

# REGIONE EMILIA-ROMAGNA

## Atti amministrativi GIUNTA REGIONALE

Delibera Num. 476 del 12/04/2021

Seduta Num. 19

**Questo** lunedì 12 **del mese di** aprile  
**dell' anno** 2021 **si è riunita in** video conferenza

**la Giunta regionale con l'intervento dei Signori:**

1) Bonaccini Stefano	Presidente
2) Schlein Elena Ethel	Vicepresidente
3) Calvano Paolo	Assessore
4) Colla Vincenzo	Assessore
5) Corsini Andrea	Assessore
6) Donini Raffaele	Assessore
7) Felicori Mauro	Assessore
8) Lori Barbara	Assessore
9) Priolo Irene	Assessore
10) Salomoni Paola	Assessore

**Funge da Segretario l'Assessore:** Corsini Andrea

**Proposta:** GPG/2021/496 del 01/04/2021

**Struttura proponente:** SERVIZIO GEOLOGICO, SISMICO E DEI SUOLI  
DIREZIONE GENERALE CURA DEL TERRITORIO E DELL'AMBIENTE

**Assessorato proponente:** ASSESSORE ALLA MONTAGNA, AREE INTERNE, PROGRAMMAZIONE  
TERRITORIALE, PARI OPPORTUNITA'

**Oggetto:** AGGIORNAMENTO DELL'"ATTO DI COORDINAMENTO TECNICO SUGLI  
STUDI DI MICROZONAZIONE SISMICA PER LA PIANIFICAZIONE  
TERRITORIALE E URBANISTICA (ARTT. 22 E 49, L.R. N. 24/2017)" DI CUI  
ALLA DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA REGIONALE 29 APRILE 2019, N.  
630.

**Iter di approvazione previsto:** Delibera ordinaria

**Responsabile del procedimento:** Sergio Monti

LA GIUNTA DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA

Premesso che:

- la legislazione della Regione Emilia-Romagna (da qui in avanti Regione) già con la L.R. n. 47/1978 "Tutela e uso del suolo", richiedeva che gli strumenti urbanistici fossero supportati da studi di sostenibilità geologica e nei comuni classificati sismici anche da analisi della pericolosità sismica locale (v. circolare 1288/1983);
- già con L. n. 64/1974 era richiesto che le costruzioni in zona sismica fossero progettate e realizzate considerando l'azione sismica attesa;
- secondo la vigente classificazione sismica del territorio nazionale, di cui all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, tutti i Comuni sono classificati sismici secondo 4 classi a pericolosità sismica decrescente (classe 1: zona a pericolosità sismica elevata; classe 4: zona a minima pericolosità) e che i Comuni dell'Emilia-Romagna sono classificati in zona 2 e zona 3 (pericolosità sismica media e medio-bassa), come da propria deliberazione n. 1164/2018;
- le vigenti "Norme tecniche per le costruzioni" (NTC 2018, D. M. 17/1/2018) richiedono il calcolo dell'azione sismica per la progettazione delle costruzioni sulla base della pericolosità sismica del sito d'interesse, considerate le locali condizioni geologiche e morfologiche;
- la microzonazione sismica (MS), cioè la suddivisione dettagliata del territorio in base al comportamento dei terreni in caso di terremoto, è uno degli strumenti più efficaci per la riduzione del rischio sismico in quanto permette, fino dalle prime fasi della pianificazione urbanistica, di valutare la pericolosità sismica nelle aree urbane e urbanizzabili, indirizzare i nuovi interventi verso zone a minore pericolosità e programmare interventi di mitigazione del rischio nelle zone in cui sono presenti particolari criticità;
- la L.R. n. 24/2017 "Disciplina regionale sulla tutela e uso del territorio" e la L.R. n.19/2008 "Norme per la riduzione del rischio sismico" richiedono l'esecuzione di studi di microzonazione sismica per la redazione e l'approvazione dei piani urbanistici comunali e che le scelte urbanistiche e gli interventi sul territorio siano compatibili con la pericolosità sismica locale;
- la Regione con deliberazione dell'Assemblea Legislativa n. 112/2007, approvò l'atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1, della L.R. n. 20/2000 "Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio", in merito agli "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica", successivamente aggiornato con propria deliberazione n. 2193/2015;

- che con propria deliberazione del 29 aprile 2019, n. 630 si provvede all'approvazione, ai sensi degli articoli 22, comma 2, e 49 della L.R. n. 24 del 2017, dell'aggiornamento dell'atto di coordinamento tecnico, denominato "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica" di cui alla propria deliberazione n. 2193/2015;
- in data 13 novembre 2008 furono approvati gli "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica" del Dipartimento di Protezione Civile e della Conferenza delle Regioni e Province Autonome (ICMS, 2008);
- per il coordinamento a scala nazionale degli studi di microzonazione sismica, ai sensi dell'art. 5, c. 7, dell'OPCM 3907/2010, è stata istituita una Commissione Tecnica per il supporto e monitoraggio degli studi di microzonazione sismica, la quale ha promosso la redazione di vari documenti d'indirizzo, quali linee guida e standard di rappresentazione e archiviazione informatica;

Considerato che:

- l'Allegato A4 dei suddetti indirizzi regionali contenente gli "Spettri di risposta rappresentativi e segnali di riferimento per il calcolo della risposta sismica locale nelle analisi di terzo livello di approfondimento" è stato redatto nel 2006 e approvato con propria deliberazione n. 1/2007;
- negli ultimi 15 anni sono state rese disponibili, a livello nazionale e internazionale, nuove banche dati dei segnali di riferimento e accelerogrammi e quelle esistenti sono state implementate con numerosi nuovi dati, comprendenti le registrazioni dei terremoti che hanno interessato il territorio nazionale;
- con determina del Responsabile del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli n. 2012 del 05/02/2019 è stato affidato a EUCENTRE il "Servizio di rilevamento a scala regionale del rischio sismico degli edifici residenziali ordinari e aggiornamento dei segnali di riferimento per la stima della risposta sismica locale negli studi di microzonazione sismica di terzo livello di approfondimento" (CIG 7498148379);

EUCENTRE ha consegnato il rapporto finale del suddetto servizio in data 15 dicembre 2020, ns. Prot. 15/12/2020.0826130.E;

Considerato inoltre che, al fine di adempiere agli obblighi delle sopra richiamate NTC 2018 occorre fornire ai geologi e ai progettisti un quadro di riferimento della pericolosità sismica locale adeguatamente definito, che consenta di predisporre programmi di indagini geologiche e geotecniche e analisi della risposta sismica locale a scala di manufatto più mirati ed economicamente più adeguati al tipo di effetti attesi nell'area di interesse;

Rilevata, per le motivazioni sopra indicate, la necessità di aggiornare l'atto di coordinamento di cui alla citata propria deliberazione n. 630/2019 ed in particolare l'Allegato tecnico A4 e alcuni riferimenti dell'Allegato A;

Ritenuto per quanto sopra detto di procedere, ai sensi degli articoli 22, comma 2, e 49 della L.R. n. 24/2017, all'approvazione dell'aggiornamento degli "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica", di cui alla propria deliberazione n. 630/2019, volti a definire in modo omogeneo i criteri e le modalità di analisi della risposta sismica locale e di microzonazione sismica del territorio regionale;

Ritenuto inoltre opportuno stabilire che l'atto di coordinamento contiene prescrizioni da osservare ai fini della predisposizione e dell'approvazione degli atti di pianificazione territoriale ed urbanistica, fatta salva la possibilità, per gli atti di pianificazione già adottati alla data di pubblicazione della presente deliberazione, di concludere il procedimento di approvazione in conformità all'atto di indirizzo e coordinamento previgente (propria deliberazione del 29 aprile 2019, n. 630);

Dato atto che sulla proposta del citato atto allegato, definito nell'ambito del "Tavolo di monitoraggio per l'applicazione della legge regionale sulla tutela e l'uso del territorio", di cui alla propria deliberazione n. 954 del 25.06.2018, si è espresso con parere favorevole il CAL - Consiglio delle Autonomie Locali, a norma dell'art. 49, comma 3, della L.R. n. 24/2017, e dell'art. 6 della L.R. n. 13/2009, nella seduta del 31 marzo 2021 (prot. n. 31/03/2021.0291994.I);

Visti:

- Il D.lgs. 14 marzo 2013, n. 33 "Riordino della disciplina riguardante il diritto di accesso civico e gli obblighi di pubblicità, trasparenza e diffusione di informazioni da parte delle pubbliche amministrazioni" e ss.mm.ii.;
- la propria Deliberazione n. 111 del 28 gennaio 2021 "PIANO TRIENNALE DI PREVENZIONE DELLA CORRUZIONE E DELLA TRASPARENZA. ANNI 2021-2023", ed in particolare l'allegato D "DIRETTIVA DI INDIRIZZI INTERPRETATIVI 2021-2023";

Richiamate le proprie deliberazioni sulle competenze delle strutture organizzative, l'esercizio delle funzioni dirigenziali, le misure per la trasparenza e la prevenzione della corruzione e il sistema dei controlli interni:

- n. 2416 del 29.12.2008 recante "Indirizzi in ordine alle relazioni organizzative e funzionali tra le strutture e sull'esercizio delle funzioni dirigenziali" e ss.mm.ii.

- n. 468 del 10.04.2017 recante "Il sistema dei controlli interni nella Regione Emilia-Romagna", e le relative circolari del Capo di Gabinetto del Presidente della Giunta regionale PG/2017/0660476 del 13 ottobre 2017 e PG/2017/0779385 del 21 dicembre 2017, recanti indicazioni procedurali per rendere operativo il sistema dei controlli interni;
- n. 2013/2020 avente ad oggetto "Indirizzi organizzativi per il consolidamento della capacità amministrativa dell'Ente per il conseguimento degli obiettivi del programma di mandato per far fronte alla programmazione comunitaria 2021/2027 e primo adeguamento delle strutture regionali conseguenti alla soppressione dell'Ibacn";
- n. 2018/2020 avente ad oggetto "Affidamento degli incarichi di direttore Generale della Giunta regionale ai sensi dell'art. 43 della 43/2001 e ss.mm.ii.;
- n. 415/2021 "Indirizzi organizzativi per il consolidamento e il potenziamento delle capacità amministrative dell'ente per il conseguimento degli obiettivi del programma di mandato, per fare fronte alla programmazione comunitaria 2021/2027: Proroga degli incarichi";

Dato atto che il responsabile del procedimento ha dichiarato di non trovarsi in situazione di conflitto, anche potenziale, di interessi;

Dato atto dei pareri allegati;

Su proposta dell'Assessore alla Montagna, Aree interne, Programmazione territoriale, Pari opportunità, Barbara Lori;

A voti unanimi e palesi

#### **D E L I B E R A**

1. di approvare, ai sensi degli articoli 22, comma 2, e 49 della L.R. n. 24 del 2017, l'aggiornamento dell'"Atto di coordinamento tecnico sugli studi di microzonazione sismica per la pianificazione territoriale e urbanistica (artt. 22 e 49, L.R. n. 24/2017)" approvato con propria deliberazione del 29 aprile 2019, n. 630, sostituendo il relativo testo con quello completo allegato parte integrante e sostanziale della presente deliberazione;
2. di stabilire che il presente atto di coordinamento tecnico deve essere osservato per la predisposizione e approvazione degli atti di pianificazione territoriale ed urbanistica e dei piani settoriali a valenza territoriale, fatti salvi gli strumenti già adottati alla data di entrata in vigore del presente atto, in attuazione della disciplina transitoria stabilita dalla L.R. 21 dicembre 2017, n. 24 (Disciplina regionale sulla tutela e l'uso del territorio) i quali possono essere approvati in conformità all'atto di indirizzo

e coordinamento previgente deliberazione della Giunta Regionale 29 aprile 2019, n. 630);

3. di stabilire che eventuali aggiornamenti dell'atto di coordinamento, conseguenti all'acquisizione di nuovi dati conoscitivi e riferimenti tecnici e nel rispetto dei criteri generali già definiti, potranno essere approvati e resi disponibili, previa consultazione del Tavolo di monitoraggio dell'attuazione della legge urbanistica regionale, di cui alla propria deliberazione n. 954/2018, con comunicati del dirigente del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli, il quale assicurerà la tempestiva comunicazione agli enti territoriali e la pubblicazione del testo coordinato degli allegati, con le modifiche apportate, nelle pertinenti sezioni del sito web della Regione;
4. di pubblicare la presente deliberazione sul Bollettino Ufficiale della Regione Emilia-Romagna Telematico e sul sito web della Regione;
5. di stabilire che la presente deliberazione entra in vigore il giorno stesso della sua pubblicazione sul Bollettino Ufficiale della Regione Emilia-Romagna Telematico.

## INDICAZIONI PER L'ELABORAZIONE DELLA CARTOGRAFIA DELLE AREE SUSCETTIBILI DI EFFETTI LOCALI (PRIMO LIVELLO DI APPROFONDIMENTO)

In questa cartografia dovranno essere rappresentate tutte le condizioni geologiche e morfologiche locali che possono determinare effetti locali (amplificazione del segnale sismico, cedimenti, instabilità dei terreni, fenomeni di liquefazione, rotture del terreno, ecc.).

Le più comuni caratteristiche fisiche del territorio che possono determinare tali effetti in Emilia-Romagna sono le seguenti.

Terreni che possono determinare amplificazione (spessore  $\geq 3$  m):

- depositi di versante (accumuli di frana, detriti di falda, detriti eluvio-colluviali, detriti di versante s.l., depositi morenici, depositi da geliflusso, ...);
- depositi di conoide alluvionale;
- depositi alluvionali;
- depositi fluvio-lacustri
- riporti antropici poco addensati;
  
- substrato affiorante alterato o intensamente fratturato (spessore della zona di alterazione superficiale non inferiore a 3 m);
- substrato non rigido ( $V_s \ll 800$  m/s)<sup>11</sup> affiorante.

Elementi morfologici che possono determinare amplificazione:

- creste, cocuzzoli, dorsali allungate, versanti con acclività  $> 15^\circ$  e altezza  $\geq 30$  m

Depositi suscettibili di amplificazione e cedimenti:

- depositi granulari nei primi 20 m da p.c. con livello superiore della falda acquifera a profondità minore di 15 m da p.c., con composizione granulometrica che ricade nelle fasce critiche indicate nell'Allegato A3 (figura 1) (fattori predisponenti il fenomeno della liquefazione);
- depositi affioranti (spessore  $\geq 3$  m) di terreni granulari sciolti o poco addensati ( $N_{SPT} < 15$ ) o di terreni coesivi soffici ( $c_u \leq 70$  kPa;  $V_s < 180$  m/s) e plastici ( $I_p \geq 30\%$ ).

