



SANITPHARMA S.r.l.

Viale Papiniano n°44
20123 Milano (MI)

COLLABORAZIONE:

MODULO ENGINEERING SRL
Via Leonardo da Vinci, 2
25010 S. ZENO
NAVIGLIO(BS)

Tel. 030 3376293



STUDIO DI INGEGNERIA

Dott. Ing. A.PARMIGIANI

Viale Dante Alighieri, 47/D
28100 Novara

Tel e Fax 0321/496025

e-mail: achille.parmigiani@gmail.com

OGGETTO:

Piano Esecutivo Convenzionato
P.E.C.

- Progetto definitivo / Progetto esecutivo -

TAVOLA N°

DT.08

CONTENUTO DELL'ELABORATO:

RELAZIONE GEOLOGICA

DATA

Luglio 2022

Rev.	AGGIORNAMENTI	DATA

SCALA

* Riservato all'amministrazione

SANITPHARMA



RELAZIONE GEOLOGICA-TECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI UN NUOVO CAPANNONE INDUSTRIALE IN VIA RISORGIMENTO ANGOLO VIA CUNEO NEL COMUNE DI CALTIGNAGA (NO)

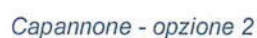
Monza, novembre 2021

A cura di: Dott. Geol. R. Cortiana
Dott. Geol. F. Valentini



INDICE

1	PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO	3
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO	5
3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	7
4	INQUADRAMENTO SISMICO	8
4.1	RIFERIMENTI NORMATIVI CLASSIFICAZIONE SISMICA	8
4.1.1	OPCM 28 aprile 2006	8
4.1.2	CLASSIFICAZIONE REGIONALE	9
4.2	RIFERIMENTI NORMATIVI PROGETTAZIONE	9
4.2.1	D.M. 17 Gennaio 2018	9
5	INDAGINE SISMICA	12
5.1	Prova MASW	12
5.2	Indagine in sito	12
5.3	Elaborazione dei dati	13
6	INDAGINE GEOGNOSTICA	15
7	PARAMETRI GEOTECNICI.....	19
8	CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE E DEI CEDIMENTI PREVEDIBILI	21
8.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	21
8.2	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	24
9	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	26
10	CONCLUSIONI	27



Sulla base dei risultati delle suddette prove si sono individuati i parametri geotecnici dei terreni, secondo le nuove Norme Tecniche Costruzioni (D.M. 17/01/2018).

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO

Estratto relazione geologica allegata al PRGC vigente:

Il territorio ricade nel Foglio n°44 "Novara" della Carta Geologica d'Italia, in scala 1:100.000. Sulla base di quanto indicato in questa cartografia il Comune di Caltignaga è in prevalenza impostato su depositi alluvionali di origine fluviale e fluvio-glaciali di età Wurmiana e Rissiana successivamente incisi dai corsi d'acqua Agogna e Terdoppio.

Di seguito si descrivono più nello specifico le caratteristiche geologiche e litotecniche dei terreni presenti nel territorio:

1. Depositi fluviali attuali e recenti, costituiti da ghiaie e sabbie con ciottoli in matrice limosa, riferibili all'Olocene – Attuale. I clasti sono eterometrici, arrotondati, poligenici e non alterati. Costituiscono la piana alluvionale dei principali corsi d'acqua, ed in particolare dell'Agogna e del Terdoppio. Affiorano solo in corrispondenza di alcune scarpate di incisione dei corsi d'acqua e nelle isole fluviali lungo gli alvei: per questi ultimi la matrice limosa è pressoché assente. Al di fuori dell'alveo attivo sono coperti da suolo vegetato di spessore inferiore a 20 cm. Generalmente il limite delle aree impostate su questi depositi è marcato da scarpate più o meno rimodellate di altezza compresa tra 0.5 e 3 m circa.

2. Depositi fluvio-glaciali e fluviali, costituiti da ghiaie clasted-supported, ghiaie e sabbie e livelli sabbiosi. I depositi sono riferibili al Pleistocene superiore – Olocene e non presentano alterazione. Occupano la maggior parte del territorio comunale e costituiscono le aree di pianura ubicate ai lati delle aree alluvionali dei principali corsi d'acqua. Affiorano solo in corrispondenza di alcune scarpate di origine antropica e localmente lungo il reticolo minore. Sono coperti da uno spessore di suolo vegetato di spessore che può arrivare al mezzo metro.

3. Depositi fluvio-glaciali costituiti da sabbie e ghiaie clasted-supported, riferibili al Pleistocene superiore, debolmente alterazione.

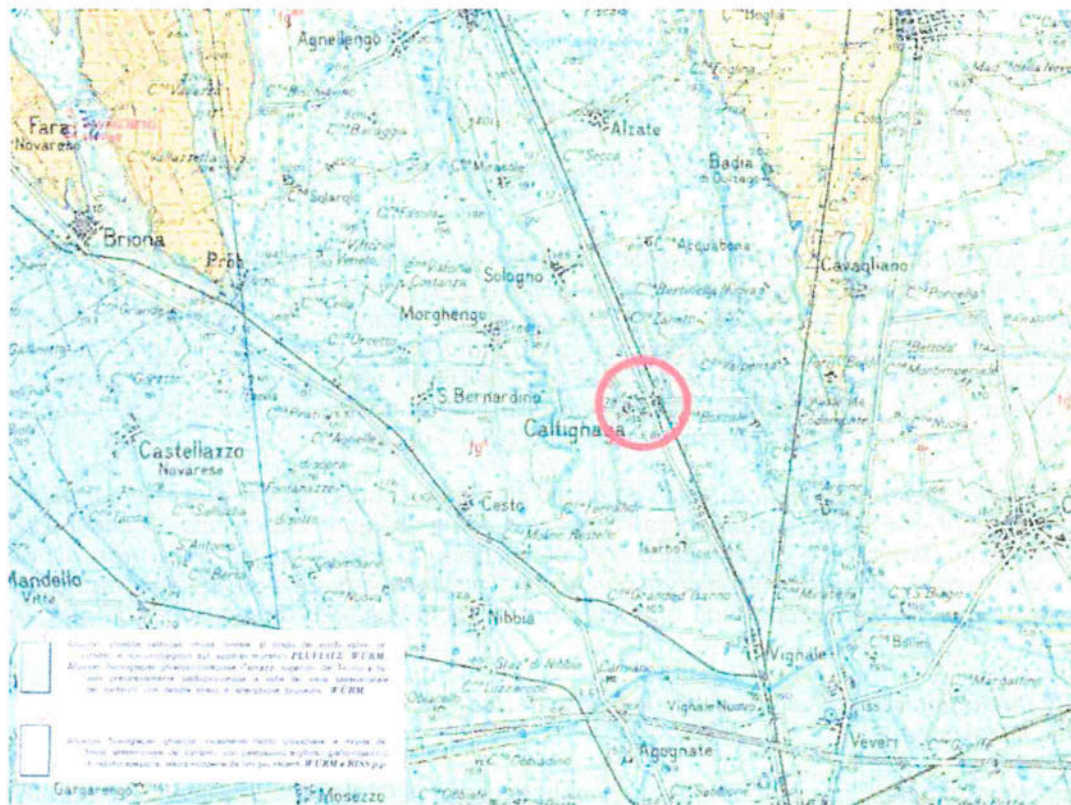
4. Depositi fluvio-glaciali, costituiti da ghiaie e sabbie poco o nulla alterate, giallastre, con livelli sabbiosi laminati e coperture eoliche. Questi depositi sono riferibili al Pleistocene superiore e costituiscono le dorsali morfologicamente più elevate nella parte orientale del territorio comunale. Il limite di questi depositi è morfologicamente ben evidente. Sono coperti da uno spessore di suolo vegetato o agricolo che può arrivare al metro.

