0$ , secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità  $h$ , con  $h \leq 2b$ ; il terreno compreso tra la superficie e la profondità  $h$  ha le seguenti caratteristiche:  $\gamma \neq 0, \varphi=0, c=0$  e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \cdot \gamma_1 + B \cdot c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

### Metodo di Terzaghi (1955)

**Terzaghi**, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione  $\psi$  rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di  $\psi$  in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi  $\gamma_2 = 0$  per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \cdot \gamma_1 \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo  $\varphi$  prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull' effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{rid} = \frac{2}{3} \tan \varphi \quad c_{rid} = \frac{2}{3} c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

### Formula di Meyerhof (1963)

*Meyerhof* propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di *Terzaghi*; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente  $s_q$  che moltiplica il fattore  $N_q$ , fattori di profondità  $d_i$  e di pendenza  $i_i$  per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti  $N$  furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

#### Carico verticale

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

#### Carico inclinato

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$N_q = e^{(0.75\pi - \varphi/2)} \cdot \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \cdot \varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi > 10$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove:

$$k_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$\theta$  = Inclinazione della risultante sulla verticale.

### Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di Meyerhof; le estensioni consistono nell'introduzione di  $b_i$  che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore  $g_i$  per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto  $D/B$ , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di  $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{D}{B}$$

Per valori  $D/B > 1$ :

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso  $\varphi=0$

$D/B$	0	1	1.1	2	5	10	20	100
$d'_c$	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando  $\varphi=0$ .

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastroformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

*Fattori di inclinazione del carico:*

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{(0.7 - \eta / 450) \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

*Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):*

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

*Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata):*

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q \exp(-2\eta \cdot \tan \varphi)$$

### **Formula di Vesic (1975)**

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con  $N_q$  ed  $N_c$  come per la formula di Meyerhof ed  $N_\gamma$  come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

### **Formula Brich-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:

$$V_d \leq R_d$$

Dove  $V_d$  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 di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A'} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

Dove:

$A' = B' \cdot L'$  area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

$c_u$  Coesione non drenata.

$q$  pressione litostatica totale sul piano di posa.

$s_c$  Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \left( \frac{B'}{L'} \right) \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1.2 \quad \text{per fondazioni quadrate o circolari}$$

$i_c$  Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico  $H$ .

$$i_c = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A'_f \cdot c_a}}$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$\frac{R}{A'} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

Dove:

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

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

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \varphi'$$

*Fattori di forma*

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \varphi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

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

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0.7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

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

*Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale  $H$*

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[ 2 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[ 1 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H // B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[ 2 + \left( \frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[ 1 + \left( \frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H // L'$$

Se H forma un angolo  $\theta$  con la direzione di  $L'$ , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

### **Meyerhof e Hanna (1978)**

Tutta l'analisi teorica sviluppata per la determinazione del carico limite è stata basata sull'ipotesi che il terreno sia isotropico ed omogeneo fino a notevole profondità.

Tale ipotesi però non rispecchia la realtà perchè il terreno è generalmente non omogeneo con miscele di sabbia, limo e argilla in proporzioni diverse.

Le relazioni per la stima del carico limite, ricavate dall'ipotesi di terreno omogeneo risultano essere molto approssimative se il terreno è stratificato, soprattutto se le superfici di rottura interferiscono con i limiti degli strati del terreno.

Si consideri un sistema costituito da due strati di terreno distinti ed una fondazione posizionata sullo strato superiore a una profondità D dal piano campagna, le superfici di rottura a carico limite possono svilupparsi completamente sullo strato superiore oppure coinvolgere anche il secondo strato. Può accadere che lo strato superiore sia più resistente rispetto allo strato inferiore o viceversa.

In entrambi i casi verrà presentata un'analisi generale per ( $c = 0$ ) e si dimostrerà sarà valida anche nel caso di terreni sabbiosi o argillosi.



Lo studio della capacità portante di un sistema a strati è stato affrontato da diversi autori: Button (1953), Vesic (1975), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978)

Meyerhof (1974) ha analizzato un sistema a due strati composto da sabbia densa su argilla morbida e sabbia sciolta su argilla rigida e ha supportato il suo studio con alcuni test su modello. Successivamente Meyerhof e Hanna (1978) hanno integrato lo studio di Meyerhof (1974) includendo nelle analisi il terreno privo di coesione.

Si riporta la trattazione di Meyerhof (1974) e Meyerhof e Hanna (1978).

Nella figura 12.16 (a) è rappresentata una fondazione di larghezza  $B$  approfondita  $D_f$  in uno strato di terreno resistente (strato 1). Lo strato debole si trova a distanza  $H$  dal piano di posa della fondazione.

Se la distanza  $H$  non è sufficiente oppure in condizioni di carico eccezionali una parte di esso verrà trasferito oltre il livello  $mn$ . Questa condizione indurrà il formarsi di superfici di rottura anche nello strato più debole (strato 2). Se la distanza  $H$  è relativamente grande, le superfici di rottura si svilupperanno completamente nello strato 1 come evidenziato in Figura 12.16b.

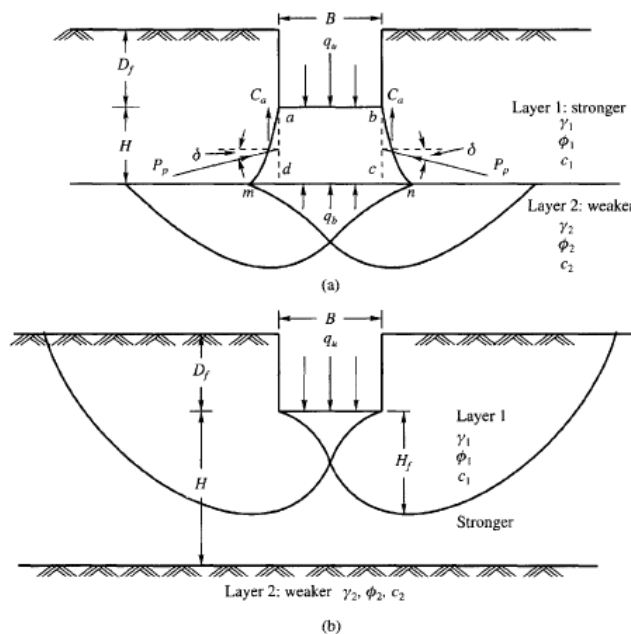


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

Il carico limite negli strati 1 e 2 può essere espresso dalle seguenti relazioni:

#### Strato 1

$$q_1 = c_1 \cdot N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

#### Strato 2

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma2}$$

Dove:

$N_{c1}, N_{\gamma1}$  = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio  $\phi_1$

$N_{c2}, N_{\gamma2}$  = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio  $\phi_2$

Se il piano di posa della fondazione si trova ad una distanza  $D_f$  rispetto al piano campagna e la distanza  $H$  è relativamente grande l'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c1} + q'_0 \cdot N_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma 1}$$

Se  $q_1$  è molto maggiore di  $q_2$  e se la distanza  $H$  non è sufficiente a formare una condizione di plasticizzazione completa nello strato 1, allora la rottura è legata alla spinta del terreno che si sviluppa dallo strato più debole allo strato più resistente. La formulazione per la stima del carico limite diventa:

$$q_u = q_b + \frac{2 \cdot (c_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 \cdot H$$

Dove:

$q_b$	carico limite nello strato 2
$P_p$	spinta passiva
$C_a$	adesione
$\delta$	inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

$$P_p = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left( 1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$

#### Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left( 1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

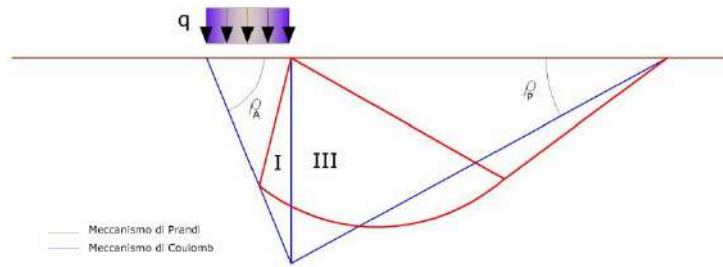
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left( \frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite ( $qL$ )

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli  $\rho_A$  e  $\rho_P$  che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva  $K_A$  e  $K_P$  in funzione dell'angolo di attrito interno  $\varphi$  del terreno e dell'angolo di attrito  $\delta$  terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{\tan \varphi \cdot (\tan \varphi \cdot \cot \varphi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \varphi)} - \tan \varphi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right\}$$

$$\rho_P = -\varphi + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{\tan \varphi \cdot (\tan \varphi \cdot \cot \varphi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \varphi)} + \tan \varphi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo  $\phi=0.5\delta$ , conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un analisi alla Prandtl. Richards et. Al hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni  $k_h g$  e  $k_v g$ , agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a  $k_h \gamma$  e  $k_v \gamma$ . Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di  $\rho_a$  e  $\rho_p$ , nonché di  $K_A$  e  $K_P$ , rispettivamente indicate come  $\rho_{AE}$  e  $\rho_{PE}$  e come  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \theta) + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \theta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi - \theta) + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \theta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

I valori di  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli  $\rho_{AE}$  e  $\rho_{PE}$  e dei coefficienti  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo  $\theta$  definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$- \quad \varphi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

Tabella dei fattori di capacità portante per  $\varphi=30$

$k_h/(1-k_v)$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_c$
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

$E_d$  pressioni agenti alla base della fondazione

$R_d$  capacità portante di calcolo

$\gamma_{RV}$  coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

$N_d$  azione normale di progetto

$A_{ef}$   $B_R \cdot L'$ -area ridotta

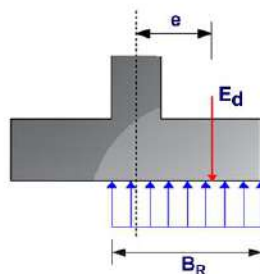
#### Fondazioni quadrate o rettangolari

L'area ridotta risulta  $A_{ef}=B' \cdot L'$

$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta"  $B_R=B-2e$ .



