

CAP Holding S.p.A.

Depuratore di Ozzero (MI)

**REALIZZAZIONE INTERVENTI DI RIPRISTINO FUNZIONALE
DEL DEPURATORE DI OZZERO (MI)**

RELAZIONE GEOTECNICA

ai sensi del D.M. 14.01.2008 “Norme tecniche per le costruzioni”

Preparato da:



AMEC Environment & Infrastructure GmbH

Piazza Don Mapelli, 1

20099, Sesto San Giovanni (MI)

Preparato per:

CAP Holding S.p.A.

Via del Mulino, 2

20090 Assago (MI)

Febbraio 2014

AMEC Project # 57844004IT

INDICE

1.0 INTRODUZIONE.....	1
1.1 Premessa.....	1
1.2 Caratteristiche generali dell'intervento	1
2.0 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	2
3.0 AZIONE SISMICA (MODELLO SISMICO DEL SITO)	4
3.1 Pericolosità di riferimento per il territorio nazionale e regionale.....	4
3.2 Prova sismica MASW	5
3.2.1 Strumentazione	7
3.2.2 Elaborazione dei dati	8
3.2.3 Determinazione della categoria di suolo di fondazione	9
3.2.4 Determinazione dell'amplificazione stratigrafica.....	11
3.2.5 Determinazione dell'amplificazione topografica	11
3.3 Definizione dell'azione sismica	11
3.3.1 Pericolosità sismica di sito.....	14
4.0 INDAGINI GEOGNOSTICHE	18
4.1 Prove penetrometriche dinamiche continue tipo SCPT	19
4.2 Litostratigrafia e caratteristiche geotecniche del sottosuolo.....	24
4.2.1 Modello geologico di riferimento	24
5.0 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI OPERE DI FONDAZIONE	28
5.1 Carico limite di fondazione sui terreni	29
5.2 Calcolo coefficienti sismici.....	33
6.0 CONCLUSIONI	44

ALLEGATI

Allegato 1 Corografia dell'area

Allegato 2 Planimetria del sito con ubicazione opere da realizzarsi e indagini geognostiche condotte

Allegato 3 Log prove penetrometriche

NORMATIVA DI RIFERIMENTO E BIBLIOGRAFIA

- Decreto Ministeriale 14.01.2008 - Testo unico “Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Istruzioni per l'applicazione delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14.01.2008. Circolare 2 Febbraio 2009 e succ. mod. ed integrazioni;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale.;
- Eurocodice 8 (1998) - Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture Parte 5 : fondazioni, strutture di contenimento e aspetti geotecnici (2003);
- Eurocodice 7.1 (1997) - Progettazione geotecnica – Parte I: regole generali UNI;
- Eurocodice 7.3 (2002) - Progettazione geotecnica – Parte II: progettazione assistita con prove in sito (2002).

1.0 INTRODUZIONE

1.1 Premessa

Il presente documento è stato elaborato da AMEC Environment & Infrastructure GmbH (AMEC) per conto di CAP Holding S.p.A. (di seguito CAP) e costituisce la relazione geotecnica a corredo del progetto di ripristino e potenziamento delle strutture relative all'ampliamento del locale soffianti ed il nuovo canale di grigliatura grossolana intorno alla stazione di sollevamento dell'impianto di depurazione del comune di Ozzero (MI). In Allegato 1 si presenta la corografia del sito in esame.

Lo studio è stato condotto in ottemperanza alla vigente normativa DM 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" (Cap. 6 Progettazione geotecnica e Cap. 7 Progettazione per azioni sismiche).

1.2 Caratteristiche generali dell'intervento

Gli interventi di ripristino funzionale dell'impianto di depurazione di Ozzero constano nella realizzazione delle opere di seguito indicate:

- ampliamento del locale soffianti;
- nuovo canale di grigliatura grossolana intorno alla stazione di sollevamento.

Nella figura sotto riportata sono indicate le opere da realizzarsi (in azzurro) e le indagini geognostiche condotte (prove penetrometriche e indagine sismica di tipo MASW).