5. Depositi fluvio-glaciali antichi (denominati anche Complesso di Oleggio nella relazione di Epifani), costituiti da ghiaie clasted-supported in matrice sabbiosa con locali lenti sabbiose giallastre. Nelle parti superficiali si rinvencono paleo-suoli caratterizzati da elevata pedogenizzazione ed argillificazione, le cui sommità sono coperte da coltri loessiche a loro volta pedogenizzate. Questi depositi rappresentano i depositi più antichi presenti nel territorio di Caltignaga essendo riferibili al Pleistocene medio. I livelli argillificati di questi depositi sono stati utilizzati in passato per la costruzione di laterizi da parte di fornaci locali.

Dal punto di vista stratigrafico, nel territorio esaminato i depositi più antichi (5), legati all'attività deposizionale di origine fluvio-glaciale, si rinvencono nelle aree altimetricamente più elevate che rappresentano relitti di antiche superfici. Successivamente alla deposizione questi depositi, imputabili al Pleistocene medio, sono stati incisi dal reticolo idrografico del Pleistocene medio-superiore, e fortemente pedogenizzati, a testimonianza di una probabile fase climaticamente calda. È seguita un'ulteriore fase deposizionale, nel Pleistocene superiore, che ha generato i depositi (4), sopraelevati di qualche metro rispetto alla pianura principale. La scarpata rimodellata che separa questi depositi dalla pianura principale rappresenta il limite a cui sono arrivati i corsi d'acqua nel periodo Pleistocene superiore- Olocene : infatti con analogo meccanismo i depositi sono stati incisi da un reticolo idrografico che ha depositato i terreni che costituiscono la maggior parte del territorio comunale (2). Infine l'attività del reticolo idrografico attuale ha generato le incisioni in cui scorrono gli alvei dei principali corsi d'acqua e ha depositato i terreni (1) che costituiscono la piana alluvionale attiva.

Dal punto di vista geomorfologico, il Comune di Caltignaga è ubicato in un'area sub-pianeggiante con debole pendenza verso sud-sud-est, incisa da alcuni corsi d'acqua principali e da un fitto reticolo idrografico secondario costituito da canali irrigui di proprietà privata. Localmente sono presenti scarpate rimodellate che delimitano gli orli dei terrazzi di erosione al contatto tra differenti unità litologiche.

Il territorio si sviluppa altimetricamente da quote massime di circa 230 m s.l.m., in corrispondenza del terrazzo dei depositi fluvioglaciali più antichi, a quote minime di circa 190 m s.l.m. in corrispondenza dell'alveo del Terdoppio.



Estratto Carta Geologica d'Italia (Foglio 44 – Novara)

3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Estratto relazione geologica allegata al PRGC vigente:

Nel territorio del Comune di Caltignaga è presente una falda superficiale caratterizzata da valori di soggiacenza che oscillano tra i 2 e i 7 m dal piano campagna. I valori di soggiacenza più alti, e quindi una falda più profonda, si osservano nelle porzioni più occidentali del territorio (7 m) e nel concentrico (4.5 m): si segnala tuttavia che alcuni valori particolarmente alti potrebbero essere falsati dall'utilizzo del pozzo. Nella parte orientale del territorio comunale la falda è più vicina al piano campagna, con valori di soggiacenza di circa 2-3 m dal p.c.

4 INQUADRAMENTO SISMICO

Le azioni sismiche attese in un certo sito si prevedono, su base probabilistica, tramite la pericolosità sismica che è funzione delle caratteristiche di sismicità regionali e del potenziale sismogenetico delle sorgenti sismiche; la valutazione della pericolosità sismica porta poi alla valutazione del rischio sismico di un sito in termini di danni attesi a cose e persone come prodotto degli effetti di un evento sismico.

La pericolosità sismica valutata all'interno di un sito deve essere stimata come l'accelerazione orizzontale massima al suolo in un dato periodo di tempo, definendo i requisiti progettuali antisismici per le nuove costruzioni nel sito stesso.

4.1 RIFERIMENTI NORMATIVI CLASSIFICAZIONE SISMICA

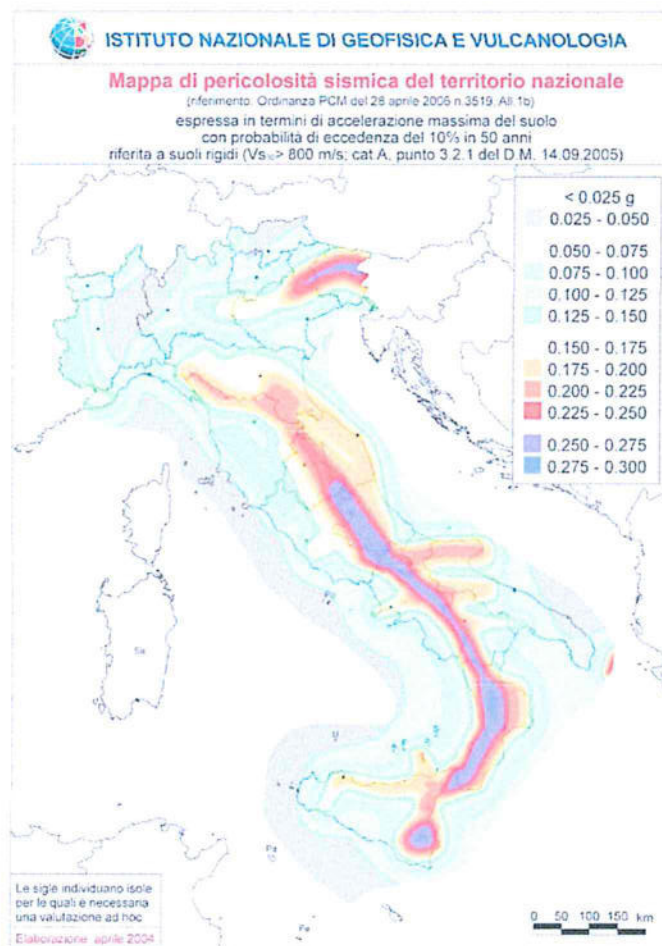
4.1.1 OPCM 28 aprile 2006

L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28/04/06 pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale dell'11/05/06 Serie Generale Anno 147° – n. 108 (*Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*) adotta come riferimento ufficiale una nuova mappa di pericolosità sismica e definisce i criteri generali per la classificazione delle zone sismiche. Costituiscono parte integrante dell'ordinanza:

