

# PAUR

## AMPLIAMENTO DEL COMPARTO AUTODROMO DI MODENA

LOCALITA' MARZAGLIA – COMUNE DI MODENA

*Redatto in conformità all'art. 14 della LEGGE REGIONALE 20 APRILE 2018, N. 4  
"Disciplina della valutazione dell'impatto ambientale dei progetti"*



**COMPARTO: AUTODROMO DI MODENA**

**PROPRIETA': COMUNE DI MODENA**

**CONCESSIONARIA: AERAUTODROMO DI MODENA SPA**

**GRUPPO DI PROGETTAZIONE:**

- ARCHILINEA Srl
- BLUEWORKS – Ing. Yos Zorzi
- GEOGROUP Srl
- PRAXIS AMBIENTE Srl
- STUDIO TECNICO CAPELLARI
- STIEM – Ing. Paolo Scuderi e Ing. Luca Buzzoni

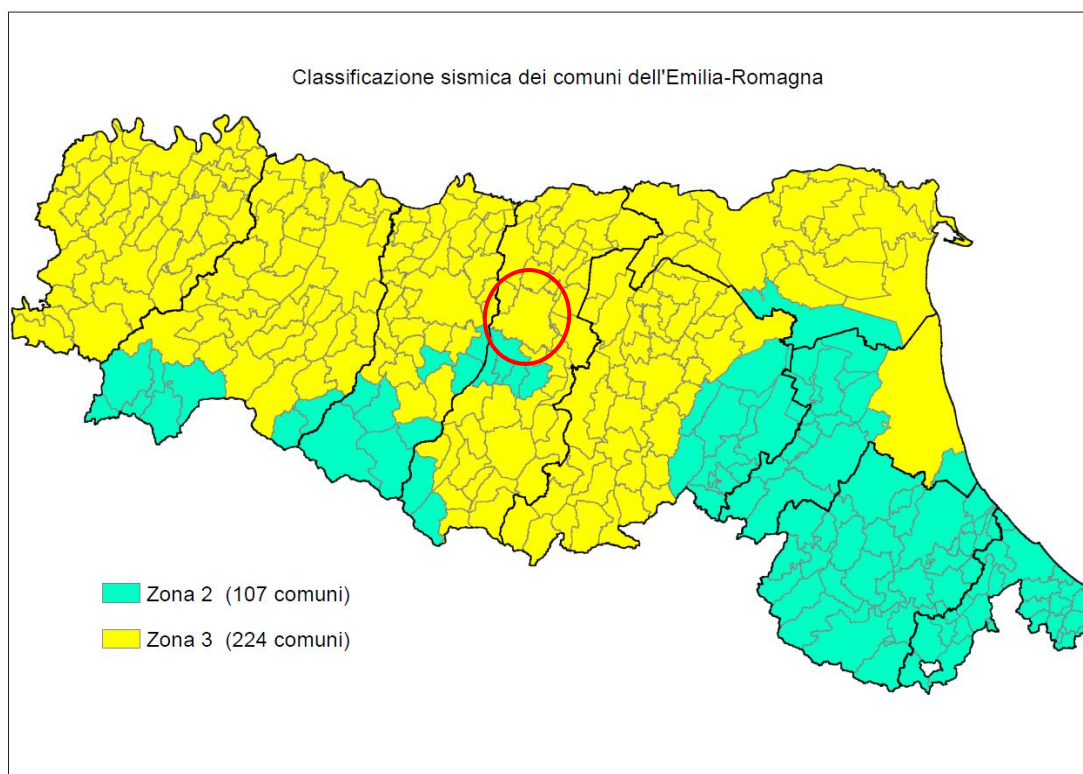
## PUNTO 13

**Studio di Microzonazione sismica -  
Approfondimento di III° Livello Capo VI A  
– Riduzione del Rischio Sismico delle  
NTA di PSC-POC- RUE**



## AZIONE SISMICA E RISPOSTA SISMICA DEL SITO

Secondo la classificazione sismica del territorio nazionale proposta a partire dall'O.P.C.M. n. 3274/2003 e successive modifiche, il **Comune di Modena** (MO) risulta appartenente alla classe di sismicità 3.



**Fig. 1:** Classificazione sismica dei comuni della regione Emilia-Romagna (DGR 1164/2018).

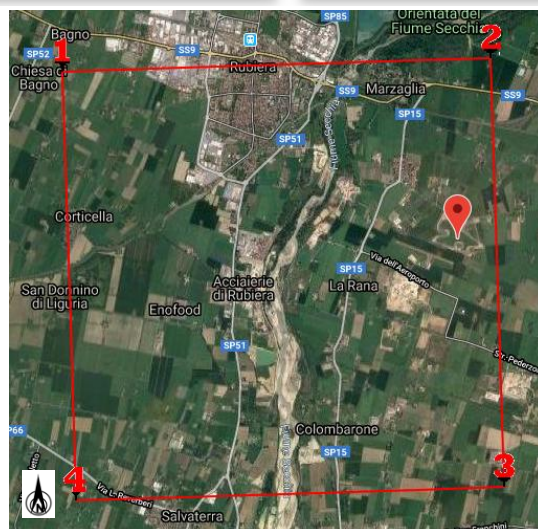
La suddivisione del territorio nazionale in zone a diversa classe di sismicità, caratterizzate da un valore di accelerazione di picco ed un corrispondente spettro di risposta elastico da utilizzare nella progettazione, risulta in realtà superata dall'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008. Sulla base dei contenuti delle NNTC 2008 e delle successive NTC 2018, per ogni costruzione deve essere definita un'accelerazione di riferimento propria, in funzione delle coordinate geografiche dell'area e della vita nominale dell'opera.