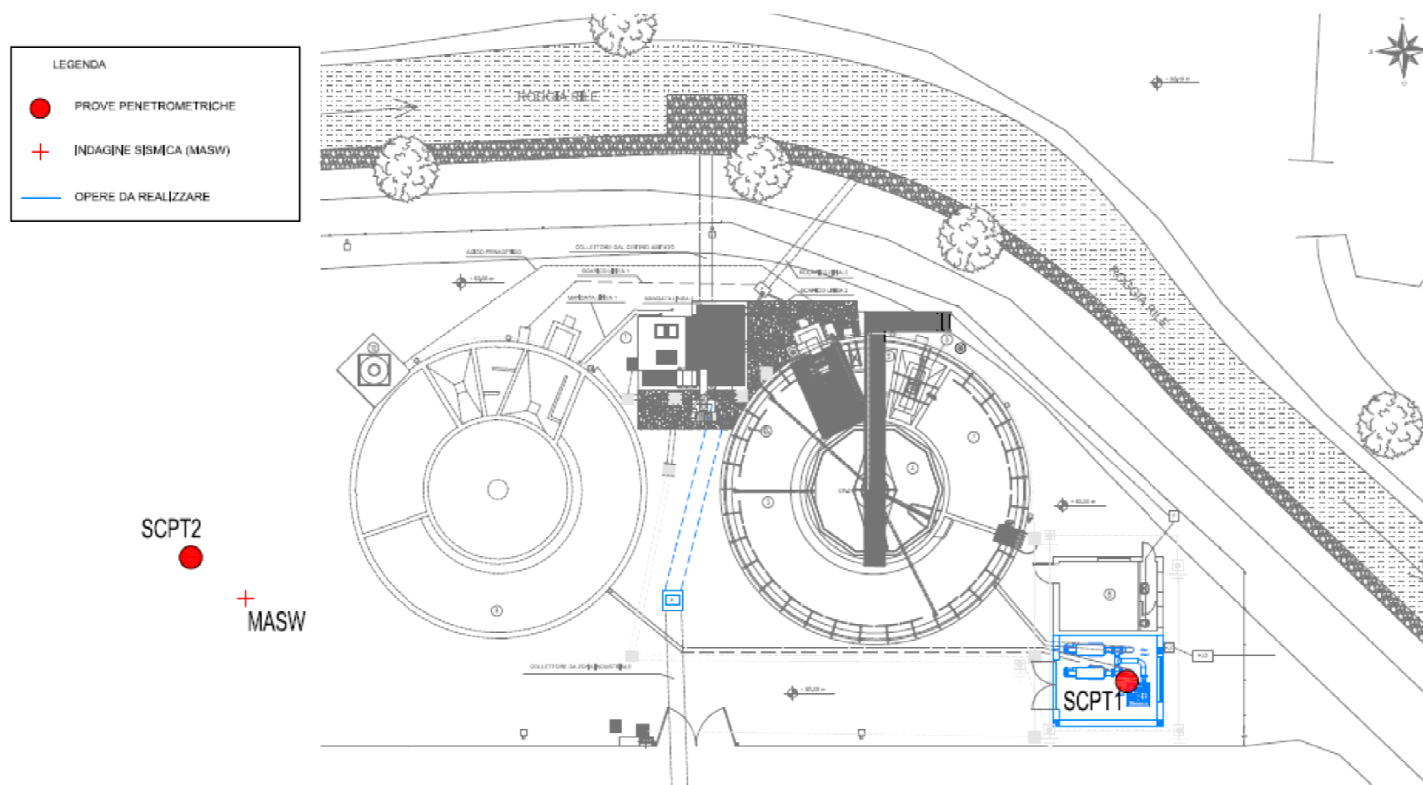


Figura 1: Planimetria del sito con opere da realizzarsi ed indagini effettuate

2.0 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il sito di intervento oggetto del presente studio è ubicato in comune di Ozzero (MI), in via L. Galvani, ad una quota di circa 91,0 m slm, in un'area delimitata e circoscritta, su cui sorge l'attuale impianto di depurazione comunale. In particolare l'area si dispone in destra idrografica del torrente Rile, (che ne delimita il confine est) che in questa zona di pianura presenta un andamento sinuoso.



Figura 2: Ubicazione del sito (fonte: Google Earth)

L'area circostante è pianeggiante a destinazione prevalentemente artigianale/industriale ed agricola in area periferica esterna all'abitato.

Geograficamente, l'area oggetto di studio è rappresentata nella CTR RL (Carta Tecnica Regionale della Regione Lombardia) alla scala 1:10.000 nella sezione A6e5 con coordinate baricentriche dell'area (WGS 84): 45°35'87" latitudine N, 8°91'40" longitudine E.

Dal punto di vista geologico l'area è descritta a scala regionale nel foglio n.44 "Novara" della CGI (Carta Geologica D'Italia) alla scala 1:100.000 (Fig. 3) ed in maggior dettaglio nella Carta Geolitologica alla scala 1: 10.000 dello studio geologico a corredo del vigente PGT comunale.



Alluvioni fluvioglaciali e fluviali ciottolose, non alterate, terrazzate, a terreni grigio-bruni.



Alluvioni ghiaiose, sabbiose, limose limitate al fondo dei solchi vallivi secondari e non ricollegabili agli apparati morenici **PLUVIALE WÜRM**.
Alluvioni fluvioglaciali ghiaioso-ciottolose (Terrazzi superiori del Ticino) e fluviali prevalentemente sabbioso-limose (a valle del limite settentrionale dei fontanili), con debole strato di alterazione brunoastro. **WÜRM**.

Figura 3: Stralcio Carta Geologica, Foglio 44.

3.0 AZIONE SISMICA (MODELLO SISMICO DEL SITO)

L'azione sismica di progetto si definisce a partire dalla "Pericolosità Sismica di base", che rappresenta in senso probabilistico, lo scuotimento atteso in un dato sito, in un dato intervallo di tempo (finestra temporale).

La Pericolosità Sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero (field free) su sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale (di categoria A), con prefissate probabilità di eccedenza P_{v_r} , nel periodo di riferimento V_r .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{v_r} , a partire dai seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

3.1 Pericolosità di riferimento per il territorio nazionale e regionale

- Ordinanza del P.C.M. n° 3274 del 20/03/2003 che emana i "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione del territorio nazionale e di normative tecniche (G.U. n.105 del 08/05/2003).
- Ordinanza del P.C.M. n° 3519 del 28/04/2006 che emana i "criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone (G.U. n.108 del 11/05/2006)".

L'emanazione di successive ordinanze (Ordinanza di protezione civile n° 3379 del 05/11/2004, Ordinanza del P.C.M. n° 3431 del 03/05/2005, Ordinanza del P.C.M. n° 3452 del 01/08/2005, legge n. 31/08 del 28/02/2008), hanno preceduto la definitiva obbligatorietà all'applicazione del D.M. 14 Gennaio 2008 " Norme Tecniche sulle costruzioni" (Cap 3.2 Azione sismica) per la valutazione della "pericolosità sismica di base" del sito interessato da nuove opere di costruzione.

- D.G.R. della Regione Lombardia, n. 7/14964 del 7/11/2003 “ Disposizioni preliminari per l’attuazione dell’Ordinanza Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- Il D.G.R. della Regione Lombardia, n. 11/2616 del 30/11/2011: aggiornamento dei “Criteri e indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio”.

La norma nazionale prevede di definire l’accelerazione sismica al suolo, sulla base di una mappatura del territorio italiano a cura dell’INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia), riportante le accelerazioni massime attese al suolo.

La porzione di territorio in cui ricade l’area in studio è definita a bassa sismicità, ovvero il comune di Ozzero è classificato in zona sismica 4

Si riporta la tabella che individua ciascuna zona secondo i valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Zona sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [a_g/g]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [a_g/g]
1	> 0.25	0.35
2	0.15 – 0.25	0.25
3	0.05 – 0.15	0.15
4	< 0.05	0.05

3.2 Prova sismica MASW

La MASW (Multichannel Analysis of Seismic Waves), è una metodologia di indagine geofisica che consente l’individuazione di frequenza, ampiezza, lunghezza d’onda e velocità di propagazione delle onde sismiche superficiali (principalmente onde di Rayleigh) generate artificialmente.

L’analisi delle onde superficiali permette la determinazione delle velocità delle onde di taglio verticali (V_s) nei terreni al di sotto dello stendimento sismico.

