

Committente:

# COMUNE DI VAL DELLA TORRE

PROVINCIA DI TORINO



Oggetto:

## SISTEMAZIONE DEL NODO DI PERICOLOSITA' IDROGEOLOGICA DEL RIO VERNA ALL'INCROCIO TRA LE VIE ALPIGNANO E GIACHERO

### PROGETTO ESECUTIVO

### RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA


Identificazione elaborato	Ambito		Tipologia		Commessa	n° elaborato	
E2PE44116A03	E	2	P	E	441/16	A	03

#### Dati Progettisti / Consulenti

##### **Ing. Massimo TUBERGA**

Iscritto all'Albo Professionale dell'Ordine  
degli Ingegneri della Provincia di Torino  
n° 5452 Sezione A

##### **Geol. Teresio BARBERO**

Iscritto all'Albo Professionale dell'Ordine dei  
Geologi della Regione Piemonte  
n° 472 Sezione A

Rev.	Redatto	Verificato	Validato	Data	Timbri e Firme
1	geol. T. Barbero	geol. E. Rabajoli	ing. M. Tuberga	12-16	

Il Responsabile del procedimento:

FIRMA

File: E2PE44116A03.doc

**GEO sintesi**  
Associazione tra Professionisti

geol. Edoardo RABAJOLI  
ing. Massimo TUBERGA  
ing. Luigi MARENCO  
geol. Nicola QUARANTA  
geol. Teresio BARBERO

C.so Unione Sovietica, 560 - 10135 Torino  
Tel. 011 3913194 - Fax. 011 3470903  
email : [info@geoengineering.torino.it](mailto:info@geoengineering.torino.it)



## 1 INDICE

1	PREMESSA .....	2
	SEZIONE 1: RELAZIONE GEOLOGICA .....	3
1.	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO.....	5
2	ASSETTO GEOLOGICO .....	7
3	ASSETTO IDROGEOLOGICO .....	9
	SEZIONE 2: RELAZIONE GEOTECNICA .....	11
1	ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO .....	13
1.1	Indagini in sito.....	13
1.2	- Assetto litostratigrafico locale .....	13
2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	14
	Le classificazioni geotecniche successive, essendo in presenza di termini a preponderante componente granulare, saranno condotte in termini di tensioni efficaci (condizioni drenate)....	14
2.1	Generalità .....	14
2.2	Densità relativa .....	14
2.3	Parametri di resistenza .....	14
2.4	Peso di volume .....	15
2.5	Coefficiente di sottofondo .....	15
3	PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO .....	16
	SEZIONE 3: RELAZIONE SISMICA .....	21
1.	INTRODUZIONE .....	23
2.	CLASSIFICAZIONE SISMICA .....	24
2.1	Cenni di sismotettonica.....	24
3.	PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE.....	28
4.	STABILITA' ALLA LIQUEFAZIONE .....	31

## 1 PREMESSA

Il presente documento, suddiviso in tre parti: Sezione 1 – Relazione Geologica e Sezione 2 – Relazione Geotecnica, Sezione 3 – Relazione sismica viene redatto a supporto del progetto esecutivo dei lavori di *“Sistemazione del nodo di pericolosità idrogeologica del Rio Verna all’incrocio tra le Vie Alpignano e Giachero”* in comune di Val della Torre (TO).

La relazione è stata redatta a seguito dei rilievi e delle indagini compiute in loco secondo quanto previsto dalle *“Norme tecniche per le costruzioni”* (D.M. 14.01.08).

Nei capitoli che seguono sono quindi illustrati i risultati degli accertamenti, degli studi, delle indagini e delle verifiche eseguite in ottemperanza alle norme di cui sopra.

## SEZIONE 1: RELAZIONE GEOLOGICA



## 1. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Il Rio Verna rappresenta una delle principali linee di drenaggio naturale presenti in sponda destra del torrente Casternone. Il suo bacino imbrifero è limitato a monte dalla dorsale che collega il Truc del Faro al M. Cua e da qui al M.te Musiné con andamento S-N; lateralmente il settore di bacino considerato è adiacente a quello di una serie di rii minori che trovano recapito nel Torrente Casternone per i rami settentrionali e allo stesso Rio Verna per i rami più meridionali.



**Fig. 1** – Inquadramento territoriale del bacino del rio della Verna tratto dal Geoviewer 2D dell'Arpa Piemonte. Il rettangolo indica approssimativamente il settore di intervento.

Il bacino del Rio Verna, sotteso in corrispondenza del ponticello di collegamento con la Strada Provinciale per il capoluogo, è disposto nella sua parte valliva secondo una direttrice W-E, grosso modo ortogonale all'alveo del T. Casternone ed è delimitato da una linea spartiacque, che raggiunge i 1373 m in corrispondenza della dorsale del M. Cua, mentre la sezione in esame di chiusura si pone ad una quota di circa 441 m s.l.m.m. A valle del ponticello della provinciale, ove termina l'intervento in progetto, l'alveo si dispone parallelamente al T. Casternone confluenso nello stesso circa 2

chilometri a valle. Il reticolo idrografico nel settore di testata risulta poco sviluppato ed evoluto e caratterizzato da aste del 1° ordine di lunghezza limitata e andamento subrettilineo, con pendenze di fondo in genere molto accentuate.



**Fig. 2** – Inquadramento territoriale del bacino del rio della Verna tratto dal Geoviewer 3D dell'Arpa Piemonte. Il rettangolo indica approssimativamente il settore di intervento.