Aree soggette ad instabilità di versante:

- aree instabili: aree direttamente interessate da fenomeni franosi attivi;
- aree potenzialmente instabili: aree in cui, in caso di forti terremoti, potrebbero verificarsi riattivazioni (frane quiescenti) o attivazioni di movimenti franosi (tutti gli accumuli detritici incoerenti, indipendentemente dalla genesi, con acclività  $> 15^\circ$ ; pendii costituiti da terreni prevalentemente argillosi e/o intensamente fratturati<sup>12</sup> con acclività  $> 15^\circ$ ; aree prossime a zone instabili che possono essere coinvolte dalla riattivazione del movimento franoso; scarpate subverticali; accumuli detritici incoerenti prossimi all'orlo di scarpate).

Elementi che possono determinare effetti differenziali, sia in termini di amplificazione che cedimenti e spostamenti del terreno:

- contatto laterale tra litotipi con caratteristiche fisico – meccaniche molto diverse;

---

<sup>11</sup> Possono rientrare in questa categoria i terreni prevalentemente argillosi e argilloso-marnosi, in particolare quelli a struttura caotica, di età terziaria e quaternaria e le sabbie plio-pleistoceniche poco addensate.

<sup>12</sup> Rientrano in questa categoria i terreni con spaziatura della fratturazione  $< 20$  cm.

- faglie attive e capaci *sensu* ICMS (2008) e CTMS (2015);
- cavità sepolte.

Molte delle informazioni necessarie per la redazione della cartografia di primo livello possono essere derivate direttamente dalle carte geomorfologiche e geologiche, in particolare se disponibili a scala adeguatamente dettagliata (almeno 1:10.000) e corredate da profili geologici e logs stratigrafici<sup>13</sup>.

Per la realizzazione della cartografia delle aree suscettibili di effetti locali e per la caratterizzazione del comportamento sismico è di estrema utilità anche la cartografia della profondità del tetto della falda freatica.

Le carte geologiche, geomorfologiche, litologiche, dello spessore delle coperture e della profondità della falda costituiscono quindi la necessaria base informativa e perciò si raccomanda che tali carte siano sempre allegate a corredo della “Carta delle aree suscettibili di effetti locali” e della relazione.

### **Riferimenti bibliografici**

CTMS, 2015: *Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da Faglie Attive e Capaci (FAC)*. Commissione tecnica per la microzonazione sismica, Gruppo di lavoro FAC. Dipartimento della Protezione Civile e Conferenza delle Regioni e delle Province Autonome. [http://www.protezionecivile.gov.it/resources/cms/documents/LineeGuidaFAC\\_v1\\_0.pdf](http://www.protezionecivile.gov.it/resources/cms/documents/LineeGuidaFAC_v1_0.pdf)

ICMS, 2008: *Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica*. Gruppo di lavoro MS. Dipartimento della Protezione Civile e Conferenza delle Regioni e delle Province Autonome. [http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/view\\_pub.wp?contentId=PUB1137](http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/view_pub.wp?contentId=PUB1137)

---

<sup>13</sup> La cartografia geologica e geotematica della Regione Emilia-Romagna stampata è reperibile presso l'Archivio Cartografico regionale ed è consultabile on line nel sito web del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli; per la versione digitale occorre fare richiesta al Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli.



**TABELLE E FORMULE PER LA STIMA DEI FATTORI DI AMPLIFICAZIONE SISMICA PER LA MICROZONAZIONE SISMICA (SECONDO LIVELLO DI APPROFONDIMENTO).**

**A2.1 - Tabelle per il calcolo dei fattori di amplificazione sismica (secondo livello di approfondimento)**

Per la stima del fattore di amplificazione (FA) devono essere realizzate indagini geotecniche e geofisiche che permettano di definire lo spessore  $H$  del deposito di copertura e la velocità equivalente delle onde di taglio per lo spessore considerato ( $V_{SH}$  e  $V_{S30}$ ) del deposito di copertura.

Per copertura si intende una coltre detritica di origine continentale (alluvionale, eluvio-colluviale, gravitativa, ...) o di alterazione presente dalla superficie al tetto del substrato geologico per un intervallo  $H$  non inferiore a 3 m.  $H$  è quindi lo spessore della copertura o profondità del substrato rigido, ovvero del *bedrock* sismico,

La velocità equivalente delle onde di taglio è definita dalle formule di seguito riportate:

$$V_{SH} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S_i}}}$$

dove  $N$  è il numero di strati del profilo sismico corrispondenti alla copertura,  $H$  è lo spessore totale (in m) dei terreni di copertura, o profondità del tetto del *bedrock* sismico,  $h_i$  è lo spessore (in m) dello strato  $i$ -esimo (fino al *bedrock* sismico),  $V_{S_i}$  è la velocità (in m/s) dello strato  $i$ -esimo (fino al *bedrock* sismico);

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^M \frac{h_i}{V_{S_i}}}$$

dove  $M$  è il numero di strati del profilo sismico fino alla profondità di 30 m,  $h_i$  è lo spessore (in m) dello strato  $i$ -esimo (fino alla profondità di 30 m),  $V_{S_i}$  è la velocità (in m/s) dello strato  $i$ -esimo (fino alla profondità di 30 m).

I FA rappresentano il rapporto fra lo scuotimento sismico, espresso con i parametri sotto indicati, valutato per la condizione geo-litologica specifica e il corrispondente scuotimento relativo alla categoria di sottosuolo A. Quest'ultimo è definito nella tabella 3.2.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, NTC (2018), come segue:

*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.*

I FA riportati nelle tabelle sono stati calcolati per un tempo di ritorno  $T_R=475$  anni, con smorzamento  $\zeta=5\%$ , e sono relativi ai seguenti parametri rappresentativi dello scuotimento sismico:

- accelerazione di picco orizzontale (**PGA**)<sup>1</sup>;

- intensità spettrale  $SA = \int_{T_1}^{T_2} A(T, \zeta) dT$

dove  $A$  è lo spettro di risposta in accelerazione,  $T$  è il periodo proprio e  $\zeta$  è lo smorzamento<sup>2</sup>; sono stati considerati quattro intervalli di periodo proprio  $T$  ottenendo quattro valori di intensità spettrale:

	<b>T<sub>1</sub></b>	<b>T<sub>2</sub></b>
<b>SA1</b>	0,1 s	0,5 s
<b>SA2</b>	0,4 s	0,8 s
<b>SA3</b>	0,7 s	1,1 s
<b>SA4*</b>	0,5 s	1,5 s

- intensità spettrale  $SI = \int_{T_1}^{T_2} V(T, \zeta) dT$

dove  $V$  è lo spettro di risposta in velocità,  $T$  è il periodo proprio e  $\zeta$  è lo smorzamento<sup>3</sup>; sono stati considerati tre intervalli di periodo proprio  $T$  ottenendo tre valori di intensità spettrale:

	<b>T<sub>1</sub></b>	<b>T<sub>2</sub></b>
<b>SI1</b>	0,1 s	0,5 s
<b>SI2</b>	0,5 s	1,0 s
<b>SI3*</b>	0,5 s	1,5 s

\*I fattori di amplificazione SA4 e SI3 sono richiesti per studi in aree di pianura e di costa.

N.B.: nei casi di diminuzione dei fattori di amplificazione per bassi valori di  $V_{SH}$  o  $V_{S30}$ , causata da un significativo comportamento non lineare dei suoli, i valori riportati nelle tabelle sono mantenuti ancorati ai valori di amplificazione massima.

<sup>1</sup> PGA/PGA<sub>0</sub>; PGA<sub>0</sub> è l'accelerazione massima orizzontale a periodo T=0 al suolo di riferimento, PGA è l'accelerazione massima orizzontale a periodo T=0 alla superficie del sito.

<sup>2</sup> SA/SA<sub>0</sub>; SA<sub>0</sub> è l'integrale dello spettro di risposta in accelerazione al suolo di riferimento, SA è l'integrale dello spettro di risposta in accelerazione alla superficie del sito.

<sup>3</sup> SI/SI<sub>0</sub>; SI<sub>0</sub> è l'integrale dello spettro di risposta in velocità (Intensità di Housner) al suolo di riferimento, SI è l'integrale dello spettro di risposta in velocità (o corrispondente grandezza di Intensità di Housner) alla superficie del sito.

### A2.1.1 - APPENNINO

Le tabelle relative al settore appenninico sono il riferimento per la stima semplificata dell'amplificazione stratigrafica nelle aree collinari e montane dell'Emilia-Romagna. Possono essere applicate anche nelle aree di pianura prossime al margine morfologico appenninico-padano dove le coperture detritiche continentali hanno spessore indicativamente non superiore a 50 m.

In caso di **coperture direttamente poggianti su substrato rigido**, ovvero *bedrock* sismico, generalmente caratterizzato da  $V_s \geq 800$  m/s, si devono usare le seguenti tabelle

$V_{SH}$ (m/s) → H (m) ↓	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
5	1,8	1,7	1,4	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
10	2,0	2,0	1,9	1,7	1,5	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
15	2,0	2,0	2,0	1,9	1,8	1,6	1,4	1,3	1,2	1,0
20	2,0	2,0	2,0	2,0	1,9	1,7	1,6	1,4	1,3	1,0
25	2,0	2,0	2,0	1,9	1,8	1,8	1,6	1,5	1,3	1,0
30		1,9	1,9	1,9	1,8	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2
35		1,9	1,9	1,9	1,9	1,7	1,6	1,4	1,4	1,2
40		1,9	1,9	1,9	1,9	1,7	1,6	1,4	1,4	1,2
50		1,9	1,9	1,9	1,9	1,8	1,6	1,4	1,4	1,2

Fattore di Amplificazione **PGA**

$V_{SH}$ (m/s) → H (m) ↓	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
5	1,7	1,4	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
10	2,1	2,0	1,7	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0
15	2,2	2,2	2,0	1,8	1,5	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
20	2,2	2,2	2,2	2,0	1,8	1,6	1,4	1,3	1,1	1,1
25	2,2	2,2	2,2	2,1	1,9	1,7	1,6	1,4	1,3	1,1
30		2,2	2,2	2,1	2,0	1,8	1,6	1,5	1,3	1,2
35		2,1	2,1	2,1	2,1	1,9	1,7	1,5	1,4	1,2
40		2,1	2,1	2,1	2,0	1,9	1,7	1,6	1,4	1,2
50		2,0	2,0	2,0	2,0	1,9	1,7	1,6	1,5	1,2

Fattore di Amplificazione **SA1** ( $0,1s \leq T \leq 0,5s$ )

*Appennino, coperture su substrato rigido*

$V_{SH}$ (m/s) → H (m) ↓	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
5	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
10	1,5	1,3	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
15	2,2	1,8	1,4	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
20	2,8	2,5	1,9	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0
25	2,9	2,8	2,4	1,7	1,4	1,2	1,1	1,1	1,0	1,0
30		3,0	2,7	2,0	1,7	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
35		3,1	2,9	2,4	1,9	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1
40		3,1	3,0	2,6	2,2	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1
50		2,9	2,9	2,7	2,5	2,2	1,9	1,6	1,4	1,2

Fattore di Amplificazione **SA2** ( $0,4s \leq T \leq 0,8s$ )

$V_{SH}$ (m/s) → H (m) ↓	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
5	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
10	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
15	1,4	1,3	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
20	2,0	1,5	1,3	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
25	2,7	1,9	1,5	1,2	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0
30		2,5	1,8	1,4	1,2	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0
35		3,1	2,3	1,5	1,3	1,2	1,2	1,1	1,1	1,0
40		3,4	2,9	1,9	1,5	1,3	1,2	1,2	1,1	1,0
50		3,5	3,3	2,8	1,8	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1

Fattore di Amplificazione **SA3** ( $0,7s \leq T \leq 1,1s$ )

Appennino, coperture su substrato rigido

$V_{SH}$ (m/s) → H (m) ↓	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
5	1,5	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
10	2,1	2,0	1,6	1,3	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
15	2,4	2,3	2,1	1,7	1,4	1,3	1,1	1,0	1,0	1,0
20	2,4	2,4	2,3	2,0	1,7	1,5	1,3	1,2	1,1	1,0
25	2,4	2,4	2,4	2,2	1,9	1,7	1,5	1,3	1,2	1,0
30		2,4	2,4	2,3	2,1	1,8	1,6	1,5	1,3	1,1
35		2,3	2,3	2,3	2,2	1,9	1,7	1,5	1,4	1,2
40		2,2	2,2	2,2	2,2	2,0	1,8	1,6	1,4	1,2
50		2,1	2,1	2,1	2,1	2,0	1,8	1,6	1,5	1,3

Fattore di Amplificazione **SI1** ( $0,1s \leq T \leq 0,5s$ )

$V_{SH}$ (m/s) → H (m) ↓	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
5	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
10	1,3	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
15	1,6	1,4	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
20	2,6	1,9	1,5	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
25	2,9	2,5	1,9	1,4	1,2	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0
30		2,9	2,3	1,6	1,4	1,2	1,1	1,1	1,0	1,0
35		3,2	2,8	1,9	1,5	1,4	1,2	1,1	1,1	1,0
40		3,4	3,1	2,4	1,8	1,5	1,4	1,2	1,1	1,0
50		3,2	3,2	2,9	2,2	1,9	1,6	1,4	1,3	1,1

Fattore di Amplificazione **SI2** ( $0,5s \leq T \leq 1,0s$ )

In caso di **coperture su substrato non rigido**, vale a dire caratterizzato da  $V_s \ll 800$  m/s, si devono usare le seguenti tabelle

$V_{SH}$ (m/s) → H (m) ↓	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
5	2,3	2,0	1,6	1,5	1,4	1,3	1,3	1,2	1,2	
10	2,3	2,2	2,0	1,8	1,6	1,4	1,3	1,3	1,2	
15	2,2	2,2	2,1	2,0	1,8	1,6	1,4	1,3	1,2	
20	2,1	2,1	2,1	2,0	1,9	1,7	1,5	1,4	1,2	
25	2,1	2,1	2,1	2,0	1,9	1,8	1,6	1,4	1,3	
30		2,1	2,1	2,0	1,9	1,8	1,6	1,4	1,3	
35		2,1	2,1	2,0	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4	1,2
40		2,0	2,0	2,0	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4	1,2
50		1,9	1,9	1,9	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4	1,2