L'indagine è realizzata con un accelerometro tridimensionale a stazione singola a più tiri. La fonte di energia, a battuta e rumore sismico, produce treni d'onda che attraversano il terreno con percorsi, velocità e frequenze variabili. Il passaggio del treno d'onda sollecita la massa inerziale presente nel geofono, l'impulso così prodotto viene convertito in segnale elettrico e acquisito dal sismografo. Il risultato è un sismogramma che contiene molteplici informazioni quali tempo di arrivo ai geofoni rispetto all'istante di energizzazione, frequenze e relative ampiezze dei treni d'onda.

La successiva elaborazione consente di ottenere un diagramma 1D (profondità/velocità onde di taglio) tramite modellizzazione ed elaborazione matematica con algoritmi capaci di minimizzare le differenze tra i modelli elaborati e i dati di partenza. Il diagramma, riferibile al centro della linea sismica, rappresenta un valor medio della sezione di terreno interessata all'indagine di lunghezza circa corrispondente a quella della linea sismica e profondità variabile principalmente in funzione delle caratteristiche dei materiali attraversati e della geometria dello stendimento.

Il metodo MASW sfrutta le caratteristiche di propagazione delle onde di Rayleigh per ricavare le equivalenti velocità delle onde di taglio (V_s), essendo le onde di Rayleigh prodotte dall'interazione delle onde di taglio verticali e delle onde di volume (V_p).

Le onde di Rayleigh si propagano secondo fronti d'onda cilindrici, producendo un movimento ellittico delle particelle durante il transito. Con i metodi di energizzazione usuali i due terzi dell'energia prodotta viene trasportata dalle onde di Rayleigh a fronte di meno di un terzo suddiviso tra le rimanenti tipologie di onde. Inoltre le onde di Rayleigh sono meno sensibili delle onde P e S alla dispersione in funzione della distanza e con un'attenuazione geometrica inferiore.

Onde di Rayleigh ad alte frequenze e piccole lunghezze d'onda trasportano informazioni relative agli strati più superficiali mentre quelle a basse frequenze e lunghezze d'onda maggiori interessano anche gli strati più profondi. In pratica il metodo MASW di tipo attivo opera in intervalli di frequenze comprese tra 5 e 70 Hz circa, permettendo di indagare una profondità massima variabile, in funzione delle caratteristiche dei terreni interessati, tra 30 e 50 metri.

Il sito di indagine è collocato in area non urbanizzata, non caratterizzata da particolari fonti di rumore antropico in grado di interferire in modo significativo con il segnale sismico.

3.2.1 Strumentazione

Il sistema di acquisizione è costituito da un sismografo tridimensionale mod. Gemini-2 per acquisizione dati con tecnica Masw – Holisurface e HVSR: un unico contenitore waterproof con integrato una terna di geofoni a bassa frequenza da 2Hz accuratamente accoppiati con elevate caratteristiche e un potente acquisitore dati 24 bit reali.

Tramite l'interfaccia USB e il relativo software di acquisizione dati, il PC permette la memorizzazione e la successiva analisi dei dati dalle prestazioni straordinarie.

Lo strumento è in grado di acquisire simultaneamente sui 3 canali. La gestione del sismografo avviene tramite software proprietario installato su laptop, tramite il quale è possibile gestire tutte le operazioni di campagna attraverso le seguenti fasi:

- impostazione numero di canali e metodologia di indagine;
- impostazione frequenza e lunghezza di campionamento;
- selezione entità dell'amplificazione del segnale per ogni canale;
- impostazione filtri delle frequenze indesiderate;
- visualizzazione in tempo reale del segnale su tutti i geofoni attivi;
- visualizzazione del sismogramma con misura dei tempi di arrivo;
- memorizzazione di tutti i dati relativi all'acquisizione.



Sismografo Gemini 2

3.2.2 Elaborazione dei dati

L'elaborazione è stata effettuata con un software dedicato in grado di gestire le fasi di preparazione, analisi, modellizzazione e restituzione finale.

La fase iniziale consiste in un'operazione detta di windowing, in cui le tre tracce registrate vengono suddivise in finestre temporali di prefissata durata. Secondo le indicazioni del succitato progetto SESAME tale dimensione, detta Long Period, deve essere almeno pari ai 20 secondi. Si ottiene così un insieme di finestre "long", che sono sincronizzate fra le tracce.

Queste finestre vengono filtrate in base a dei criteri che permettono di individuare l'eventuale presenza di transienti (disturbi temporanei con grandi contributi nelle frequenze alte) o di fenomeni di saturazione.

Per ciascuna delle finestre rimanenti, quindi ritenute valide, viene valutato lo spettro di Fourier. Quest'ultimo viene sottoposto a tapering e/o liscciamento secondo una delle varie tecniche note in letteratura e ritenute all'uopo idonee.

Successivamente si prendono in considerazione gli spettri delle finestre relative alle tracce orizzontali in coppia. Ovvero, ogni spettro di una finestra per esempio della direzione X, ha il suo corrispettivo per le finestre nella direzione Y, vale a dire che sono relative a finestre temporali sincrone. Per ognuna di queste coppie viene eseguita una somma tra le componenti in frequenza secondo un determinato criterio che può essere, ad esempio, una semplice media aritmetica o una somma euclidea.

Per ciascuna coppia di cui sopra, esiste lo spettro nella direzione verticale Z, ovvero relativo alla finestra temporale sincrona a quelle della coppia. Ogni componente in frequenza di questo spettro viene usato come denominatore nel rapporto con quello della suddetta coppia. Questo permette quindi di ottenere il ricercato rapporto spettrale H/V per tutti gli intervalli temporali in cui viene suddivisa la registrazione durante l'operazione di windowing.

Eseguendo per ciascuna frequenza di tali rapporti spettrali una media sulle varie finestre, si ottiene il rapporto spettrale H/V medio, la cui frequenza di picco (frequenza in cui è localizzato il massimo valore assunto dal rapporto medio stesso) rappresenta la deducibile stima della frequenza naturale di vibrazione del sito.