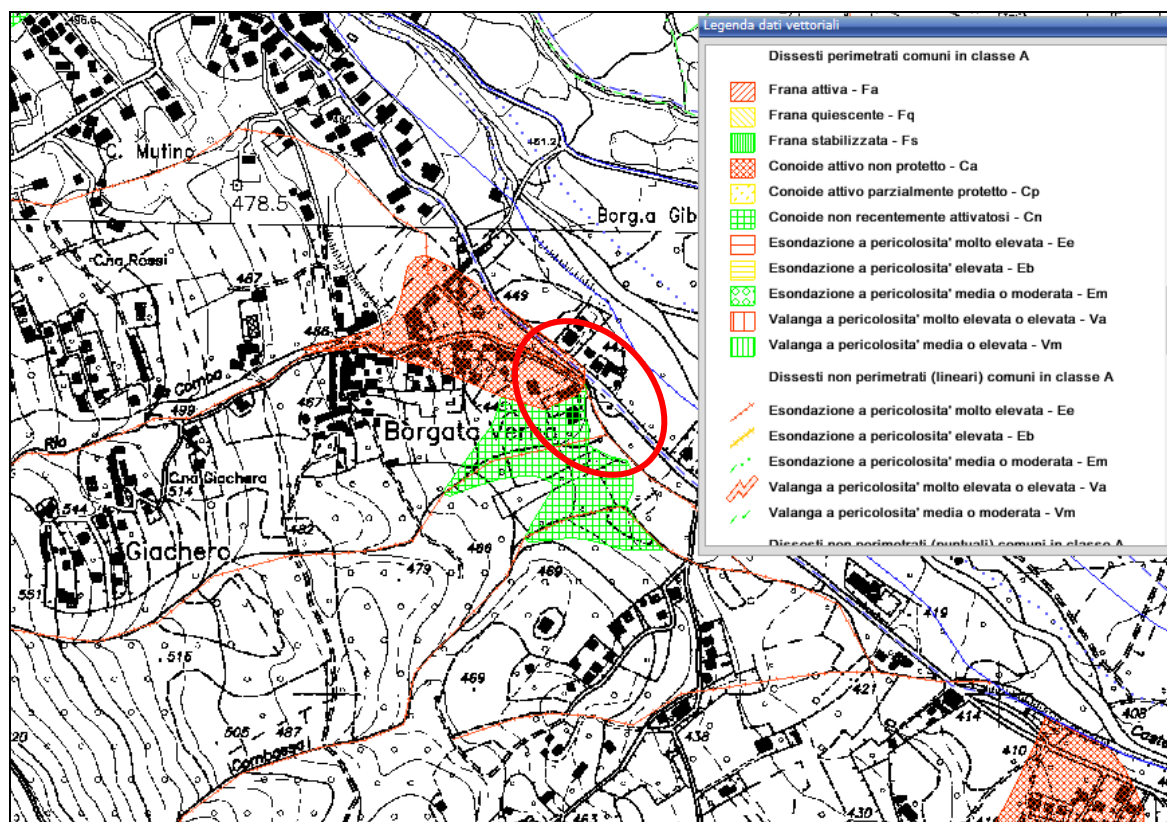
Per la ricostruzione del quadro geomorfologico locale ci si è avvalsi delle fotografie aeree, che consentono una visione più generale e permettono di inserire in un quadro più ampio le informazioni puntuali derivanti dal rilievo di campagna.

Oltre agli elaborati allegati al PRGC si è quindi proceduto alla consultazione delle seguenti cartografie tematiche:

- Atlante dei rischi idraulici e idrogeologici - Delimitazione delle aree in dissesto (Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico - PAI);
- Tematismi della Banca Dati Geologica della Regione Piemonte e dell'A.R.P.A. Piemonte;
- Progetto SIFRAP (Sistema Informativo Frane in Piemonte).

La cartografia consultata evidenzia la pericolosità dell'area in quanto interessata da un conoide attivo non protetto,





**Fig. 3** – Dissesti PAI tratti dal Sistema informativo on line della Difesa del Suolo della Regione Piemonte.

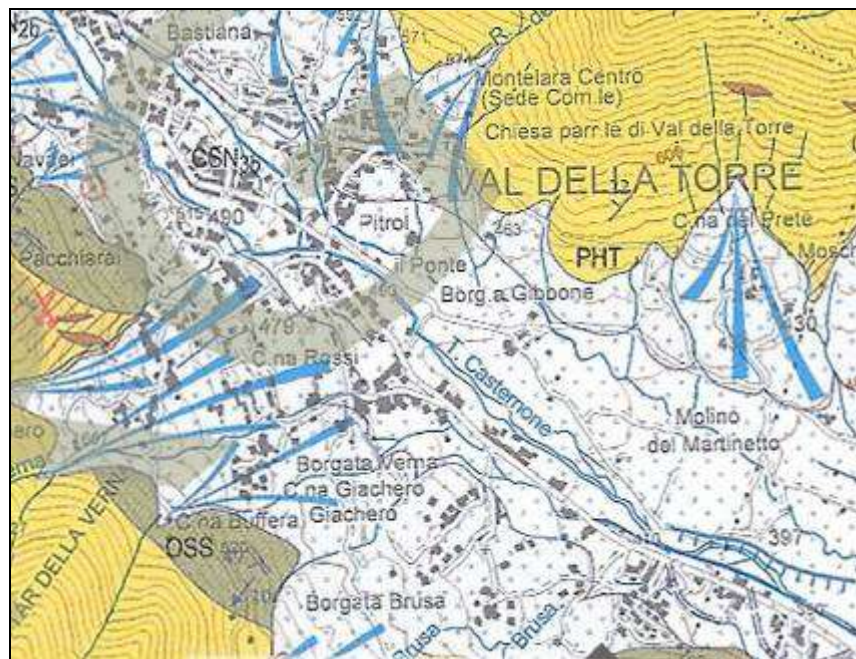
Nel caso particolare allo sbocco del suo settore vallivo il rio ha formato un ampio conoide esteso sino alla strada provinciale. Tale conoide è classificato secondo l'Atlante dei rischi idraulici e idrogeologici del PAI come "Area di conoide attivo non protetta Ca" nell'ambito dei dissesti classificati come Trasporto di massa sui conoidi, mentre l'asta torrentizia è caratterizzata da un dissesto lineare "esondazione a pericolosità molto elevata Ee".

Ponendosi l'intervento nel settore distale del conoide le analisi condotte non rilevano fattori di natura geologica tali da condizionare in modo specifico la realizzazione del progetto. L'opera risulta infatti atta a favorire il deflusso eliminando l'ostacolo costituito dall'attraversamento esistente.

## 2 ASSETTO GEOLOGICO

Nel settore montano del bacino imbrifero del Rio Verna affiorano litotipi riferibili al *Massiccio Ultrabasico di Lanzo*. Le formazioni superficiali pedemontane sono invece costituite da coltri più o meno continue e potenti di depositi sciolti, riconducibili

prevalentemente a sedimenti eluvio-colluviali e detritico-colluviali, da depositi fluvio-glaciali antichi Pleistocene medio-superiore e da depositi alluvionali medio-recenti e attuali.



#### SINEMA DI PALAZZOLO

##### Subsistema di Ghiaia Grande

CSN<sub>3b</sub>

Ghiaie sabbiose a supporto di clasti e sabbie ghiaiose a supporto di matrice con intercalazioni sabbiose, passanti verso l'alto a sabbie siltose inalterate o debolmente alterate (2,5Y-10YR) di spessore metrico, costituenti i principali fondovalle, i terrazzi sospesi fino a 10 m sugli alvei attuali e i conoidi fluvio-torrentizi attuali; depositi siltosi e sabbioso-siltosi privi di stratificazione e non alterati, di spessore metrico, contenenti alla base lenti ghiaiose di ridotta estensione, costituenti i fondovalle dei corsi d'acqua tributari (depositi fluvio-torrentizi) (CSN<sub>3b</sub>). Silt sabbiosi e sabbie siltose poco o per nulla alterati (2,5Y-10YR) con intercalazioni torbose (depositi lacustri, palustri e di torbiera) (CSN<sub>3a</sub>). *OLOCENE - ATTUALE*

#### SINEMA DI BENNALE



BEN

*Diamicton* con clasti da subangolosi a subarrotondati, striati e sfaccettati, immersi in una matrice siltoso-sabbiosa addensata e piuttosto alterata (2,5YR) e con blocchi di dimensioni comprese tra 1 e 2 m costituiti da gneiss occhiali, quarziti e subordinatamente da serpentiniti, micascisti e prasiniti (depositi glaciali indifferenziati) (BEN<sub>1</sub>). *PLEISTOCENE MEDIO*