Fattore di Amplificazione **PGA**

$V_{SH}$ (m/s) → H (m) ↓	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
5	2,2	1,8	1,5	1,4	1,3	1,3	1,3	1,3	1,2	
10	2,5	2,3	1,9	1,7	1,5	1,4	1,3	1,3	1,2	
15	2,5	2,5	2,2	1,9	1,7	1,5	1,4	1,3	1,2	
20	2,4	2,4	2,3	2,1	1,8	1,6	1,5	1,3	1,3	
25	2,4	2,4	2,3	2,2	2,0	1,7	1,6	1,4	1,3	
30		2,3	2,3	2,2	2,0	1,8	1,6	1,5	1,3	
35		2,2	2,2	2,2	2,1	1,9	1,7	1,5	1,4	1,2
40		2,1	2,1	2,1	2,1	1,9	1,7	1,5	1,4	1,2
50		2,0	2,0	2,0	2,0	1,9	1,7	1,5	1,4	1,2

Fattore di Amplificazione **SA1** ( $0,1s \leq T \leq 0,5s$ )

*Appennino, coperture su substrato non rigido*

$V_{SH}$ (m/s) → H (m) ↓	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
5	1,6	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,3	
10	2,3	1,8	1,5	1,4	1,4	1,4	1,4	1,3	1,3	
15	2,8	2,3	1,9	1,5	1,4	1,4	1,4	1,4	1,3	
20	3,2	2,9	2,3	1,8	1,5	1,5	1,4	1,4	1,3	
25	3,4	3,2	2,7	2,0	1,7	1,5	1,5	1,4	1,3	
30		3,3	2,9	2,3	1,9	1,6	1,5	1,4	1,4	
35		3,3	3,0	2,5	2,1	1,8	1,6	1,5	1,4	1,2
40		3,2	3,1	2,7	2,3	2,0	1,7	1,5	1,4	1,2
50		3,0	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,7	1,5	1,3

Fattore di Amplificazione **SA2** ( $0,4s \leq T \leq 0,8s$ )

$V_{SH}$ (m/s) → H (m) ↓	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
5	1,4	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	
10	1,6	1,5	1,4	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	
15	1,9	1,7	1,5	1,4	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	
20	2,4	2,1	1,6	1,4	1,4	1,3	1,3	1,3	1,3	
25	3,4	2,5	1,9	1,5	1,4	1,4	1,3	1,3	1,3	
30		3,0	2,3	1,7	1,5	1,4	1,4	1,3	1,3	
35		3,3	2,7	1,9	1,6	1,5	1,4	1,3	1,3	1,1
40		3,6	3,1	2,2	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2
50		3,6	3,4	2,9	2,1	1,8	1,6	1,5	1,4	1,2

Fattore di Amplificazione **SA3** ( $0,7s \leq T \leq 1,1s$ )

*Appennino, coperture su substrato non rigido*

$V_{SH}$ (m/s) → H (m) ↓	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
5	2,1	1,7	1,5	1,4	1,4	1,3	1,3	1,3	1,3	
10	2,6	2,3	1,9	1,6	1,5	1,4	1,3	1,3	1,3	
15	2,7	2,6	2,3	1,9	1,6	1,5	1,4	1,3	1,3	
20	2,6	2,6	2,4	2,1	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	
25	2,6	2,6	2,5	2,3	2,0	1,7	1,6	1,4	1,3	
30		2,4	2,4	2,3	2,1	1,8	1,6	1,5	1,3	
35		2,4	2,4	2,3	2,2	1,9	1,7	1,5	1,4	1,2
40		2,2	2,2	2,2	2,2	2,0	1,8	1,6	1,4	1,2
50		2,1	2,1	2,1	2,1	2,0	1,8	1,6	1,5	1,3

Fattore di Amplificazione **SI1** ( $0,1s \leq T \leq 0,5s$ )

$V_{SH}$ (m/s) → H (m) ↓	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
5	1,4	1,4	1,4	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	
10	1,8	1,6	1,4	1,4	1,3	1,4	1,3	1,3	1,3	
15	2,3	1,9	1,6	1,4	1,4	1,4	1,3	1,3	1,3	
20	2,9	2,6	1,9	1,6	1,4	1,4	1,4	1,3	1,3	
25	3,6	3,0	2,3	1,7	1,5	1,4	1,4	1,4	1,3	
30		3,3	2,7	1,9	1,7	1,5	1,4	1,4	1,3	
35		3,5	3,0	2,2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,1
40		3,5	3,2	2,6	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,2
50		3,3	3,3	3,0	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,3

Fattore di Amplificazione **SI2** ( $0,5s \leq T \leq 1,0s$ )



In caso di **substrato marino non rigido**, cioè caratterizzato da  $V_s \ll 800$  m/s, **affiorante o subaffiorante** (copertura di spessore inferiore a 3 m) si devono usare le seguenti tabelle

$V_{s30}$ (m/s) →	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
PGA					1,9	1,8	1,6	1,4	1,2	1,1

Fattore di Amplificazione **PGA**

$V_{s30}$ (m/s) →	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
SA1					1,9	1,7	1,6	1,4	1,2	1,1
SA2					1,7	1,6	1,5	1,4	1,3	1,3
SA3					1,4	1,4	1,3	1,3	1,3	1,2

Fattori di Amplificazione **SA1** ( $0,1s \leq T \leq 0,5s$ ), **SA2** ( $0,4s \leq T \leq 0,8s$ ), **SA3** ( $0,7s \leq T \leq 1,1s$ )

$V_{s30}$ (m/s) →	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
SI1					1,9	1,7	1,6	1,4	1,3	1,2
SI2					1,5	1,5	1,4	1,4	1,3	1,3

Fattori di Amplificazione **SI1** ( $0,1s \leq T \leq 0,5s$ ), **SI2** ( $0,5s \leq T \leq 1,0s$ )

## A2.1.2 - PIANURA PADANA E COSTA ADRIATICA

Per la pianura e la costa sono stati individuati diversi ambienti caratterizzati da differenti caratteristiche litostratigrafiche, in particolare da diversa profondità dell'orizzonte che costituisce il substrato rigido, che in pianura non sempre coincide con l'orizzonte caratterizzato da  $V_s \geq 800$  m/s.

PIANURA 1: settore di pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di un'importante discontinuità stratigrafica responsabile di un contrasto di impedenza significativo, tale da essere considerato coincidente con il tetto del substrato rigido, a profondità indicativa di  $100 \pm 20$  m da p.c.;

$V_{S30}$ (m/s) →	150	200	250	300	350	400
PGA	1,7	1,7	1,7	1,6	1,6	1,5

Fattore di Amplificazione **PGA**

$V_{S30}$ (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SA1	1,8	1,8	1,8	1,7	1,6	1,5
SA2	2,6	2,5	2,4	2,2	2,0	1,9
SA3	3,2	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2
SA4	3,1	3,0	2,7	2,4	2,2	2,0

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

$V_{S30}$ (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SI1	1,9	1,9	1,9	1,8	1,6	1,5
SI2	3,0	2,9	2,7	2,5	2,3	2,1
SI3	3,4	3,2	2,8	2,5	2,2	2,0

Fattori di Amplificazione **SI1** ( $0,1s \leq T \leq 0,5s$ ), **SI2** ( $0,5s \leq T \leq 1,0s$ ), **SI3** ( $0,5s \leq T \leq 1,5s$ )

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.;

$V_{S30}$ (m/s) →	150	200	250	300	350	400
PGA	1,7	1,7	1,7	1,6	1,5	1,5

Fattore di Amplificazione **PGA**

$V_{S30}$ (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SA1	1,8	1,8	1,8	1,7	1,6	1,5
SA2	2,7	2,7	2,4	2,1	1,9	1,8
SA3	3,3	3,2	2,8	2,5	2,3	2,1
SA4	3,3	3,1	2,7	2,4	2,1	1,9

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

$V_{S30}$ (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SI1	2,0	2,0	1,9	1,8	1,7	1,6
SI2	3,1	3,0	2,7	2,4	2,1	2,0
SI3	3,6	3,3	2,9	2,5	2,2	2,0

Fattori di Amplificazione **SI1** ( $0,1s \leq T \leq 0,5s$ ), **SI2** ( $0,5s \leq T \leq 1,0s$ ), **SI3** ( $0,5s \leq T \leq 1,5s$ )

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

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

Fattore di Amplificazione **PGA**

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

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

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

Fattori di Amplificazione **SI1** ( $0,1s \leq T \leq 0,5s$ ), **SI2** ( $0,5s \leq T \leq 1,0s$ ), **SI3** ( $0,5s \leq T \leq 1,5s$ )

MARGINE: settore di transizione tra la zona collinare (Appennino) e la pianura, o la costa, caratterizzato da terreni alluvionali prevalentemente fini (argille, limi, sabbie) sovrastanti orizzonti grossolani (ghiaie, ghiaie sabbiose, sabbie ghiaiose); il substrato geologico è generalmente costituito da sabbie marine o transizionali pleistoceniche (Sabbie Gialle) o dalla successione pelitica plio-pleistocenica (Argille Azzurre); il tetto del substrato geologico è a profondità indicativamente comprese tra 50 e 100 m; questo settore è suddiviso in:

MARGINE di tipo A: caratterizzato da terreni fini o grossolani poco consolidati, di spessore non superiore a 30 m, sovrastanti orizzonti prevalentemente grossolani a comportamento più rigido (indicativamente con valore di  $V_s$  media almeno doppio rispetto a quello dei sedimenti sovrastanti); H è riferito allo spessore di sedimenti fini o grossolani poco consolidati sovrastanti i sedimenti continentali più rigidi

$V_{SH}$ (m/s) → H (m) ↓	150	200	250	300	350	400
5	2,3	2,1	1,8	1,5		
10	2,3	2,2	2,0	1,8		
15	2,1	2,1	2,0	1,8		
20	2,1	2,1	2,0	1,9		
25	2,0	2,0	2,0	1,9		
30	1,9	1,9	1,9	1,9		

Fattore di Amplificazione **PGA**

$V_{SH}$ (m/s) → H (m) ↓	150	200	250	300	350	400
5	2,3	2,0	1,7	1,5		
10	2,5	2,3	2,0	1,8		
15	2,4	2,4	2,1	1,9		
20	2,3	2,3	2,1	2,0		
25	2,2	2,2	2,1	2,0		
30	2,0	2,0	2,0	1,9		

Fattore di Amplificazione **SA1** ( $0,1s \leq T \leq 0,5s$ )

$V_{SH}$ (m/s) → H (m) ↓	150	200	250	300	350	400
5	1,9	1,7	1,7	1,6		
10	2,7	2,2	1,9	1,8		
15	3,3	2,9	2,3	2,0		
20	3,4	3,1	2,6	2,2		
25	3,3	3,2	2,8	2,4		
30	3,1	3,1	2,8	2,5		

Fattore di Amplificazione **SA2**( $0,4s \leq T \leq 0,8s$ )

$V_{SH}$ (m/s) → H (m) ↓	150	200	250	300	350	400
5	1,6	1,6	1,6	1,6		
10	2,0	1,8	1,7	1,7		
15	2,9	2,3	2,0	1,9		
20	3,4	2,8	2,3	2,0		
25	3,9	3,4	2,7	2,3		
30	3,8	3,6	3,0	2,5		

Fattore di Amplificazione **SA3** ( $0,7s \leq T \leq 1,1s$ )

$V_{SH}$ (m/s) → H (m) ↓	150	200	250	300	350	400
5	2,2	1,9	1,7	1,6		
10	2,6	2,4	2,0	1,8		
15	2,6	2,5	2,2	1,9		
20	2,5	2,5	2,3	2,0		
25	2,3	2,3	2,2	2,1		
30	2,1	2,1	2,1	2,0		

Fattore di Amplificazione **SI1** ( $0,1s \leq T \leq 0,5s$ )

$V_{SH}$ (m/s) → H (m) ↓	150	200	250	300	350	400
5	1,8	1,7	1,6	1,6		
10	2,3	2,0	1,8	1,7		
15	3,2	2,6	2,1	2,0		
20	3,5	3,1	2,5	2,1		
25	3,7	3,4	2,8	2,4		
30	3,6	3,5	3,0	2,6		

Fattore di Amplificazione **SI2** ( $0,5s \leq T \leq 1,0s$ )

MARGINE di tipo B: caratterizzato da spessore dei terreni superficiali fini o grossolani poco consolidati superiore a 30 m; la successione sottostante è costituita da alternanze di orizzonti grossolani e orizzonti fini;

$V_{S30}$ (m/s) →	150	200	250	300	350	400
PGA	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,5

Fattore di Amplificazione **PGA**

$V_{S30}$ (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SA1	1,8	1,8	1,8	1,7	1,7	1,5
SA2	2,6	2,6	2,3	2,1	1,9	1,7
SA3	3,1	2,9	2,7	2,4	2,3	2,1
SA4	3,0	2,9	2,6	2,3	2,1	1,9

Fattori di Amplificazione **SA1** ( $0,1s \leq T \leq 0,5s$ ), **SA2** ( $0,4s \leq T \leq 0,8s$ ), **SA3** ( $0,7s \leq T \leq 1,1s$ ) e **SA4** ( $0,5s \leq T \leq 1,5s$ )

$V_{S30}$ (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SI1	1,9	1,9	1,9	1,8	1,7	1,6
SI2	2,9	2,8	2,5	2,3	2,1	2,0
SI3	3,3	3,1	2,7	2,4	2,2	2,0

Fattori di Amplificazione **SI1** ( $0,1s \leq T \leq 0,5s$ ), **SI2** ( $0,5s \leq T \leq 1,0s$ ), **SI3** ( $0,5s \leq T \leq 1,5s$ )



## A2.2 - Effetti della topografia

Gli effetti topografici possono essere trascurati per pendii con inclinazione media inferiore a  $15^\circ$ . Devono essere calcolati nel caso di configurazioni geometriche bidimensionali e tridimensionali (cocuzzolo, cresta, dorsale allungata) di altezza (H) superiore a 30 m. Per pendii con inclinazione maggiore di  $15^\circ$  la risposta sismica locale deve essere incrementata di un fattore  $S_T$  (coefficiente di amplificazione topografica) che può essere calcolato nel seguente modo (figura 1):

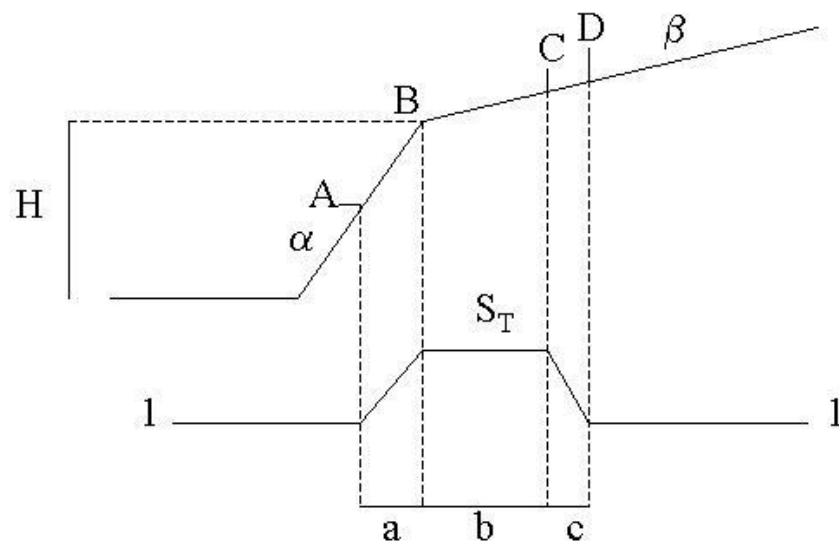


Figura 1

$S_T = 1 + 0.8(\alpha - \beta - 0.4)$  sul segmento BC

b: valore minimo tra  $20\alpha$  e  $\frac{H+10}{4}$

$\alpha$  e  $\beta$  sono i gradienti della parte più ripida e meno ripida, rispettivamente:

$S_T = 1$  in A ( $a = H/3$ ) e  $S_T = 1$  in D ( $c = H/4$ )

$S_T$ : si impone comunque un valore compreso tra 1 e 1,4.