Per l'area in oggetto, identificata dalle seguenti coordinate geografiche (Sistema di riferimento ED50): Latitudine: 44.633824°, Longitudine: 10.815280°, in relazione a un periodo di riferimento TR stimato di 475 anni, è stato definito un parametro di accelerazione massima attesa  $a_g$  pari a:


$$a_g \text{ attesa} = 0.162.$$

WGS84: Lat 44.632884 - Lng 10.814273

ED50: Lat 44.633824 - Lng 10.815280




## Stati limite




Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...



Vita Nominale

50



Interpolazione

Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.050	2.474	0.252
Danno (SLD)	50	0.062	2.498	0.266
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.162	2.381	0.291
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.208	2.385	0.309
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

## Coefficienti sismici

**Fig. 2:** Parametri sismici caratteristici della maglia di punti riportata in figura, in cui ricade l'area oggetto del presente studio (da [www.geostru.com/us/parametri-sismici/](http://www.geostru.com/us/parametri-sismici/))

L'accelerazione orizzontale di picco attesa  $a_g$  è definita in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale. L'accelerazione  $a_g$  rappresenta uno dei parametri principali che definisce la pericolosità sismica di base, insieme ai parametri FO e Tc\* dello spettro di risposta elastico, desumibili nelle tabelle riportate sopra.

Per la definizione dell'azione sismica, sulla base di quanto previsto dalle N.N.T.C., si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione della categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche del sito, in funzione delle quali si definiscono l'entità dell'amplificazione stratigrafica e topografica.

Sulla base delle NTC 2018, e tenendo conto dei dati ottenuti dalle indagini geofisiche eseguite in sito, si classifica il terreno di fondazione in oggetto, come appartenente alla **categoria C**.

Si ricava quindi il fattore stratigrafico  $S_s$ , caratteristico del sito secondo le N.N.T.C., mediante la seguente relazione, essendo in classe C si avrà:

$$S_s = 1,00 \leq 1,70 - (0,60 * F_o * a_{g/g}) \leq 1,50 \quad (4.1)$$

dove:

- $F_o$  = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2; per il sito oggetto di studio tale valore, calcolato mediante l'utilizzo di apposito software, risulta pari a 2.381;
- $a_{g/g}$  = accelerazione orizzontale del sito, con tempo di ritorno pari a 475 anni/accelerazione di gravità;
- $S_s$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica o fattore stratigrafico, calcolato tramite la relazione 4.1; per il sito oggetto di studio risulta pari a 1.47.

Successivamente, sulla base delle condizioni topografiche del sito studiato, si calcola il fattore topografico  $S_T$  dalla seguente tabella:

Categoria topografica	Ubicazione opera/intervento	$S_T$
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$	1.0
T2	Pendii con inclinazione media $> 15^\circ$	1.2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $> 30^\circ$	1.4

Per l'area studiata, sita in una zona di pianura, e quindi appartenente alla categoria topografica T1, si ottiene un fattore topografico  $S_T$  pari a 1.0.

In base a tali valori del fattore stratigrafico  $S_s$  e del fattore topografico  $S_T$  si procede al calcolo dell'accelerazione massima orizzontale  $A_{max}$ :