##### Subsistema di Cascine Vica

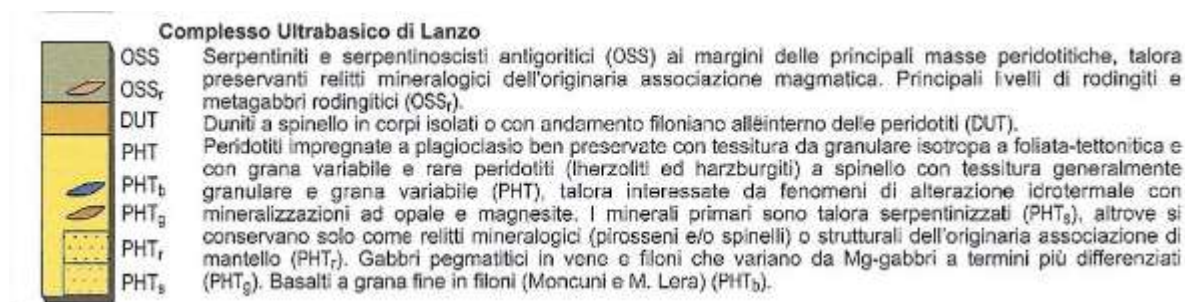
BEN<sub>2</sub>

Sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose eterometriche con clasti subarrotondati immersi in una matrice sabbioso-siltosa; i clasti sono costituiti da gneiss, micascisti, quarziti, prasiniti, anfiboliti, eclogiti e gabbri (depositi fluvio-glaciali) (BEN<sub>2b</sub>). Depositi glaciali indifferenziati (BEN<sub>2c1</sub>). *Diamicton* con clasti da subarrotondati a subangolosi, sfaccettati e striati, e blocchi di dimensioni superiori a 2 m immersi in una matrice siltoso-sabbiosa addensata (depositi glaciali di fondo) (BEN<sub>2c2</sub>). *Diamicton* con clasti angolosi e subangolosi e blocchi eterometrici (depositi glaciali di ablazione) (BEN<sub>2c3</sub>). Depositi lacustri (BEN<sub>2c</sub>). I depositi sono complessivamente da mediamente a molto alterati (5YR-10R). *Parte superiore del PLEISTOCENE MEDIO*

##### Subsistema di Truc Monsagnasco

BEN<sub>1b</sub>

Ghiaie a supporto di matrice, localmente cementate, con clasti subarrotondati immersi in sabbie siltose (depositi fluvio-glaciali) (BEN<sub>1b</sub>). Depositi glaciali indifferenziati (BEN<sub>1c1</sub>). *Diamicton* con clasti eterometrici da subarrotondati a subangolosi, sfaccettati e striati, e blocchi di dimensioni superiori a 2 m, immersi in una matrice siltoso-sabbiosa addensata (depositi glaciali di fondo) (BEN<sub>1c2</sub>). *Diamicton* con clasti angolosi e subangolosi e blocchi eterometrici (depositi glaciali di ablazione) (BEN<sub>1c3</sub>). Silt argillosi e silt sabbiosi stratificati (depositi lacustri) (BEN<sub>1c</sub>). I depositi sono complessivamente da mediamente a molto alterati (5-2,5YR). *Parte inferiore del PLEISTOCENE MEDIO*



**Fig. 4** – Stralci dal Foglio n. 155 “Torino Ovest” alla scala 1:50.000 (fuori scala).

Il Foglio geologico n. 155 “Torino Ovest” alla scala 1:50.000 indica la presenza di serpentiniti e serpentinoscisti sub affioranti poco più a monte del sito di intervento. Tali rocce ultrabasiche sono caratterizzate da intensa fratturazione e alterazione variabile, particolarmente intensa nelle lherzoliti. Le giaciture dei piani di foliazione immergono di circa 50° verso SSE

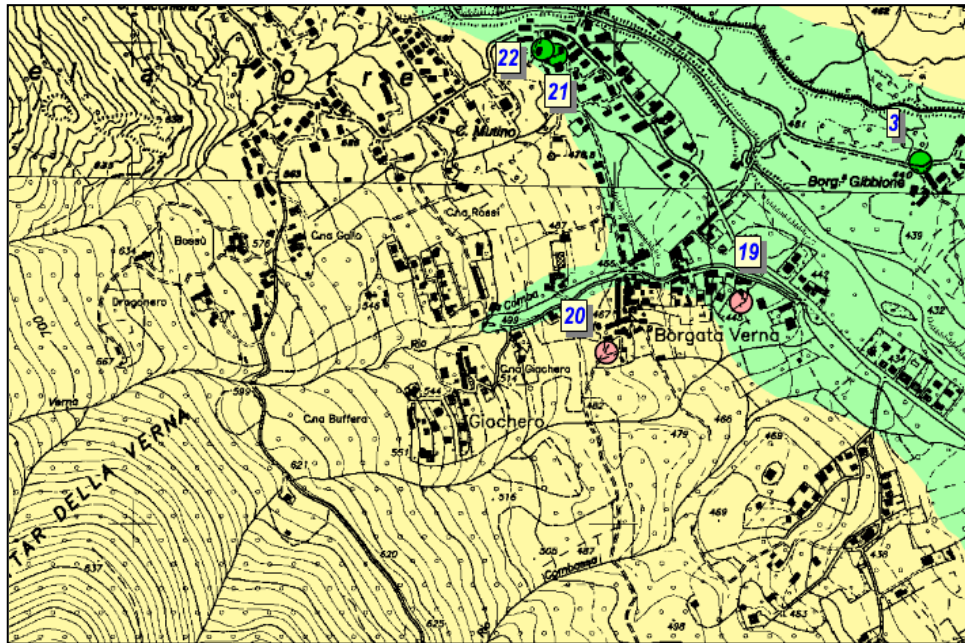
In considerazione delle quote poco elevate, le formazioni superficiali quaternarie, costituite esclusivamente da depositi sciolti, si estendono con relativa continuità in corrispondenza ai versanti e al fondovalle.

Nel sito di intervento sono presenti terreni sciolti riferibili a depositi sedimentari fluvio-torrentizi di età olocenica riferibili al Subsistema di Ghiaia Grande (CSN3b). Il deposito è costituito da termini ghiaioso sabbiosi con frequenti elementi eterometrici con diametro compreso tra pochi cm e 30 cm circa.