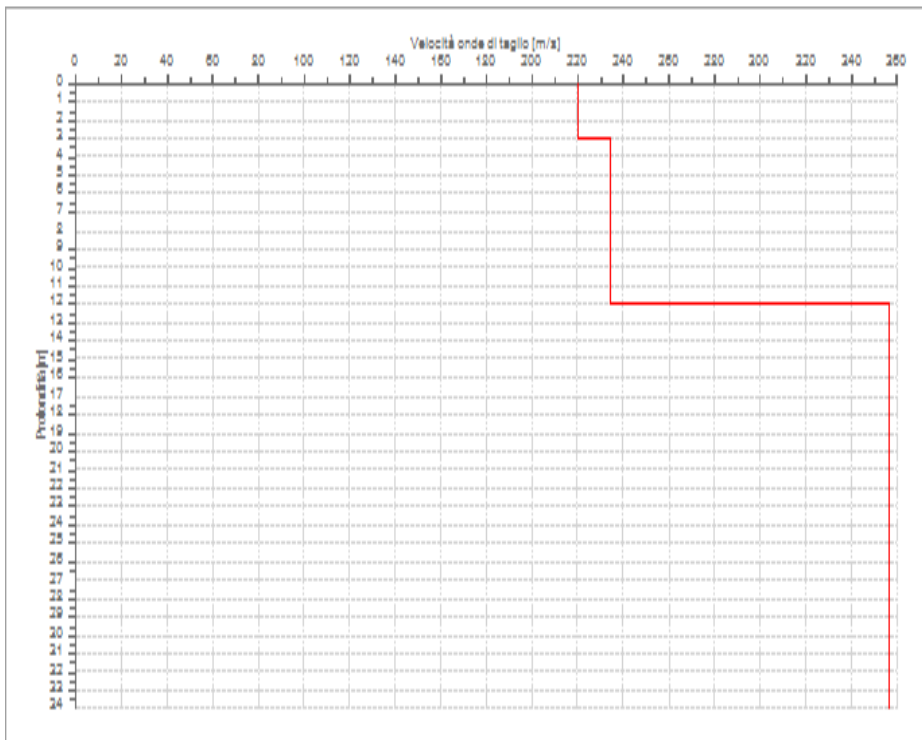
L'ulteriore ipotesi che questo rapporto spettrale possa ritenersi una buona approssimazione dell'ellitticità del modo fondamentale della propagazione delle onde di Rayleigh, permette di confrontare questi due al fine di ottenere una stima del profilo stratigrafico. Tale procedura, detta di inversione, consente di definire il profilo sostanzialmente in termini di spessore e velocità delle onde di taglio. Avendo quindi una stima del profilo della velocità delle onde di taglio, è possibile valutarne il parametro normativo Vs30.

Va ricordato che il diagramma 1D mostra una suddivisione sismo-stratigrafica ricostruita sul differente comportamento sismico dei materiali investigati. È quindi possibile che variazioni di velocità non corrispondano necessariamente a passaggi litologici netti.

3.2.3 Determinazione della categoria di suolo di fondazione


L'analisi dei rapporti spettrali ha consentito di determinare gli spessori dei sismostrati e le relative velocità di taglio, come riportato in tabella e relativo diagramma, permettendo di calcolare il valore Vs30 per la sezione indagata.

Il valore di Vs30, riferito ai primi 30 m a partire dalla base delle fondazioni, è pari a 292 m/s, tale da far ricadere il terreno nella categoria equivalente C.



Strato	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso per Unità di Vol. [kN/m ³]	Coeff. di Poisson	Velocità onde di taglio [m/s]
1	0	3	21	0,45	220
2	3	9	22	0,4	234
3	12	22	23	0,2	356

Frequenza del picco del rapporto H/V: 3,35 Hz

CATEGORIA di SOTTOSUOLO	Descrizione da D.M. 14/01/2008 – Tabella 3.2.II
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da Vs30 superiori a 800 m/sec, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3.00 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).
C 	Deposti 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 Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).
D	Deposti di terreni a grana grossa scarsamente addensati o 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 Vs30 inferiori 180 m/s (ovvero NSPT30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu30 < 70 kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20

	m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/sec).
--	--

Estratto da D.M. 14/01/2008 – Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

3.2.4 Determinazione dell'amplificazione stratigrafica

CATEGORIA di SOTTOSUOLO	S_s	C_c
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

Estratto da D.M. 14/01/2008 – Tabella 3.2.V

3.2.5 Determinazione dell'amplificazione topografica

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 $i > 30^\circ$

Estratto da D.M. 14/01/2008 – Tabella 3.2.IV

3.3 Definizione dell'azione sismica

Con l'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008 NTC 2008, la stima della pericolosità sismica è definita mediante un approccio "sito dipendente". Il territorio nazionale è stato suddiviso in punti, denominati "nodi", a ciascuno dei quali è stato assegnato un valore dell'accelerazione orizzontale massima al suolo (a_g), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (corrispondente a un periodo di ritorno di 475 anni).

Sulla base delle disposizioni previste nelle NTC 08, si definiscono per l'opera in progetto i seguenti parametri sismici.

RIPRISTINO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI DEPURAZIONE

- COMUNE di: OZZERO (MI) – DEPURATORE COMUNALE
- Zona sismica: 4
- Vs30: 292 m/sec
- Categoria suolo di fondazione: C
- Categoria topografica : T1
- Coefficiente topografico: $St=1,00$
- Vita nominale: $V_N \leq 50$ anni.

Numero di anni nel quale la struttura, soggetta alla manutenzione ordinaria, deve essere usata allo scopo al quale è destinata.