$$A_{max} = S_s * S_T * a_g = 1.47 * 1.0 * 0.162g = 0.238g$$

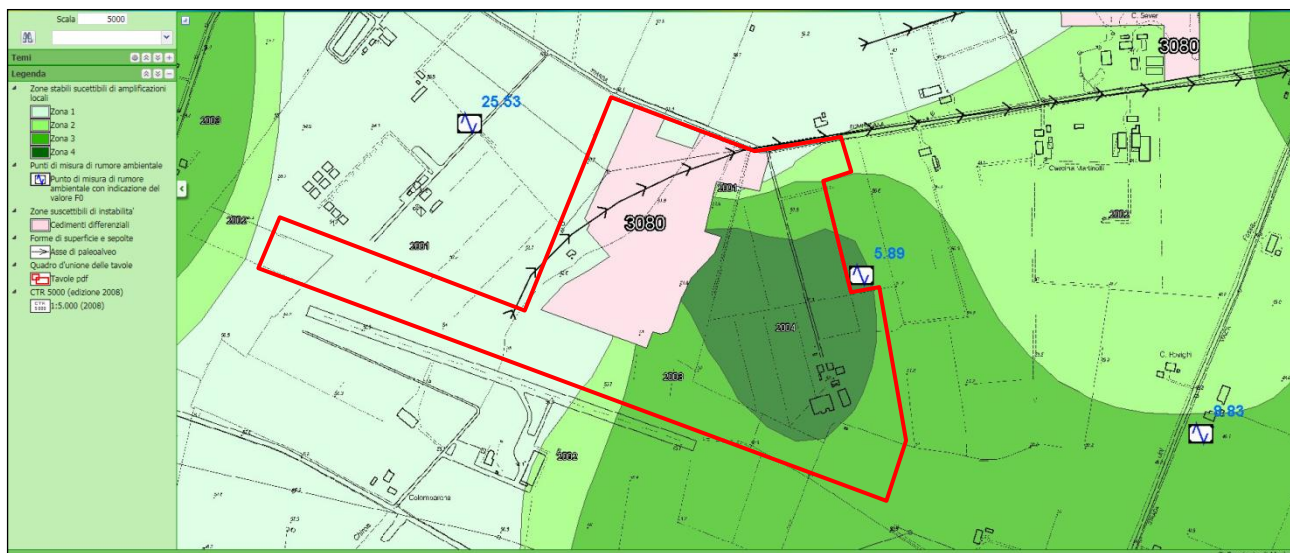


## ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE - III LIVELLO DI APPROFONDIMENTO

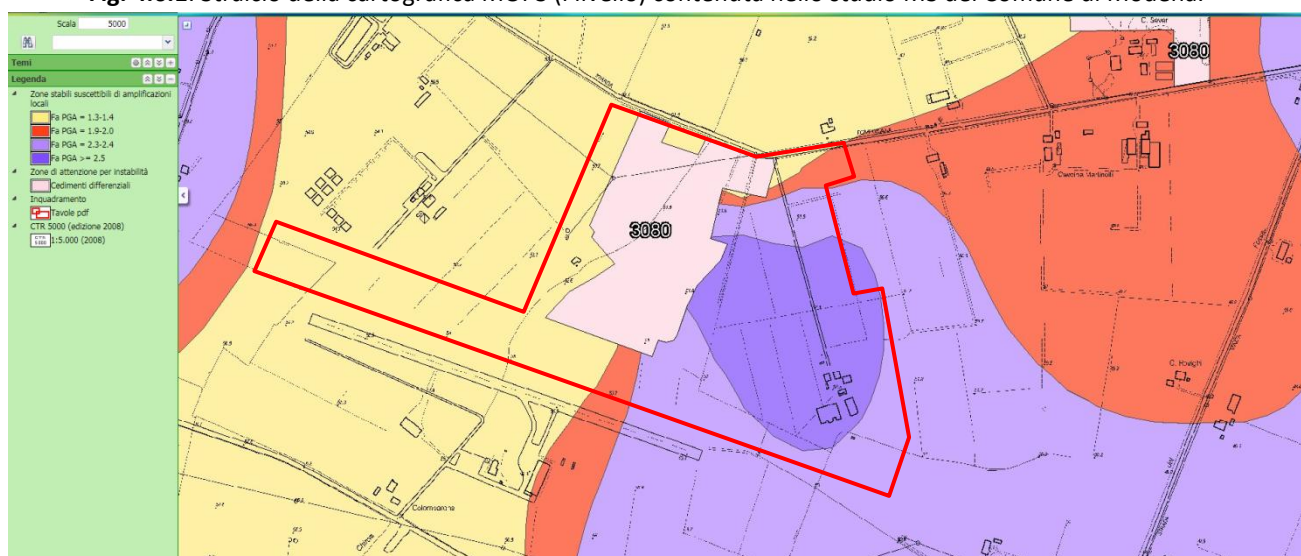
A supporto dell'identificazione delle criticità sismiche dell'area, è stato consultato lo studio di microzonazione sismica predisposto per il territorio comunale di Modena.

La cartografia MOPS (I livello - **fig. 8**) identifica l'area oggetto di ampliamento dell'Autodromo tra i settori stabili (assenza di liquefazione e cedimenti post-sismici). All'interno di tale cartografia vengono illustrati i risultati di misure HVSR eseguite: nelle aree limitrofe si identificano  $f_0$  (frequenze fondamentali di sito) variabile da 25 Hz a 5 Hz.

Analizzando la cartografia MOPS (II livello - **fig. 8.1**) è possibile definire, preliminarmente, le caratteristiche di amplificazione del moto sismico secondo i principali fattori di amplificazione FA. Per l'area in oggetto si definisce un FA PGA (amplificazione a  $T=0.00$  s) nel range di 1.30/2.5. Per quanto riguarda i fattori di amplificazione spettrale (FA SI) si identificano i medesimi valori sia per il range di 0.1-0.5 Hz, sia per il range 0.5-1.0 Hz.



**Fig. 4.6.1:** Stralcio della cartografia MOPS (I livello) contenuta nello studio MS del Comune di Modena.



**Fig. 4.6.2:** Stralcio della cartografia MOPS (II livello) relativa a FA PGA contenuta nello studio MS del Comune di Modena.

È stata definita l'azione sismica di progetto secondo uno studio di risposta sismica locale, secondo **III livello di approfondimento**.

Per ottemperare ai riferimenti normativi citati l'analisi è stata svolta secondo quanto indicato al § 7.11.3 delle NTC 2018, attraverso analisi numerica monodimensionale in campo lineare equivalente. Per fare ciò è stato utilizzato come strumento di lavoro il software di calcolo STRATA (University of Texas - Austin).

Ai fini della restituzione degli spettri di accelerazione, relativi allo stato limite SLV, è stata svolta la verifica dell'amplificazione del sito mediante l'utilizzo di un modello simulato in campo lineare equivalente.

Utilizzando un modello lineare equivalente è possibile ottenere una soluzione di un modello non lineare, attraverso analisi lineari complete nelle quali al termine di ogni interazione vengono aggiornati i parametri di rigidezza e smorzamento che sono dipendenti dallo stato di deformazione del terreno. Attraverso un'iterazione di calcoli si raggiunge una convergenza prefissata a monte della fase di computazione.

Il software STRATA è in grado di valutare la risposta sismica di un deposito di terreno, considerando un profilo monodimensionale in cui si propagano linearmente le onde sismiche, in funzione dei parametri dinamici attribuiti al terreno. Il terreno viene schematizzato come un sistema di N strati orizzontali omogenei, isotropi e visco-elastici, sovrastanti un semispazio uniforme, attraversati da un treno di onde di taglio che incidono verticalmente le superfici. Ogni strato è descritto per mezzo dello spessore H, del modulo di taglio massimo Gmax o dalla corrispondente velocità massima Vmax, dal valore dello smorzamento D, dal peso dell'unità di volume  $\gamma$  e dalle curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato ( $G / G_0 - \gamma$ ) e le corrispondenti curve dello smorzamento ( $D - \gamma$ ) con la deformazione di taglio  $\gamma$ . Il modello lineare visco-elastico fa riferimento al modello reologico di Kelvin-Voigt, costituito da una molla e uno smorzatore viscoso in parallelo. Tale modello è descritto quindi dalla rigidezza (G) e dallo smorzamento (D). L'onda monodimensionale viene descritta dall'equazione in cui lo spostamento provocato (u) è funzione della profondità (z) e del tempo (t):