### 3 ASSETTO IDROGEOLOGICO

Le unità detritiche di copertura (in senso ampio) sono caratterizzate da una permeabilità per porosità che è essenzialmente funzione della dimensione dei pori intergranulari, a sua volta legata alla granulometria della componente clastica, alla natura della frazione fine e del grado di addensamento o di cementazione. Anche in tale caso la circolazione idrica è possibile solo se i vuoti sono reciprocamente connessi. Nel caso di specie la coltre detritica alluvionale presente è caratterizzata da un grado di permeabilità medio-alto, in relazione allo scheletro grossolano presente. Si osserva la presenza di una superficie piezometrica libera in continuità idrodinamica con i corsi d'acqua presenti e in particolare con il T. Casternone e, a scala locale, con il Rio Verna in corrispondenza del quale si colloca l'intervento. Nella cartografia del P.R.G.C. vigente (Rabajoli, 2008) in prossimità del sito di intervento è indicato un valore di soggiacenza pari a circa 5 m misurato nell'autunno 2001 (ved. pozzo n. 19 nella fig. 5).





**Fig. 5** - Carta geoidrologica e della soggiacenza della falda (Rabajoli, 2008)

## **SEZIONE 2: RELAZIONE GEOTECNICA**



## 1 ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO

### 1.1 Indagini in sito

Per pervenire ad una caratterizzazione geotecnica dei materiali costituenti il piano di fondazione dell'opera in progetto si è fatto riferimento a una campagna di indagini geognostiche e di rilievi sul terreno eseguita nel mese di gennaio 2012. L'indagine risultava così strutturata:

- n° 2 pozzetti esplorativi, spinti sino a una profondità di 4,0 m dal piano di campagna in corrispondenza delle spalle del ponticello recentemente demolito
- rilievo degli affioramenti lungo le scarpate di erosione ad accertare la continuità laterale dei terreni presenti.

Successivo reperimento di materiale di archivio e bibliografico sui terreni rinvenuti.

### 1.2 - Assetto litostratigrafico locale

I risultati stratigrafici ottenuti, associati alle informazioni desunte da stratigrafie note ubicate in prossimità della zona di indagine ed alla geologia del sito, hanno permesso di definire in modo sufficientemente preciso l'assetto litostratigrafico locale. In particolare l'assetto stratigrafico medio relativo alla zona di interesse può essere così schematizzato:

da	0.00-0,50 m	Riporti o terreno vegetale di colore bruno
	0,50-4.00 m	ciottoli e ghiaie in matrice sabbiosa

In definitiva è possibile individuare nell'area in esame un'unica unità litologica costituita da depositi alluvionali litologicamente ascrivibili tra ghiaie e ciottoli.

Dal punto di vista geotecnico nel paragrafo successivo si procederà alla caratterizzazione di questa unità litologica definendone i parametri caratteristici.

## 2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Le classificazioni geotecniche successive, essendo in presenza di termini a preponderante componente granulare, saranno condotte in termini di tensioni efficaci (condizioni drenate).

### 2.1 Generalità

Sulla base dei risultati dell'indagine geognostica condotta e dell'esame visivo dei materiali è possibile classificare gli stessi secondo la classificazione statunitense USC. In particolare ci si colloca nella classe definita con la sigla GM; si tratta cioè in prevalenza di ciottoli e ghiaie malgradate. Secondo la classificazione CNR-UNI questi materiali risultano ascrivibili alla classe  $A_{1-b}$ . La definizione dei parametri geotecnici rappresentativi del deposito è possibile sulla base delle evidenze delle indagini e dai dati disponibili in bibliografia.

### 2.2 Densità relativa

L'analisi visiva dei materiali costituenti tale unità e la granulometria del deposito indicano un grado di addensamento medio-alto; peraltro, stante la pezzatura dei ciottoli presenti, va segnalata la scarsa rappresentatività di eventuali prove penetrometriche da eseguire in sito, non significative per la definizione di un comportamento su larga scala del materiale e comunque fortemente influenzate da interferenze puntuali con i clasti a pezzatura maggiore. In questo senso si adotterà un valore di densità relativa DR mediamente compreso tra il 55 ed il 65% (Terzaghi – Peck 1948).

### 2.3 Parametri di resistenza

Sulla base del valore di DR ottenuto è possibile, per mezzo delle correlazioni proposte da Schmertmann (1978) stimare l'angolo di resistenza al taglio di picco, che risulta pari a  $\phi = 42^\circ$ . Il valore ricavato rappresenta, come detto, l'angolo di resistenza al taglio di picco da utilizzare in problematiche geotecniche che implicino un basso livello deformativo (spinte contro opere di sostegno etc.); relativamente all'angolo di resistenza al taglio a volume costante ( $\phi_{cv}$ ), i valori proposti da Lambe e Whitman per termini incoerenti risultano compresi tra  $32^\circ$  e  $36^\circ$ . In particolare una stima di tale parametro è possibile dall'esame del diagramma proposto da Bolton (1986) che per una densità relativa del 55 – 65 % prevede una differenza fra  $\phi$  e  $\phi_{cv}$  compresa tra  $4^\circ$  e  $7^\circ$ , ovvero  $\phi_{cv}$  compreso tra  $35^\circ$  e  $38^\circ$ . In definitiva come valore dell'angolo di resistenza al taglio a



volume costante si assumere il valore  $35^\circ$ . Trattandosi di terreni della classe G si assume per definizione, in assenza di cementazione, un valore nullo della coesione.

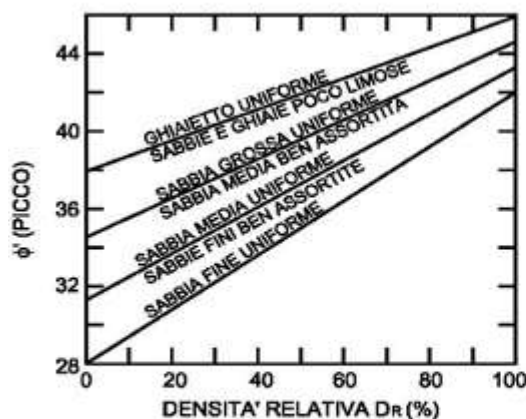


Figura 2  
Correlazione  $D_r - \phi'$   
(Schmertmann, 1978)

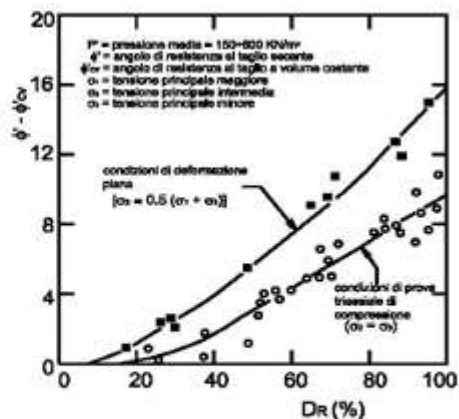


Figura 3  
Correlazione tra  $(\phi' - \phi'_{ov})$  e la  
densità relativa ( $D_r$ ) (Bolton, 1986)

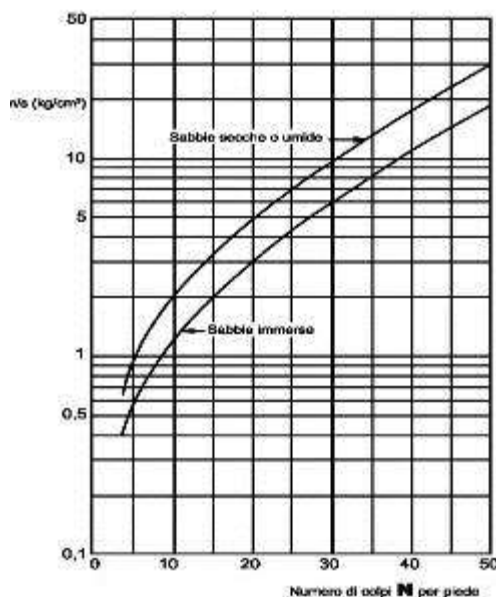
Fig. 6 – Correlazioni di Schmertmann (1978) e Bolton (1986).