❖ Allegato 1A – *Criteri per l'individuazione delle zone sismiche e la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*

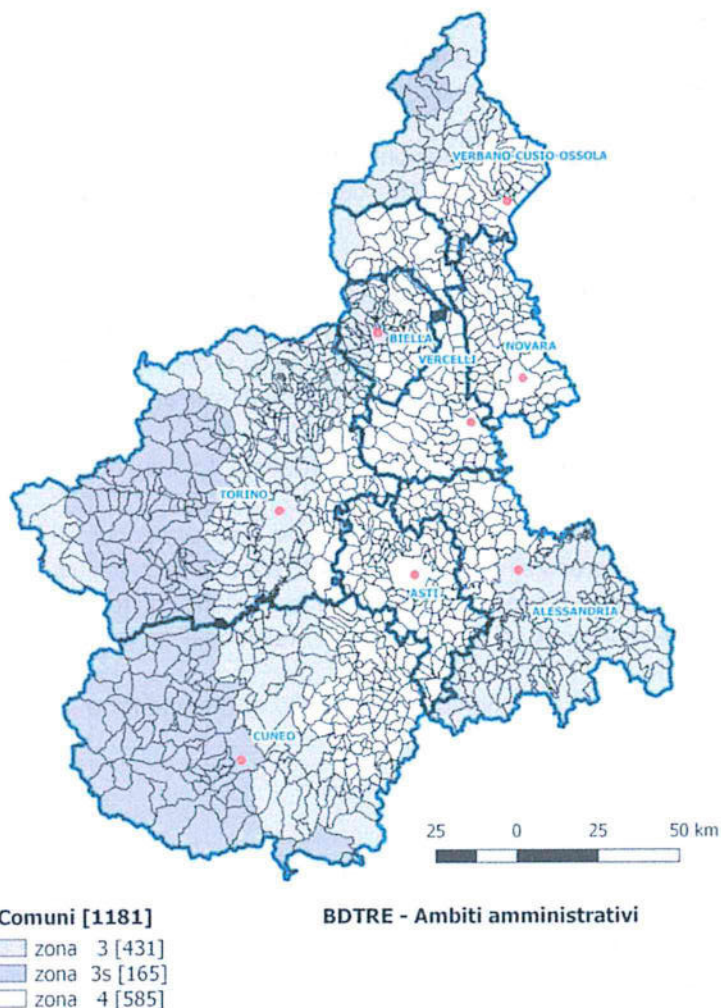
❖ Allegato 1B – *Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale.*

La mappa, riportata nell'Allegato 1B (vedasi figura di seguito riportata), rappresenta graficamente la pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima del suolo (a_g), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s).



4.1.2 CLASSIFICAZIONE REGIONALE

La classificazione sismica attualmente in vigore in Piemonte è quella richiamata nella D.G.R. n. 6 – 887 del 30.12.2019 "OPCM 3519/2006. Presa d'atto ed approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte".



Secondo la classificazione sismica vigente l'area in esame ricade in **zona 4**.

4.2 RIFERIMENTI NORMATIVI PROGETTAZIONE

4.2.1 D.M. 17 Gennaio 2018

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente S e (T) , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g	accelerazione orizzontale massima al sito;
F_o	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
T^*_c	valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per i valori di a_g , F_o e T^*_c , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A (pericolosità sismica) e B (tabella dei parametri che definiscono l'azione sismica) al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

Secondo l'allegato A l'azione sismica sulle costruzioni viene valutata a partire da una pericolosità sismica di base in condizioni ideali di sito di riferimento rigido (categoria di sottosuolo A) con superficie topografica orizzontale (categoria T1).

La pericolosità sismica in un generico sito deve essere descritta con sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali; i risultati dello studio di pericolosità devono essere forniti:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale sopra definite;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata in funzione delle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo e morfologiche della superficie; tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_s per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

I valori di V_s sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

h_i	spessore dell'i-esimo strato;
$V_{s,i}$	velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

- N numero di strati;
H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Anmassi 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.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle presenti norme. Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Tab. 3.2.III – 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 $i > 30^\circ$

5 INDAGINE SISMICA

5.1 Prova MASW

L'indagine sismica è stata realizzata per determinare le proprietà fisiche del sottosuolo e le caratteristiche dinamiche del litotipo da indagare, attraverso la determinazione di un modello di distribuzione di velocità di propagazione delle onde Sh nel sottosuolo. Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (geofoni) posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh (onde Sh), che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase. Nel metodo di indagine MASW le onde superficiali generate in un punto della superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori. Attraverso questo metodo si ottiene un grafico (curva di dispersione) che descrive l'andamento delle velocità di fase in funzione delle frequenze nel range compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi si ottengono informazioni sulla parte superficiale del suolo, sui primi 30-50 m di profondità, in funzione della rigidità del suolo.

Il metodo MASW consiste in tre fasi:

1. calcolo della curva di dispersione apparente sperimentale
2. calcolo della curva di dispersione apparente numerica
3. individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s .

Mediante l'analisi delle onde di Rayleigh viene determinato il parametro V_{s30} , che rappresenta la velocità media di propagazione delle onde S nei primi 30 m di profondità.

5.2 Indagine in sito

L'analisi delle onde superficiali nell'area di studio è stata eseguita utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione disposta sul terreno secondo un array lineare da 22 geofoni con spaziatura pari a 2.0 m.



Ubicazione stendimento sismico

Sono stati utilizzati 22 geofoni da 4.5 Hz e un sismografo a 24 bit (EEG BR24) in modo da ottenere una buona risoluzione in termini di frequenza, mentre come sistema di energizzazione è stata utilizzata una mazza di 6 kg battente su un piattello metallico. La sorgente è stata posta ad una distanza di 6 m dal primo geofono (Optimum Field Parameters of an MASW Survey", Park et al., 2005; Dal Moro, 2008).