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

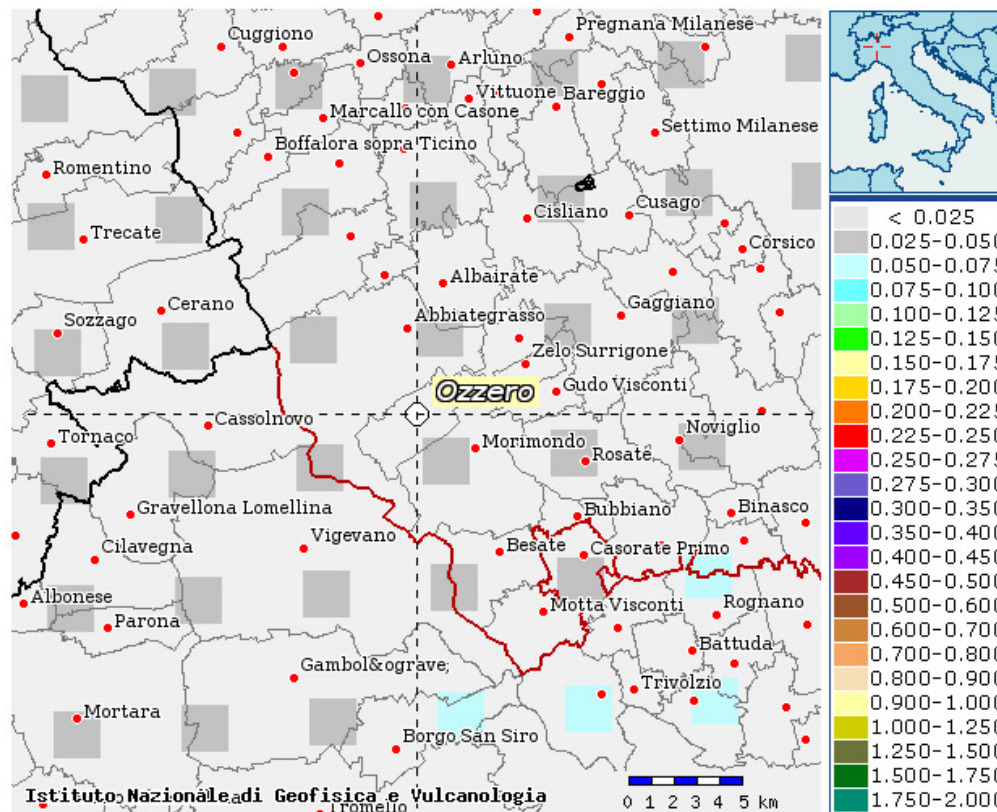
Classe d'uso = III ; (rif. par. 2.4.2. NTC 08)

Il valore del coefficiente d'uso C_u è definito al variare della classe d'uso secondo la tabella seguente:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_u	0,70	1,0	1,5	2,0

I valori utilizzati per la definizione dell'azione sismica, sono puntualmente definiti da un reticolo di riferimento (griglia di 10751 punti) sulla base delle coordinate geografiche (latitudine e longitudine) del sito di studio.

Di seguito viene riportata la mappa di pericolosità sismica del progetto DPC INGV S1 utilizzata per la definizione dei valori di a_g , F_0 e T^*_c :



Estratto mappa interattiva della pericolosità sismica (prob. 10% in 50 anni, 50° percentile)

- Periodo di riferimento per l'azione sismica: $PV_r = 75$; pari a $V_R = V_N \cdot C_U$

Coordinate Geografiche della località in esame (WGS84)	
Latitudine:	45.3587
Longitudine:	8.9140

Utilizzando il software automatico di calcolo Geostru PS Advanced, della Geostru® Software, introducendo i dati di input sopra riportati, si ottengono in forma tabellare i seguenti parametri e coefficienti sismici, riferiti ai diversi stati limite da considerare:

PARAMETRI SISMICI					
STATO LIMITE	Prob. superam. (%)	Tr (anni)	a _g (g)	F0 (-)	Tc ⁰ (sec)
Operatività (SLO)	81	45	0,020	2,515	0,184
Danno(SLD)	63	75	0,025	2,574	0,201
Salvaguardia Vita (SLV)	10	712	0,047	2,696	0,295
Prev. Collasso (SLC)	5	1462	0,056	2,776	0,312

3.3.1 Pericolosità sismica di sito

Categoria sottosuolo

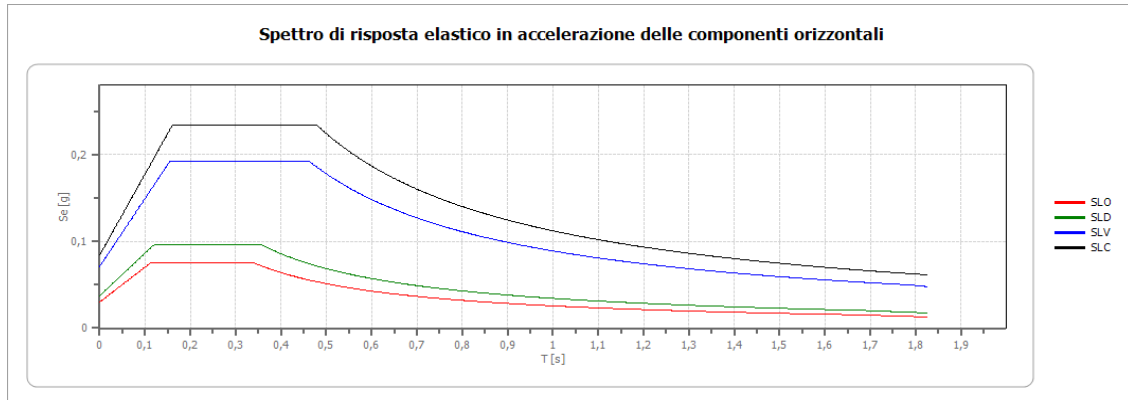
C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT30 < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu30 < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Categoria topografica

T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°.

COEFFICIENTI SISMICI STABILITA' DI PENDII E FONDAZIONI				
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,006	0,007	0,014	0,017
kv	0,003	0,004	0,007	0,008
Amax [m/s ²]	0,295	0,366	0,699	0,826
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



	cu	ag	F0	Tc*	Ss	Cc	St	S	η	TB	TC	TD	Se(0)	Se(TB)
		[g]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[s]	[s]	[s]	[g]	[g]
SLO	1,5	0,020	2,515	0,184	1,500	1,840	1,000	1,500	1,000	0,113	0,339	1,680	0,030	0,076
SLD	1,5	0,025	2,574	0,201	1,500	1,780	1,000	1,500	1,000	0,119	0,358	1,699	0,037	0,096
SLV	1,5	0,047	2,696	0,295	1,500	1,570	1,000	1,500	1,000	0,154	0,463	1,790	0,071	0,192
SLC	1,5	0,056	2,776	0,312	1,500	1,540	1,000	1,500	1,000	0,160	0,480	1,825	0,084	0,234