## 2.4 Peso di volume

Sulla base della classificazione granulometrica e del valore di  $D_r$  stimato in precedenza è possibile, attraverso le correlazioni proposte dal NAVFAC (1971), stimare il peso di volume saturo dei terreni in esame. Con un valore di  $D_r = 55 - 65 \%$  si ottiene  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ .

## 2.5 Coefficiente di sottofondo

In assenza di prove di piastra si ritiene corretto riportare la correlazione tra prove  $N_{SPT}$  e il coefficiente di sottofondo; per termini sabbiosi si ottiene, assumendo come rappresentativo un valore  $N_{SPT}$  pari a 40 colpi/piede, un valore del coefficiente di sottofondo di circa  $10 \text{ kg/cm}^3$ .



**Fig. 7 – Coefficiente di sottofondo d Winkler - Unità Litostratigrafia I**

Riassumendo per i terreni ghiaiosi costituenti l'unità litologica in esame, si ritiene corretto assumere i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

- peso di volume	$\gamma = 19$	$\text{kN/m}^3$
- coesione drenata	$c' = 0$	$\text{kPa}$
- angolo di resistenza al taglio di picco	$\phi'_p = 42$	$^\circ$
- angolo di resistenza al taglio a volume costante	$\phi'_{cv} = 35$	$^\circ$

### 3 PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Sulla base delle analisi svolte al paragrafo precedente sarà cura del progettista delle strutture definire un profilo geotecnico di progetto a cui fare riferimento in sede progettuale. La definizione dei parametri di calcolo è effettuata con riferimento all'approccio agli stati limite in campo geotecnico trattato dagli Eurocodici, che viene introdotto a livello di normativa nazionale attraverso il "Testo unico – Norme Tecniche per le Costruzioni – Gennaio 2008".

Per Stato Limite Ultimo (SLU) si intende lo stato al superamento del quale si ha il collasso strutturale, crolli, perdita di equilibrio, dissesti gravi, ovvero fenomeni che mettono fuori servizio in modo irreversibile la struttura.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU

- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

Per Stato Limite di Esercizio (SLE) si intende lo stato al superamento del quale corrisponde la perdita di una particolare funzionalità che condiziona o limita la prestazione dell'opera.

Nell'ambito del metodo agli stati limite, la misura della sicurezza si ottiene con il "Metodo semiprobabilistico dei Coefficienti Parziali" di sicurezza espresso dall'espressione

$$E_d \leq R_d$$

dove:

$R_d$  = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

$E_d$  = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni, nelle combinazioni di carico di cui ai punti successivi

La resistenza  $R_d$  è determinata:

$$R_d = 1/\gamma_R R [\gamma_F F_k; X_k/\gamma_M; a_d]$$

E l'effetto delle azioni risulta:

$$E_d = E [\gamma_F F_k; X_k/\gamma_M; a_d]$$

In cui l'effetto delle azioni e resistenze sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $F$ , dei parametri di progetto  $X$  e della geometria di progetto  $a$ .

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficiente parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2, e R3).

La resistenza di progetto può essere determinata:

- in modo analitico, con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza (angolo di attrito, coesione, etc.) divisi per un coefficiente parziale  $\gamma_M$  e tenendo conto ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specifici per ogni tipo di opera
- sulla base di misure dirette, tenendo conto di specifici coefficienti parziali  $\gamma_R$  specifici per ogni tipo di opera.
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto di specifici coefficienti parziali  $\gamma_R$  specifici per ogni tipo di opera.

Le azioni di progetto  $E_d$  sono determinate, a partire da un valore caratteristico, amplificandolo mediante i coefficienti parziali  $\gamma_F$ .

Per le diverse condizioni nella verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU), il T.U. Gennaio 2008 individua i seguenti coefficienti parziali:

## Azioni (EQU)

AZIONE	Simbologia coefficiente parziale	COEFFICIENTE PARZIALE
Permanente sfavorevole	$\gamma_{G1}$	1,1
Permanente favorevole		0,9
Permanente non strutturale favorevole	$\gamma_{G2}$	1,5
Permanente non strutturale sfavorevole		0,0
Variabile sfavorevole	$\gamma_Q$	1,5
Variabile favorevole		0,0

## Azioni (A1) STR

AZIONE	Simbologia coefficiente parziale	COEFFICIENTE PARZIALE
Permanente sfavorevole	$\gamma_G$	1,3
Permanente favorevole		1,0
Permanente non strutturale sfavorevole	$\gamma_{G2}$	1,5
Permanente non strutturale favorevole		0,0
Variabile sfavorevole	$\gamma_Q$	1,5
Variabile favorevole		0,0

## Azioni (A2) GEO

AZIONE	Simbologia coefficiente parziale	COEFFICIENTE PARZIALE
Permanente sfavorevole	$\gamma_G$	1,0
Permanente favorevole		1,0
Permanente non strutturale sfavorevole	$\gamma_{G2}$	1,3
Permanente non strutturale favorevole		0,0
Variabile sfavorevole	$\gamma_Q$	1,3
Variabile favorevole		0,0

## Resistenze (M1)

AZIONE	Parametro al quale applicare il coefficiente parziale	COEFFICIENTE PARZIALE
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi'_k$	1,0
Coesione efficace	$c'_k$	1,0
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	1,0

Peso dell'unità di volume	$\gamma$	1,0
---------------------------	----------	-----

## Resistenze (M2)

AZIONE	Parametro al quale applicare il coefficiente parziale	COEFFICIENTE PARZIALE
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi'_k$	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	1,0

Per le diverse problematiche di progetto sarà possibile definire il profilo geotecnico di progetto. Riguardo alle problematiche di capacità portante la norma al punto 6.4 fornisce i seguenti coefficienti parziali  $\gamma_R$

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

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



### **SEZIONE 3: RELAZIONE SISMICA**





## 1. INTRODUZIONE

Il territorio di Val della Torre è stato inizialmente ascritto alla zona sismica 4 ai sensi dell'Ord. P.C.M 20/03/2003 n. 3274 e s.m.i. Tuttavia, secondo la Deliberazione della Giunta Regionale n. 11-13058 del 19/01/2010, *Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006)*, con le prescrizioni aggiuntive della D.G.R. n. 28-13422 dell'01/03/2010 e s.m.i., il Comune di Val della Torre è stato riclassificato in Zona 3. Successivamente i termini di entrata in vigore della nuova classificazione sono stati prorogati dalla Deliberazione della Giunta Regionale n. 28-13422 dell'01/03/2010, dalla Deliberazione della Giunta Regionale n. 8-1517 del 18/02/2011 e dalla Legge regionale n. 10 del 11 luglio 2011.