Dove:

$e=N_d/M_d$ - eccentricità dei carichi

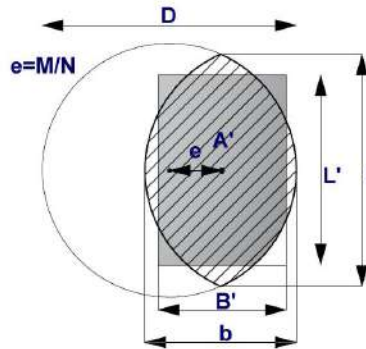
#### Fondazioni circolari

Una fondazione circolare sottoposta ad un carico verticale applicato con un'eccentricità  $e = M_d / N_d$  può essere considerata equivalente ad una fondazione fittizia con un carico applicato centralmente (Figura seguente), come suggerito da Meyerhof (1953) e Vesic (1973). In questo caso, l'area della fondazione fittizia,  $A'$ , può essere calcolata con questa espressione:

$$A' = \frac{D^2}{2} \left( \arccos \frac{2e}{D} - \frac{2e}{D} \sqrt{1 - \left( \frac{2e}{D} \right)^2} \right)$$

Il rapporto delle lunghezze dei lati della fondazione rettangolare equivalente può essere approssimato al rapporto tra le lunghezze  $b$  ed  $l$ , si ricava da:

$$\frac{B}{L'} = \frac{b}{l} = \sqrt{\frac{D-2e}{D+2e}}$$



*Metodo di calcolo delle dimensioni equivalenti di una fondazione circolare soggetta a carico non baricentrico*

### VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente. La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \cdot \tan \delta + c_a \cdot A'$$

Nella quale  $N_{sd}$  è il valore di calcolo della forza verticale,  $\delta$  è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto,  $c_a$  è l'adesione plinto-terreno e  $A'$  è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

### CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da **Stagg** e **Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi / 2)$$

$$N_c = 5 \tan^4(45 + \varphi / 2)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi.

La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri  $c$  e  $\varphi$

### FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del  $q_{lim}$  vengono introdotti i fattori correttivi  $z$ :

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\varphi}\right)^{0,35}$$

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

$$z_\gamma = z_q$$

Dove  $k_h$  è il coefficiente sismico orizzontale.

### CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni  $B \times L$  posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left( I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) \cdot I_F \quad (1)$$

dove:

$q_0$  Intensità della pressione di contatto

$B'$  Minima dimensione dell'area reagente,

$E$  e  $\mu$  Parametri elastici del terreno.

$I_j$  Coefficienti di influenza dipendenti da:  $L/B'$ , spessore dello strato  $H$ , coefficiente di Poisson  $\mu$ , profondità del piano di posa  $D$ ;

I coefficienti  $I_1$  e  $I_2$  si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto  $L/B'$  ed  $H/B$ , utilizzando  $B'=B/2$  e  $L'=L/2$  per i coefficienti relativi al centro e  $B'=B$  e  $L'=L$  per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza  $I_F$  deriva dalle equazioni di *Fox (1948)*, che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto  $L/B$ .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente  $I_S$ :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} \cdot I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore  $H$  vale:

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \cdot I_S \cdot I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a  $5B$ , se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di  $E$  pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

---

## CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- a) Il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ( $OCR > 1$ ), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione  $\sigma'_p$  ( $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$ ).

Se invece il terreno è normalconsolidato ( $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$ ) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

$RR$	Rapporto di ricomprensione;
$CR$	Rapporto di compressione;
$H_0$	Spessore iniziale dello strato;
$\sigma'_{v0}$	Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;
$\Delta\sigma_v$	Incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri  $RR$  e  $CR$  si fa riferimento al modulo edometrico  $M$ ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ( $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$ ) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore ( $< 2.00$  m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

## Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$



---

in cui:

- $H_C$  altezza dello strato in fase di consolidazione;  
 $C_\alpha$  coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;  
 $T$  tempo in cui si vuole il cedimento secondario;  
 $T_{100}$  tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

### CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a  $4B$ , nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a  $2B$  per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

- $\Delta q$  rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;  
 $I_z$  E' un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di  $2B$ , per fondazione circolare o quadrata, e a profondità  $4B$ , per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di  $I_z$  si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

- $B/2$  per fondazione circolare o quadrata  
 $B$  per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{zmax} = 0.5 + 0.1 \cdot \left( \frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

Dove:

- $\sigma'_{vi}$  rappresenta la tensione verticale efficace a profondità  $B/2$  per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità  $B$  per fondazioni nastriformi.  
 $E_i$  rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato  $i$ -esimo considerato nel calcolo;  
 $\Delta z_i$  rappresenta lo spessore dello strato  $i$ -esimo;  
 $C_1$  e  $C_2$  sono due coefficienti correttivi.

Il modulo  $E$  viene assunto pari a  $2.5 q_c$  per fondazioni circolari o quadrate e a  $3.5 q_c$  per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di  $L/B$ .

Il termine  $q_c$  che interviene nella determinazione di  $E$  rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti  $C_1$  e  $C_2$  sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione  $t$  rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

### **CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE**

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità  $I_C$  al risultato  $N$  della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[ \sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

- $q'$  Pressione efficace lorda;
- $\sigma'_{v0}$  Tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
- $B$  Larghezza della fondazione;
- $I_C$  Indice di compressibilità;

$f_S, f_H, f_t$  Fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità  $I_C$  è legato al valore medio  $N_{AV}$  di  $N_{spt}$  all'interno di una profondità significativa  $z$ :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di  $N_{spt}$  da utilizzare nel calcolo del valore medio  $N_{AV}$  va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e  $N_{spt} > 15$ , secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 \cdot (N_{spt} - 15)$$

dove  $N_c$  è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 \cdot N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi  $f_S, f_H$  ed  $f_t$  sono rispettivamente:

$$f_S = \left( \frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left( 2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left( 1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

- $t$  tempo in anni  $> 3$ ;
- $R_3$  costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;
- $R$  0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

### **DATI GENERALI**

Normativa	NTC 2018
Lat./ Long. [WGS84]	44,14414061/12,2696886
Larghezza fondazione	3,0 m
Lunghezza fondazione	3,0 m
Profondità piano di posa	2,0 m

Altezza di incastro 0,9 m  
 Profondità falda 3,8

**STRATIGRAFIA TERRENO**

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
3,5	17,65	18,63	28,0	0,0	0,0	9806,65	100,0	0,0	0,0	0,0	
3,5	17,65	18,63	28,0	0,0	0,0	7354,99	0,0	0,0	0,0	0,0	
13,0	19,61	21,57	22,0	9,81	34,56	4500,0	4903,33	0,0	0,0	0,0	ghiaia_g

**Carichi di progetto agenti sulla fondazione**

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	S.L.E.	70,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
3	S.L.D.	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

**Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze**

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	No	1	1	1	1	1	1	1
3	No	1	1	1	1	1	1	1

**CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3**

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult] 591,23 kN/m²  
 Resistenza di progetto[Rd] 257,06 kN/m²  
 Tensione [Ed] 100,0 kN/m²  
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 5,91  
 Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

**COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)**

Costante di Winkler 23649,31 kN/m³

**A1+M1+R3**

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

**PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO**

Peso unità di volume 17,65 kN/m³  
 Peso unità di volume saturo 18,63 kN/m³  
 Angolo di attrito 28,0 °  
 Coesione 0,0 kN/m²

---

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	10,94
Fattore forma [Sc]	1,57
Fattore profondità [Dc]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,53
Fattore profondità [Dq]	1,2
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

---

Carico limite	596,67 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	259,42 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]                      Verificata

---

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

---

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---

Peso unità di volume	17,65 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	18,63 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	28,0 °
Coesione	0,0 kN/m <sup>2</sup>

---

Fattore [Nq]	17,81
Fattore [Nc]	31,61
Fattore [Ng]	15,15
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

---

Carico limite	591,23 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	257,06 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]                      Verificata

---

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

---

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---

---



---

Peso unità di volume	17,65 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	18,63 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	28,0 °
Coesione	0,0 kN/m <sup>2</sup>

---



---

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	11,19
Fattore forma [Sc]	1,55
Fattore profondità [Dc]	1,22
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,28
Fattore profondità [Dq]	1,11
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,28
Fattore profondità [Dg]	1,11
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

---



---

Carico limite	735,64 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	319,84 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]                      Verificata

---



---

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

---



---

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---



---

Peso unità di volume	17,65 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	18,63 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	28,0 °
Coesione	0,0 kN/m <sup>2</sup>

---



---

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	16,72
Fattore forma [Sc]	1,57
Fattore profondità [Dc]	1,21
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,53
Fattore profondità [Dq]	1,2
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0

---



---

---

Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	684,83 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	297,75 kN/m <sup>2</sup>
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	17,65 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	18,63 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	28,0 °
Coesione	0,0 kN/m <sup>2</sup>
=====	
Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	14,59
Fattore forma [Sc]	1,5
Fattore profondità [Dc]	1,21
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,47
Fattore profondità [Dq]	1,2
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	

Carico limite	672,03 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	292,19 kN/m <sup>2</sup>
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

=====

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	0,0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	0,0 °
Coesione	0,0 kN/m <sup>2</sup>
=====	

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

---

Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	3,42
Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	3,42
Carico limite strato 2 (qb)	1212,16 kN/m <sup>2</sup>
Carico limite strato 1 (qt)	779,18 kN/m <sup>2</sup>
Incremento carico limite strato 1	78,61 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di punzonamento (ks)	3,05
Rapporto (q1/q2)	0,44
=====	
Carico limite	779,18 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	338,78 kN/m <sup>2</sup>
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