$$u(z,t)=A\exp[i(\omega t+k^*z)]+B\exp[i(\omega t-k^*z)]$$

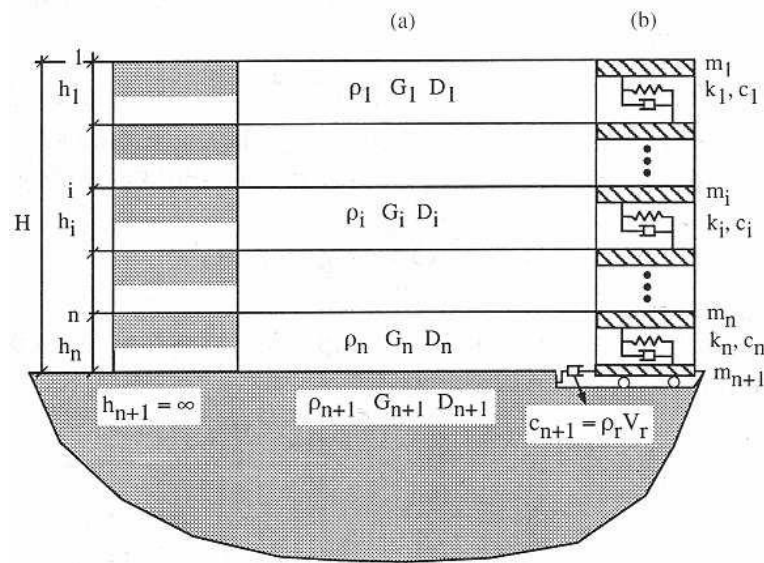
Nell'equazione appena presentata A e B rappresentano le corrispettive amplificazioni del tetto e della base dello strato considerato. Il fattore  $k^*$  risulta dipendente dal modulo di taglio (G), dal grado di smorzamento (D) e dalla densità del terreno ( $\rho$ ). Le relazioni sono le seguenti:

$$k^* = \frac{\omega}{v_s^*}$$

$$v_s^* = \sqrt{\frac{G^*}{\rho}}$$

$$G^* = G(1 - 2D^2 + i2D\sqrt{1 - D^2}) \approx G(1 + i2D)$$

Dove  $G^*$  e  $v^*s$  rappresentano il modulo di taglio e la velocità di taglio.



**Fig. 4.6.3:** Modello a strati continui adottato per la simulazione con il codice di calcolo STRATA.

## SIMULATO

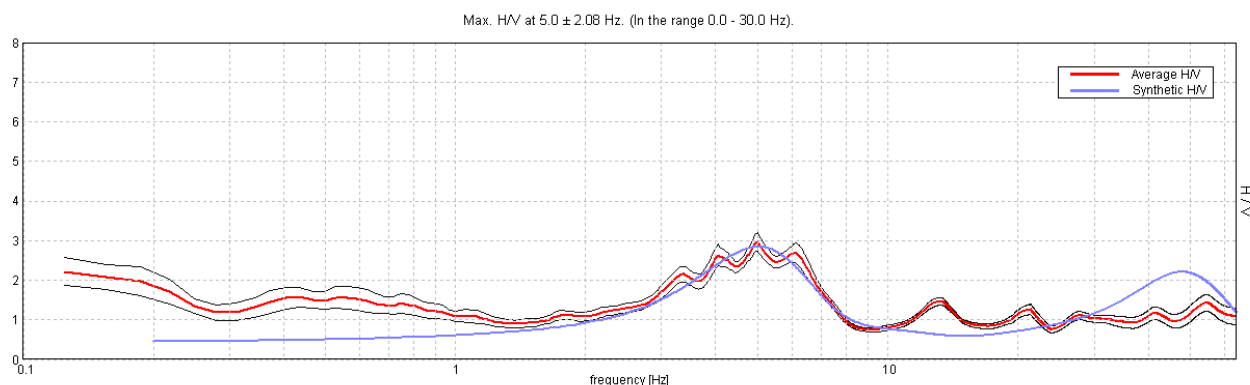
Il modello simulato deriva dai dati ottenuti dalle prove che compongono la campagna geognostica eseguita in sito. Tale profilo approssima il comportamento del sottosuolo, dal punto di vista sismico, in corrispondenza dell'area studiata. Il profilo considerato deriva dall'interpolazione dei dati provenienti dalle indagini geofisiche eseguite e i dati, di natura bibliografica, disponibili per il sito di riferimento.

Il profilo sismico del sottosuolo utilizzato per la modellazione della RSL deriva dall'elaborazione delle indagini HVSR e MASW eseguite in sito integrate con dati di bibliografia. Si illustra successivamente il modello utilizzato:

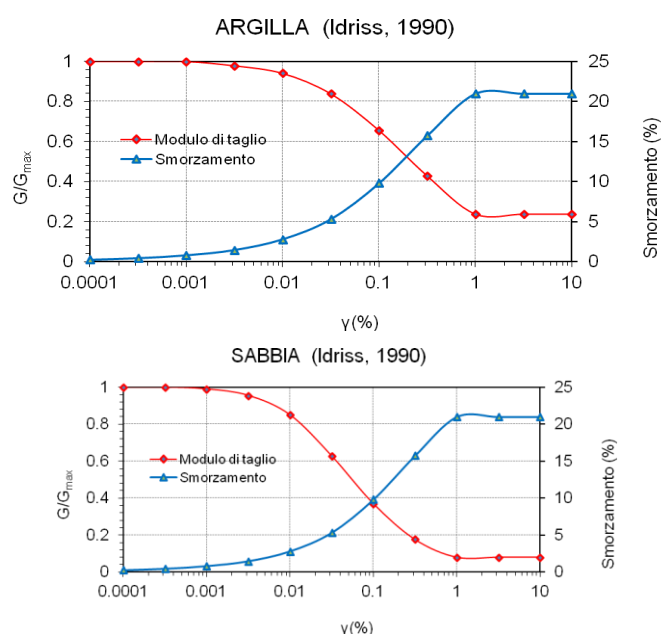
Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.50	0.50	100	0.42
5.50	5.00	200	0.42
15.50	10.00	320	0.42
35.50	20.00	500	0.42
inf.	inf.	520	0.42

EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



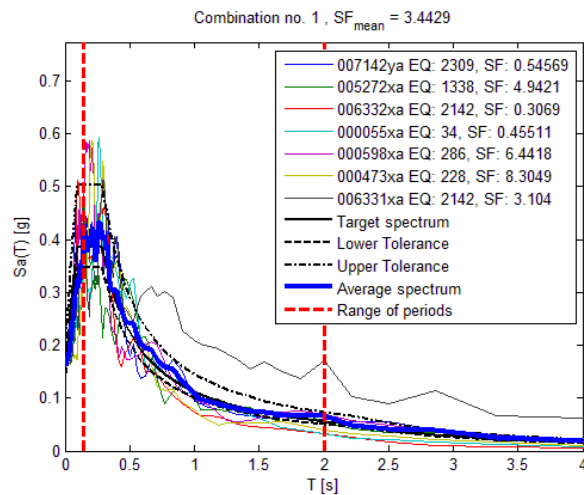


Per descrivere il comportamento dinamico dei terreni costituenti il modello sono state considerate curve di decadimento dei moduli di rigidezza e smorzamento, al variare della deformazione percentuale  $\gamma(\%)$ . Si riportano successivamente le curve di decadimento considerate per l'esecuzione del calcolo di risposta sismica locale:



**Curve di decadimento dei moduli  $G/G_{max}$  e  $D$ , utilizzate per descrivere il comportamento dei materiali coesivi e granulari che compongono il sottosuolo in oggetto.**

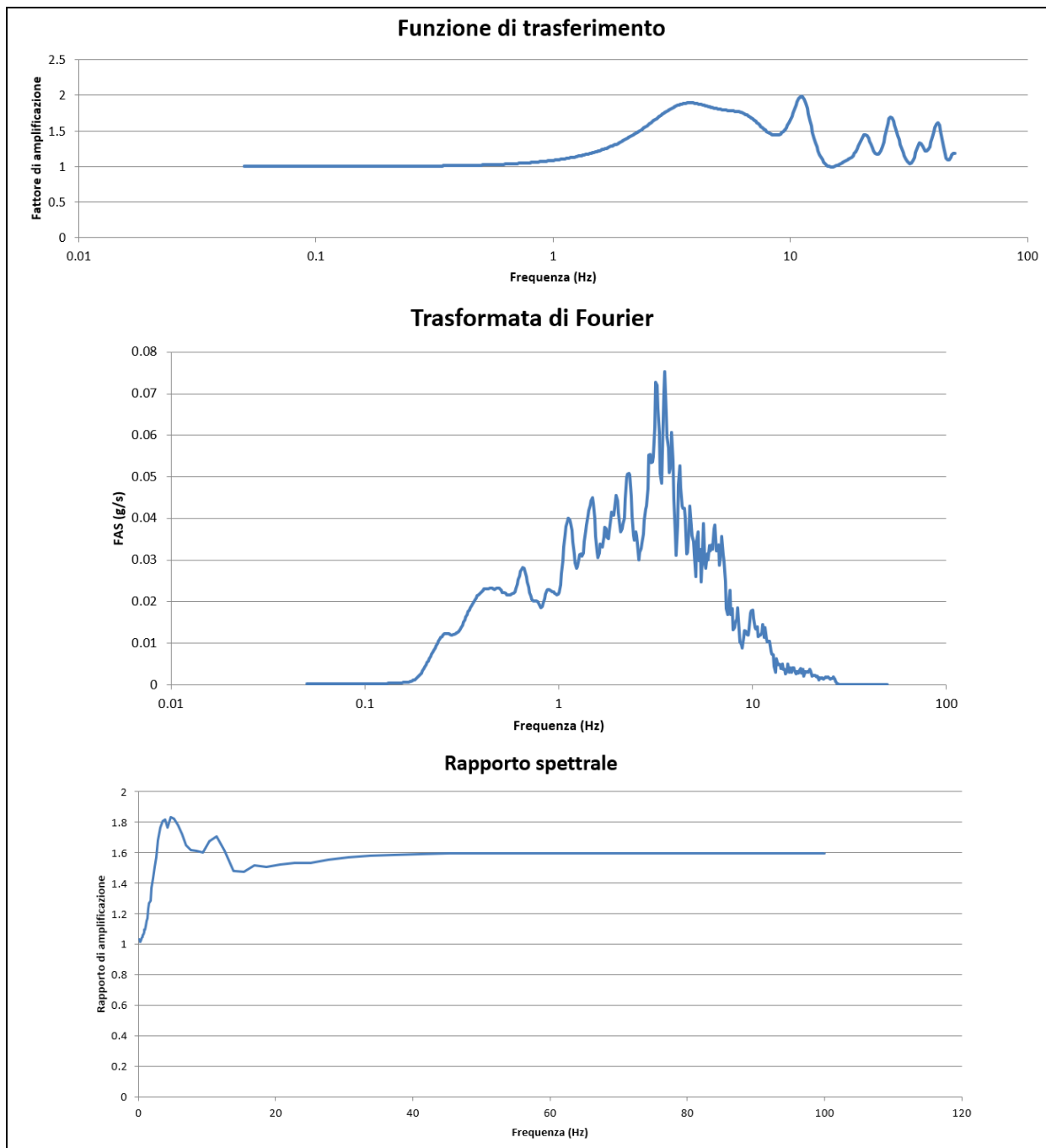
Trattandosi di una verifica diretta ai fini progettuali, in accordo con quanto esposto nel § 7.3 delle NTC 2018, l'analisi RSL in oggetto è stata svolta adottando come input sismico 7 accelerogrammi, corrispondenti allo stato limite SLV. Gli accelerogrammi reali e misurati, sono stati individuati mediante l'utilizzo del software REXEL v. 3.5 (Computer aided code-based real record selection for seismic analysis of structures) realizzato dal Dipartimento di Strutture per l'ingegneria e l'architettura dell'Università degli Studi di Napoli Federico II. Utilizzando le coordinate relative al sito di riferimento, considerando una categoria di sottosuolo A e una classe d'uso pari a III e una vita nominale pari a 50 anni, sono stati definiti n. 7 accelerogrammi per lo stato limite SLV. Gli accelerogrammi sono stati prelevati dal "European Strong-motion Database".