## PROCEDURE DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI DI TERZO LIVELLO DI APPROFONDIMENTO

### A) Valutazione della possibilità di occorrenza della liquefazione

Nell'ipotesi che il caso in esame non rientri tra quelli di seguito elencati (v. par. A1) per cui è possibile escludere l'occorrenza di fenomeni di liquefazione, nelle analisi di terzo livello il rischio di liquefazione deve essere accertato in base alla possibilità di concomitanza di fattori scatenanti (caratteristiche dei terremoti attesi) e predisponenti (susceptibilità dei terreni).

La susceptibilità del terreno alla liquefazione deve essere valutata sulla base di prove in sito (CPT, SPT, DMT e prove geofisiche atte a determinare il profilo di velocità delle onde di taglio Vs, in particolare prove DH, CH, SCPT e SDMT) e prove di laboratorio (distribuzione granulometrica, limiti di Atterberg e proprietà fisiche ritenute significative in base al grado di disturbo dei campioni) esplorando un numero di verticali adeguato all'estensione dell'area e alla variabilità spaziale delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche del deposito. Deve anche essere determinata con appropriate rilevazioni l'entità delle fluttuazioni dei livelli di falda e nelle analisi si deve considerare la condizione più gravosa.

La stima del potenziale di liquefazione può essere effettuata in condizioni "free-field" con i "metodi semplificati" di seguito specificati, e a tal fine per ogni verticale deve essere valutato il picco di accelerazione massima in superficie  $a_{\max s}$  mediante analisi della risposta locale sotto l'azione sismica di riferimento. L'analisi di risposta sismica locale può essere omessa se nell'area sono stati già eseguiti studi di microzonazione sismica di II livello che forniscano i valori di  $a_{\max s}$  nel sito.

I risultati dello studio devono essere presentati riportando l'andamento del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione  $F_L(z)$  per ciascuna delle verticali esplorate fino alla profondità critica  $z_{\text{crit}}$  da piano campagna (di norma si assume  $z_{\text{crit}} = 20\text{m}$ ), o fino alla profondità oltre la quale si esclude l'occorrenza di liquefazione. Per ogni verticale deve anche essere valutato l'indice del potenziale di liquefazione  $I_L$  di seguito definito. In base al valore stimato dell'indice del potenziale di liquefazione  $I_L$  si definiscono le seguenti classi di pericolosità (Sonmez, 2003):

$I_L = 0$	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

I risultati devono essere riportati in una carta di microzonazione del rischio di liquefazione ove, oltre alla perimetrazione delle zone dell'area in studio, devono essere localizzate le verticali esplorate ed a ciascuna di esse deve essere associato il valore calcolato dell'indice del potenziale di liquefazione,  $I_L$ .

Nel caso che i terreni risultino liquefacibili o susceptibili di significativi incrementi delle pressioni interstiziali durante l'evento sismico di riferimento devono esserne valutati gli effetti in termini di cedimenti permanenti post-sismici seguendo le indicazioni del paragrafo B).

## A1. CASI IN CUI SI PUÒ OMETTERE LA VERIFICA A LIQUEFAZIONE

La probabilità che si manifestino fenomeni di liquefazione è bassa o nulla se è verificata almeno una delle seguenti condizioni:

1. Magnitudo attesa inferiore a 5;
2. Accelerazione massima attesa in superficie in condizioni free-field minore di 0.1g;
3. Terreni sabbiosi con caratteristiche ricadenti in una delle tre seguenti categorie:
  - frazione di fine<sup>1</sup>, FC, superiore al 20%, con indice di plasticità  $I_p > 10\%$ ;
  - $FC \geq 35\%$  e resistenza  $(N_1)_{60} > 20$  oppure  $q_{c1N} > 120$  oppure  $V_{S1} > 200$  m/s;
  - $FC \leq 5\%$  e resistenza  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 160$  oppure  $V_{S1} > 220$  m/s

$(N_1)_{60}$ ,  $q_{c1N}$ ,  $V_{S1}$  sono i valori normalizzati dell'indice  $N_{SPT}$  della Standard Penetration Test, della resistenza di punta  $q_c$  della prova CPT e della velocità di propagazione delle onde di taglio da prove geofisiche. In prima approssimazione tali valori possono essere calcolati con le seguenti equazioni:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \cdot \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{p_a} \cdot \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

$$V_{S1} = V_S \cdot \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25}$$

essendo  $p_a$  la pressione atmosferica e  $\sigma'_{v0}$  la pressione efficace litostatica verticale.

4. Distribuzione granulometrica esterna per oltre il 50% al fuso indicato in Figura 1a nel caso di materiale con coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$  ed in Figura 1b per coefficienti di uniformità  $U_c > 3.5$ .
5. Profondità media stagionale della falda superiore ai 15 m dal piano campagna.

---

<sup>1</sup> La frazione di fine è definita come la frazione passante al setaccio 200 ASTM (0.074 mm) e può essere determinata con misure dirette in laboratorio o mediante relazioni empiriche.

## A2. METODI SEMPLIFICATI DI STIMA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

Per verificare la possibilità di occorrenza di fenomeni di liquefazione possono essere impiegate le procedure che nell'Ingegneria Geotecnica Sismica sono denominate 'metodi semplificati'. Tali metodi, applicabili solo nelle condizioni di piano di campagna orizzontale o con deboli pendenze e depositi olocenici, richiedono la valutazione, fino alla profondità critica da p.c., del coefficiente di sicurezza:

$$F_L(z) = \frac{CRR_{M=7.5; \sigma'_v=1atm}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma \quad \text{ove:}$$

$CRR_{M=7.5; \sigma'_v=1atm} = \frac{\tau_{ult}}{\sigma'_{v0}}$  è il rapporto di resistenza ciclica, ovvero la resistenza normalizzata

rispetto alla tensione verticale efficace iniziale  $\sigma'_{v0}$ , per terremoto di magnitudo  $M = 7.5$  e pressione efficace di riferimento  $\sigma'_v = 1atm$

$MSF$  è il fattore di scala della Magnitudo che è funzione, oltre che del valore della magnitudo dell'azione sismica di riferimento, anche del metodo di stima di  $CRR$ ,

$K_\sigma$  è il fattore di correzione che tiene conto della pressione efficace alla profondità a cui la resistenza viene valutata

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \cdot \frac{a_{max s}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d \quad \text{è il rapporto di tensione ciclica, ovvero la tensione di}$$

taglio ciclica media indotta dall'azione sismica di riferimento, normalizzata rispetto alla tensione verticale efficace iniziale  $\sigma'_{v0}$ , ove  $a_{max s}$  è il picco di accelerazione al piano campagna,  $g$  è l'accelerazione di gravità,  $\sigma_{v0}$  e  $\sigma'_{v0}$  sono le tensioni verticali rispettivamente totale e efficace alla profondità considerata, ed  $r_d$  è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica per effetto della deformabilità del terreno che può essere stimato con relazioni empiriche associate ai diversi metodi di stima di  $CRR$  (e di  $MSF$ ). Il valore della tensione tangenziale media  $\tau_{media} = 0.65 \tau_{max}$  al variare della profondità può essere più precisamente determinato con analisi di risposta sismica locale.

Alcuni dei metodi semplificati che possono essere utilizzati per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna sono di seguito descritti, con riferimento alle diverse tipologie di prove in sito (SPT, CPT elettriche, DMT) e al profilo di  $V_s$ . La procedura consigliata per ciascun tipo di prova, scelta tra quelle più recenti e ritenute affidabili, deve essere applicata seguendo i passi nell'ordine indicato.

Tra i metodi semplificati di stima del potenziale di liquefazione è da preferire quello basato sui risultati di prove CPT elettriche (CPTe/CPTu).

Il contenuto di fine FC, richiesto per l'applicazione dei vari metodi, può essere determinato con misure dirette in laboratorio e/o mediante relazioni empiriche.

A2.1 Metodo basato sui risultati di prove SPT (Boulanger e Idriss, 2014)

$$1. (N_1)_{60} = C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \cdot N_{SPT} \leq 46$$

$$C_N = \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^m \leq 1.7$$

$$m = 0.784 - 0.0768 \cdot \sqrt{(N_1)_{60cs}} \quad \text{con } (N_1)_{60cs} \leq 46$$

[(N<sub>1</sub>)<sub>60cs</sub> è definito al punto 2 e m è determinato per via iterativa; per prove eseguite secondo le raccomandazioni AGI (1977): C<sub>E</sub> = C<sub>B</sub> = C<sub>R</sub> = C<sub>S</sub> ≅ 1; p<sub>a</sub> è la pressione atmosferica]

$$2. (N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$$

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left[ 1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.01} - \left( \frac{15.7}{FC + 0.01} \right)^2 \right]$$

(FC è il contenuto di fine espresso in %, determinato con analisi granulometrica sul materiale prelevato durante l'esecuzione della prova medesima e/o mediante stima indiretta da prove CPTe/CPTu limitrofe)

$$3. CRR_{M=7.5; \sigma'_v=1atm} = \exp \left\{ \frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left[ \frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right]^2 - \left[ \frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right]^3 + \left[ \frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right]^4 - 2.8 \right\}$$

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

$$MSF_{max} = 1.09 + \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{31.5} \right)^3 \leq 2.2$$

$$5. K_\sigma = 1 - C_\sigma \cdot \ln \left( \frac{\sigma'_v}{p_a} \right) \leq 1.0$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55 \sqrt{(N_1)_{60cs}}} \leq 0.3$$

$$6. CSR = 0.65 \cdot \frac{a_{maxs}}{g} \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{v0}} \cdot r_d$$

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M]$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \text{sen} \left( \frac{z}{11.73} + 5.133 \right)$$

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

$$7. F_L = \frac{CRR_{M=7.5; \sigma'_v=1atm}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma$$

Nelle equazioni precedenti M è la magnitudo momento del terremoto di riferimento.

La curva CRR – (N<sub>1</sub>)<sub>60cs</sub> è mostrata in Figura 2a.

## A2.2 Metodo basato sui risultati di prove CPTe/CPTu (Boulanger e Idriss, 2014)

Tutti i metodi semplificati di stima del rischio di liquefazione che utilizzano i risultati di prove penetrometriche statiche sono calibrati sull'apparecchiatura a punta elettrica (CPTe/CPTu). L'uso di tali metodi con i risultati di prove CPT a punta meccanica può condurre ad una sovrastima della resistenza CRR e quindi del fattore di sicurezza.

$$1. q_{c1N} = C_N \cdot \frac{q_c}{p_a}$$

$$C_N = \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^m \leq 1.7$$

$$m = 1.338 - 0.249 \cdot (q_{c1Ncs})^{0.264} \quad \text{con } 21 \leq q_{c1Ncs} \leq 254$$

( $q_{c1Ncs}$  è definito al punto 2 e  $m$  è determinato per via iterativa;  $p_a$  è la pressione atmosferica)

$$2. q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

$$\Delta q_{c1N} = \left( 11.9 + \frac{q_{c1N}}{14.6} \right) \cdot \exp \left[ 1.63 - \frac{9.7}{FC + 2} - \left( \frac{15.7}{FC + 2} \right)^2 \right]$$

FC è il contenuto di fine espresso in %. In assenza di dati specifici per il sito, FC può essere stimato con l'espressione empirica<sup>2</sup>:

$$FC = 80 I_c - 137$$

in cui  $I_c$  è l'indice di classificazione del terreno da prova CPT proposto da Robertson (1990):

$$I_c = \sqrt{(\log F + 1.22)^2 + (\log Q_n - 3.47)^2}$$

con

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma'_{v0}} \cdot 100$$

$$Q_n = \left( \frac{q_c - \sigma'_{v0}}{p_a} \right) \cdot \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^m$$

$$3. CRR = \exp \left[ \frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left( \frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left( \frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left( \frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - 2.80 \right]$$

$$4. MSF = 1 + (MSF \left[ 8.64 \exp \left( \frac{-M}{4} \right) - 1.325 \right])_{max}$$

$$MSF \left( \frac{q_{c1Ncs}}{180} \right)_{max}^3$$

<sup>2</sup> L'espressione deriva dalla seguente correlazione tra  $I_c$  e FC proposta da Boulanger e Idriss (2014):

$I_c = [(FC+137)/80] - C_{FC}$  dove ( $-C_{FC}$ ) è l'errore che, per il set di dati utilizzato dagli Autori, presenta media nulla e deviazione standard 0.29.

Qualora si disponga di dati specifici per il sito, il parametro  $C_{FC}$  può essere appositamente calibrato mantenendo la stessa forma funzionale (lineare) della suddetta correlazione, o forme funzionali differenti.

In mancanza di dati specifici per il sito, è lecito invece determinare FC dalla curva di regressione media ottenuta da Boulanger e Idriss (2014), ovvero assumere nella suddetta correlazione  $C_{FC}=0$ .

$$5. K_{\sigma} = 1 - C_{\sigma} \cdot \ln\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right) \leq 1.0$$

$$C_{\sigma} = \frac{1}{37.3 - 8.27(q_{c1NCS})^{0.264}} \leq 0.3$$

$$6. CSR = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{vn}} \cdot r_d$$

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M]$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \text{sen}\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$$

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

$$7. F_L = \frac{CRR_{M=7.5, \sigma_v=1atm}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_{\sigma}$$

Nelle equazioni precedenti M è la magnitudo momento del terremoto di riferimento.