#### CEDIMENTI PER OGNI STRATO

**\*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	70,0 kN/m <sup>2</sup>
Cedimento dopo T anni	15,0
Distanza	4,74 m
Angolo	199,19 °
Cedimento totale	0,675 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m <sup>2</sup> )	Dp (kN/m <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	2,75	48,538	0,037	Edometrico	0,0559	--	0,0559
2	5,25	0	0	Schmertmann	0,29	0,13	0,42
3	13,5	171,763	0,753	Edometrico	0,1995	--	0,1995

---

## Indice

1.DATI GENERALI	21
2.STRATIGRAFIA TERRENO	21
3.Carichi di progetto agenti sulla fondazione	21
4.Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze	22
5.Carico limite verticale	22
6.Carico limite verticale...A1+M1+R3	22
6.1.HANSEN (1970) (A1+M1+R3)	22
6.2.TERZAGHI (1955) (A1+M1+R3)	23
6.3.MEYERHOF (1963) (A1+M1+R3)	23
6.4.VESIC (1975) (A1+M1+R3)	24
6.5.Brinch - Hansen 1970 (A1+M1+R3)	24
6.6.Meyerhof and Hanna (1978) (A1+M1+R3)	25
7.CEDIMENTI PER OGNI STRATO	26
Indice	27



**CPTe 2**  
**CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI**  
**DI FONDAZIONI SUPERFICIALI**

**NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

**Norme tecniche per le Costruzioni 2018**

Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Gli **stati limite ultimi** per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (**GEO**) riguardano:

- collasso per **carico limite** nei terreni di fondazione;
- **scorrimento** sul piano di posa.

*In tali verifiche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.*

Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (**GEO**) per carico limite e per scorrimento si deve fare riferimento all'**approccio 2**.

L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (**A1+M1+R3**), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (**M1**) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni (**A1**) sono indicati dalla tabella 6.2.I e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo **R3** riportati in tab. 6.4.I.

**Tab. 6.2.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ ( $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti $G_2$ (1)	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

(1) Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

**Tab. 6.4.I** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$

**Stati Limite di Esercizio (SLE)**

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (Cd), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (Ed), attraverso la seguente espressione formale:

$$Ed < Cd$$

Ed = valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione

Cd = valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possano compromettere la funzionalità di una struttura).

I valori degli spostamenti e delle distorsioni andranno calcolati considerando le combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3:

- Combinazione frequente
- Combinazione quasi permanente s.l.t.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri ( $f_k$ ).

Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari ( $f_k = f_d$ ): si adottano i valori caratteristici dei moduli di deformazione dei terreni ( $E_k, E_{edk}$ ).

Sotto l'effetto **dell'azione sismica** di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio già definiti in precedenza (§ 3.2.1 NTC), con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo **pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici** e impiegando **le resistenze di progetto**, con i coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i  $\gamma_R$  indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato

#### **Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite (§ 7.11.5.3.1)**

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente  $\gamma_R$  di Tabella 7.11.II. **Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo** (e.g. Richards et al., Paolucci e Pecker), il coefficiente  $\gamma_R$  può essere ridotto a 1.8.

#### **Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa (§ 7.11.5.3.1)**

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

**Specificamente, si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole.**

In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e ai criteri costruttivi dell'opera.

Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.

#### **Stato limite di esercizio (SLE)**

A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente  $\gamma_R$  riportato nella Tabella 7.11.II.

**Tab. 7.11.II** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

### CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

**Prandtl** ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

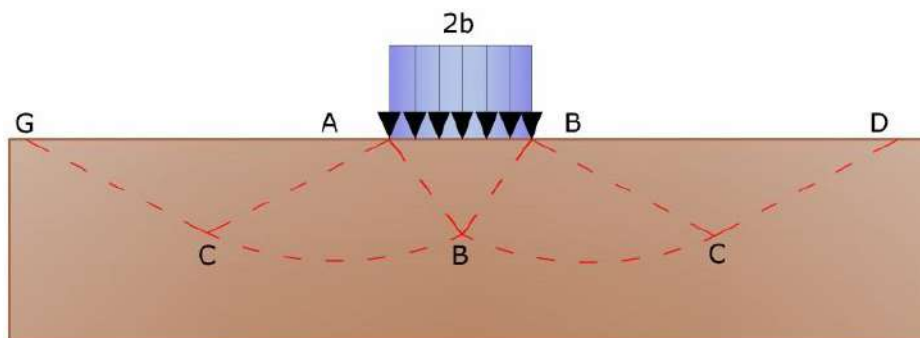
- Materiale privo di peso e quindi  $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione  $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza  $2b$  (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie *GFBCD*.

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di  $45^\circ + \varphi/2$  rispetto all'orizzontale.

Nelle zone *ABF* e *EBC* la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti *A* ed *E* e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti *A* ed *E*. Nei triangoli *AFG* e *ECD* la rottura avviene su segmenti inclinati di  $\pm (45^\circ + \varphi/2)$  rispetto alla verticale.



*Meccanismo di rottura di Prandtl*

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione  $q = B \cdot c$ , dove il coefficiente *B* dipende soltanto dall'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[ e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 (45^\circ + \varphi/2) - 1 \right]$$

---

Per  $\varphi=0$  il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi  $q=5.14 \cdot c$ .

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ( $c=0, \gamma \neq 0$ ) risulta  $q=0$ , secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità  $h$ , con  $h \leq 2b$ ; il terreno compreso tra la superficie e la profondità  $h$  ha le seguenti caratteristiche:  $\gamma \neq 0, \varphi=0, c=0$  e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \cdot \gamma_1 + B \cdot c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

### Metodo di Terzaghi (1955)

**Terzaghi**, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione  $\psi$  rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di  $\psi$  in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi  $\gamma_2 = 0$  per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \cdot \gamma_1 \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo  $\varphi$  prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull' effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{rid} = \frac{2}{3} \tan \varphi \quad c_{rid} = \frac{2}{3} c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

### Formula di Meyerhof (1963)

*Meyerhof* propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di *Terzaghi*; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente  $s_q$  che moltiplica il fattore  $N_q$ , fattori di profondità  $d_i$  e di pendenza  $i_i$  per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti  $N$  furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

#### Carico verticale

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

#### Carico inclinato

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$N_q = e^{(0.75\pi - \varphi/2)} \cdot \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \cdot \varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi > 10$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove:

$$k_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$\theta$  = Inclinazione della risultante sulla verticale.

### Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di Meyerhof; le estensioni consistono nell'introduzione di  $b_i$  che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore  $g_i$  per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto  $D/B$ , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di  $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{D}{B}$$

Per valori  $D/B > 1$ :

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso  $\varphi=0$

$D/B$	0	1	1.1	2	5	10	20	100
$d'_c$	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando  $\varphi=0$ .

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

*Fattori di inclinazione del carico:*

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{(0.7 - \eta / 450) \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

*Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):*

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

*Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata):*

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q \exp(-2\eta \cdot \tan \varphi)$$

### **Formula di Vesic (1975)**

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con  $N_q$  ed  $N_c$  come per la formula di Meyerhof ed  $N_\gamma$  come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

### **Formula Brich-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:

$$V_d \leq R_d$$

Dove  $V_d$  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 di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A'} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

Dove:

$A' = B' \cdot L'$  area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

$c_u$  Coesione non drenata.

$q$  pressione litostatica totale sul piano di posa.

$s_c$  Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \left( \frac{B'}{L'} \right) \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1.2 \quad \text{per fondazioni quadrate o circolari}$$

$i_c$  Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico  $H$ .

$$i_c = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A'_f \cdot c_a}}$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$\frac{R}{A'} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

Dove:

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

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

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \varphi'$$

*Fattori di forma*

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \varphi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

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

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0.7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

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

*Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale  $H$*



$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[ 2 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[ 1 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H // B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[ 2 + \left( \frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[ 1 + \left( \frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H // L'$$

Se H forma un angolo  $\theta$  con la direzione di  $L'$ , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

### **Meyerhof e Hanna (1978)**

Tutta l'analisi teorica sviluppata per la determinazione del carico limite è stata basata sull'ipotesi che il terreno sia isotropico ed omogeneo fino a notevole profondità.

Tale ipotesi però non rispecchia la realtà perchè il terreno è generalmente non omogeneo con miscele di sabbia, limo e argilla in proporzioni diverse.

Le relazioni per la stima del carico limite, ricavate dall'ipotesi di terreno omogeneo risultano essere molto approssimative se il terreno è stratificato, soprattutto se le superfici di rottura interferiscono con i limiti degli strati del terreno.

Si consideri un sistema costituito da due strati di terreno distinti ed una fondazione posizionata sullo strato superiore a una profondità D dal piano campagna, le superfici di rottura a carico limite possono svilupparsi completamente sullo strato superiore oppure coinvolgere anche il secondo strato. Può accadere che lo strato superiore sia più resistente rispetto allo strato inferiore o viceversa.

In entrambi i casi verrà presentata un'analisi generale per ( $c = 0$ ) e si dimostrerà sarà valida anche nel caso di terreni sabbiosi o argillosi.

Lo studio della capacità portante di un sistema a strati è stato affrontato da diversi autori: Button (1953), Vesic (1975), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978)

Meyerhof (1974) ha analizzato un sistema a due strati composto da sabbia densa su argilla morbida e sabbia sciolta su argilla rigida e ha supportato il suo studio con alcuni test su modello. Successivamente Meyerhof e Hanna (1978) hanno integrato lo studio di Meyerhof (1974) includendo nelle analisi il terreno privo di coesione.

Si riporta la trattazione di Meyerhof (1974) e Meyerhof e Hanna (1978).