Vista stendimento sismico

5.3 Elaborazione dei dati

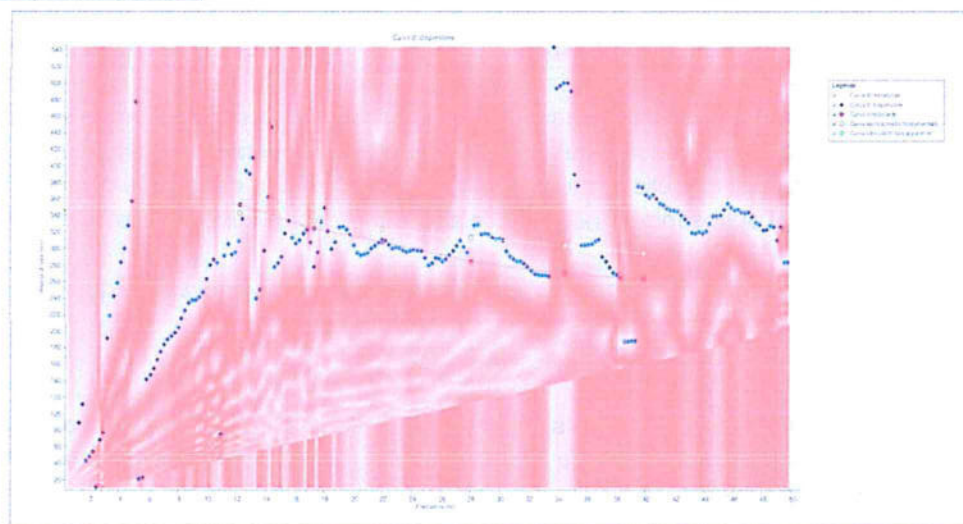
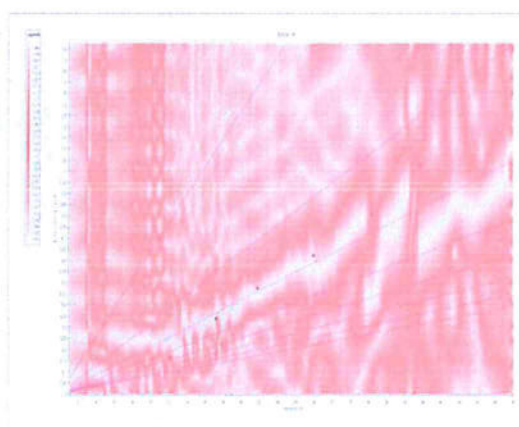
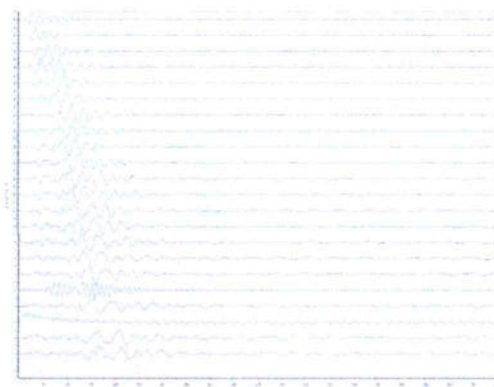
La procedura di elaborazione adottata per la classificazione dei profili del suolo di fondazione ha utilizzato la tecnica sopra descritta utilizzando un software specifico. La prima fase consiste nell'elaborazione di tutte le registrazioni acquisite tramite l'analisi spettrale dei singoli sismogrammi allo scopo di ottenere lo spettro del segnale di velocità sismica in funzione della frequenza. Successivamente si seleziona lo spettro dal quale viene estrapolata la curva di attenuazione del segnale (curva di dispersione) dalla quale tramite una procedura di inversione si risale al modello stratigrafico in termini di velocità delle onde di taglio (V_s) da cui il valore relativo ai primi 30 m di sottosuolo ($V_{s,eq}$). Per l'elaborazione del profilo sismico vedasi anche grafici allegati.

Il valore del parametro $V_{s,30}$, necessario ai fini della caratterizzazione sismica del sito, è quindi risultato:

$$V_{s,eq} = 367 \text{ m/s}$$

Il valore di $V_{s,eq}$ così ricavato consente di classificare l'area in esame nella **categoria di sottosuolo B**, mentre la morfologia sub-pianeggiante, facendo riferimento alla tabella riportata nei paragrafi precedenti, l'inserisce nella **categoria topografica T1**.

N.	H(m)	Vs(m/s)
1	3,84	305,0
2	9,28	339,0
3	14,08	356,0
4	32,0	388,0



Elaborazione profilo sismico Masw

6 INDAGINE GEOGNOSTICA

L'indagine geognostica di campagna è stata condotta mediante l'esecuzione di 7 prove penetrometriche dinamiche continue S.C.P.T. la cui ubicazione è di seguito riportata.



Ubicazione indagini geognostiche

L'indagine è stata eseguita con penetrometro superpesante tipo Meardi AGI avente le seguenti caratteristiche:

peso del maglio	73	kg
altezza di caduta	75	cm
angolo al vertice della punta conica	60	°
diametro del cono	50.8	mm
peso delle aste	4.6	kg/ml



Penetrometro utilizzato

I terreno è stato indagato a partire dalla quota del piano campagna esistente fino alle seguenti profondità:

Prove	Profondità da p.c. (m)
1	7.5
2	6.3
3	5.4
4	7.5
5	7.2
6	5.4
7	7.5

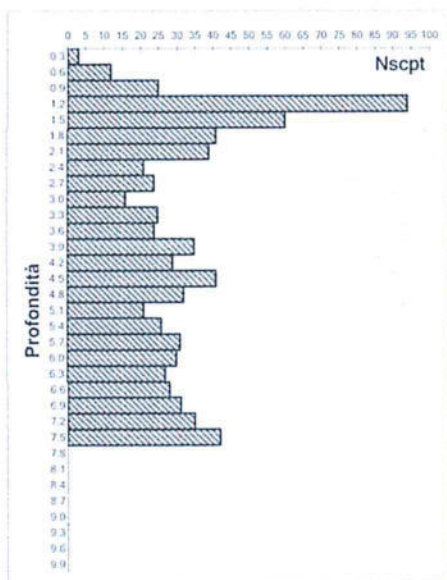
Le prove 1, 4 e 7 sono state interrotte alle profondità sopra riportate in quanto i dati ottenuti sono stati ritenuti sufficienti ai fini dell'opera in progetto; le prove 2, 3, 5 e 6 si sono interrotte alle profondità sopra riportate per la presenza di orizzonti particolarmente resistenti alla penetrazione dinamica.