La curva CRR –  $q_{c1NCS}$  è mostrata in Figura 2b.

### A2.3 Metodo basato sui risultati di prove DMT (Marchetti, 2013)

$$1. CRR = \exp\left[\left(Q_{cn} / 540\right) + \left(Q_{cn} / 67\right)^2 - \left(Q_{cn} / 80\right)^3 + \left(Q_{cn} / 114\right)^4 - 3\right]$$

$$\text{con } Q_{cn} \cong 25K_D$$

$$2. MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}}$$

$$3. CSR = 0.65 \cdot \frac{a_{maxs}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d$$

$$r_d = \frac{1 - 0.4113 \cdot z^{0.5} + 0.04052 \cdot z + 0.001753 \cdot z^{1.5}}{1 - 0.4177 \cdot z^{0.5} + 0.05729 \cdot z - 0.006205 \cdot z^{1.5} + 0.001210 \cdot z^2} \leq 1$$

$$4. F_L = \frac{CRR_{M=7.5}}{CSR} \cdot MSF$$

La curva CRR in funzione di  $Q_{cn}$  e  $K_D$  (da Marchetti, 2015) è mostrata in Figura 2c.

### A2.4 Metodo basato sui profili di velocità delle onde di taglio $V_s$ (Andrus e Stokoe, 2000)

Il metodo è stato tarato ed è applicabile a sabbie non cementate, oloceniche, di età inferiore a 10.000 anni

$$1. V_{S1} = V_S \cdot C_V$$

$$C_V = \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.25} \leq 1.4$$

$$2. CRR = 0.022 \cdot \left(\frac{V_{S1}}{100}\right)^2 + 2.8 \cdot \left(\frac{1}{V_{S1}^* - V_{S1}} - \frac{1}{V_{S1}^*}\right)$$

$$FC \leq 5\% \Rightarrow V_{S1}^* = 215 \text{ m/s}$$

$$5\% < FC < 35\% \Rightarrow V_{S1}^* = 215 - 0.5 \cdot (FC - 5)$$

$$FC \geq 35\% \Rightarrow V_{S1}^* = 200 \text{ m/s}$$

$$3. MSF = 6.9 \exp\left(-\frac{M}{4}\right) - 0.06 \quad \text{per } M > 5.2$$

$$MSF = 1.82 \quad \text{per } M \leq 5.2$$

$$4. CSR = 0.65 \cdot \frac{a_{maxs}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d$$

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M]$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \text{sen}\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$$

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

$$5. F_L = \frac{CRR_{M=7.5}}{CSR} \cdot MSF$$

Nelle equazioni precedenti M è la magnitudo momento del terremoto di riferimento.



La curva CRR –  $V_{S1}$  è mostrata in Figura 2d.

### A3. DEFINIZIONE E CALCOLO DELL'INDICE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

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

$$I_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz \quad \text{in cui} \quad w(z) = \frac{200}{z_{crit}} \cdot \left(1 - \frac{z}{z_{crit}}\right)$$

$z_{crit}$  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	$F_L \leq 0.95$

## B) Stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica

La stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica è affetta da notevoli incertezze. I valori che si ottengono applicando le procedure nel seguito descritte devono intendersi solo orientativi.

Per cedimento si intende l'abbassamento del piano campagna, ovvero l'integrale della deformazione del terreno in direzione verticale, o anche la sommatoria dei prodotti della deformazione verticale media per lo spessore di ciascuno degli strati deformati. In condizioni edometriche, ovvero in presenza di strati di terreno orizzontali ed omogenei, e con tensione costante in direzione orizzontale, le deformazioni laterali sono nulle e pertanto la deformazione verticale coincide con la deformazione volumetrica. Per semplicità e con approssimazione accettabile, salvo casi di morfologia con forti pendenze e stratigrafie molto variabili in direzione orizzontale, per la stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica si può fare riferimento alle condizioni edometriche. Il cedimento permanente indotto dall'azione sismica in corrispondenza di una verticale di esplorazione si ottiene dalla somma dei contributi al cedimento stimati per i diversi strati del sottosuolo, fino alla profondità alla quale tali contributi non sono più significativi. Il cedimento permanente post-sismico può dunque essere

stimato con l'equazione:  $s = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{vi} \cdot \Delta z_i$  in cui  $\varepsilon_{vi}$  è la deformazione volumetrica (e verticale)

dello strato  $i$ -esimo e  $\Delta z_i$  il suo spessore.

I cedimenti permanenti indotti dall'azione sismica possono essere dovuti alle deformazioni volumetriche (e quindi verticali) di:

- B1. terreni granulari saturi,
- B2. terreni granulari insaturi,
- B3. terreni coesivi soffici.

I cedimenti conseguenti a liquefazione di terreni granulari saturi hanno luogo immediatamente dopo il terremoto o comunque in un tempo non superiore a un giorno, i cedimenti per densificazione di terreni granulari insaturi avvengono durante lo scuotimento sismico, mentre i cedimenti per consolidazione di terreni coesivi soffici possono richiedere tempi anche molto lunghi in funzione delle condizioni stratigrafiche e geotecniche.

I risultati devono essere riportati in una carta di microzonazione dei cedimenti indotti dall'azione sismica ove, oltre alla perimetrazione delle zone dell'area in studio, devono essere localizzate le verticali esplorate ed a ciascuna di esse deve essere associato il valore del cedimento totale stimato. Qualora il cedimento totale sia dovuto a più di uno dei meccanismi in precedenza elencati, dovrà essere specificato il valore di ciascuno dei tre contributi.

Sono nel seguito descritti alcuni metodi di stima dei cedimenti basati sui risultati di prove in sito e/o di laboratorio.

### B1. Stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica nei terreni granulari saturi

La deformazione volumetrica (e verticale)  $\varepsilon_v$  nei terreni granulari saturi può essere stimata da prove CPT in funzione della resistenza penetrometrica di punta normalizzata e corretta,  $(q_{c1N})_{cs}$  e del coefficiente di sicurezza alla liquefazione  $F_L$  con il grafico di Figura 3a (Zhang et al., 2002), e da prove SPT in funzione della resistenza SPT normalizzata e corretta  $(N_1)_{60,cs}$  e del rapporto di tensione ciclica CSR con il grafico di Figura 3b (Wu e Seed, 2004). Il cedimento post-sismico per ciascuno strato è dato da:  $\Delta s_i = \varepsilon_{vi} \cdot \Delta z_i$ .

In alternativa, la deformazione volumetrica,  $\varepsilon_v$  (espressa in decimali), può essere stimata mediante le seguenti espressioni (Idriss e Boulanger, 2008):

$$\varepsilon_v = 1.5 \cdot \exp\left(2.551 - 1.147 \cdot (q_{c1Ncs})^{0.264}\right) \cdot \min(0.08, \gamma_{max}) \quad \text{con } q_{c1Ncs} \geq 21$$

$$\varepsilon_v = 1.5 \cdot \exp\left(-0.369 \cdot \sqrt{(N_1)_{60cs}}\right) \cdot \min(0.08, \gamma_{max})$$

in cui  $\gamma_{max}$  (decimale) è la massima deformazione di taglio indotta dall'azione sismica, determinabile, in prima approssimazione, con la relazione empirica:

$$\gamma_{max} = \frac{a_{maxs}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$$

dove  $r_d$  può essere determinato con l'equazione riportata nel §A.2.1 e  $G$  è il modulo di taglio corrispondente al livello deformativo  $\gamma$ , che può essere determinato per via iterativa, noto il valore della rigidezza iniziale  $G_0 (= \rho \cdot V_s^2)$ , utilizzando la legge di variazione  $G(\gamma)/G_0$  ottenuta con prove dinamiche in laboratorio o, in modo approssimato, desunta da curve di letteratura per terreni con proprietà simili (si veda ad es. Figura 4 da AGI, 2005).

### B2. Stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica nei terreni granulari insaturi

Il cedimento indotto dall'azione sismica nei terreni granulari insaturi può essere stimato dai risultati di prove SPT con il metodo di Pradel (1998), nel modo seguente:

$\Delta s = 2 \Delta z \cdot \varepsilon_{Nc}$  in cui  $\Delta s$  è il cedimento dello strato di spessore  $\Delta z$ ,

$\varepsilon_{Nc} = \varepsilon_{15} \cdot \left(\frac{N_c}{15}\right)^{0.45}$  è la deformazione volumetrica per un numero di cicli equivalente del terremoto  $N_c$  il cui valore è funzione della magnitudo momento secondo l'equazione:  $N_c = (M - 4)^{2.17}$

$\varepsilon_{15} = \gamma \cdot \left(\frac{(N_1)_{60}}{20}\right)^{-1.2}$  è la deformazione volumetrica dopo 15 cicli di ampiezza  $\gamma$ ,

$(N_1)_{60}$  è il numero di colpi della prova SPT normalizzato alla pressione atmosferica, e  $\gamma$  è la deformazione di taglio media indotta dall'azione sismica.

Quest'ultima può essere determinata, in prima approssimazione, con la relazione empirica:

$$\gamma = 0.65 \cdot \frac{a_{maxs}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$$

dove  $r_d = 1/[1+(z/30.5)^2]$  con  $z$  in metri.

$G$  è il modulo di taglio corrispondente al livello deformativo  $\gamma$ , che può essere determinato per via iterativa, noto il valore della rigidezza iniziale  $G_0 (= \rho \cdot V_s^2)$ , utilizzando la legge di variazione  $G(\gamma)/G_0$  ottenuta con prove dinamiche in laboratorio o, in modo approssimato,

desunta da curve di letteratura per terreni con proprietà simili (si veda ad es. Figura 4 da AGI, 2005).

In alternativa la deformazione di taglio media indotta dall'azione sismica può essere stimata con la relazione empirica (Pradel, 1998):

$$\gamma = \left( \frac{1 + a \cdot e^b \cdot \frac{\tau_{media}}{G_0}}{1 + a} \right) \quad \text{in cui:} \quad \tau_{media} = 0.65 \cdot \frac{a_{maxs}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d$$

dove  $r_d = 1/[1+(z/30.5)^2]$  (z in metri).

$G_0$  è il modulo di taglio iniziale, che può essere determinato con la relazione  $G_0 = \rho \cdot V_S^2$  o stimato in prima approssimazione con relazioni empiriche in funzione dei risultati di prove in sito (ad es. SPT, CPT, etc).

$$a = 0.0389 \cdot \left( \frac{p_0'}{p_a} \right) + 0.124$$

$$b = 6400 \cdot \left( \frac{p_0'}{p_a} \right)^{-0.6}$$

Ove  $p_a$  è la pressione atmosferica e  $p_0'$  è la pressione media efficace alla profondità considerata

$$p_0' = \left( \frac{1 + 2k_0}{3} \right) \cdot \sigma_{v0}'$$

In mancanza di determinazione sperimentale si può assumere per il coefficiente di spinta a riposo  $k_0$  il valore 0.5.

### B3. Stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica nei terreni coesivi soffici

Nei depositi coesivi soffici ( $c_u \leq 70\text{kPa}$ ;  $V_S < 180\text{m/s}$ ) e plastici ( $I_P \geq 30\%$ ), in cui si prevede un incremento delle pressioni interstiziali  $\frac{\Delta u}{p_0'} \geq 0.3$  durante l'azione sismica di

riferimento, la deformazione volumetrica (e verticale) e quindi l'entità del cedimento di riconsolidazione conseguente alla dissipazione delle pressioni interstiziali accumulate durante il terremoto può essere stimata con l'equazione (Yasuhara e Andersen, 1991):

$$\varepsilon_v = \frac{\alpha \cdot C_r}{1 + e_0} \cdot \log \left( \frac{1}{1 - \frac{\Delta u}{p_0'}} \right) \quad \text{in cui}$$

$C_r$  è l'indice di ricomprensione, che si assume pari all'indice di rigonfiamento  $C_s$ , determinabile con prova edometrica,

$\alpha = 1.5$  è un coefficiente empirico che tiene conto della particolare storia di carico ciclico,

$e_0$  è l'indice dei vuoti naturale in sito dell'argilla,

$\frac{\Delta u}{p_0'} = r_u$  è il rapporto fra l'incremento di pressione interstiziale indotta dallo scuotimento sismico e la tensione media efficace iniziale

Per la stima del rapporto di sovrappressione interstiziale può essere utilizzata la seguente relazione empirica (Matsui et al., 1980):

$$r_u = \frac{\Delta u}{p_0} = \beta \cdot \left[ \log \frac{\gamma_{\max}}{\gamma_v} \right] \quad \text{in cui}$$

$\beta \cong 0.45$  è un coefficiente sperimentale,

$\gamma_{\max}$  è la deformazione di taglio massima in semplice ampiezza indotta dal terremoto, determinabile, in prima approssimazione, con la relazione empirica:

$$\gamma_{\max} = \frac{a_{\max s}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d \cdot \frac{1}{G} \quad \text{dove } r_d = 1 - 0.015z \text{ (z in metri)}$$

$G$  è il modulo di taglio corrispondente al livello deformativo  $\gamma_{\max}$ , che può essere determinato per via iterativa, noto il valore della rigidezza iniziale  $G_0 (= \rho \cdot V_s^2)$ , utilizzando la legge di variazione  $G(\gamma)/G_0$  ottenuta con prove dinamiche di laboratorio o, in modo approssimato, desunta da curve di letteratura per terreni con proprietà simili (si veda ad es. Figura 4 da AGI (2005))<sup>3</sup>.

$\gamma_v$  è la deformazione di soglia volumetrica, determinabile con prove dinamiche di laboratorio, o in prima approssimazione con la relazione empirica (Matsui et al. 1980):  $\gamma_v = A \cdot (\text{OCR} - 1) + B$  in cui OCR è il rapporto di sovraconsolidazione e A e B sono coefficienti sperimentali che, in assenza di determinazione diretta, possono essere stimati in funzione dell'indice di plasticità,  $I_p$  (Tabella 1).

Tabella 1 - Valori suggeriti per i coefficienti A e B

$I_p$ (%)	A	B
20	$0.4 \cdot 10^{-3}$	$0.6 \cdot 10^{-3}$
40	$1.2 \cdot 10^{-3}$	$1.1 \cdot 10^{-3}$
55	$2.5 \cdot 10^{-3}$	$1.2 \cdot 10^{-3}$

<sup>3</sup> Il valore della deformazione di taglio massima  $\gamma_{\max}$  al variare della profondità può essere più precisamente determinato con analisi di risposta sismica locale.