Forme spettrali relative agli accelerogrammi considerati

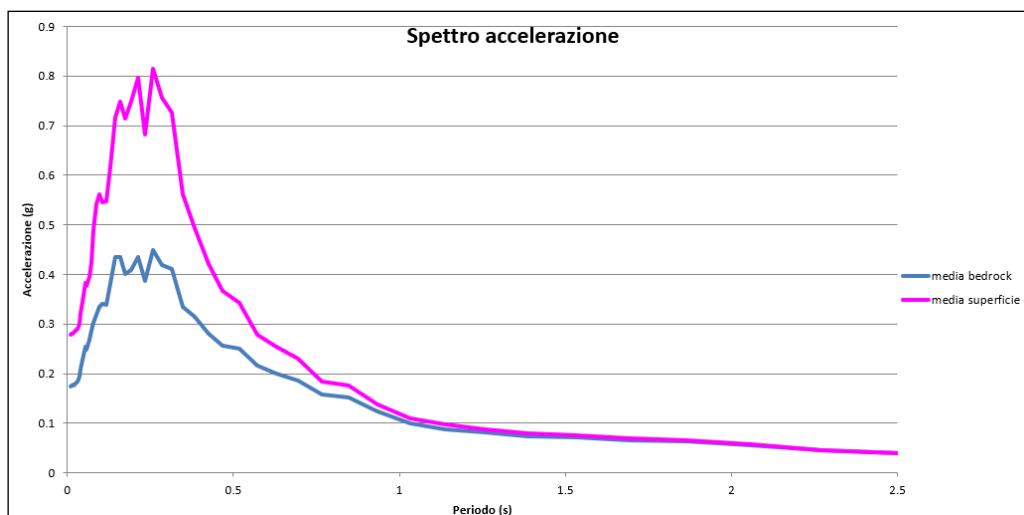
## RISULTATI OTTENUTI

Sulla scorta delle verifiche svolte mediante software STRATA, in riferimento al modello considerato, è stato possibile definire, nel dominio delle frequenze, la funzione TF (Funzione di trasferimento) e rapporto spettrale di amplificazione associato. Per via grafica si inserisce successivamente la funzione di trasferimento TF ottenuta a seguito dell'analisi RSL in oggetto. Attraverso tale funzione è possibile definire il campo di frequenze entro il quale il sottosuolo, in corrispondenza del sito in oggetto, amplifica il segnale sismico, oltre che a quantificare l'amplificazione stessa.