Nella figura 12.16 (a) è rappresentata una fondazione di larghezza  $B$  approfondita  $D_f$  in uno strato di terreno resistente (strato 1). Lo strato debole si trova a distanza  $H$  dal piano di posa della fondazione.

Se la distanza  $H$  non è sufficiente oppure in condizioni di carico eccezionali una parte di esso verrà trasferito oltre il livello  $mn$ . Questa condizione indurrà il formarsi di superfici di rottura anche nello strato più debole (strato 2). Se la distanza  $H$  è relativamente grande, le superfici di rottura si svilupperanno completamente nello strato 1 come evidenziato in Figura 12.16b.

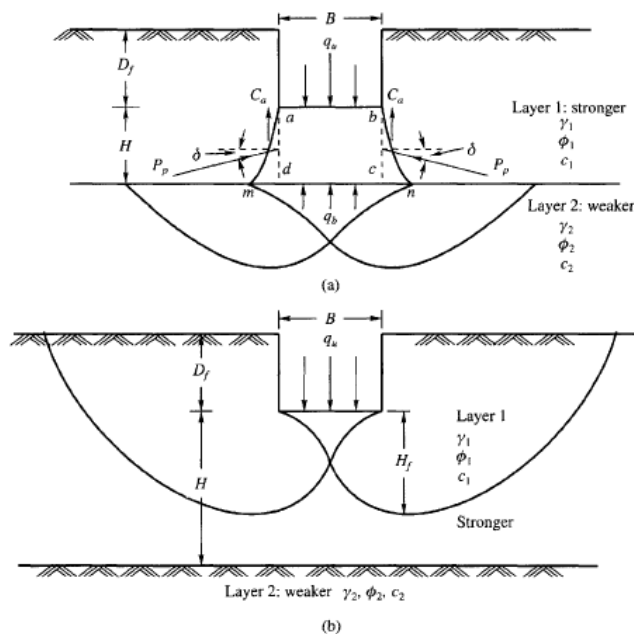


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

Il carico limite negli strati 1 e 2 può essere espresso dalle seguenti relazioni:

#### Strato 1

$$q_1 = c_1 \cdot N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

#### Strato 2

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma2}$$

Dove:

$N_{c1}, N_{\gamma1}$  = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio  $\phi_1$

$N_{c2}, N_{\gamma2}$  = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio  $\phi_2$

Se il piano di posa della fondazione si trova ad una distanza  $D_f$  rispetto al piano campagna e la distanza  $H$  è relativamente grande l'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c1} + q'_0 \cdot N_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma 1}$$

Se  $q_1$  è molto maggiore di  $q_2$  e se la distanza  $H$  non è sufficiente a formare una condizione di plasticizzazione completa nello strato 1, allora la rottura è legata alla spinta del terreno che si sviluppa dallo strato più debole allo strato più resistente. La formulazione per la stima del carico limite diventa:

$$q_u = q_b + \frac{2 \cdot (c_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 \cdot H$$

Dove:

$q_b$	carico limite nello strato 2
$P_p$	spinta passiva
$C_a$	adesione
$\delta$	inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

$$P_p = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left( 1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$

#### Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left( 1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

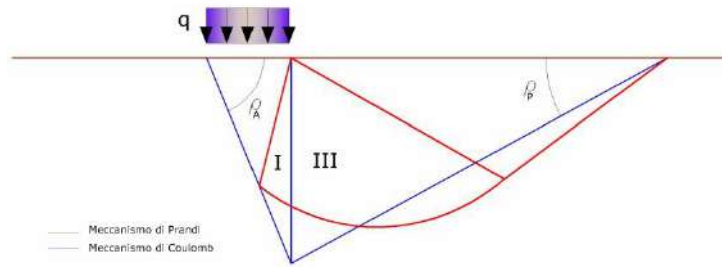
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left( \frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite ( $qL$ )

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli  $\rho_A$  e  $\rho_P$  che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva  $K_A$  e  $K_P$  in funzione dell'angolo di attrito interno  $\varphi$  del terreno e dell'angolo di attrito  $\delta$  terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{\tan \varphi \cdot (\tan \varphi \cdot \cot \varphi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \varphi)} - \tan \varphi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right\}$$

$$\rho_P = -\varphi + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{\tan \varphi \cdot (\tan \varphi \cdot \cot \varphi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \varphi)} + \tan \varphi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo  $\phi=0.5\delta$ , conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un analisi alla Prandtl. Richards et. Al hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni  $k_h g$  e  $k_v g$ , agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a  $k_h \gamma$  e  $k_v \gamma$ . Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di  $\rho_a$  e  $\rho_p$ , nonché di  $K_A$  e  $K_P$ , rispettivamente indicate come  $\rho_{AE}$  e  $\rho_{PE}$  e come  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \theta) + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \theta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi - \theta) + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \theta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

I valori di  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli  $\rho_{AE}$  e  $\rho_{PE}$  e dei coefficienti  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo  $\theta$  definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$- \quad \varphi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

Tabella dei fattori di capacità portante per  $\varphi=30$

$k_h/(1-k_v)$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_c$
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente disequaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

$E_d$  pressioni agenti alla base della fondazione

$R_d$  capacità portante di calcolo

$\gamma_{RV}$  coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

$N_d$  azione normale di progetto

$A_{ef}$   $B_R \cdot L'$ -area ridotta

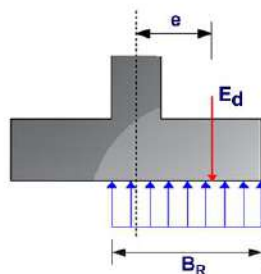
#### Fondazioni quadrate o rettangolari

L'area ridotta risulta  $A_{ef}=B' \cdot L'$

$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta"  $B_R=B-2e$ .



Dove:

$e=N_d/M_d$ - eccentricità dei carichi

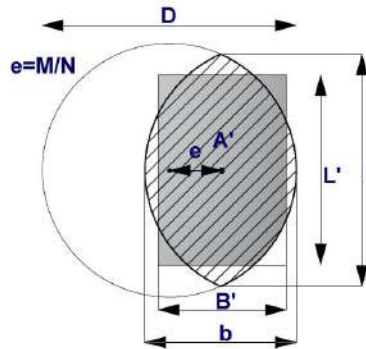
#### Fondazioni circolari

Una fondazione circolare sottoposta ad un carico verticale applicato con un'eccentricità  $e = M_d / N_d$  può essere considerata equivalente ad una fondazione fittizia con un carico applicato centralmente (Figura seguente), come suggerito da Meyerhof (1953) e Vesic (1973). In questo caso, l'area della fondazione fittizia,  $A'$ , può essere calcolata con questa espressione:

$$A' = \frac{D^2}{2} \left( \arccos \frac{2e}{D} - \frac{2e}{D} \sqrt{1 - \left( \frac{2e}{D} \right)^2} \right)$$

Il rapporto delle lunghezze dei lati della fondazione rettangolare equivalente può essere approssimato al rapporto tra le lunghezze  $b$  ed  $l$ , si ricava da:

$$\frac{B}{L'} = \frac{b}{l} = \sqrt{\frac{D-2e}{D+2e}}$$



*Metodo di calcolo delle dimensioni equivalenti di una fondazione circolare soggetta a carico non baricentrico*

### VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente. La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \cdot \tan \delta + c_a \cdot A'$$

Nella quale  $N_{sd}$  è il valore di calcolo della forza verticale,  $\delta$  è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto,  $c_a$  è l'adesione plinto-terreno e  $A'$  è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

### CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da **Stagg** e **Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi / 2)$$

$$N_c = 5 \tan^4(45 + \varphi / 2)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi.

La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri  $c$  e  $\varphi$

### FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del  $q_{lim}$  vengono introdotti i fattori correttivi  $z$ :

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\varphi}\right)^{0,35}$$

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

$$z_\gamma = z_q$$

Dove  $k_h$  è il coefficiente sismico orizzontale.

### CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni  $B \times L$  posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left( I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) \cdot I_F \quad (1)$$

dove:

$q_0$  Intensità della pressione di contatto

$B'$  Minima dimensione dell'area reagente,

$E$  e  $\mu$  Parametri elastici del terreno.

$I_j$  Coefficienti di influenza dipendenti da:  $L/B'$ , spessore dello strato  $H$ , coefficiente di Poisson  $\mu$ , profondità del piano di posa  $D$ ;

I coefficienti  $I_1$  e  $I_2$  si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto  $L/B'$  ed  $H/B$ , utilizzando  $B'=B/2$  e  $L'=L/2$  per i coefficienti relativi al centro e  $B'=B$  e  $L'=L$  per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza  $I_F$  deriva dalle equazioni di *Fox (1948)*, che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto  $L/B$ .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente  $I_S$ :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} \cdot I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore  $H$  vale:

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \cdot I_S \cdot I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a  $5B$ , se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di  $E$  pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.



## CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- a) Il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ( $OCR > 1$ ), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione  $\sigma'_p$  ( $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$ ).

Se invece il terreno è normalconsolidato ( $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$ ) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

<i>RR</i>	Rapporto di ricomprensione;
<i>CR</i>	Rapporto di compressione;
$H_0$	Spessore iniziale dello strato;
$\sigma'_{v0}$	Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;
$\Delta\sigma_v$	Incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri *RR* e *CR* si fa riferimento al modulo edometrico *M*; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ( $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$ ) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

## Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

---

in cui:

- $H_C$  altezza dello strato in fase di consolidazione;  
 $C_\alpha$  coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;  
 $T$  tempo in cui si vuole il cedimento secondario;  
 $T_{100}$  tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

### CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a  $4B$ , nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a  $2B$  per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

- $\Delta q$  rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;  
 $I_z$  E' un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di  $2B$ , per fondazione circolare o quadrata, e a profondità  $4B$ , per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di  $I_z$  si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

- $B/2$  per fondazione circolare o quadrata  
 $B$  per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left( \frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

Dove:

- $\sigma'_{vi}$  rappresenta la tensione verticale efficace a profondità  $B/2$  per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità  $B$  per fondazioni nastriformi.  
 $E_i$  rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato  $i$ -esimo considerato nel calcolo;  
 $\Delta z_i$  rappresenta lo spessore dello strato  $i$ -esimo;  
 $C_1$  e  $C_2$  sono due coefficienti correttivi.