Nel corso delle prove non è stata rilevata presenza di acqua di falda a conferma dei dati idrogeologici in nostro possesso.

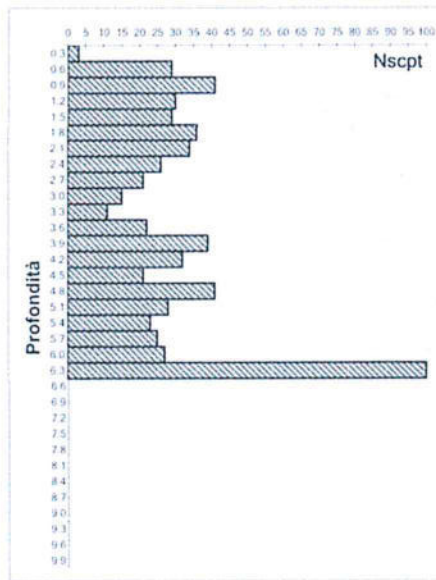
Profondità (m)	S.C.P.T. 1	S.C.P.T. 2	S.C.P.T. 3	S.C.P.T. 4	S.C.P.T. 5	S.C.P.T. 6	S.C.P.T. 7	Profondità (m)
0.3	3	3	1	15	4	7	14	0.3
0.6	12	29	27	28	6	7	3	0.6
0.9	25	41	80	58	21	10	6	0.9
1.2	94	30	62	43	56	22	6	1.2
1.5	60	29	64	41	42	38	63	1.5
1.8	41	36	32	15	36	49	41	1.8
2.1	39	34	26	31	21	51	32	2.1
2.4	21	26	21	30	27	32	27	2.4
2.7	24	21	28	22	30	28	21	2.7
3.0	16	15	20	15	18	21	22	3.0
3.3	25	11	21	20	27	19	25	3.3
3.6	24	22	23	25	25	27	19	3.6
3.9	35	39	18	23	23	22	20	3.9
4.2	29	32	21	11	19	21	25	4.2
4.5	41	21	32	13	21	24	23	4.5
4.8	32	41	40	19	31	32	20	4.8
5.1	21	28	31	18	26	28	20	5.1
5.4	26	23	100	22	21	100	41	5.4
5.7	31	25		19	23		28	5.7
6.0	30	27		20	20		32	6.0
6.3	27	100		21	25		25	6.3
6.6	28			20	33		26	6.6
6.9	31			23	37		31	6.9
7.2	35			20	100		38	7.2
7.5	42			21			46	7.5
7.8								7.8
8.1								8.1
8.4								8.4

Elaborazione dati prove penetrometriche

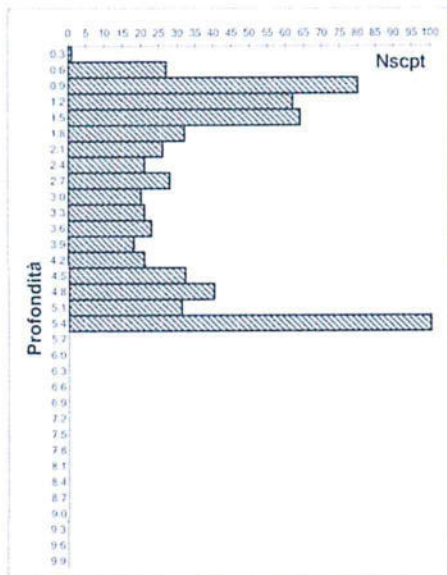
S.C.P.T. 1



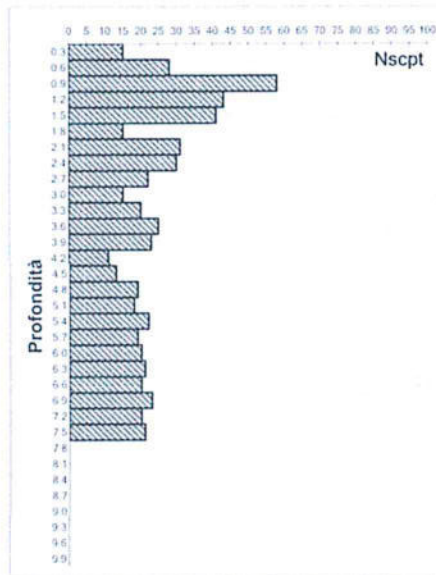
S.C.P.T. 2



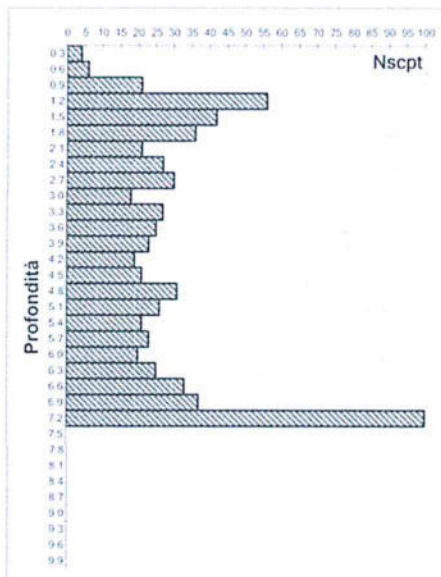
S.C.P.T. 3



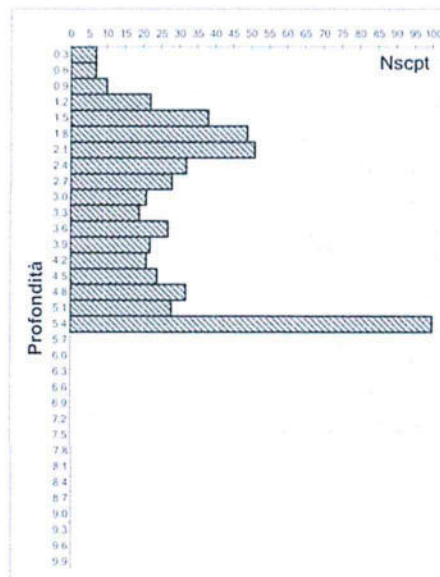
S.C.P.T. 4



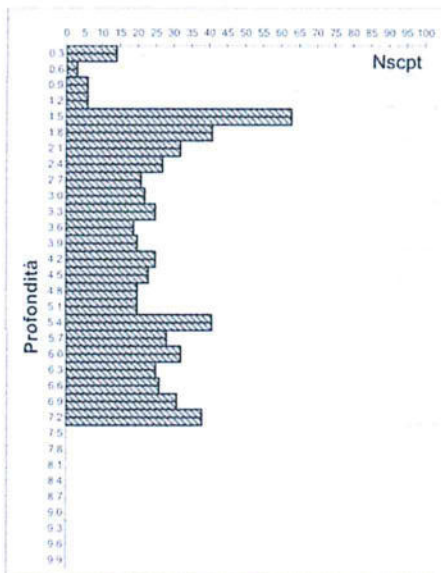
S.C.P.T. 5



S.C.P.T. 6



S.C.P.T. 7



7 PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base del grado di addensamento rilevato nel corso delle indagini, possono essere riconosciute le seguenti litozone:

- LITOZONA A: grado di addensamento medio-basso con caratteristiche geotecniche da scarse a modeste ($N_{scpt} < 10$).
- LITOZONA B: grado di addensamento medio-alto con caratteristiche geotecniche da discrete buone ($10 < N_{scpt} < 20$).
- LITOZONA C: grado di addensamento alto con caratteristiche geotecniche buone ($20 < N_{scpt} < 30$).
- LITOZONA D: grado di addensamento molto alto con caratteristiche geotecniche ottime ($N_{scpt} > 30$).