Spettro di progetto

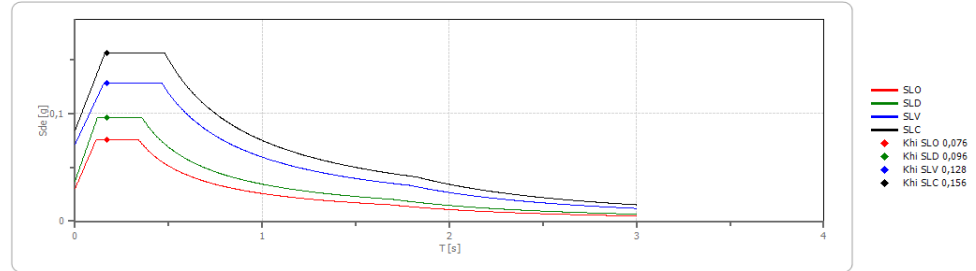
Fattore di struttura spettro orizzontale q : 1,50

Fattore di struttura spettro verticale q : 1,50

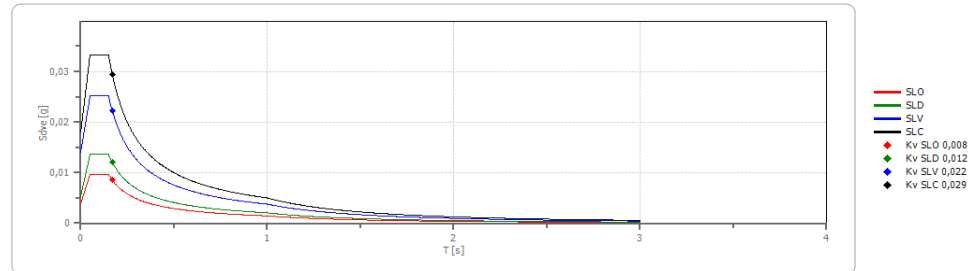
Periodo fondamentale T : 0,17[s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0,076	0,096	0,128	0,156
kv=Sdve(T) Verticale [g]	0,008	0,012	0,022	0,029

Spettro di progetto delle componenti orizzontali



Spettro di progetto delle componenti verticali



	cu	ag	F0	Tc*	Ss	Cc	St	S	q	TB	TC	TD	Sd(0)	Sd(TB)
		[g]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[s]	[s]	[s]	[g]	[g]
SLO orizzontale	1,5	0,020	2,515	0,184	1,500	1,840	1,000	1,500	1,000	0,113	0,339	1,680	0,030	0,076
SLO verticale	1,5	0,020	2,515	0,184	1,500	1,840	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,004	0,010
SLD orizzontale	1,5	0,025	2,574	0,201	1,500	1,780	1,000	1,500	1,000	0,119	0,358	1,699	0,037	0,096
SLD verticale	1,5	0,025	2,574	0,201	1,500	1,780	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,005	0,014
SLV orizzontale	1,5	0,047	2,696	0,295	1,500	1,570	1,000	1,500	1,500	0,154	0,463	1,790	0,071	0,128

SLV verticale	1,5	0,047	2,696	0,295	1,500	1,570	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000	0,014	0,025
SLC orizzontale	1,5	0,056	2,776	0,312	1,500	1,540	1,000	1,500	1,500	0,160	0,480	1,825	0,084	0,156
SLC verticale	1,5	0,056	2,776	0,312	1,500	1,540	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000	0,018	0,033

Il rispetto dei vari stati limite viene considerato conseguito dalle NTC:

- nei confronti di tutti gli Stati Limite Ultimi (SLU) quando siano soddisfatte le verifiche al solo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).
- nei confronti di tutti gli Stati Limite di Esercizio (SLE) quando siano soddisfatte le verifiche al solo Stato Limite di Danno (SLD).

4.0 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Le indagini geognostiche hanno lo scopo di fornire i dati e le informazioni necessarie per la caratterizzazione geotecnica dei terreni ad un livello adeguato alle necessità del progetto.

La caratterizzazione eseguita in fase di progettazione è da considerarsi esaustiva, e potrà essere eventualmente integrata da indagini di maggior dettaglio qualora necessario in relazione esigenze specifiche di calcolo strutturale.

Con l'obiettivo di acquisire validi e significativi dati geotecnici, circa le caratteristiche del sottosuolo, è stato predisposto un piano delle indagini consistente nell'esecuzione di n. 2 prove penetrometriche dinamiche SCPT, integrate da una sismica di superficie di tipo MASW per la determinazione della Vs30 e conseguente categoria di suolo di fondazione.

Le indagini eseguite in data 09/01/2014 sono consistite nella realizzazione di:

- n. 2 prove penetrometriche dinamiche tipo SCPT spinte sino alla profondità massima di 6,00 m da p.c.;
- n. 1 prova sismica MASW.

In Allegato 2 si riporta la planimetria del sito con l'ubicazione delle indagini condotte e le opere da realizzarsi.

In relazione al volume significativo dei depositi direttamente influenzati dalla costruzione delle opere in progetto, si riassumono le profondità massime investigate con le indagini in sito:

PROVA	DATA ESECUZIONE	PROFONDITA' (m da p.c.)
SCPT 1	09/01/2014	6,00 m
SCPT 2	09/01/2014	6,00m

Le prove hanno consentito di delineare con chiarezza l'andamento in profondità della litostratigrafia dei depositi che verranno interessati dalle opere in progetto evidenziandone la litostratigrafia e la distribuzione spaziale all'interno del lotto.

4.1 Prove penetrometriche dinamiche continue tipo SCPT

L'attrezzatura utilizzata per l'esecuzione delle prove penetrometriche dinamiche è costituita da un penetrometro cingolato marca Pagani TG 63/200 statico dinamico.

Le caratteristiche costruttive e prestazionali sono le seguenti:

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: SCPT (Standard Cone Penetration Test)

•	Rif. Norme	N 4094
•	Peso Massa battente	2,5 Kg
•	Altezza di caduta libera	0,75 m
•	Peso sistema di battuta	6 Kg
•	Diametro punta conica	50,46 mm
•	Area di base punta	0 cm ²
•	Lunghezza delle aste	1 m
•	Peso aste a metro	7 Kg/m
•	Profondità giunzione prima asta	0,80 m
•	Avanzamento punta	0,30 m
•	Numero colpi per punta	N(30)
•	Coeff. Correlazione	1,15
•	Rivestimento/fanghi	No
•	Angolo di apertura punta	60°

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi) e misurando il numero di colpi N necessari all'avanzamento della punta.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, permettendo anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

Correlazione SCPT con Nspt

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi Nspt ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con il corrispondente valore Nspt.

Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Qspt è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

- M = peso massa battente;
- M' = peso aste;
- H = altezza di caduta;
- A = area base punta conica;
- δ = passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

$$R_{pd} = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

Dove:

- R_{pd} = resistenza dinamica punta (area A);
- e = infissione media per colpo (δ / N);
- M = peso massa battente (altezza caduta H);
- P = peso totale aste e sistema battuta.

Metodologia di elaborazione

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della GeoStru Software.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981.

I dati desunti dall'indagine di cui sopra sono stati integrati dalle conoscenze acquisite dallo scrivente nella zona, attraverso precedenti indagini.

In Allegato 1 si riportano i log delle prove penetrometriche realizzate.

I risultati delle indagini di cui sopra sono riportati di seguito.

PROVA SCPT 1

Strumento utilizzato
Penetration Test)
Prova eseguita in data
Profondità prova
Falda rilevata

SCPT (Standard Cone

09/01/2014
6,00 m da p.c.

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,30	8	0,853	52,42	61,48	2,62	3,07
0,60	17	0,797	104,12	130,64	5,21	6,53
0,90	11	0,842	65,75	78,13	3,29	3,91
1,20	7	0,836	41,58	49,72	2,08	2,49
1,50	4	0,831	23,62	28,41	1,18	1,42
1,80	2	0,826	11,74	14,21	0,59	0,71
2,10	2	0,822	10,85	13,21	0,54	0,66
2,40	10	0,817	53,96	66,03	2,70	3,30
2,70	7	0,813	37,57	46,22	1,88	2,31
3,00	12	0,809	59,87	74,03	2,99	3,70
3,30	23	0,705	99,99	141,89	5,00	7,09
3,60	37	0,651	148,57	228,26	7,43	11,41
3,90	38	0,647	142,37	219,98	7,12	11,00
4,20	33	0,644	122,97	191,03	6,15	9,55
4,50	30	0,690	119,89	173,66	5,99	8,68
4,80	33	0,637	121,71	191,03	6,09	9,55
5,10	31	0,634	107,17	169,03	5,36	8,45
5,40	40	0,581	126,73	218,10	6,34	10,91
5,70	42	0,578	132,41	229,01	6,62	11,45
6,00	20	0,725	74,77	103,06	3,74	5,15

PROVA SCPT 2

Strumento utilizzato
Penetration Test)
Prova eseguita in data
Profondità prova
Falda rilevata

SCPT (Standard Cone

09/01/2014
6,00 m da p.c.

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,30	14	0,803	86,36	107,58	4,32	5,38
0,60	16	0,797	97,99	122,95	4,90	6,15
0,90	6	0,842	35,86	42,62	1,79	2,13
1,20	3	0,836	17,82	21,31	0,89	1,07
1,50	3	0,831	17,71	21,31	0,89	1,07
1,80	2	0,826	11,74	14,21	0,59	0,71
2,10	1	0,822	5,43	6,60	0,27	0,33
2,40	1	0,817	5,40	6,60	0,27	0,33
2,70	2	0,813	10,73	13,21	0,54	0,66
3,00	6	0,809	29,93	37,02	1,50	1,85
3,30	15	0,755	69,84	92,54	3,49	4,63
3,60	23	0,701	99,45	141,89	4,97	7,09
3,90	34	0,647	127,38	196,82	6,37	9,84
4,20	17	0,744	73,19	98,41	3,66	4,92
4,50	18	0,740	77,14	104,20	3,86	5,21
4,80	20	0,737	85,34	115,78	4,27	5,79
5,10	22	0,684	82,05	119,96	4,10	6,00
5,40	11	0,781	46,85	59,98	2,34	3,00
5,70	10	0,778	42,43	54,53	2,12	2,73
6,00	10	0,775	39,96	51,53	2,00	2,58

4.2 Litostratigrafia e caratteristiche geotecniche del sottosuolo

I dati seguenti sono stati desunti dall'indagine geognostica specifica, debitamente interpretati ed elaborati alla luce della normativa nazionale e sulla base di precedenti esperienze professionali; si ritiene che i risultati dell'indagine siano sufficientemente rappresentativi delle caratteristiche litologico - geotecniche del terreno indagato, il quale risulta caratterizzato da una stratigrafia media del sottosuolo come descritto nel seguito. Modello geologico stratigrafico di riferimento.

4.2.1 Modello geologico di riferimento

Il modello geologico del sito si basa sulle risultanze dell'indagine geognostica e sismica.

UNITA'	Prof. Strato (m)	Tipo	Nspt	Descrizione
A	0,9	Incoerente	5,62	RIPORTO
B	3	Incoerente coesivo	3	LIMI SABBIOSI
C	5,1	Incoerente	13,51	GHIAIA E SABBIA
D	6	Incoerente	10,99	SABBIA CON GHIAIA

Sulla base delle resistenze e dell'andamento delle verticali penetrometriche possono essere distinti i seguenti strati da piano campagna:

UNITA' GEOTECNICA A da 0,00 a 0,90 m da p.c.

Ripporto indifferenziato costituente il piano campagna.

Caratteristiche geotecniche mediocri con valori medi di $N_{spt} \leq 12$ c/p (colpi punta).

Si possono assegnare i seguenti parametri geotecnici medi:

<i>Peso di volume naturale (t/mc)</i>	$\gamma = 1,90$
<i>Angolo di resistenza al taglio (°gradi)</i>	$\phi^\circ = 26^\circ$
<i>Coesione non drenata C_u (kg/cmq)</i>	$C_u = 0,50$
<i>Densità relativa (%)</i>	$D_r = 40-45\%$
<i>Classificazione AGI</i>	Da poco a moderatamente addensato

<i>Modulo di Young (kg/cm^q)</i>	E=150
<i>Modulo Edometrico (kg/cm^q)</i>	E =50
<i>Modulo di Poisson (kg/cm^q)</i>	P =-
<i>Modulo di reazione K₀</i>	K ₀ =-

UNITA' GEOTECNICA B da 0,90 a 3,00 m da p.c.