Con la Deliberazione della Giunta Regionale n. 4-3084 del 12.12.2011 è stato approvato l'aggiornamento e l'adeguamento delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico - edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico ed è stata recepita la classificazione sismica di cui alla D.G.R. n. 11-13058 del 19.01.2010.

Con la successiva D.G.R. n. 7-3340 del 3.02.2012 sono state apportate alcune modifiche e integrazioni alle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. n. 4-3084 del 12.12.2011.

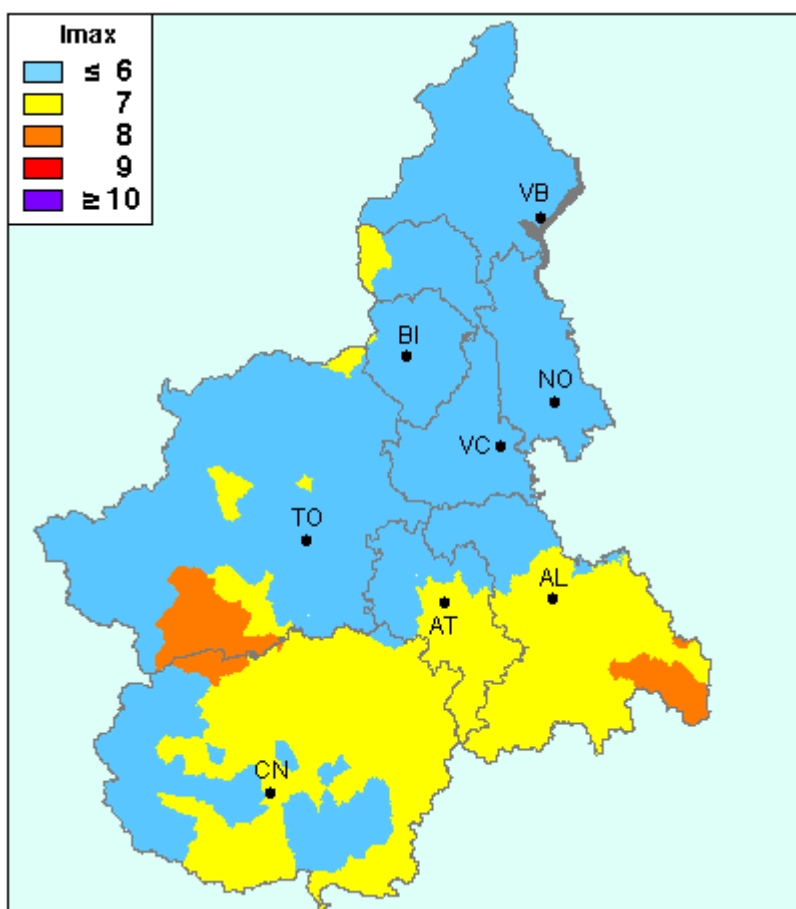
Con Determinazione Dirigenziale n. 540/DB1400 del 09.03.2012 sono state approvate le modalità per la predisposizione degli studi finalizzati alla prevenzione del rischio sismico a supporto degli strumenti urbanistici generali e loro varianti generali e strutturali dei Comuni compresi nelle zone sismiche 3S e 3.

In conclusione, il Comune di Val della Torre a partire dal 1 gennaio 2012 è stato ascritto alla Zona 3.

## 2. CLASSIFICAZIONE SISMICA

### 2.1 Cenni di sismotettonica

Il contesto tettonico e i regimi geodinamici tuttora attivi legati all'evoluzione della catena alpina sono all'origine dell'attività sismica presente in Piemonte, generalmente modesta come intensità, ma notevole come frequenza.



- **Fig. 8:** Massime intensità macrosismiche osservate nei comuni italiani – Molin, Stucchi, Valensise per conto DPC – Aprile 2006

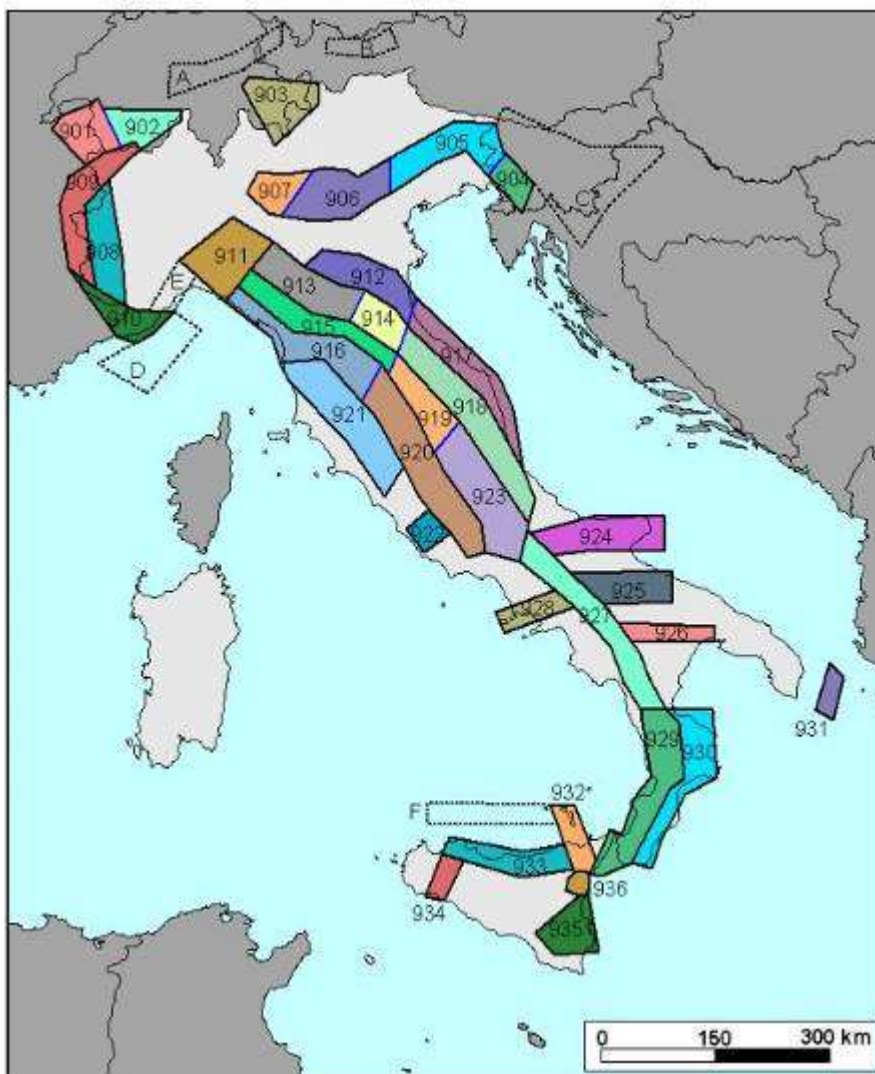
I terremoti si manifestano principalmente lungo due direttrici che riflettono chiaramente l'assetto tettonico regionale essendo quasi coincidenti, entro un ragionevole margine di distribuzione, l'uno con il fronte Pennidico e l'altro con il limite fra le unità pennidiche e la pianura padana.