La seguente tabella indica la successione delle litozone precedentemente individuate nelle prove eseguite, le profondità indicate si riferiscono alla quota di piano campagna.

SCPT 1

Litozona	Profondità (m)	N_{SCPT}	N_{SPT}	γ (T/m ³)	Φ (°)	E (Kg/cm ²)	K's (kN/m ³)
A	0.0 – 0.3	3	5	1.70	26.5	75	8.5×10^3
B	0.3 – 0.6	12	21	1.85	33	345	41.5×10^3
D	0.6 – 2.1	> 30	> 45	> 2.00	> 39	> 525	> 143.0×10^3
C	2.1 – 7.5	24 – 26	38 – 41	1.95 – 2.00	37 – 38	475 – 490	$92.0 - 106.5 \times 10^3$

SCPT 2

Litozona	Profondità (m)	N_{SCPT}	N_{SPT}	γ (T/m ³)	Φ (°)	E (Kg/cm ²)	K's (kN/m ³)
A	0.0 – 0.3	3	5	1.70	26.5	75	8.5×10^3
D	0.3 – 2.1	> 30	> 45	> 2.00	> 39	> 525	> 143.0×10^3
C	2.1 – 6.3	24 – 26	38 – 41	1.95 – 2.00	37 – 38	475 – 490	$92.0 - 106.5 \times 10^3$

SCPT 3

Litozona	Profondità (m)	N_{SCPT}	N_{SPT}	γ (T/m ³)	Φ (°)	E (Kg/cm ²)	K's (kN/m ³)
A	0.0 – 0.3	1	2	1.60	24	10	4.0×10^3
D	0.3 – 1.8	> 30	> 45	> 2.00	> 39	> 525	> 143.0×10^3
C	1.8 – 5.4	23 – 25	37 – 39	1.95 – 2.00	37 – 37.5	470 – 485	$87.5 - 97.5 \times 10^3$

SCPT 4

Litozona	Profondità (m)	N_{SCPT}	N_{SPT}	γ (T/m ³)	Φ (°)	E (Kg/cm ²)	K's (kN/m ³)
B	0.0 – 0.3	15	26	1.85	34.5	385	49.5×10^3
D	0.3 – 2.4	> 30	> 45	> 2.00	> 39	> 525	> 143.0×10^3
C	2.4 – 3.9	20 – 22	33 – 35	1.90 – 1.95	36 – 36.5	445 – 460	$71.5 - 82.5 \times 10^3$
B	3.9 – 5.1	14 – 16	25 – 28	1.85 – 1.90	34 – 35	375 – 400	$47.5 - 53.5 \times 10^3$
C	5.1 – 7.5	20 – 22	33 – 35	1.90 – 1.95	36 – 36.5	445 – 460	$71.5 - 82.5 \times 10^3$

SCPT 5

Litozona	Profondità (m)	N_{SCPT}	N_{SPT}	γ (T/m ³)	Φ (°)	E (Kg/cm ²)	K's (kN/m ³)
A	0.0 – 0.6	4 – 6	7 – 10	1.70 – 1.75	27 – 29	115 – 195	$10.5 - 16.0 \times 10^3$
D	0.6 – 1.8	> 30	> 45	> 2.00	> 39	> 525	> 143.0×10^3
C	1.8 – 7.2	23 – 25	37 – 39	1.95 – 2.00	37 – 37.5	470 – 485	$87.5 - 97.5 \times 10^3$

SCPT 6

Litozona	Profondità (m)	N _{SCPT}	N _{SPT}	γ (T/m ³)	Φ (°)	E (Kg/cm ²)	K's (kN/m ³)
A	0.0 – 0.6	7	12	1.75	30	225	19.5 x 10 ³
B	0.6 – 0.9	10	17	1.80	32	320	33.0 x 10 ³
D	0.9 – 2.4	> 30	> 45	> 2.00	> 39	> 525	> 143.0 x 10 ³
C	2.4 – 5.4	24 – 26	38 – 41	1.95 – 2.00	37 – 38	475 – 490	92.0–106.5 x 10 ³

SCPT 7

Litozona	Profondità (m)	N _{SCPT}	N _{SPT}	γ (T/m ³)	Φ (°)	E (Kg/cm ²)	K's (kN/m ³)
A	0.0 – 1.2	4 – 6	7 – 10	1.70 – 1.75	27 – 29	115 – 195	10.5 – 16.0 x 10 ³
D	1.2 – 2.1	> 30	> 45	> 2.00	> 39	> 525	> 143.0 x 10 ³
C	2.1 – 7.5	24 – 26	38 – 41	1.95 – 2.00	37 – 38	475 – 490	92.0–106.5 x 10 ³

dove:

- N_{SCPT}** = numero di colpi necessario per ottenere avanzamento di 30 cm in una prova SCPT
N_{SPT} = numero di colpi SPT correlati
 γ = peso di volume del terreno (T/m³)
 Φ = angolo di attrito del terreno (°)
E = modulo di deformazione (o di Young) (Kg/cm²)
K's = stima del modulo di reazione del sottofondo (o di Winkler) (kN/m³)

Le indagini eseguite hanno evidenziato la presenza di sedimenti ascrivibili alla Litozona A, caratterizzati da un grado di addensamento estremamente basso e pessimi parametri geotecnici, fino alla profondità di 1.0/1.2 m da p.c.. Inferiormente si osserva la presenza di sedimenti dalle buone caratteristiche geotecniche (Litozona B) fino alla profondità di interruzione delle prove per rifiuto alla penetrazione (tra 5.1 e 6.3 m da p.c.).

8 CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE E DEI CEDIMENTI PREVEDIBILI

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto, di cui al § 2.4. Si definisce stato limite una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze elencate nelle presenti norme.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- sicurezza antincendio: capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;
- durabilità: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;
- robustezza: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile.