### C) Identificazione dei pendii potenzialmente instabili

La valutazione del rischio di instabilità di pendii naturali e artificiali al III livello deve essere condotta con rilievi geologici molto più approfonditi rispetto al II livello.

La scelta dei metodi di controllo della stabilità dei pendii deve essere commisurata alla gravità delle conseguenze di un eventuale collasso e, in generale, devono essere effettuate anche prove dinamiche in sito e di laboratorio che consentano una accurata caratterizzazione dei terreni in campo dinamico e l'identificazione dei fenomeni associati al terremoto (amplificazione della risposta sismica, liquefazione, decadimento della resistenza) che possono aggravare, in aggiunta alle forze inerziali, le condizioni di stabilità del pendio. I metodi di verifica devono essere scelti tra quelli della Geotecnica Sismica ritenuti più affidabili e consolidati, e dovranno essere inclusivi dell'analisi della risposta sismica locale e degli effetti topografici.

Nel caso di frane attive, particolare attenzione deve essere data alla perimetrazione dell'area in frana, alla identificazione dei volumi potenzialmente instabili in condizioni sismiche<sup>4</sup>, al controllo dell'entità e della velocità dei movimenti, alla distribuzione delle pressioni interstiziali, alla valutazione dei parametri di resistenza residui ed agli effetti conseguenti ad una accelerazione dei movimenti in condizioni sismiche.

Ai fini del controllo della stabilità si distinguono le seguenti situazioni:

- a) il caso in cui nell'ammasso siano presenti materiali liquefacibili;
- b) il caso in cui lo scorrimento avvenga lungo una specifica superficie (nota o da individuare).

**Caso a** - Deve essere valutato il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione  $F_L$  negli strati liquefacibili (vedi paragrafo A). Il valore ottenuto deve essere corretto moltiplicandolo per un fattore di correzione  $K_\alpha$  che dipende:

dal rapporto  $\alpha$  fra la tensione di taglio iniziale agente sul piano di interesse e la tensione verticale efficace iniziale:

$$\alpha = \frac{\tau_{sf}}{\sigma'_{v0}}$$

e da un parametro di stato relativo:

$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln\left(\frac{100 \cdot p_0'}{p_a}\right)} - D_R$$

in cui  $Q$  è una costante empirica che per sabbie quarzose vale circa 10,  $p_0'$  è la pressione media efficace iniziale e  $D_R$  è la densità relativa della sabbia.

Il fattore di correzione  $K_\alpha$  è calcolato con la seguente relazione (Idriss e Boulanger, 2008):

$$K_\alpha = a + b \cdot \exp\left(\frac{-\xi_R}{c}\right) \quad \text{in cui:}$$

$$a = 1267 + 636 \cdot \alpha^2 - 634 \cdot \exp(\alpha) - 632 \cdot \exp(-\alpha)$$

$$b = \exp\left[-1.11 + 12.3 \cdot \alpha^2 + 1.31 \cdot \ln(\alpha + 0.0001)\right]$$

$$c = 0.138 + 0.126 \cdot \alpha + 2.52 \cdot \alpha^3$$

valida per  $\alpha \leq 0.35$  e  $-0.6 \leq \xi_R \leq 0.1$

Se  $F_L < 1.2$  il pendio è da considerarsi instabile.

---

<sup>4</sup> È importante sottolineare che in condizioni sismiche i volumi di frana non sono uguali a quelli che si hanno in condizioni statiche

**Caso b** - Il controllo della stabilità deve essere effettuato in tutti i casi in cui eventuali movimenti del pendio e/o il superamento di una certa soglia di deformazione in condizioni sismiche possono produrre effetti critici su strutture o infrastrutture poste sul pendio stesso o in aree adiacenti.

Devono essere preliminarmente identificati la geometria del pendio, la profondità del substrato, la stratigrafia, il regime delle pressioni interstiziali, le proprietà geotecniche dei terreni costituenti i vari strati, l'entità e la posizione di eventuali carichi esterni. Nel caso di frane attive o quiescenti devono essere individuati il cinematismo di frana e la forma della superficie di potenziale scorrimento.

Per l'identificazione di tali elementi devono essere condotti accurati rilievi geologici di superficie, indagini geotecniche in sito e di laboratorio e devono essere installati strumenti per il monitoraggio delle pressioni interstiziali e degli spostamenti.

Il numero minimo di verticali di indagine deve essere tale da permettere una descrizione accurata della successione stratigrafica dei terreni interessati da cinematismi di collasso effettivi o potenziali e, nel caso di pendii in frana, deve consentire di accertare forma e posizione della superficie, o delle superfici di scorrimento e definire i caratteri cinematici della frana. Le indagini devono essere estese oltre l'area direttamente interessata e devono avere una profondità superiore di alcuni metri al di sotto della superficie critica.

Devono essere effettuate analisi del pendio in condizioni statiche, sismiche e post-sismiche, ponendo particolare attenzione alla definizione delle caratteristiche di resistenza dei materiali, in condizioni drenate e non drenate. In particolare, si dovranno assumere:

- caratteristiche di resistenza corrispondenti alle condizioni di post-picco per terreni a comportamento fragile oppure corrispondenti alle condizioni di volume costante per terreni a comportamento duttile, nel caso di frane di primo distacco;
- caratteristiche di resistenza corrispondenti alle condizioni residue nel caso di frane attive o quiescenti e in presenza di scorrimenti elevati

con riferimento a:

- condizioni drenate nella situazione pre-sisma,
- condizioni non drenate durante il sisma,
- condizioni drenate nella situazione post-sisma.

Per le verifiche sotto carico sismico, in presenza di terreni saturi occorre effettuare una stima del rapporto di pressione interstiziale  $r_u$  in corrispondenza di alcune verticali significative e a varie profondità.

Nel caso di terreni coesivi saturi, il rapporto di pressione interstiziale può essere valutato in modo approssimato mediante la relazione empirica di Matsui (1980) riportata nel paragrafo

B3. Se il rapporto di pressione interstiziale al termine del sisma è  $r_u = \frac{\Delta u}{p_0} > 0.5$  occorre

valutare il decremento della resistenza non drenata con l'espressione (Matasovic, 1993):

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = \frac{c_{u0}}{\sigma'_{v0}} \sqrt{\frac{\sigma'_{v0} - \Delta u}{\sigma'_{v0}}} \cong \frac{c_{u0}}{\sigma'_{v0}} \sqrt{1 - r_u}$$

ove  $c_{u0}$  è la coesione non drenata in condizioni statiche e  $\sigma'_{v0}$  la pressione efficace verticale.

Nel caso in cui sia  $r_u < 0.5$  il decremento di resistenza è legato prevalentemente alla fatica del materiale per effetto delle azioni cicliche indotte dal terremoto e può essere valutato con l'espressione (Matasovic, 1993):

$$c_u(N) = c_{u0} \cdot \delta = c_{u0} \cdot N^{-1}$$

dove  $\delta$  è il coefficiente di degradazione ciclica,  $N$  è il numero di cicli equivalenti del terremoto e  $t$  è il parametro di degradazione.

Il numero di cicli equivalenti del terremoto  $N$  può essere stimato in funzione della magnitudo come da Tabella 2 (Seed et al., 1975).

Tabella 2 – Numero di cicli equivalenti per terremoti di diversa magnitudo

Magnitudo M	Numero di cicli equivalente
5.25	2-3
6.0	5
6.5	8
7.0	12
7.5	15
8	20

Il parametro di degradazione  $t$  è funzione della deformazione di taglio, dell'indice di plasticità e del grado di sovraconsolidazione, e può essere stimato con la relazione (Matasovic, 1993):

$t = s \cdot (\gamma - \gamma_v)^r$  in cui:  
 $\gamma = 0.65 \gamma_{max}$  essendo  $\gamma_{max}$  la deformazione di taglio massima indotta dal terremoto, determinabile, in prima approssimazione, con la relazione empirica<sup>5</sup>:

$$\gamma_{max} = \frac{a_{maxs}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$$

già citata nel §B3

$\gamma_v$  è la deformazione di soglia volumetrica, determinabile con prove dinamiche di laboratorio o, in prima approssimazione con la già citata relazione:

$$\gamma_v = A \cdot (OCR - 1) + B$$

s e r sono coefficienti funzione dell'indice di plasticità  $I_p$  e del rapporto di sovraconsolidazione OCR (Tabella 3)

Tabella 3 – Coefficienti per il calcolo dell'indice di degradazione ciclica

	OCR = 1			OCR = 2	OCR = 4
	$I_p = 15$	$I_p = 30$	$I_p = 50$	$I_p = 50$	$I_p = 50$
s	0.195	0.095	0.075	0.054	0.042
r	0.600	0.600	0.495	0.480	0.423

Nel caso di terreni sabbiosi o limosi saturi  $r_u$  può essere stimato in prima approssimazione mediante la seguente relazione empirica (Seed e Booker, 1977):

$$r_u = \frac{\Delta u}{p_0} = \frac{2}{\pi} \operatorname{sen}^{-1} \left[ \left( \frac{N}{N_L} \right)^{1/2a} \right] \quad \text{con } a = 0.96 \cdot D_R^{0.83}$$

essendo  $D_R$  la densità relativa,  $N = N_c$  il numero di cicli equivalente al sisma funzione della magnitudo  $M$  (Tabella 2) e  $N_L$  il numero di cicli che porta a liquefazione il terreno con un rapporto di sforzo ciclico pari a  $\tau_{hv}/p'_0$ , essendo  $p'_0$  la pressione media efficace iniziale

<sup>5</sup> Il valore della deformazione di taglio efficace  $\gamma = 0.65 \gamma_{max}$  al variare della profondità può essere più precisamente determinato con analisi di risposta sismica locale.



e  $\tau_{hv} = \tau_{media}$  la tensione tangenziale media indotta dal sisma, stimabile in prima approssimazione mediante la relazione riportata nel §B2.  $N_L$  può essere determinato sperimentalmente mediante prove triassiali cicliche o di taglio semplice ciclico oppure stimato, in prima approssimazione, dal grafico di Figura 6.

### C1. Metodi pseudostatici

Le analisi di stabilità dei pendii possono essere condotte con metodi pseudostatici.

I metodi pseudostatici globali o per concii prevedono di applicare alla massa potenzialmente in frana o ad ogni concio un'azione sismica proporzionale al relativo peso  $W$ , di componenti orizzontale e verticale pari rispettivamente a  $F_h = K_h \cdot W$  e  $F_v = K_v \cdot W$ , ove con  $K_h$  e  $K_v$  sono indicati rispettivamente i coefficienti sismici orizzontale e verticale.

I risultati sono espressi in termini di fattore di sicurezza  $F_s$ , rapporto tra azioni resistenti e azioni destabilizzanti lungo la superficie di scorrimento.

Si devono assumere i seguenti valori:  $K_h = \beta_s \cdot a_{max\ s}/g$ , in direzione orizzontale, e  $K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$ , in direzione verticale, essendo  $a_{max\ s}$  l'accelerazione massima (in g) al piano campagna attesa al sito,  $\beta_s$  un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima e  $g$  l'accelerazione di gravità. I valori di  $\beta_s$  sono riportati nella Tabella 4 in funzione della accelerazione orizzontale massima attesa al sito in condizioni di campo libero nell'ipotesi di sottosuolo rigido e superficie topografica orizzontale ( $a_g$ ) e delle categorie di sottosuolo di riferimento così come definite nelle NTC 2018 (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2018)

Tabella 4 – Valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima

	<b>A</b>	<b>B, C, D, E</b>
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0.2 < a_g/g < 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g/g < 0.2$	0.27	0.24
$a_g/g \leq 0.1$	0.20	0.20

Un valore del fattore di sicurezza  $F_s = 1$  corrisponde ad una condizione di equilibrio limite o di collasso incipiente, mentre valori di  $F_s > 1$  individuano condizioni caratterizzate da un certo margine di sicurezza rispetto al collasso. Un valore di  $F_s > 1.2$  può essere ritenuto indicativo di una condizione di stabilità.

Nei pendii coesivi a comportamento duttile (indice di consistenza  $I_c < 0.5$ , grado di sovraconsolidazione  $OCR < 5$ , indice di plasticità  $I_p > 26$ ) devono essere applicati anche metodi dinamici semplificati, effettuando stime approssimate degli spostamenti mediante integrazione diretta dell'equazione di moto a partire da una storia temporale di accelerazioni o ricorrendo a relazioni empiriche di letteratura<sup>6</sup>.

<sup>6</sup> Vedi Linee Guida AGI, 2005, Appendice H. Per il calcolo dello spostamento nel caso di un pendio indefinito o di superficie di scorrimento piana si possono anche usare le seguenti espressioni empiriche, derivate dalla teoria del blocco rigido di Newmark:

$$S = S_0 \frac{\cos(\phi - \alpha)}{\cos \phi}$$

in cui  $\phi$  è l'angolo di resistenza al taglio sul piano di slittamento,  $\alpha$  è l'angolo di inclinazione della superficie di scorrimento e  $S_0$  è lo spostamento del blocco rigido sul piano orizzontale valutabile con la relazione:

$$S_0 = \frac{37 v_{max}^2}{a_{max}} e^{-9.4 \frac{a_c}{a_{max}}} \quad \text{ove}$$

$a_{max}$  = accelerazione massima del moto alla base del pendio (in g)

$v_{max}$  = velocità massima del moto alla base del pendio (cm/s)

---

$a_c = K_c$  g accelerazione critica

Si ricorda che  $K_c$  è il valore che assume il coefficiente sismico  $K$  quando il fattore di sicurezza  $F$  è uguale a 1. Tale valore può essere ricavato attraverso successive analisi pseudostatiche inverse in cui si riduce il coefficiente sismico fino a raggiungere la condizione  $F=1$ .