Osservando infatti la localizzazione degli epicentri dei terremoti registrati dalla rete sismica si nota chiaramente una distribuzione dispersa lungo due direttrici principali:

- una segue la direzione dell'Arco Alpino occidentale nella sua parte interna in corrispondenza del massimo gradiente orizzontale della gravità (zona sismogenetica 908);
- l'altra (zona sismogenetica 909) più dispersa segue l'allineamento dei massicci cristallini esterni in corrispondenza del minimo gravimetrico delle Alpi Occidentali francesi.

Le due direttrici convergono nella zona del Cuneese, per riaprirsi a ventaglio verso la costa, interessando il Nizzardo e l'Imperiese (fonte: ARPA Piemonte).

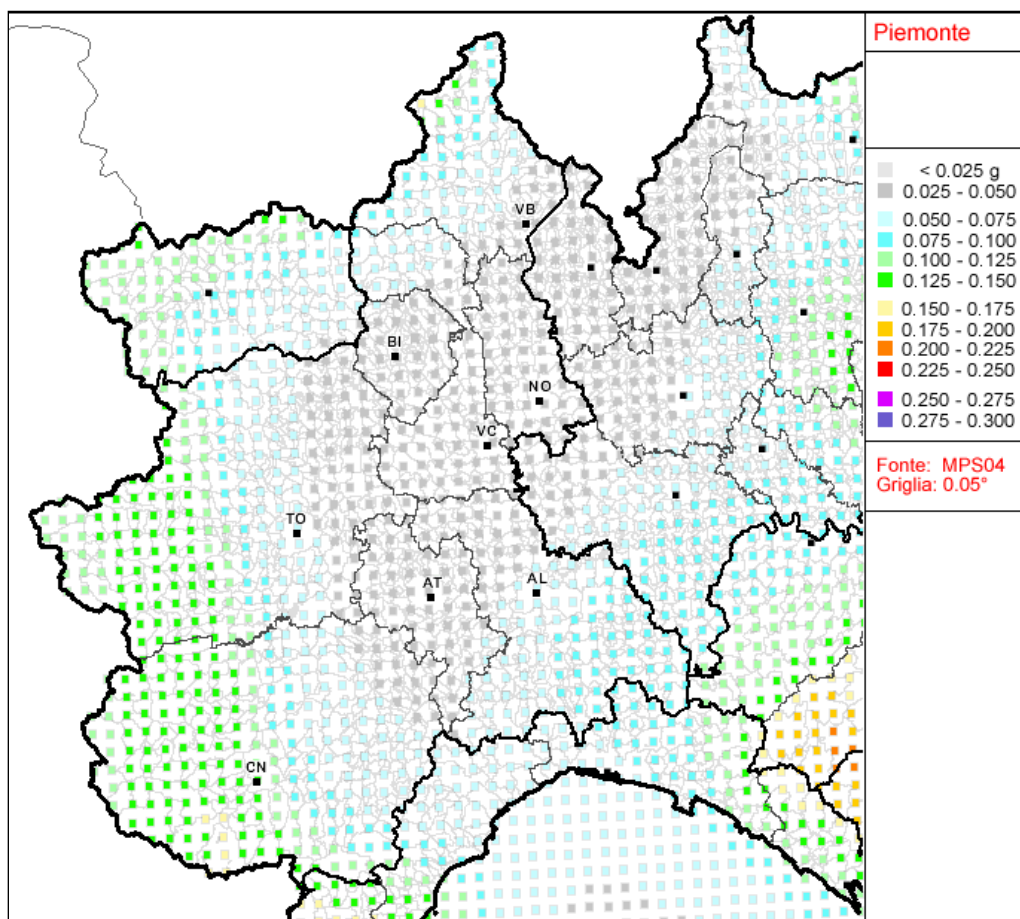
Una terza direttrice (zona sismogenetica 911), infine, interessa il fronte occidentale dell'Appennino sepolto ed il suo prolungamento nel Monferrato.



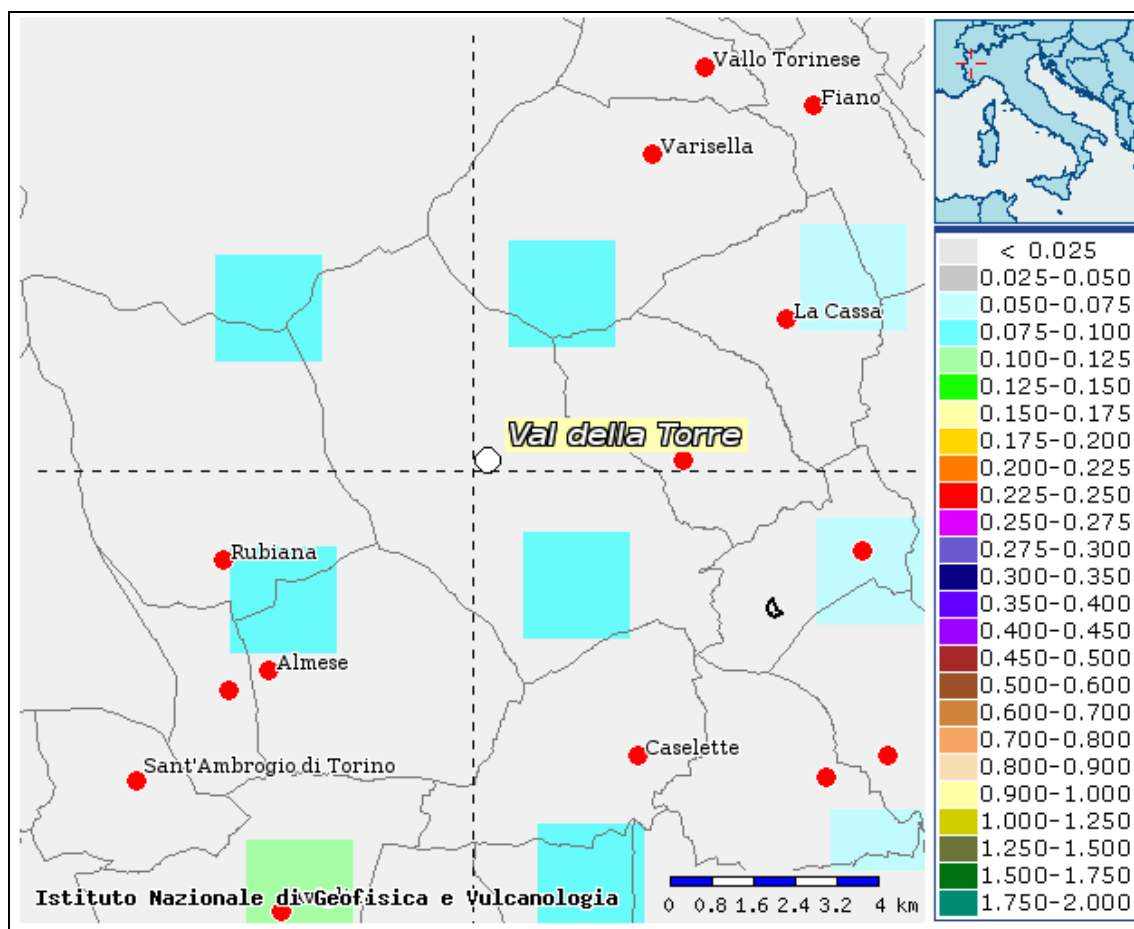
• **Fig. 9:** Zone sismogenetiche, figure tratte da Meletti & Valensise (2004).