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

Le opere strutturali devono essere verificate, salvo diversa indicazione riportata nelle specifiche parti delle presenti norme:

- a) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi;
- b) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese;
- c) quando necessario, nei confronti degli effetti derivanti dalle azioni termiche connesse con lo sviluppo di un incendio.

Le verifiche delle opere strutturali devono essere contenute nei documenti di progetto, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali e alla caratterizzazione geotecnica del terreno, dedotta – ove specificato dalle presenti norme – in base a specifiche indagini. Laddove necessario, la struttura deve essere verificata nelle fasi intermedie, tenuto conto del processo costruttivo previsto; le verifiche per queste situazioni transitorie sono generalmente condotte nei confronti dei soli stati limite ultimi.

Per le opere per le quali nel corso dei lavori si manifestano situazioni significativamente difformi da quelle di progetto occorre effettuare le relative necessarie verifiche.

8.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad [6.2.1]$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni [6.2.2°] o [6.2.2b]

$$E_d = E \left[\gamma_f F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2b]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione [6.2.3].

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_1 F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.3]$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle [6.2.2°] e [6.2.3] rispettivamente in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e dei parametri geometrici di progetto a_d . Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla [6.2.2b] con $\gamma_E = \gamma_F$.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1, la verifica della condizione [6.2.1] deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi non espressamente trattati nei successivi paragrafi, da 6.3 a 6.11, si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2). I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

La verifica di stabilità globale in questo caso viene effettuata secondo l'Approccio 2 e sarà quindi effettuata solamente nei confronti dello SLU di tipo geotecnico (GEO) e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabella 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta.

Approccio 2: A1+M1+R3

dove:

A rappresenta le azioni

M rappresenta la resistenza dei materiali (terreno)

R rappresenta la resistenza globale del terreno.

Azioni (A)

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Capitolo 2.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G2} .

Resistenze (M)

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ'_v	γ_v	1,0	1,0

Valori caratteristici dei parametri geotecnici

La scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici avviene in due fasi. La prima fase comporta l'identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali. Identificati i parametri geotecnici appropriati, la seconda fase del processo decisionale riguarda la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri.

Nella progettazione geotecnica, in coerenza con gli Eurocodici, la scelta dei valori caratteristici dei parametri deriva da una stima cautelativa del valore del parametro appropriato per lo stato limite considerato.

Nel caso in esame i valori caratteristici vengono ricavati, utilizzando la seguente formula:

$$x_k = \bar{x} \pm t_{n-1}^{0.95} \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right)$$

dove:

x_k è il valore caratteristico desiderato

$\bar{x}$ (con barra), il valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione;

t è il valore della distribuzione di student ad $n-1$ gradi di libertà con probabilità $u = 95\%$

s è la deviazione standard del campione

n è il numero di dati

Tipo di fondazione	Quota imposta fondazioni da p.c. (m)	Larghezza fondazione (m)	ϕ_m (°)	ϕ_k (°)	γ_m (T/m ³)	γ_k (T/m ³)
Plinto	1.80	3.0	36	34	1.90	1.85

dove

ϕ_m e γ_m rappresentano i valori medi

ϕ_k e γ_k i valori caratteristici.

Valori di progetto dei parametri geotecnici

Nel calcolo della capacità portante saranno utilizzati i parametri geotecnici di progetto ottenuti dividendo i valori caratteristici per i coefficienti parziali riportati nella colonna M1 (vedasi Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici dei terreni).

Tipo di fondazione	Quota imposta fondazioni da p.c. (m)	Larghezza fondazione (m)	ϕ_k (°)	ϕ_d (°)	γ_k (T/m ³)	γ_d (T/m ³)
Plinto	1.80	3.0	34	34	1.85	1.85

dove ϕ_d e γ_d rappresentano i valori di progetto.

Calcolo della capacità portante

Per il calcolo della capacità portante è stata utilizzata la formula di Meyerhof che, nel caso di carico verticale su un terreno prevalentemente incoerente con angolo di attrito $\phi > 10^\circ$, presenta la seguente espressione:

$$q_{ult} = q N_q S_q d_q + c N_c S_c d_c + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

dove:

$S_c S_q S_\gamma$ sono fattori di forma

$d_c d_q d_\gamma$ sono fattori di profondità

$N_c N_q N_\gamma$ sono fattori di portata

Nel caso in esame il valore della coesione c è uguale a zero, in quanto si tratta di un terreno a comportamento prevalentemente frizionale, per cui l'espressione della capacità portante si riduce a:

Introducendo i valori dei parametri geotecnici di progetto nella formula di Meyerhof e tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nella tabella di seguito riportata

Tab. 6.4.1 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

si ottiene un valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (R_d) pari a:

Tipo di fondazione	Quota imposta fondazioni da p.c. (m)	Larghezza fondazione (m)	R_d (kg/cm ²)
Plinto	1.80	3.0	4.80

Nel prossimo paragrafo si procederà alla verifica delle pressioni di contatto agenti sui terreni di fondazione in termini di cedimenti ammissibili. Tale trattazione viene sviluppata in relazione alla geometria della fondazione e alle caratteristiche geotecniche del terreno in esame, al fine di ottenere il valore di pressione che le nuove opere potranno esercitare sul terreno fondale senza determinare cedimenti superiori ai valori ammissibili per l'opera stessa.

Tale trattazione consentirà di ricavare il valore di pressione allo stato limite d'esercizio.

8.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa. Le componenti verticali degli spostamenti (cedimenti) assumono in genere valori diversi sul piano di posa di un manufatto. Si definisce cedimento differenziale la differenza dei cedimenti tra punti di una stessa fondazione, di fondazioni distinte con sovrastrutture comuni e di fondazioni distinte con sovrastrutture staticamente indipendenti. In base alla evoluzione nel tempo si distinguono i cedimenti immediati e i cedimenti differiti. Questi ultimi sono caratteristici dei terreni a grana fine, poco permeabili, e dei terreni organici. I cedimenti e gli spostamenti delle fondazioni e del terreno circostante possono essere valutati con metodi empirici o analitici. Nel caso di terreni a grana media o grossa, i parametri anzidetti possono essere valutati sulla base dei risultati di indagini geotecniche in sito.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri. Pertanto, si assegnano valori unitari ai coefficienti delle azioni (A) e dei parametri di resistenza (M).

La combinazione delle azioni (SLE, Stato Limite d'Esercizio) da considerare è la Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$N_d = G_1 + G_2 + P + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \Psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

dove:

G_{i-esimo} = azioni permanenti

P = precompressione

Q = azioni variabili

Ψ = coefficienti di combinazione che dipendono dalla natura dell'azione e della categoria dell'edificio.