I valori di  $v_{max}$  possono essere valutati sulla base dei valori di  $a_{max}$ :

per	$a_{max} = 0.35g$	$v_{max} = 40$ cm/s
per	$a_{max} = 0.25g$	$v_{max} = 30$ cm/s
per	$a_{max} = 0.15g$	$v_{max} = 15$ cm/s

## Riferimenti bibliografici

- A.G.I. (1977) – Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- A.G.I. (2005) – Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida. *Patron Editore, Bologna*
- Andrus R. D., Stokoe K. H. (2000) - Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE 126 (11), 1015–1025.
- Boulanger, R. W., and Idriss, I. M. (2014). “CPT and SPT based liquefaction triggering procedures.” Report No. UCD/CGM-14/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California Davis, California.
- Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2008). “Soil liquefaction during earthquakes.” MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.
- Marchetti S. (2015) – Incorporating the Stress History Parameter  $K_D$  of DMT into the Liquefaction Correlations in Clean Uncemented Sands, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE 04015072
- Matasovic N. (1993) – Seismic response of composite horizontally-layered soil deposits. *University of California, Los Angeles, Ph.D. Thesis*
- Matsui T., Ohara S., Ito T. (1980) – Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 106, No. 10, pp. 1101-1120
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2018) –Norme Tecniche per le Costruzioni. D.M. 17 gennaio 2018. *G.U. 42 del 20.02.2018, Suppl. ord. n. 8*
- Pradel D. (1998) - Procedure to Evaluate Earthquake-Induced Settlements in Dry Sandy Soils *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 124 (4)
- Seed H.B., Booker J.R. (1977) – Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 103, No. 7, pp. 757-768
- Seed H.B., Idriss I.M., Makdisi F., Banerjee N. (1975) – Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses. *EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley*
- Sonmez H. (2003) – Modification to the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol-Turkey). *Environ. Geology* 44(7): 8
- Tatsuoka, F., Zhou, S., Sato, T., Shibuya, S. (1990). “Method of evaluating liquefaction potential and its application.” In Report on seismic hazards on the ground in urban areas, Ministry of Education of Japan, Tokyo. (in Japanese.)
- Wu J., Seed R.B. (2004) – Estimating of liquefaction-induced ground settlement (case studies). Proc. 5th Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering, Paper 3.09, New York
- Yasuhara K., Andersen K.H. (1991) – Recompression of normally consolidated clay after cyclic loading. *Soils and Foundations*, vol. 31, No 1, pp. 83-94
- Zhang G., Robertson P., Brachman R. (2002) – Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground: *Canadian Geotech. Journal*, 39, pp. 1168–1180.

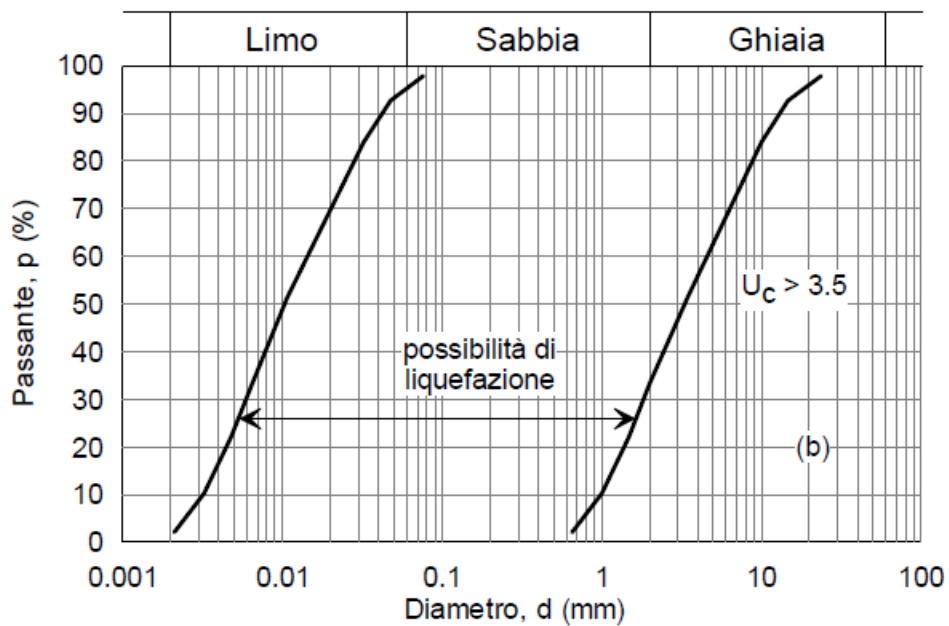
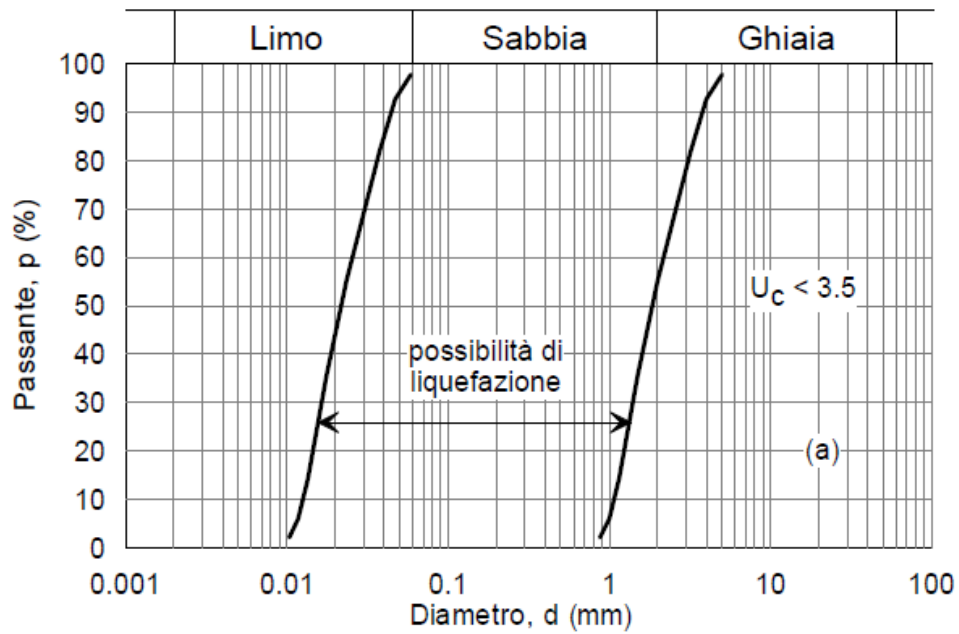
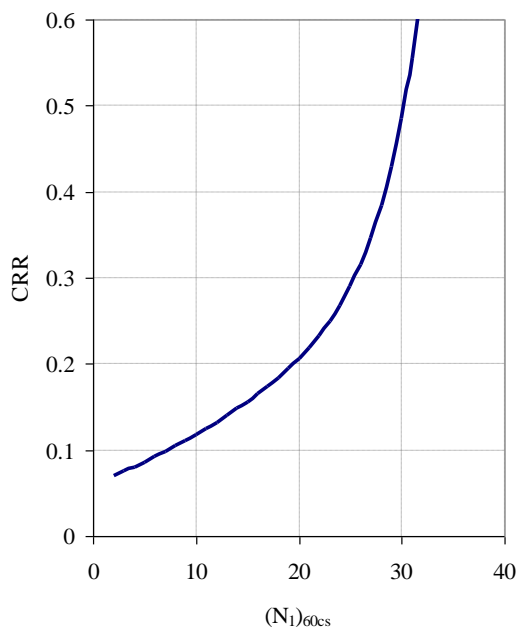
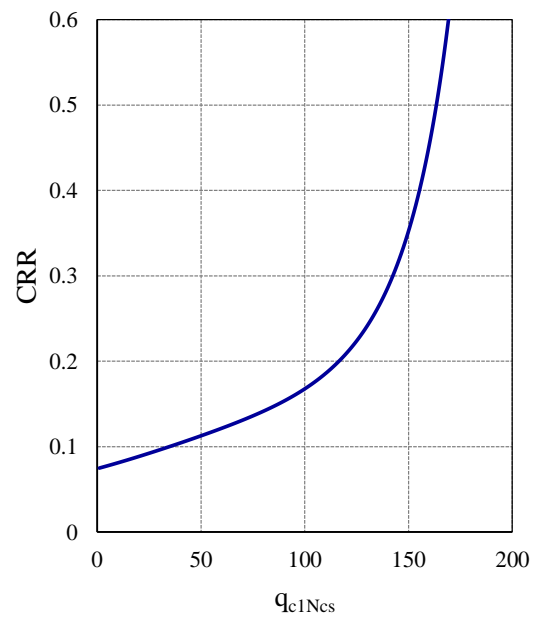


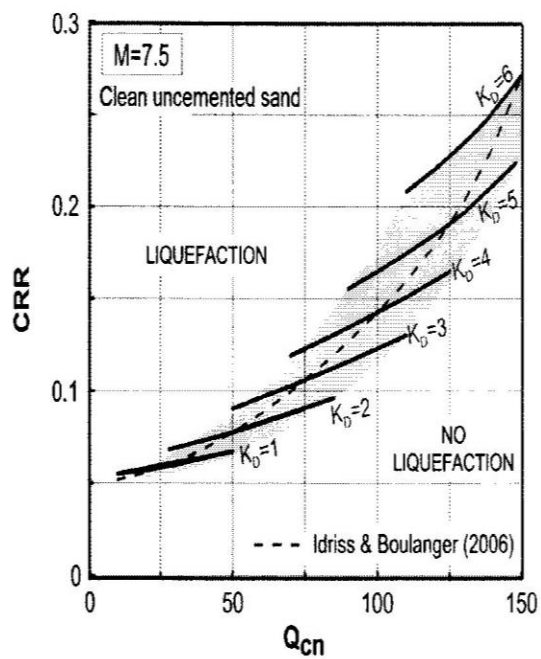
Figura 1 - Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità a liquefazione di terreni a granulometria uniforme (a) ed estesa (b) (AGI, 2005)



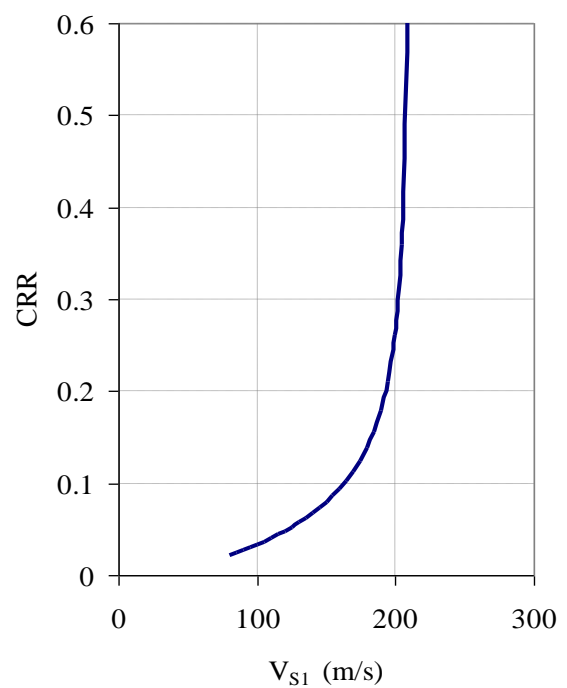
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2 – Carte per la stima della resistenza normalizzata alla liquefazione CRR di un terreno sabbioso saturo sulla base dai risultati di prove SPT (a), CPTe (b), DMT (c) (Marchetti, 2015) e da profili di  $V_s$  (d)

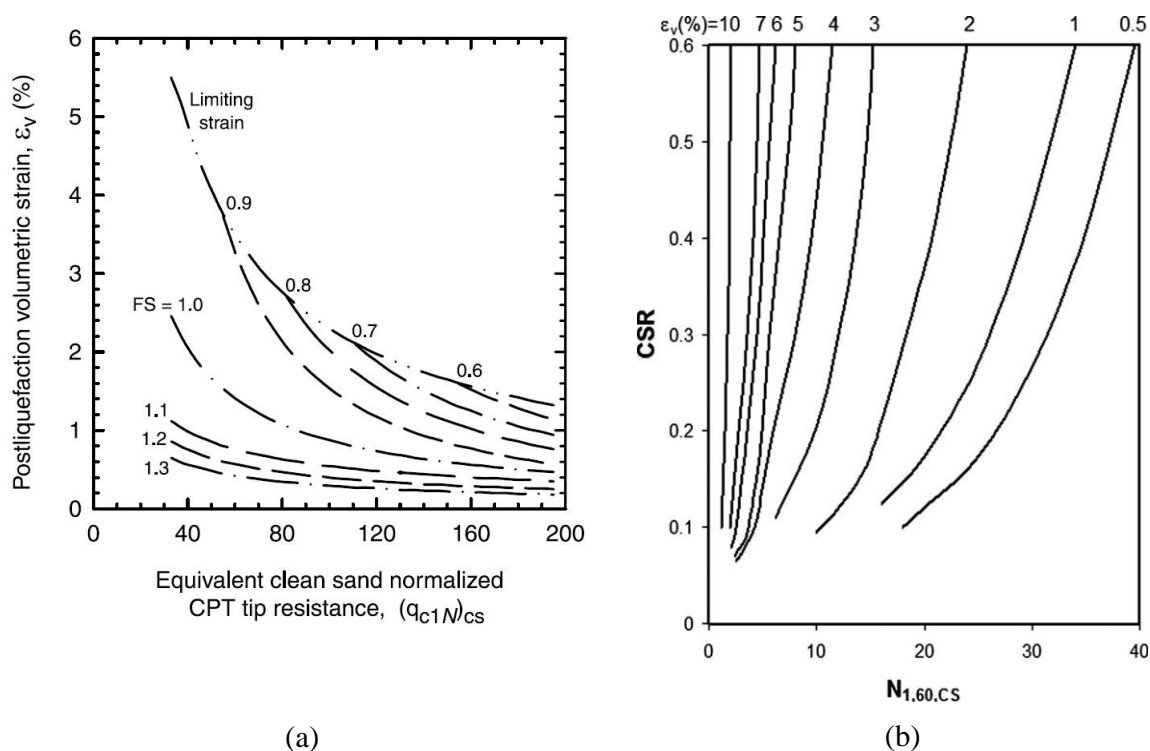


Figura 3 - Carte per la stima delle deformazioni volumetriche indotte dall'azione sismica nei terreni granulari saturi sulla base dei risultati di prove CPT (a) (Zhang et al., 2002), e SPT (b) (Wu e Seed, 2004)