A seguito dei risultati del "Progetto Finalizzato Geodinamica" del CNR (D.M. n° 82 del 4 febbraio 1982), sono stati classificati sismici in II categoria 41 Comuni Piemontesi (40 in Provincia di Torino, 1 in Provincia di Cuneo).

I valori di accelerazione massima al suolo  $a_g$  con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferiti a suoli rigidi caratterizzati da  $V_{s,30} > 800$  m/s, relativi alla classificazione citata, sono riproposti nella figura seguente.



**Fig. 10:** Valori di Pericolosità sismica del territorio nazionale - INGV



• **Fig. 11:** Dettaglio Valori di Pericolosità sismica del territorio di Val della Torre - INGV

Zona	accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni $[a_g]$	accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico $[a_g]$
3	0,05 – 0,15 g	0,15 g
4	<0,05 g	0,05 g

**Tabella 1:** Valori di accelerazione orizzontale per le Zone 3 e 4

### 3. PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

Le tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica specifica per il territorio comunale sono contenute nell'Allegato B al D.M. 14/01/2008 *Norme tecniche per le costruzioni*.

Con riferimento al DM 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni", per il sito di intervento avente le seguenti coordinate:

- Latitudine (WGS84) 45.14706181
- Longitudine (WGS84) 7.45264695

sono definiti i parametri sismici riferiti ad una vita nominale dell'opera di 50 anni e a un tempo di ritorno  $T_r = 475$  anni corrispondente a uno stato limite di "Salvaguardia vita":

STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO		0.030	2.481	0.198
SLD	50	0.037	2.540	0.213
SLV	475	0.083	2.612	0.267
SLC	975	0.105	2.605	0.276

**Tabella 2** – Parametri  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$  riferiti ai diversi stati limite.

Nel seguito si riportano indicazioni tratte dalle linee guida dell'Associazione Geotecnica Italiana, dal D.M. 14/01/2008 *Norme tecniche per le costruzioni* e dalla Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 *Istruzioni per l'applicazione delle «nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008* del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento indicate nelle Tabelle 3.2.II e 3.2.III contenute nel Decreto ministeriale (infrastrutture) 14 Gennaio 2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni" (indicato nel seguito come D.M. 14/01/2008).

Per le categorie di sottosuolo **A, B, C, D, E** le azioni sismiche sono definite al § 3.2.3 del D.M. 14/01/2008. Per l'area di intervento, seppur in assenza di prove in sito atte a

misurare direttamente la  $v_{s30}$ , è possibile ipotizzare ragionevolmente una **categoria di sottosuolo B**.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo	
Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di <math>V_{s30}</math> superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s30}</math> compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &gt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &gt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s30}</math> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero <math>15 &lt; N_{SPT,30} &lt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>70 &lt; c_{u,30} &lt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s30}</math> inferiori a 180 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &lt; 15</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &lt; 70</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con <math>V_s &gt; 800</math> m/s).</i>

**Tabella 3** – Categorie di sottosuolo individuate nel D.M. 14/01/2008.

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione della figura seguente.

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

**Tabella 4** – Categorie caratteristiche della superficie topografica.

Per quanto riguarda le condizioni topografiche si ricade invece nella **categoria T1**.

In riferimento ai tipi e alle classi d'uso delle costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008, si può affermare che gli interventi in progetto ricadano nel tipo 2 e nella classe II.

Il periodo o vita di riferimento  $V_R$  è dato dal prodotto della vita nominale  $V_N$  per il



coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N * C_U$$

dove:

$V_R$  = Vita di riferimento,

$V_N$  = Vita Nominale

$C_U$  = Coefficiente d'uso

Il coefficiente d'uso, per la classe II è pari a 1 e pertanto:

$$V_R = 50 * 1 = 50$$

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

**Tabella 5** – Tipi di costruzione e relativa vita nominale.

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso <i>III</i> o in Classe d'uso <i>IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso <i>IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

**Tabella 6** – Classi d'uso delle costruzioni.

Prendendo in considerazione la categoria di sottosuolo B e la condizione topografica T1, è possibile calcolare l'accelerazione sismica orizzontale massima attesa al sito relativamente allo Stato Limite SLV:

$$a_{\max} = a_g * S_s * S_T = 0,083 \text{ g} * 1,2 * 1 = 0,0996 \text{ g}$$



#### 4. STABILITA' ALLA LIQUEFAZIONE

L'entità delle deformazioni che subisce il terreno dipende dal grado di addensamento. Se la sabbia è sciolta la pressione dei pori aumenterà molto velocemente, se la sabbia è densa le deformazioni avvengono più lentamente e sono associate ad un aumento di volume (dilatanza). Per effetto della dilatazione la pressione interstiziale subisce una caduta ed il terreno riesce a sviluppare una resistenza al taglio sufficiente a sostenere le sollecitazioni indotte dai carichi ciclici. A tale proposito Casagrande afferma che sabbie sciolte con densità relative minori del 40% possono essere soggette a liquefazioni; nelle sabbie fortemente dilatanti, con densità relative maggiori del 70 % è invece normalmente impossibile che le pressioni neutre raggiungano quelle di confinamento, per cui si possono attendere solo assestamenti di lieve entità.

La Commissione Interregionale Ordine dei Geologi (2011) evidenzia che, al di là dei risultati della verifica, occorre valutare le conseguenze della eventuale liquefazione degli strati sabbiosi tenendo sempre presente che:

- lo strato liquefacibile deve avere spessore maggiore di 3 m oppure due contorni impermeabili;
- la liquefazione può avere effetti sulle fondazioni superficiali solo se lo strato superficiale non soggetto a liquefazione è più sottile di 3 m.

Secondo il D.M. 14/01/2008 la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti cinque circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1 g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata\*  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $qc_{1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc_{1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;

5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) delle NTC nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  ed in Figura 7.11.1(b) delle NTC nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$

Le accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) sono prossimi a 0,1 g.

In ogni caso, in considerazione della composizione granulometrica prevalentemente ghiaioso-sabbiosa con ciottoli e blocchi, si ritiene che rispetto alle accelerazioni attese si possano escludere fenomeni di liquefazione.