Il modulo  $E$  viene assunto pari a  $2.5 q_c$  per fondazioni circolari o quadrate e a  $3.5 q_c$  per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di  $L/B$ .

Il termine  $q_c$  che interviene nella determinazione di  $E$  rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti  $C_1$  e  $C_2$  sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione  $t$  rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

### **CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE**

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità  $I_C$  al risultato  $N$  della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[ \sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

- $q'$  Pressione efficace lorda;
- $\sigma'_{v0}$  Tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
- $B$  Larghezza della fondazione;
- $I_C$  Indice di compressibilità;

$f_S, f_H, f_t$  Fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità  $I_C$  è legato al valore medio  $N_{AV}$  di  $N_{spt}$  all'interno di una profondità significativa  $z$ :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di  $N_{spt}$  da utilizzare nel calcolo del valore medio  $N_{AV}$  va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e  $N_{spt} > 15$ , secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 \cdot (N_{spt} - 15)$$

dove  $N_c$  è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 \cdot N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi  $f_S, f_H$  ed  $f_t$  sono rispettivamente:

$$f_S = \left( \frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left( 2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left( 1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

- $t$  tempo in anni  $> 3$ ;
- $R_3$  costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;
- $R$  0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

### **DATI GENERALI**

Normativa	NTC 2018
Lat./ Long. [WGS84]	44,14414061/12,2696886
Larghezza fondazione	3,0 m
Lunghezza fondazione	3,0 m
Profondità piano di posa	2,0 m

Altezza di incastro 0,9 m  
 Profondità falda 3,8

### STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [kN/m <sup>2</sup> ]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolid. azione secondaria	Descrizione
7,0	19,61	21,57	22,0	9,81	34,56	4500,0	4903,33	0,0	0,005	0,004	ghiaia_g
1,5	17,65	18,63	28,0	0,0	0,0	9806,65	100,0	0,0	0,0	0,0	
3,5	19,61	21,57	22,0	9,81	34,56	4500,0	4903,33	0,0	0,005	0,004	ghiaia_g
3,5	17,65	18,63	28,0	0,0	0,0	9806,65	100,0	0,0	0,0	0,0	
4,5	20,59	21,57	25,0	29,42	147,1	6900,0	7845,32	0,0	0,0	0,0	

### Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	S.L.E.	70,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
3	S.L.D.	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

### Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	No	1	1	1	1	1	1	1
3	No	1	1	1	1	1	1	1

### CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: Meyerhof and Hanna (1978)

Carico limite [Qult] 522,21 kN/m<sup>2</sup>  
 Resistenza di progetto [Rd] 227,05 kN/m<sup>2</sup>  
 Tensione [Ed] 100,0 kN/m<sup>2</sup>  
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 5,22  
 Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

### COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 25420,8 kN/m<sup>3</sup>

### A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 19,61 kN/m<sup>3</sup>  
 Peso unità di volume saturo 21,57 kN/m<sup>3</sup>  
 Angolo di attrito 22,0 °

---

Coesione 9,81 kN/m<sup>2</sup>

=====

Fattore [Nq]	7,82
Fattore [Nc]	16,88
Fattore [Ng]	4,13
Fattore forma [Sc]	1,46
Fattore profondità [Dc]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,4
Fattore profondità [Dq]	1,21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

=====

Carico limite 613,51 kN/m<sup>2</sup>

Resistenza di progetto 266,74 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	19,61 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	21,57 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	22,0 °
Coesione	9,81 kN/m <sup>2</sup>

=====

Fattore [Nq]	9,19
Fattore [Nc]	20,27
Fattore [Ng]	6,61
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

=====

Carico limite 574,08 kN/m<sup>2</sup>

Resistenza di progetto 249,6 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====

---

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---

---

Peso unità di volume	19,61 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	21,57 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	22,0 °
Coesione	9,81 kN/m <sup>2</sup>

---

---

Fattore [Nq]	7,82
Fattore [Nc]	16,88
Fattore [Ng]	4,07
Fattore forma [Sc]	1,44
Fattore profondità [Dc]	1,2
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,22
Fattore profondità [Dq]	1,1
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,22
Fattore profondità [Dg]	1,1
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

---

---

Carico limite	628,56 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	273,29 kN/m <sup>2</sup>

---

---

Condizione di verifica [Ed<=Rd]                      Verificata

---

---

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

---

---

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---

---

Peso unità di volume	19,61 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	21,57 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	22,0 °
Coesione	9,81 kN/m <sup>2</sup>

---

---

Fattore [Nq]	7,82
Fattore [Nc]	16,88
Fattore [Ng]	7,13
Fattore forma [Sc]	1,46
Fattore profondità [Dc]	1,24
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,4
Fattore profondità [Dq]	1,21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0

---

---

---

Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

---

Carico limite	659,5 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	286,74 kN/m <sup>2</sup>

---

Condizione di verifica [Ed<=Rd]                      Verificata

---

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

---

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---

Peso unità di volume	19,61 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	21,57 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	22,0 °
Coesione	9,81 kN/m <sup>2</sup>

---

Fattore [Nq]	7,82
Fattore [Nc]	16,88
Fattore [Ng]	5,51
Fattore forma [Sc]	1,43
Fattore profondità [Dc]	1,24
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,37
Fattore profondità [Dq]	1,21
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

---

Carico limite	635,52 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	276,31 kN/m <sup>2</sup>

---

Condizione di verifica [Ed<=Rd]                      Verificata

---

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

---

#### PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

---

Peso unità di volume	0,0 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	0,0 °
Coesione	0,0 kN/m <sup>2</sup>

---

---

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	7,82
Fattore [Nc]	16,88
Fattore [Ng]	1,33

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	3,42

Carico limite strato 2 (qb)	1598,74 kN/m <sup>2</sup>
Carico limite strato 1 (qt)	522,21 kN/m <sup>2</sup>

Incremento carico limite strato 1	142,2 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di punzonamento (ks)	1,54
Rapporto (q1/q2)	0,21

---

---

Carico limite	522,21 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	227,05 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]                      Verificata

---

---

### CEDIMENTI PER OGNI STRATO

**\*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	70,0 kN/m <sup>2</sup>
Cedimento dopo T anni	15,0
Distanza	4,74 m
Angolo	199,19 °
Cedimento totale	4,107 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m <sup>2</sup> )	Dp (kN/m <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	4,5	82,752	0,584	Edometrico	0,0595	--	0,0595
2	7,75	118,777	1,122	Edometrico	1,6826	--	1,6826
3	10,25	145,979	0,946	Edometrico	0,0676	--	0,0676
4	13,75	182,005	0,649	Edometrico	2,2727	--	2,2727
5	17,75	223,912	0,425	Edometrico	0,0244	--	0,0244

Decorso cedimenti nel tempo Strato..1 Wt=0,0595 cm

Cedimento [cm]	% Ced	Tempo giorni
0,00595	10	8,733796
0,0119	20	35,61574
0,01785	30	80,19213
0,0238	40	142,9167
0,02975	50	222,3148
0,0357	60	324,3982



0,04165	70	457,1065
0,0476	80	643,125
0,05355	90	961,8519
0,0595	100	1134,259

Decorso cedimenti nel tempo Strato...3 Wt=0,0676 cm

Cedimento [cm]	% Ced	Tempo giorni
0,00676	10	2,183449
0,01352	20	8,903935
0,02028	30	20,04803
0,02704	40	35,72917
0,0338	50	55,5787
0,04056	60	81,09954
0,04732	70	114,2766
0,05408	80	160,7813
0,06084	90	240,463
0,0676	100	283,5648

### CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	70,0 kN/m <sup>2</sup>
Spessore strato	-2,0 m
Profondità substrato roccioso	0,0 m
Modulo Elastico	4500,0 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	0,35

Coefficiente di influenza I1	0,2
Coefficiente di influenza I2	0,08
Coefficiente di influenza Is	0,24

Cedimento al centro della fondazione	6,19 mm
--------------------------------------	---------

Coefficiente di influenza I1	0,08
Coefficiente di influenza I2	0,08
Coefficiente di influenza Is	0,12
Cedimento al bordo	1,53 mm

---

## Indice

1.DATI GENERALI	21
2.STRATIGRAFIA TERRENO	21
3.Carichi di progetto agenti sulla fondazione	21
4.Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze	22
5.Carico limite verticale	22
6.Carico limite verticale...A1+M1+R3	22
6.1.HANSEN (1970) (A1+M1+R3)	22
6.2.TERZAGHI (1955) (A1+M1+R3)	23
6.3.MEYERHOF (1963) (A1+M1+R3)	23
6.4.VESIC (1975) (A1+M1+R3)	24
6.5.Brinch - Hansen 1970 (A1+M1+R3)	24
6.6.Meyerhof and Hanna (1978) (A1+M1+R3)	25
7.CEDIMENTI PER OGNI STRATO	26
8.CEDIMENTI ELASTICI	27
Indice	28