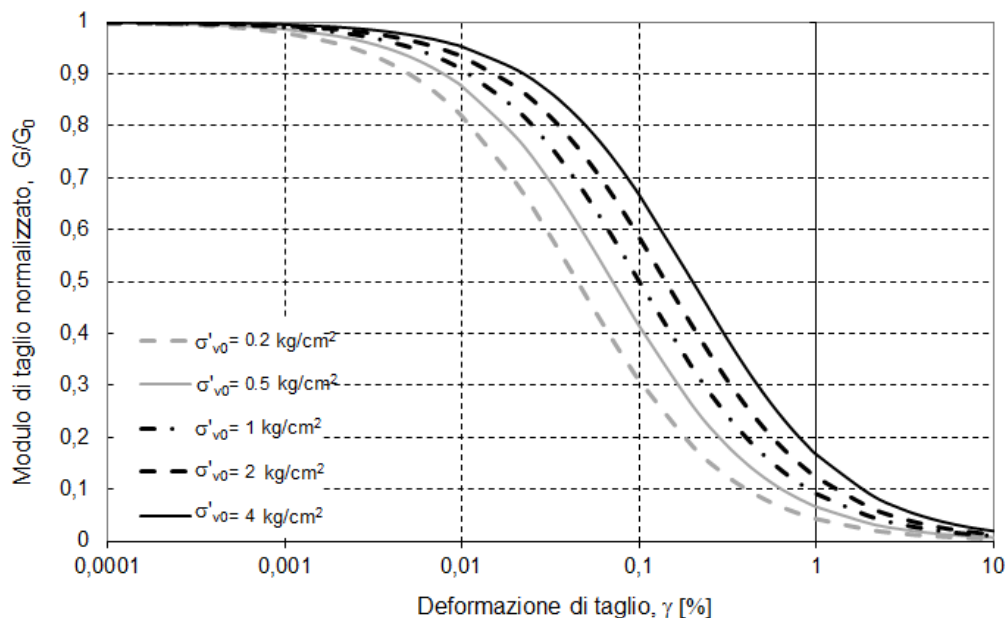


Figura 4 – Curve  $G/G_0 - \gamma$  di letteratura per sabbie (AGI, 2005)

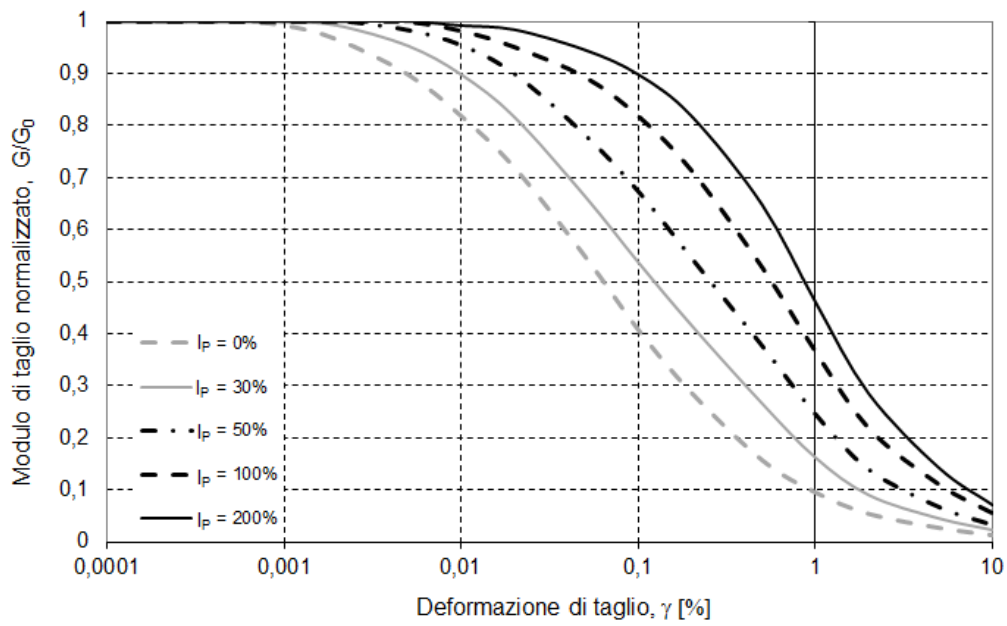


Figura 5 – Curve  $G/G_0 - \gamma$  di letteratura per terreni a grana fine (AGI, 2005)

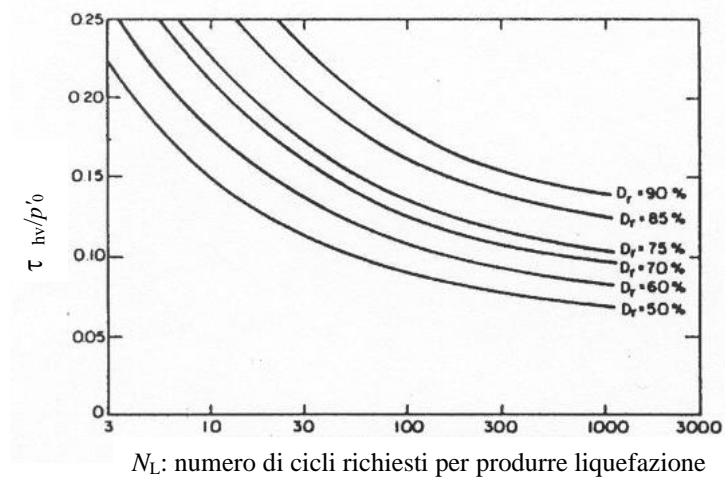


Figura 6. Curve di resistenza alla liquefazione da prove di taglio cicliche (Seed et al., 1975)

## SIMBOLI E ACRONIMI

a	coefficiente
A	coefficiente
a	coefficiente funzione di $\alpha$
$a_c$	accelerazione critica
$a_g$	accelerazione orizzontale di picco su roccia o terreno rigido di riferimento
$a_{max}$	accelerazione massima del moto alla base del pendio
$a_{max s}$	accelerazione massima al piano campagna
b	coefficiente
B	coefficiente
b	coefficiente funzione di $\alpha$
c	coefficiente funzione di $\alpha$
$C_B$	coefficiente di correzione dell'indice $N_{SPT}$ per dimensioni del foro
$C_E$	coefficiente di correzione dell'indice $N_{SPT}$ per rendimento energetico ER
CH	prova Cross-Hole
$C_N$	coefficiente di correzione dell'indice $N_{SPT}$ e della resistenza di punta $q_c$ per pressione verticale efficace
CPT	prova penetrometrica statica
CPTe	prova penetrometrica statica a punta elettrica
CPTu	prova penetrometrica statica con piezocono
$C_R$	coefficiente di correzione dell'indice $N_{SPT}$ per lunghezza delle aste
$C_r$	indice di ricomprensione edometrico
CRR	rapporto di resistenza ciclica
$C_S$	coefficiente di correzione dell'indice $N_{SPT}$ per campionatore senza rivestimento
$C_s$	indice di rigonfiamento edometrico
CSR	rapporto di tensione ciclica
$c_u$	resistenza al taglio non drenata
$c_{u0}$	resistenza al taglio non drenata iniziale
$C_V$	coefficiente di normalizzazione di $V_S$ per tensioni litostatiche
$C_\sigma$	coefficiente funzione di $(N_1)_{60}$
DH	prova Down-Hole
DMT	prova dilatometrica
$D_R$	densità relativa
$e_0$	indice di vuoti iniziale
F	fattore di sicurezza
$F_S$	fattore di sicurezza
$F(z)$	variabile funzione di z e di $F_L$
FC	frazione di fine
$F_h$	forza sismica orizzontale pseudo-statica
$F_L$	coefficiente di sicurezza alla liquefazione
$F_v$	forza sismica verticale pseudo-statica
g	accelerazione di gravità
G	modulo di taglio
$G_0$	modulo di taglio iniziale (piccole deformazioni)
$I_c$	indice di classificazione di Robertson
$I_c$	indice di consistenza
$I_D$	indice del materiale da prova DMT
$I_L$	indice del potenziale di liquefazione
$I_p$	indice di plasticità
K	coefficiente sismico
$K_c$	coefficiente correttivo di $K_D$ funzione di $I_c$



$K_c$	coefficiente sismico critico
$K_D$	indice di tensione orizzontale da prova DMT
$K_h$	coefficiente sismico orizzontale
$K_v$	coefficiente sismico verticale
$K_\alpha$	fattore di correzione di $F_L$ nei terreni in pendio per tensione di taglio statica iniziale
$K_\sigma$	fattore di correzione di $F_L$ per tensioni efficaci
$M$	magnitudo
$MSF$	fattore di scala della magnitudo
$N$	numero di cicli equivalenti del terremoto
$(N_1)_{60}$	indice della prova SPT corretto a $ER=60\%$ e pressione verticale efficace $p_a$
$(N_1)_{60cs}$	valore equivalente dell'indice $(N_1)_{60}$ per sabbia pulita
$N_c$	numero di cicli equivalente del terremoto
$N_{SPT}$	indice della prova SPT
$OCR$	rapporto di sovraconsolidazione
$p'_0$	pressione media efficace iniziale
$p_0$	pressione media totale iniziale
$p_a$	pressione atmosferica $\cong 100$ kPa
$Q$	costante empirica
$q_c$	resistenza penetrometrica di punta
$q_{c1N}$	resistenza penetrometrica di punta normalizzata alla tensione verticale efficace iniziale
$q_{c1Ncs}$	valore equivalente di $q_{c1N}$ per sabbia pulita
$r$	coefficiente funzione di $I_p$ e di $OCR$
$r_d$	coefficiente di riduzione dell'azione sismica per la deformabilità del sottosuolo
$s$	cedimento permanente totale post-sismico
$s$	coefficiente funzione di $I_p$ e di $OCR$
$S$	spostamento sismico di un pendio indefinito
$S_0$	spostamento sismico del blocco di Newmark
$SCPT$	prova con cono sismico
$SDMT$	prova con dilatometro sismico
$SPT$	prova SPT (Standard Penetration Test)
$t$	parametro di degradazione
$U_c$	coefficiente di uniformità
$v_{max}$	velocità massima del moto alla base del pendio
$V_S$	velocità delle onde sismiche di taglio
$V_{S1}$	velocità delle onde sismiche di taglio normalizzata per tensione verticale efficace iniziale
$V_{S1}^*$	valore di soglia di $V_{S1}$
$W$	peso
$w(z)$	variabile funzione di $z$
$z$	profondità dal piano campagna
$z_{crit}$	profondità critica
$\Delta(N_1)_{60}$	incremento di $(N_1)_{60}$ per FC
$\Delta q_{c1N}$	incremento di $q_{c1N}$ per FC
$\Delta s$	cedimento indotto dall'azione sismica nello strato di spessore $\Delta z$
$\Delta u$	incremento di pressione interstiziale
$\Delta z$	spessore dello strato
$\alpha$	angolo di inclinazione della superficie di scorrimento
$\alpha$	coefficiente funzione di $(N_1)_{60}$
$\alpha$	coefficiente funzione di $q_{c1N}$
$\alpha$	rapporto fra $\tau_{st}$ e $\sigma'_{vc}$
$\alpha(z)$	coefficiente funzione di $z$

$\beta(z)$	coefficiente funzione di z
$\delta$	coefficiente di degradazione ciclica
$\varepsilon_{15}$	deformazione volumetrica dopo 15 cicli
$\varepsilon_{N_c}$	deformazione volumetrica per $N_c$ cicli equivalenti
$\varepsilon_v$	deformazione volumetrica
$\phi$	angolo di resistenza al taglio
$\gamma$	deformazione di taglio ciclica
$\gamma_1$	coefficiente di importanza
$\gamma_{max}$	deformazione di taglio massima indotta dall'azione sismica di riferimento
$\gamma_v$	deformazione di soglia volumetrica
$\sigma'_{v0}$	tensione verticale efficace iniziale
$\sigma_{v0}$	tensione verticale totale iniziale
$\tau_{max}$	tensione di taglio ciclica massima indotta dall'azione sismica di riferimento
$\tau_{media}$	tensione di taglio ciclica media indotta dall'azione sismica di riferimento
$\tau_{st}$	tensione di taglio statica iniziale in un pendio
$\tau_{ult}$	tensione di taglio resistente per terremoto di magnitudo $M = 7.5$
$\xi_R$	parametro di stato

## ALLEGATO A4

### **SEGNALI DI RIFERIMENTO PER LA STIMA DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE NEGLI STUDI DI MICROZONAZIONE SISMICA DI TERZO LIVELLO DI APPROFONDIMENTO**

Gli accelerogrammi di riferimento per il calcolo della risposta sismica locale nelle analisi di terzo livello di approfondimento sono disponibili nella piattaforma WebGIS:

<http://egeos-test.eucentre.it/rer/home.html>

realizzata da EUCENTRE.

Dalla piattaforma è possibile scaricare l'input sismico selezionato per ciascun nodo del reticolo di riferimento per il territorio dell'Emilia-Romagna considerato dalle NTC08 (D.M. 14.01.2008) e NTC18 (D.M. 17.01.2018).

L'input sismico è disponibile per i periodi di ritorno di 101, 475 e 975 anni ed è espresso in termini di un gruppo di 7 accelerogrammi reali, registrati su roccia, spettro-compatibili in media agli spettri di normativa definiti nelle NTC08.

Nella sezione dedicata agli indirizzi per la microzonazione sismica del sito web del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli regionale, <https://ambiente.regione.emilia-romagna.it/it/geologia/sismica/indirizzi-per-studi-microzonazione-sismica>, è disponibile un documento che illustra la procedura utilizzata per la definizione degli accelerogrammi e come scaricare gli accelerogrammi dalla piattaforma WebGIS.

REGIONE EMILIA-ROMAGNA

Atti amministrativi

GIUNTA REGIONALE

Sergio Monti, Responsabile del SERVIZIO GEOLOGICO, SISMICO E DEI SUOLI esprime, ai sensi dell'art. 37, quarto comma, della L.R. n. 43/2001 e della deliberazione della Giunta Regionale n. 2416/2008 e s.m.i., parere di regolarità amministrativa di legittimità in relazione all'atto con numero di proposta GPG/2021/496

IN FEDE

Sergio Monti

REGIONE EMILIA-ROMAGNA  
Atti amministrativi

GIUNTA REGIONALE

Paolo Ferrecchi, Direttore generale della DIREZIONE GENERALE CURA DEL TERRITORIO E DELL'AMBIENTE esprime, ai sensi dell'art. 37, quarto comma, della L.R. n. 43/2001 e della deliberazione della Giunta Regionale n. 2416/2008 e s.m.i., parere di regolarità amministrativa di merito in relazione all'atto con numero di proposta GPG/2021/496

IN FEDE

Paolo Ferrecchi

**REGIONE EMILIA-ROMAGNA**

**Atti amministrativi**

**GIUNTA REGIONALE**

Delibera Num. 476 del 12/04/2021

Seduta Num. 19

OMISSIS

---

L'assessore Segretario

Corsini Andrea

---

Servizi Affari della Presidenza

Firmato digitalmente dal Responsabile Roberta Bianchedi