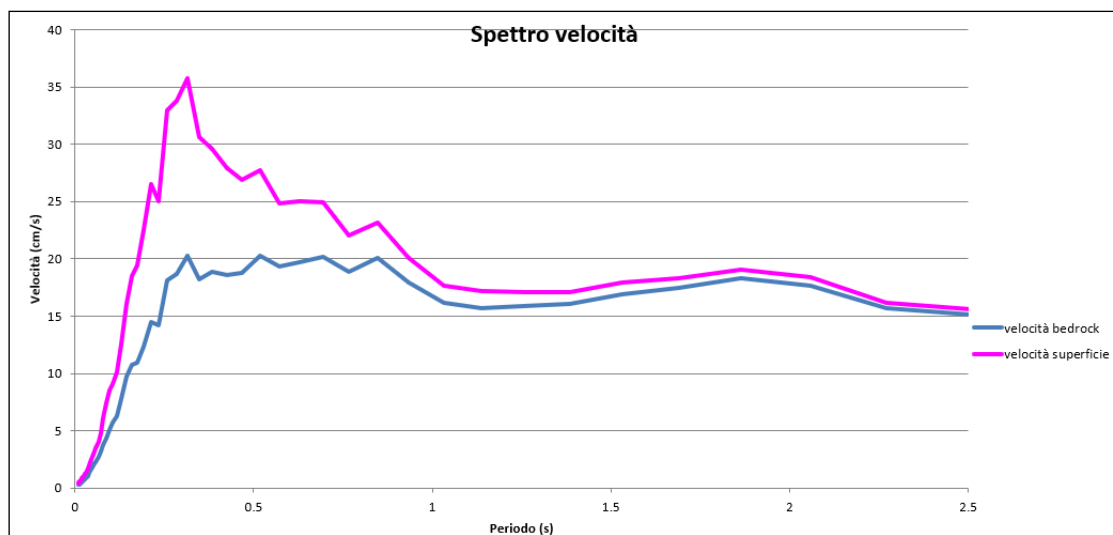


**Dall'alto: Funzione di Trasferimento, funzione FFT e rapporto spettrale di amplificazione.**

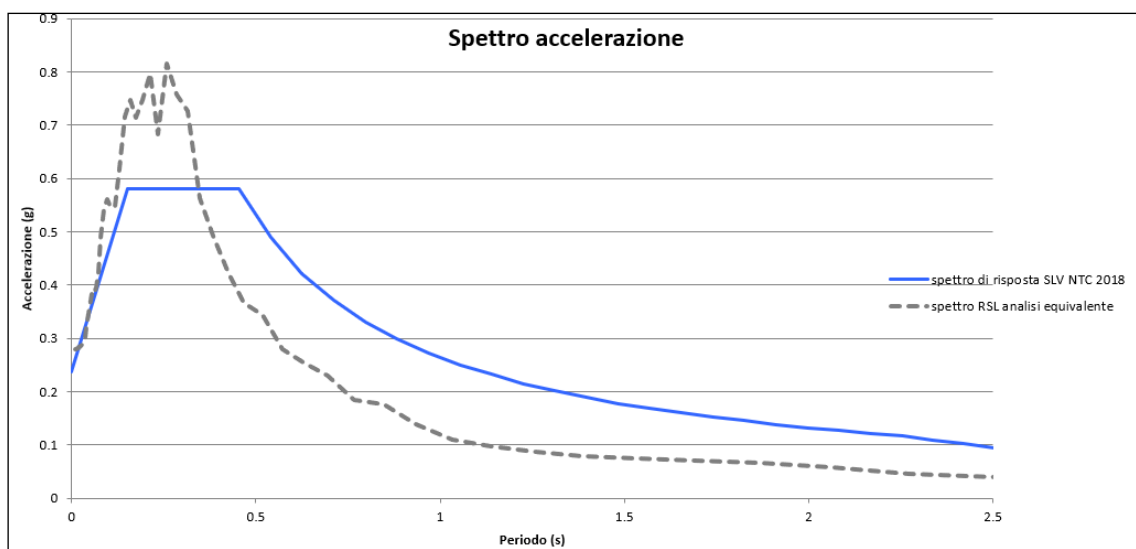
Definiti i parametri che descrivono il comportamento del sottosuolo nel campo elastico lineare equivalente e descritti gli accelerogrammi su suolo rigido validi per il sito in oggetto, attraverso il software STRATA sono state definite le seguenti forme spettrali, in termini accelerazione e velocità alla superficie:



**Accelerazioni spettrali relative a un periodo di ritorno pari a 475 anni (SLV)**



**Velocità spettrali relative a un periodo di ritorno pari a 475 anni (SLV).**



**Spettro RSL e Spettro NTC**

Periodo	PGA (median)
0.01	0.279117632
0.0110367	0.279379928
0.012181	0.279697352
0.0134438	0.280088704
0.0148376	0.280576575
0.0163759	0.281065086
0.0180736	0.281770806
0.0199474	0.282687998
0.0220154	0.283926178
0.0242978	0.28552606
0.0268169	0.287642336
0.0295971	0.290259513
0.0326655	0.29397022
0.0360521	0.300395615
0.0397897	0.31983174
0.0439149	0.333429319
0.0484677	0.357590237
0.0534926	0.383220615
0.0590384	0.377803277
0.0651591	0.395792803
0.0719144	0.423093716
0.0793701	0.488864422
0.0875987	0.542267802
0.0966804	0.561075932
0.1067036	0.54626841
0.117766	0.546884226
0.1299752	0.615755898
0.1434503	0.71601013
0.1583223	0.747427554

0.1747363	0.713574554
0.1928519	0.748014716
0.2128456	0.797151851
0.2349121	0.682780835
0.2592664	0.815029889
0.2861455	0.756455587
0.3158114	0.725868232
0.3485528	0.562070437
0.3846886	0.493099787
0.4245708	0.421950777
0.4685878	0.367268878
0.5171681	0.343148329
0.570785	0.278988207
0.6299605	0.254098406
0.695271	0.229693052
0.7673525	0.18368917
0.846907	0.175238295
0.9347092	0.137681361
1.0316142	0.109798685
1.1385657	0.096721308
1.2566053	0.087233715
1.3868826	0.078943915
1.5306662	0.075071235
1.6893564	0.06957864
1.8644986	0.065380273
2.0577986	0.05732093
2.2711387	0.045604576
2.5065966	0.039812259
2.7664654	0.035134949
3.0532758	0.027228448
3.369821	0.021653886
3.7191836	0.018447661
4.1047661	0.015787653
4.5303235	0.010543825
5	0.007487872

Dai risultati sopra esposti dell'analisi di risposta sismica locale si ottiene un valore di accelerazione massima attesa al suolo del valore  $PGA_{max}=A_{max}=0.279g$  (per  $T=0$  s), valore che risulta maggiore rispetto al valore ottenuto mediante l'utilizzo dell'approccio semplificato dell'NTC 2018, pari a  $A_{max}=0.238g$ . Si ritiene pertanto più cautelativo considerare, ai fini della progettazione antisismica, il valore ottenuto con lo studio di risposta sismica locale, in quanto determina un'azione sismica maggiore.

## STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE (DGR 630/2019)

### *Cenni teorici*

Per liquefazione di un terreno s'intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio, con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. I fenomeni di liquefazione interessano i depositi sabbiosi saturi e dipendono da:

- proprietà geotecniche dei terreni;
- caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata;
- genesi e storia geologica dei terreni;
- fattori ambientali.

Un terreno incoerente saturo, in assenza di sollecitazioni sismiche, è soggetto soltanto alla pressione litostatica, dovuta al peso dei sedimenti sovrastanti (in campo libero e con superficie piana).

Durante una sollecitazione sismica vengono indotte nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la pressione litostatica resta costante. Per tutta la durata della scossa ogni elemento di terreno è soggetto ad una serie di sforzi tangenziali che cambiano ripetutamente verso ed ampiezza.

Nel terreno si possono generare fenomeni di liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale uguagli la pressione di confinamento. Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto dal sisma diminuisce. La resistenza alla liquefazione quindi è maggiore con la profondità. Di conseguenza, maggiore è la durata di un terremoto (maggior numero di cicli), più alta è la possibilità che si arrivi alla liquefazione. Inoltre, maggiore è l'ampiezza della vibrazione e della deformazione indotta e minore è il numero di cicli necessari per giungere a tale condizione.