255030

255040

255070

255080

CESENA

M. DEI FILIPPINI

Cesena - Gambettola

F. SAVIO

Cimitero di Cesena

Madonna del Monte

Villa Aimerici

la Chiesa

C. Gndelli

C. Santini

C. Vergani

C. Filippi

C. Baroni

C. Filippi

C. Marani

C. Bracci

C. Prati

C. Orti

C. della Congregazione

C. Montanari

C. Artusi

C. Calandrin

C. Cattoli

C. Zangheri

C. Vistoli

C. Mischi

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Artusi

C. Calandrin

C. Cattoli

C. Zangheri

C. Vistoli

C. Mischi

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Artusi

C. Calandrin

C. Cattoli

C. Zangheri

C. Vistoli

C. Mischi

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Artusi

C. Calandrin

C. Cattoli

C. Zangheri

C. Vistoli

C. Mischi

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Artusi

C. Calandrin

C. Cattoli

C. Zangheri

C. Vistoli

C. Mischi

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Artusi

C. Calandrin

C. Cattoli

C. Zangheri

C. Vistoli

C. Mischi

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Artusi

C. Calandrin

C. Cattoli

C. Zangheri

C. Vistoli

C. Mischi

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Artusi

C. Calandrin

C. Cattoli

C. Zangheri

C. Vistoli

C. Mischi

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Artusi

C. Calandrin

C. Cattoli

C. Zangheri

C. Vistoli

C. Mischi

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Artusi

C. Calandrin

C. Cattoli

C. Zangheri

C. Vistoli

C. Mischi

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati

C. Prati



Cimitero Militare Inglese

Assano I

VIA ASSANO

VIA ASSANO

C. Foschi

C. Valducci

VIA MADONNA

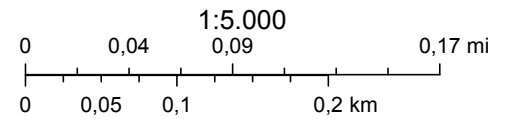
S.S. DI CESENATICO (N° 30)