Allo stato attuale non sono noti i carichi dell'opera in progetto e quindi risulta impossibile sviluppare la verifica degli Stati Limite d'Esercizio, per la quale occorre conoscere i carichi che verranno a prodursi sugli strati di fondazione per ricavare l'entità dei cedimenti attesi e procedere alla verifica e confronto con i cedimenti ammissibili d'esercizio per l'opera in esame. Occorrerà, una volta noti i carichi, che il Progettista strutturale dell'opera ricavi la combinazione delle azioni di progetto tenendo conto delle condizioni di carico più severe, considerando distintamente l'incidenza dei carichi permanenti e variabili, ai quali attribuirà i rispetti coefficienti di riduzione previsti dal D.M. 14/01/2008.

In questa fase si è proceduto alla determinazione della pressione massima esercitabile dalle opere di fondazione in progetto sui terreni affinché i cedimenti totali (a 50 anni dalla costruzione) risultino inferiori a 30 mm, (valore di riferimento per strutture in c.a. come quelle in progetto) e affinché i cedimenti differenziali risultino inferiori a 10 mm.

Calcolo dei cedimenti

Per il calcolo dei cedimenti dei terreni di fondazione si è fatto riferimento alla relazione di Burland e Burbidge.

$$S = f_s f_h f_t [\sigma_{vo} B^{0.7} I_c / 3 + (q' - \sigma_{vo}) B^{0.7} I_c]$$

dove:

f_s f_h f_t sono fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti.

B è la larghezza delle fondazioni

I_c è l'indice di compressibilità (tiene conto dei valori NSPT ricavati nel corso delle prove)

q' è la pressione efficace lorda (kPa)

σ_{vo} è la tensione verticale efficace agente alla quota d'imposta delle fondazioni (kPa)

Utilizzando il valore della pressione limite ricavato con il fattore di sicurezza $\gamma_R = 2.3$ previsto dalla normativa, per le fondazioni ipotizzate si otterrebbero cedimenti immediati e totali elevati e non compatibili con le strutture in progetto.

Si consiglia pertanto di adottare i seguenti valori di pressione d'esercizio:

Tipo di fondazione	Profondità fondazioni (m)	Larghezza fondazione (m)	P_E (kg/cm)
Plinto	1.80	3.0	2.50

Con i dati indicati si ottengono: per la scala cedimenti immediati compresi tra 14-16 mm e cedimenti totali compresi tra 21-26 mm. I cedimenti differenziali sono di fatto trascurabili per la sostanziale omogeneità dei terreni in esame

9 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Secondo il D.M. 17/01/2018 (articolo 7.11.3.4.2 "Esclusione della verifica a liquefazione") è possibile non effettuare la verifica alla liquefazione quando si manifesta almeno una delle seguenti condizioni:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ 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 q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

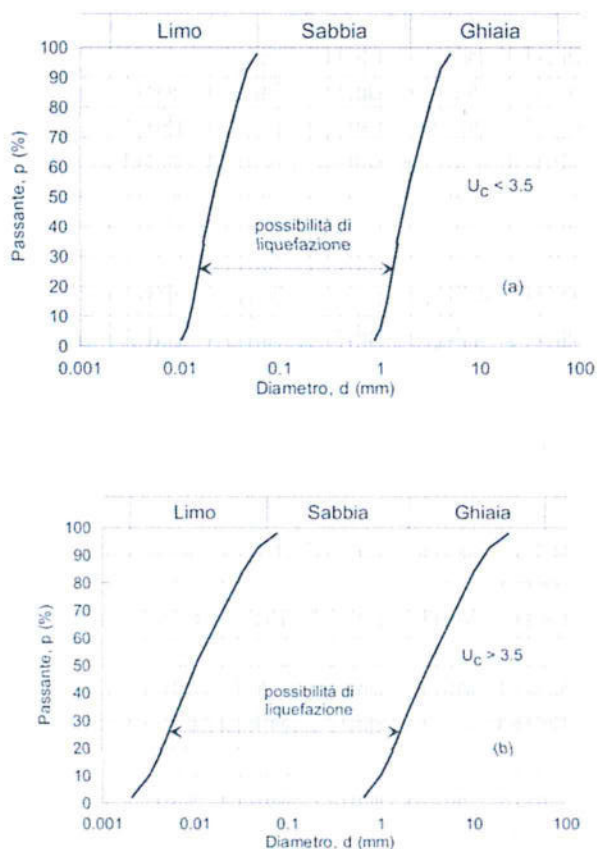


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

L'area in esame è caratterizzata dalla presenza di depositi fluvioglaciali ghiaioso-sabbiosi. Il manifestarsi di tale condizione esclude, per l'area oggetto di studio, la verifica alla liquefazione.

10 CONCLUSIONI

L'area in esame sita in via Risorgimento nel comune di Caltignaga (NO) è caratterizzata dalla presenza, in affioramento, di sedimenti appartenenti a depositi fluvioglaciali; si tratta di depositi ghiaioso-ciottolosi con matrice sabbiosa.

Nell'area oggetto di studio è prevista la realizzazione di un nuovo capannone industriale. È previsto l'utilizzo di fondazioni a plinto ($B = 3.0$ m) impostate ad una profondità di circa 1.80 m dal piano campagna.

Nel mese di novembre 2021 è stata condotta un'analisi dell'area con esecuzione di 7 prove penetrometriche di tipo dinamico (S.C.P.T.) e di un'indagine sismica MASW.

Le indagini eseguite hanno evidenziato la presenza di sedimenti ascrivibili alla Litozona A, caratterizzati da un grado di addensamento estremamente basso e pessimi parametri geotecnici, fino alla profondità di 1.0/1.2 m da p.c.. Inferiormente si osserva la presenza di sedimenti dalle buone caratteristiche geotecniche (Litozona B) fino alla profondità di interruzione delle prove per rifiuto alla penetrazione (tra 5.1 e 6.3 m da p.c.).

I calcoli hanno dimostrato che sarà possibile utilizzare fondazioni dirette continue del tipo a trave rovescia e a platea impostate alle quote di progetto, utilizzando il valore di pressione di esercizio riportato nel capitolo 8.

Il profilo sismico di tipo MASW effettuato nell'area in esame ha permesso di stimare una V_{seq} pari a 367 m/s, il sottosuolo dell'area ricade pertanto all'interno della categoria B. Sulla base delle caratteristiche topografiche del territorio, l'area rientra mediamente nella categoria T1 (*Superficie pianeggiante, con inclinazione media $i \leq 15^\circ$*).

Il tecnico incaricato
Dott. Geol. Riccardo Cortiana