Il terreno può essere però soggetto a sforzi di taglio statici dovuti alla presenza di strutture in superficie o alla sua particolare posizione (per es. al di sotto di un versante). In questo caso l'instaurarsi del fenomeno della liquefazione dipende, oltre che dalle caratteristiche del sisma, anche dal rapporto che si stabilisce tra le tensioni di taglio indotte da quest'ultimo e quelle statiche preesistenti al terremoto.

La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende anche dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso.

Tanto minore è il grado di addensamento del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa) tanto maggiore è la probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione.

Anche la distribuzione, la forma delle particelle e il grado di uniformità influenzano notevolmente il fenomeno, per le implicazioni che questi fattori hanno sulla resistenza al taglio e per il modo di dissiparsi della pressione interstiziale in eccesso.



Per quanto riguarda la storia delle sollecitazioni sismiche, si può affermare che precedenti deformazioni moderate influiscano positivamente sulla resistenza del deposito, mentre una storia caratterizzata da alti livelli di deformazione (deposito già soggetto a liquefazione) ha effetti negativi sul potenziale di riliquefazione.

I depositi sabbiosi con più alto potenziale di liquefazione sono i più recenti. A parità di composizione e di altre condizioni lo stesso deposito, se più antico, avrà sviluppato legami intergranulari e cementazioni sempre più forti con il tempo.

Inoltre, la struttura di un deposito antico sarà resa più stabile e omogenea per gli effetti delle vibrazioni indotte da precedenti terremoti di piccola entità.

Dopo aver caratterizzato il terreno attraverso l'interpretazione di dati da prove penetrometriche statiche CPT, è stata eseguita una stima del rischio di liquefazione di terreni sotto falda in condizioni sismiche, mediante il metodo semplificato di "Boulanger e Idriss".

I metodi semplificati richiedono che venga definito un sisma di progetto, attraverso l'introduzione dell'accelerazione sismica orizzontale massima in superficie e della magnitudo di riferimento. I dati del sisma di progetto sono stati ricavati attraverso l'analisi probabilistica dei dati del Catalogo Sismico Nazionale.

Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la resistenza al taglio mobilitabile nello strato ( R ) e lo sforzo tangenziale indotto dal sisma ( T ). In pratica si avrà:

$$F_s = \frac{R}{T}$$

Un deposito dovrà essere considerato suscettibile di liquefazione se il coefficiente di sicurezza  $F_s$  sarà minore di 1.

La grandezza T dipende dai parametri del sisma di progetto (accelerazione sismica e magnitudo di progetto). R è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo stato di addensamento, e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con i risultati di prove penetrometriche statiche.

La grandezza T viene ricavata attraverso la relazione:

$$T = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} r_d \frac{1}{MSF};$$

dove:

- $a_{\max}$  = accelerazione sismica massima;
- $g$  = accelerazione di gravità = 980.7 cm/s<sup>2</sup>;
- $\sigma_{v0}$  = pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.;

$\sigma_v 0'$  = pressione verticale efficace alla profondità  $z$  dal p.c.;  
 $rd$  = coefficiente funzione della profondità dal p.c., valutabile secondo il seguente schema:  
 $rd=1-0.00765z$  per  $z \leq 9.15$  m  
 $rd=1.174-0.0267z$  per  $9.15 < z \leq 23$  m  
 $rd=0.774-0.008z$  per  $23 < z \leq 30$  m  
 $rd=0.5$  per  $z > 30$  m

$MSF$  = coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma.

Viene considerato non liquefacibile un deposito in cui sia  $F_s > 1$ .

### Calcolo dell'indice di liquefacibilità

Una stima del rischio di liquefazione complessivo lungo una verticale di calcolo viene fornita dal parametro indice di liquefazione  $IL$ . Tale indice viene definito dalla seguente relazione:

$$IL = \sum_{i=1}^n FW(z) \Delta z$$

dove:

$n$  = numero degli intervalli di calcolo di  $F_s$  lungo la verticale;  
 $F$  =  $1-F_s$  per  $F_s \leq 1$  e  $F = 0$  per  $F_s > 1$ ;  
 $\Delta z$  = spessore dell'intervallo di calcolo;  
 $W(z)$  =  $10 - 0,5z$ , con  $z$  = profondità di calcolo (massimo 20 m).

In base al valore di  $IL$  ottenuto è possibile fornire un'indicazione del rischio di liquefazione attraverso la  $IL$ . In base al valore di  $LPI$  ottenuto è possibile fornire un'indicazione del rischio di liquefazione. In considerazione delle linee guida emesse dalla Regione Emilia Romagna, a seguito degli eventi sismici di maggio e giugno 2012, si considera la classificazione di rischio definita da Somnez (2003):

INDICE DI LIQUEFAZIONE	Rischio di liquefazione
$LPI=0$	Molto basso
$0 < LPI \leq 2$	Basso
$2 < LPI \leq 5$	Moderato
$5 < LPI \leq 10$	Alto
$15 > LPI$	Molto alto

La verifica della stabilità del sito nei confronti della liquefazione è stata eseguita considerando una magnitudo di riferimento pari a  $M=6.14$ , una accelerazione massima al suolo  $A_{max}= 0.279g$  (ricavata dall'analisi di risposta sismica locale), e la soggiacenza della falda alla quota  $D_w= - 9.20$  m da p.c..

A seguito della verifica, in riferimento alla verticale di prova CPT n.1 e n.5, è stato ottenuto il seguente valore di LPI:

INDAGINE	INDICE DI LIQUEFAZIONE LPI	RISCHIO
CPT 1	0.0	MOLTO BASSO
CPT 5	0.0	MOLTO BASSO