Stadio

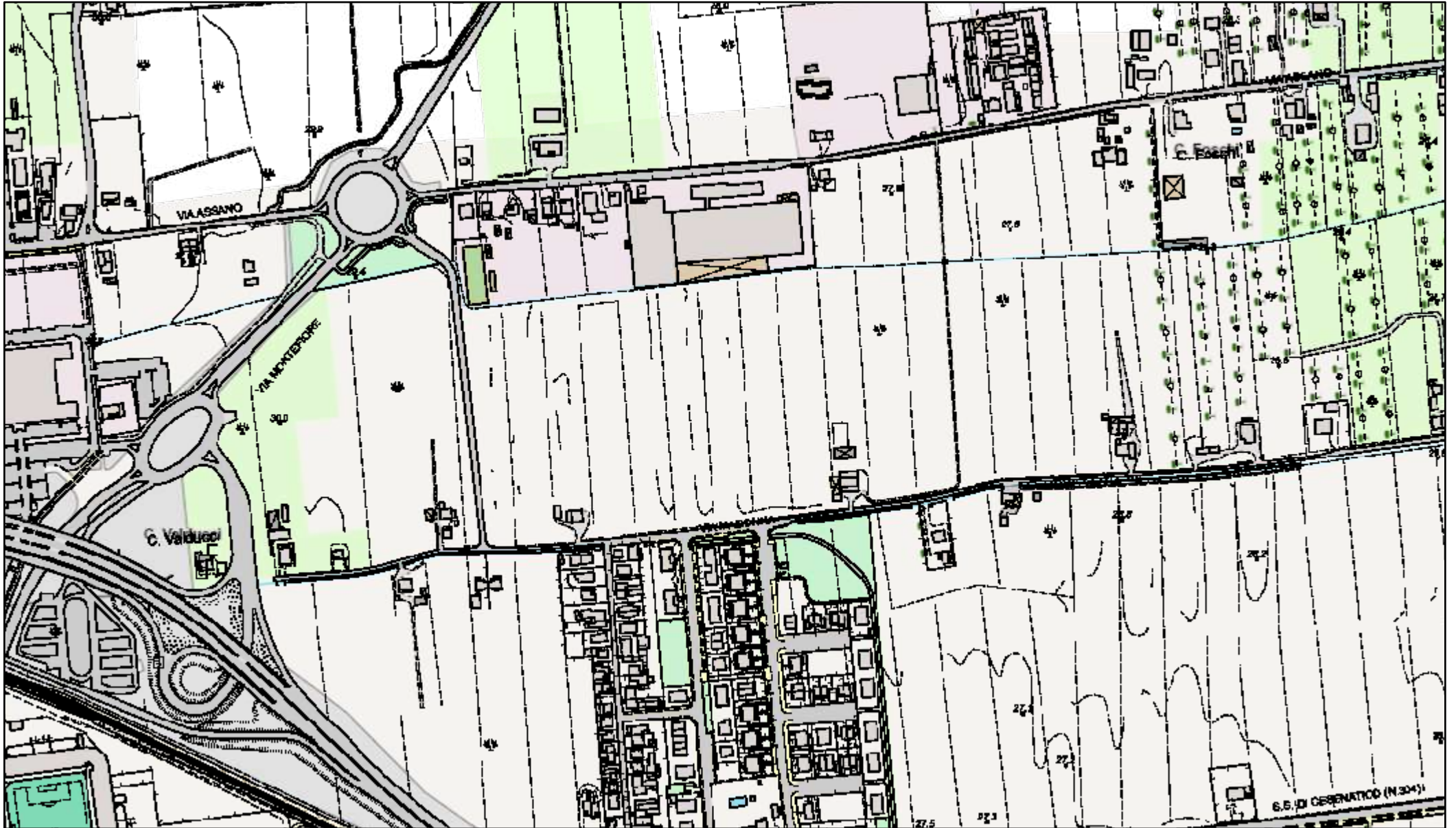
# Tavola art. 6 PAI



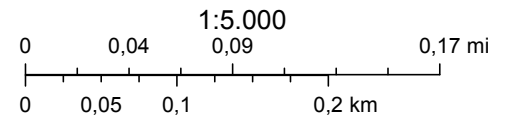
5/11/2020, 16:20:06

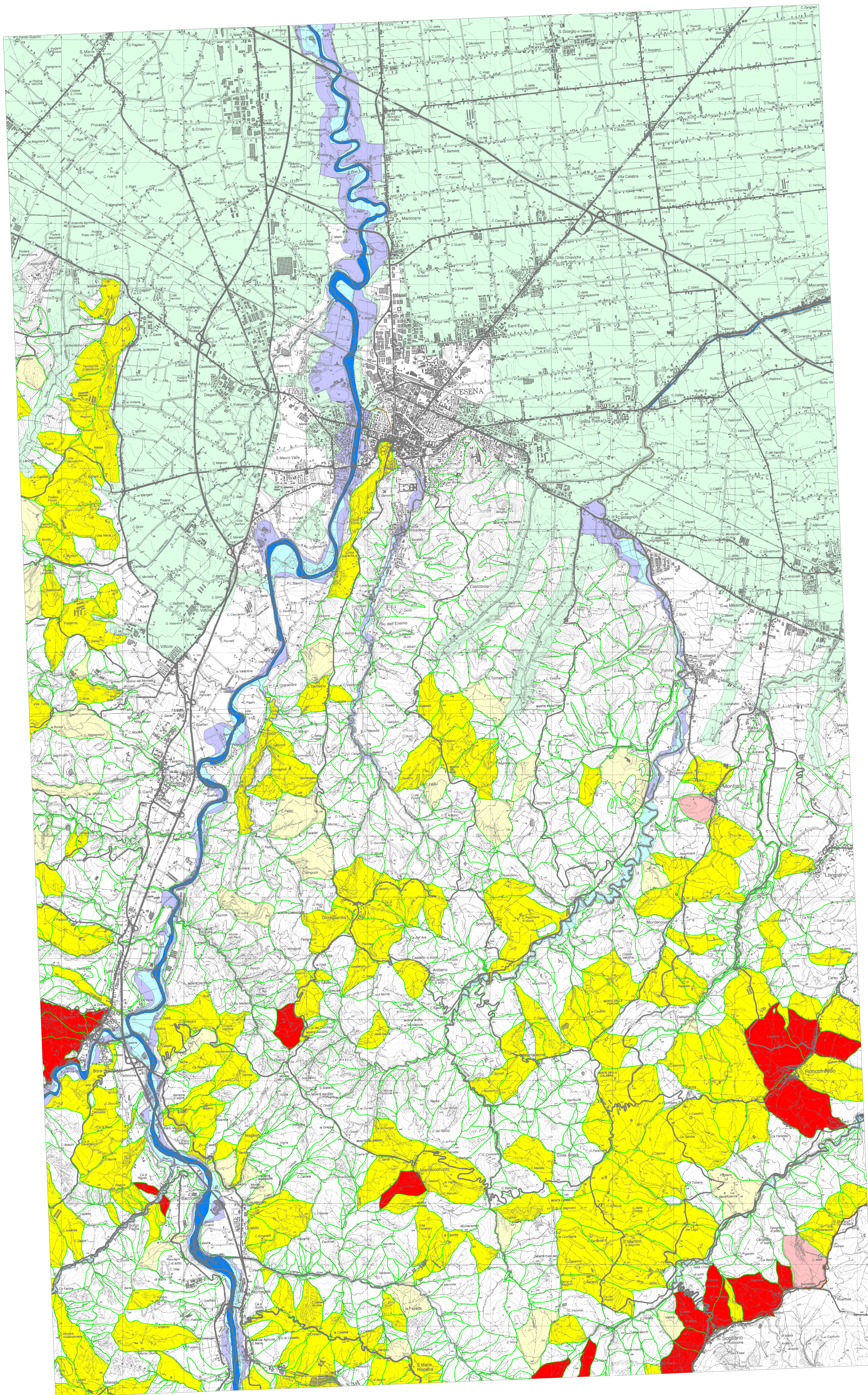


# Tavola esondabilità art 3.4 PAI



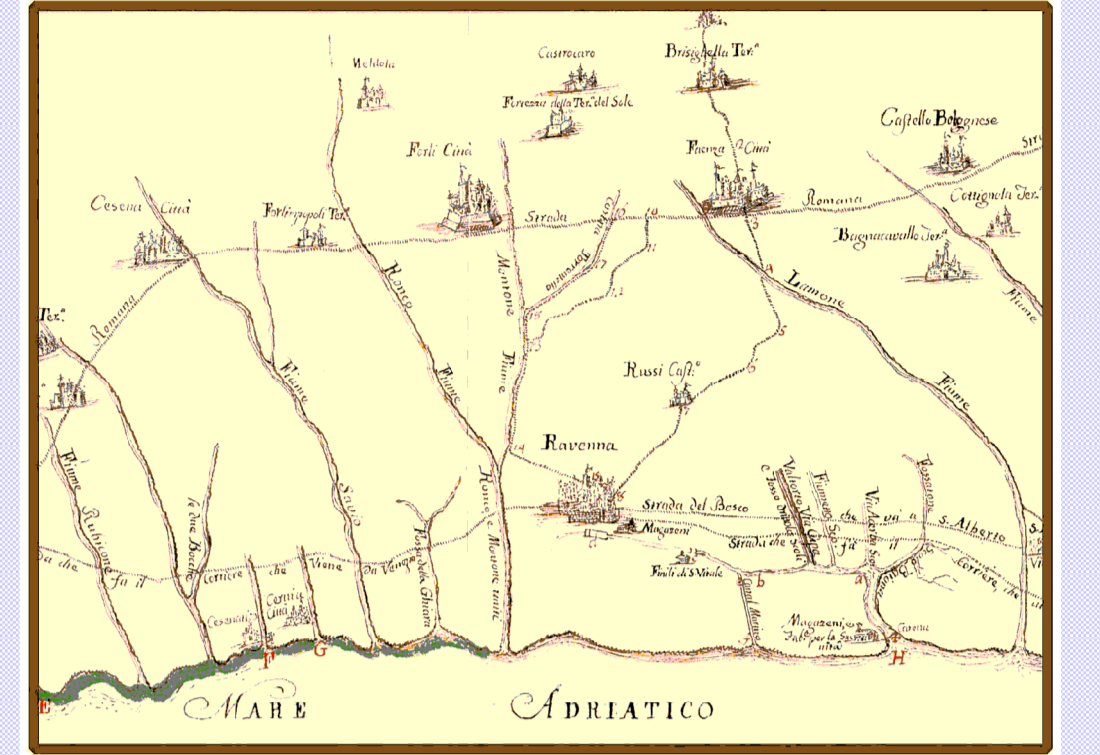
5/11/2020, 16:17:24





**PIANO STRALCIO PER IL RISCHIO IDROGEOLOGICO**

*Variante di coordinamento tra il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni e il Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico*

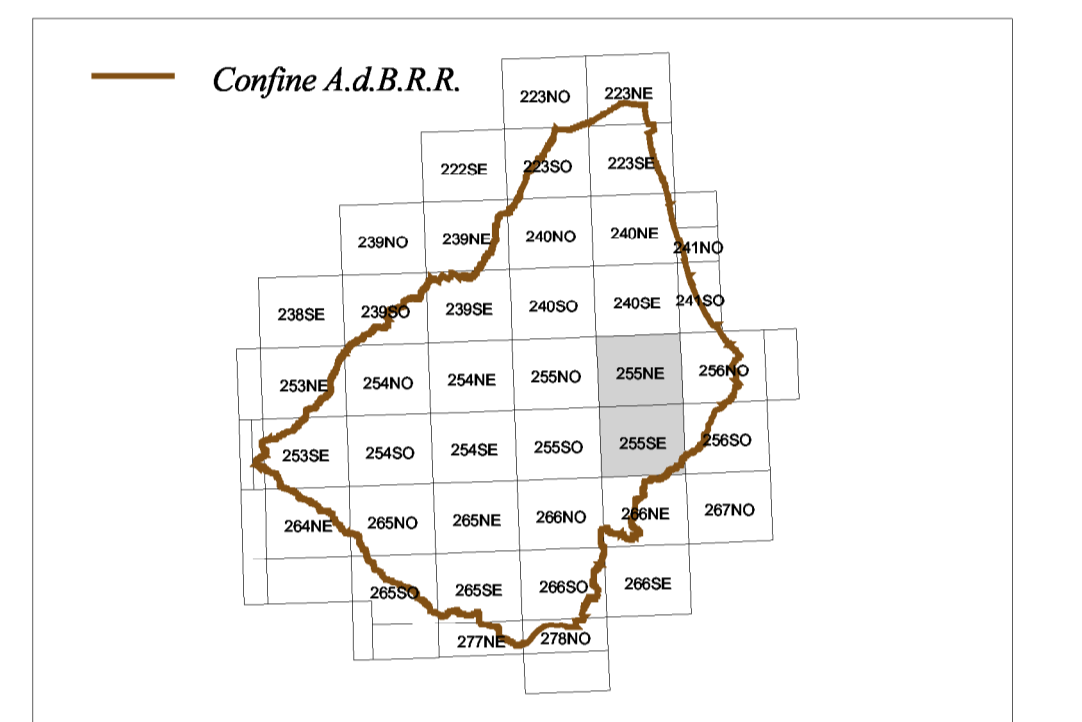


**PERIMETRAZIONE AREE A RISCHIO IDROGEOLOGICO**

Scala 1:25000

TAVV. 255 NE - 255 SE

Adottata dal Comitato Istituzionale con delibera n. 2/2 del 7 novembre 2016  
Approvata dalla Giunta Regionale con DGR n. .... del .....



**Aree a rischio idrogeologico**

- TITOLO II - "Assetto della rete idrografica"**
- Art. 2 ter - alveo: piano ordinario
  - Art. 3 - aree ad elevata probabilità di esondazione
  - Art. 4 - aree a moderata probabilità di esondazione
  - Art. 6 - aree di potenziale allagamento
  - Art. 10 - distanze di rispetto dai corpi arginali
- TITOLO III - "Aree a rischio di frana" (invariato)**
- Limite Unità Idromorfologiche Elementari
  - Art. 13 - R1 (rischio moderato)
  - Art. 13 - R2 (rischio medio)
  - Art. 13 - R3 (rischio elevato)
  - Art. 13 - R4 (rischio molto elevato)
- TITOLO IV - "Costa"**
- Art. 15 - P3 (alluvioni frequenti)
  - Art. 15 - P2 (alluvioni poco frequenti)
  - Art. 15 - P1 (alluvioni rare)

Inquadramento su base topografica derivata dalle immagini mater delle tavole a scala 1:25.000 della Carta Tecnica Regionale con aggiunta del territorio toscano. Elaborazioni cartografiche a cura della Segreteria Tecnico Operativa A.d.B.

**Presidente**

Paola Gazzolo

**Segretario Generale**

Arch. Paola Altobelli

**Progettista**

Ing. Gabriele Strampelli

**Gruppo di lavoro del presente Progetto di Variante**

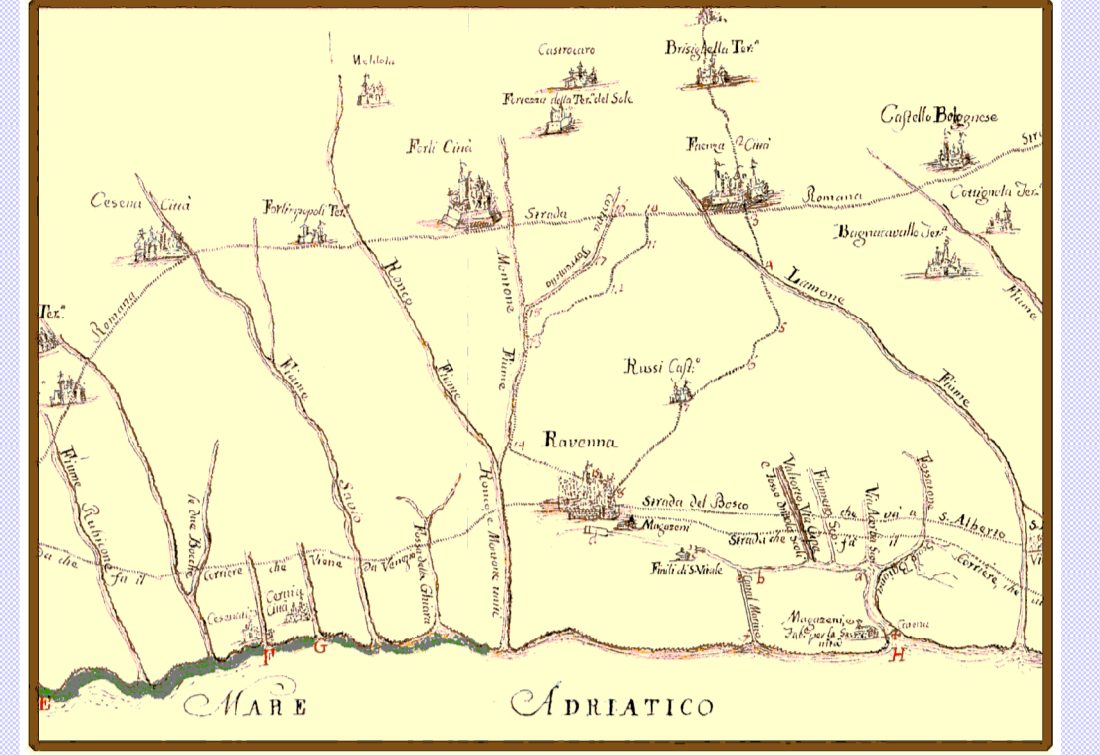
Dott. Gabriele Cassani - Responsabile Pianificazione e norme  
Dott. Oscar Zani - Pianificazione e norme  
Dott. Claudio Camporesi - Cartografia e supporto informatico

**Gruppo di progetto del Piano Stralcio Rischio Idrogeologico**

Arch. Ermio Ferrucci - Coordinamento al Progetto di piano  
Dott. Domenico Donati - Coordinamento alle Analisi di Piano  
Ing. Alberto Pistocchi - Responsabile Progetto rischio idraulico  
Dott. Oscar Zani - Responsabile Progetto rischio frane  
Dott. Gabriele Cassani - Responsabile Rapporti con la pianificazione e norme  
Dott. Claudio Camporesi - Cartografia e supporto informatico  
Rag. Carla Gugnoni - Responsabile funzione amministrativa  
Seg. Susi Gaudenzi - Supporto funzione amministrativa

**PIANO STRALCIO PER IL RISCHIO IDROGEOLOGICO**

*Direttiva inerente le verifiche idrauliche e gli accorgimenti tecnici da adottare per conseguire gli obiettivi di sicurezza idraulica definiti dal Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico ai sensi degli artt. 2ter, 3, 4, 6, 7, 8, 9, 10, 11 del Piano*

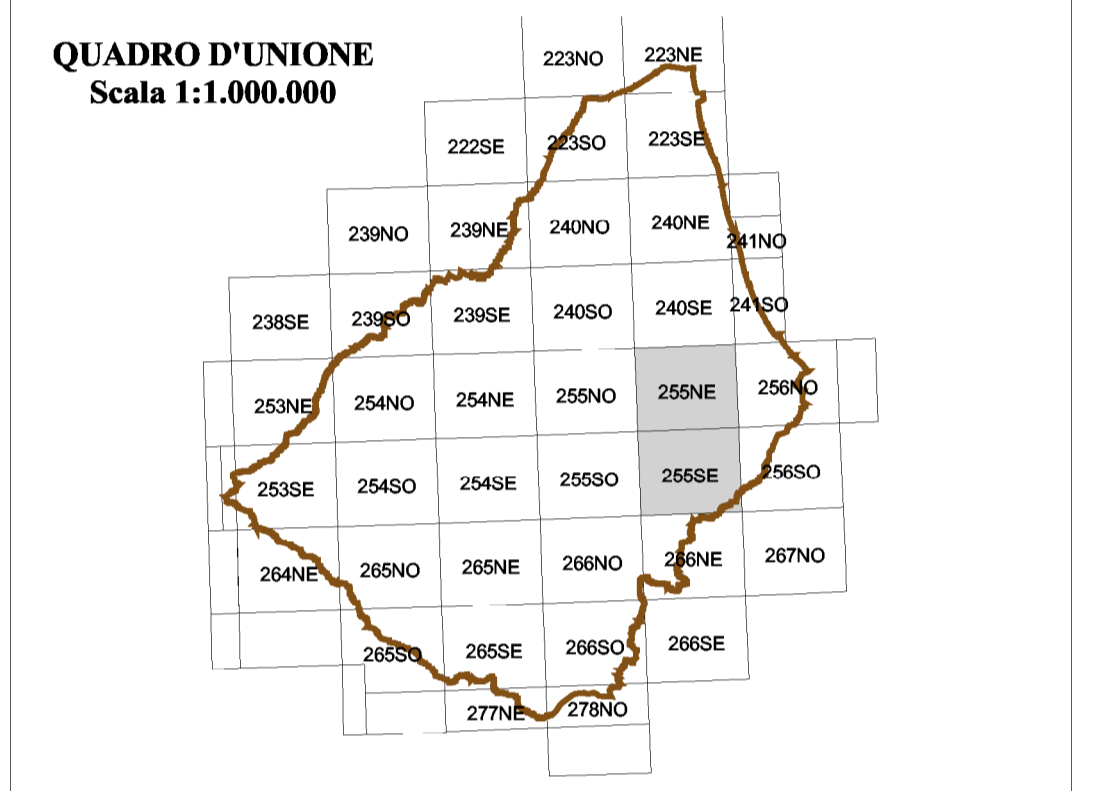
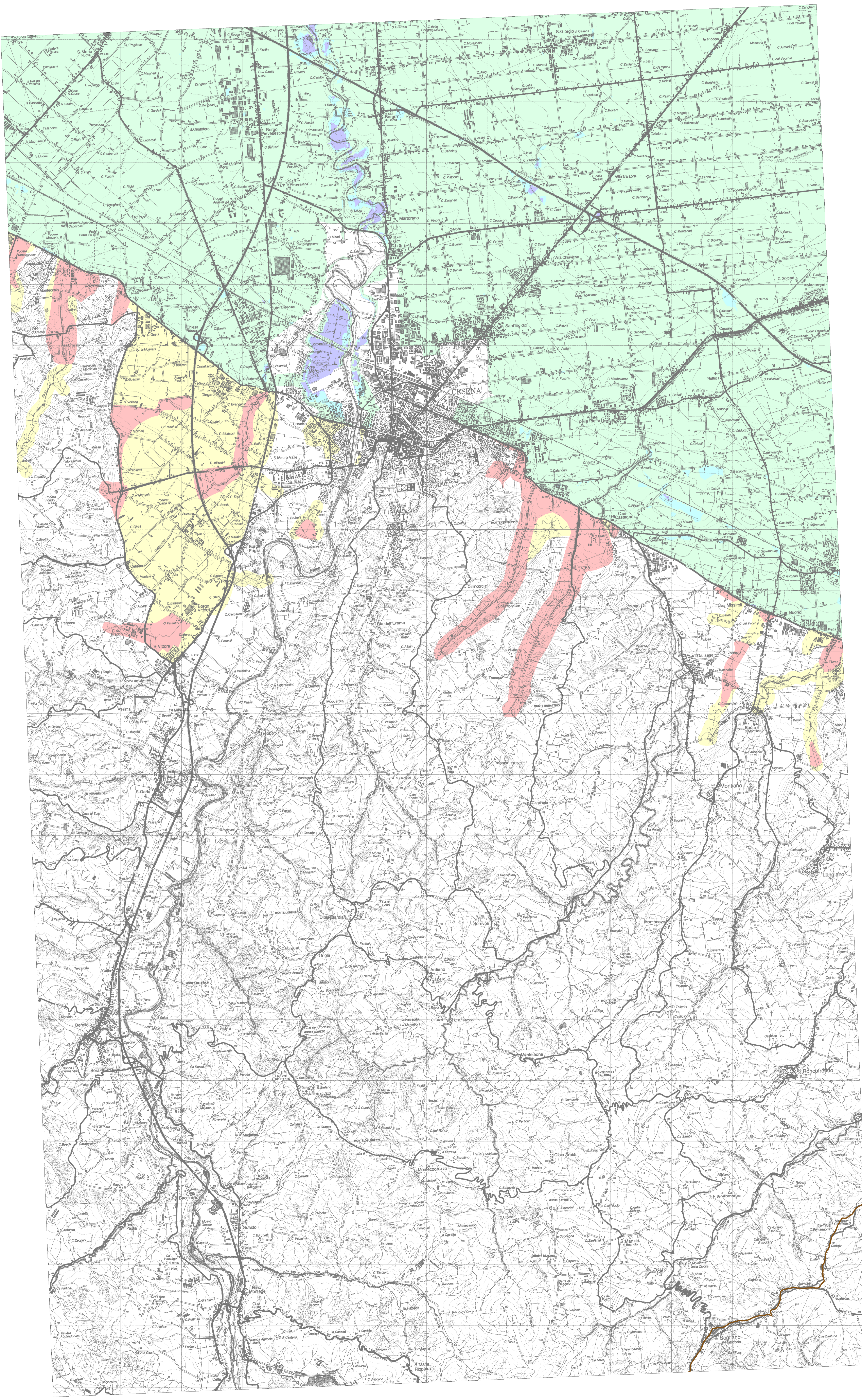


**ALLEGATO N. 6**  
Tiranti idrici di riferimento per le aree di pianura sottoposte a rischio di allagamento (Art. 6)

Scala 1:25000

TAVV. 255 NE - 255 SE

Approvata dal Comitato Istituzionale con delibera n. 3/2 del 20 ottobre 2003 e s.m. e.i., come modificata dalla Variante di coordinamento PGRA-PAI, adottata dal Comitato Istituzionale con delibera n. 2/2 del 7 novembre 2016



**Art. 6: Aree di potenziale allagamento**

Tirante idrico di riferimento

- Fino a 50 cm
- Da 50 a 150 cm
- Oltre 150 cm

Tirante idrico convenzionale

- 20 cm
- 50 cm

**Art. 10: Distanze di rispetto dai corpi arginali**

- Confine A.d.B.R.R.

Inquadramento su base topografica derivata dalle immagini raster delle tavole a scala 1:25.000 della Carta Tecnica Regionale con aggiunta del territorio toscano. Elaborazioni cartografiche a cura della Segreteria Tecnico Operativa A.d.B.

**Presidente**

Paola Gazzolo

**Segretario Generale**

Arch. Paola Altobelli

**Progettista**

Ing. Gabriele Strampelli

**Gruppo di lavoro del presente Progetto di Variante**

Dott. Gabriele Cassani - Responsabile Pianificazione e norme  
Dott. Oscar Zani - Pianificazione e norme  
Dott. Claudio Camporesi - Cartografia e supporto informatico

**Gruppo di progetto del Piano Stralcio Rischio Idrogeologico**

Arch. Ermio Ferrucci - Coordinamento al Progetto di piano  
Dott. Domenico Donati - Coordinamento alle Analisi di Piano  
Ing. Alberto Pistocchi - Responsabile Progetto rischio idraulico  
Dott. Oscar Zani - Responsabile Progetto rischio frane  
Dott. Gabriele Cassani - Responsabile Rapporti con la pianificazione e norme  
Dott. Claudio Camporesi - Cartografia e supporto informatico  
Rag. Carla Gugnoni - Responsabile funzione amministrativa  
Seg. Susi Gaudenzi - Supporto funzione amministrativa