LIMI SABBIOSI – ARGILLOSI SATURI DALLA QUOTA DI 0,90 m DA P.C.

Caratteristiche geotecniche scadenti con valori medi di $N_{spt} \leq$ di 3 c/p (colpi punta).

Si possono assegnare i seguenti parametri geotecnici medi:

<i>Peso di volume naturale (t/mc)</i>	$\gamma = 1,60$
<i>Peso di volume saturo (t/mc)</i>	$\gamma_{sat} = 1,80$
<i>Angolo di resistenza al taglio (°gradi)</i>	$\phi^\circ = 24^\circ$
<i>Coesione non drenata Cu (kg/cm^q)</i>	Cu = 0,20
<i>Densità relativa (%)</i>	Dr = -
<i>Classificazione AGI</i>	Molle o poco consistente
<i>Modulo di Young (kg/cm^q)</i>	E=40
<i>Modulo Edometrico (kg/cm^q)</i>	E =50
<i>Modulo di Poisson (kg/cm^q)</i>	P =-
<i>Modulo di reazione K₀</i>	K ₀ =-

UNITA' GEOTECNICA C da 3,00 a 5,10 m da p.c.

GHIAIA CON SABBIA MODERATAMENTE ADDENSATA SATURA

Caratteristiche geotecniche discrete con valori medi di $N_{spt} \leq$ di 25 c/p (colpi punta).

Si possono assegnare i seguenti parametri geotecnici medi:

<i>Peso di volume naturale (t/mc)</i>	$\gamma = 1,95$
<i>Peso di volume saturo (t/mc)</i>	$\gamma_{sat} = 2.20$
<i>Angolo di resistenza al taglio (°gradi)</i>	$\phi^\circ = 33^\circ$
<i>Coesione non drenata Cu (kg/cm²)</i>	$C_u = 0,00$
<i>Densità relativa (%)</i>	$D_r = 45-55\%$
<i>Classificazione AGI</i>	Da moderatamente addensato ad addensato
<i>Modulo di Young (kg/cm²)</i>	$E = 240$
<i>Modulo Edometrico (kg/cm²)</i>	$E = 68$
<i>Modulo di Poisson (kg/cm²)</i>	$\mu = 0,31$
<i>Modulo di reazione K₀</i>	$K_0 = 4,00$

UNITA' GEOTECNICA D da 5,10 a 6,00 m da p.c.

SABBIE CON GHIAIA

Caratteristiche geotecniche sufficienti con valori medi di $N_{spt} \leq$ di 12 c/p (colpi punta).

Si possono assegnare i seguenti parametri geotecnici medi:

<i>Peso di volume naturale (t/mc)</i>	$\gamma = 1,80$
<i>Peso di volume saturo (t/mc)</i>	$\gamma_{sat} = 2.00$
<i>Angolo di resistenza al taglio (°gradi)</i>	$\phi^\circ = 30^\circ$
<i>Coesione non drenata Cu (kg/cm²)</i>	$C_u = 0,00$
<i>Densità relativa (%)</i>	$D_r = 30-40\%$
<i>Classificazione AGI</i>	Da poco addensato a moderatamente addensato
<i>Modulo di Young (kg/cm²)</i>	$E = 140$
<i>Modulo Edometrico (kg/cm²)</i>	$E = 50$

<i>Modulo di Poisson (kg/cmq)</i>	P = 0,33
<i>Modulo di reazione K₀</i>	K ₀ = 2,50

5.0 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI OPERE DI FONDAZIONE

In accordo con le NTC le scelte progettuali delle opere di fondazione devono rispettare le verifiche delle resistenze del terreno agli stati limite ultimi e di esercizio.

La normativa prevede che la valutazione della resistenza di progetto del terreno che deve essere superiore al valore delle azioni di progetto nelle varie combinazioni di calcolo.

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

R_d = valore della resistenza di progetto

E_d = valore dell'azione di progetto o degli effetti delle azioni nelle varie combinazioni di calcolo

Per il calcolo della resistenza del terreno R_d si utilizzano coefficienti parziali (γ_m) da applicare ai valori caratteristici dei parametri di resistenza del terreno acquisiti durante l'indagine geognostica, necessari alla verifica secondo due approcci progettuali.

E' stata verificata la resistenza del terreno allo SLU (capacità portante) e SLE (cedimenti) utilizzando la nuova normativa NTC 14/01/2008 (Cap. 7.2) utilizzando l'approccio 2 combinazione unica.

I calcoli sono stati eseguiti secondo le ipotesi progettuali fornite dal progettista considerando una fondazione superficiale a trave rovescia di lato 50 cm posta a profondità di 0,90 m da p.c. attuale aventi le caratteristiche indicate nel seguito, in presenza di falda (0,95 m da p.c.), con stratigrafia del sottosuolo come rinvenuta durante la campagna di indagini geognostiche.

Per quanto attiene la fondazione canale di grigliatura grossolana trattandosi di vano interrato prevalentemente vuoto o occupato da organi in transito non si ritiene eseguire una verifica di portanza in quanto il peso del terreno che verrà tolto per la formazione del vano è sicuramente maggiore del peso del manufatto in opera e quindi di fatto compatibile con la capacità portante dei depositi in essere. Si rammenta però che il calcolo strutturale dovrà tenere in debita considerazione, nel dimensionamento della

soletta e dei muri in elevazione la spinta idrostatica dovuta al battente idraulico della falda per contrastare il sollevamento sia del fondo scavo in fase esecutiva (well Point) che del manufatto in fase di esercizio.

Le verifiche sono state eseguite per carichi centrati ed in condizioni drenate ($c' = 0$).

I calcoli sono stati eseguiti secondo la tipologia fondazione (tipo e profondità di posa) prevista e sulla base delle azioni e carichi di progetto forniti dal progettista ed in particolare:

IPOTESI A : FONDAZIONE CONTINUA A TRAVE ROVESCIA DI LARGHEZZA $B = 0,50$ M

5.1 Carico limite di fondazione sui terreni

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

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

$\tau = c + \sigma \times \tan \varphi$ valida anche per i terreni.

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

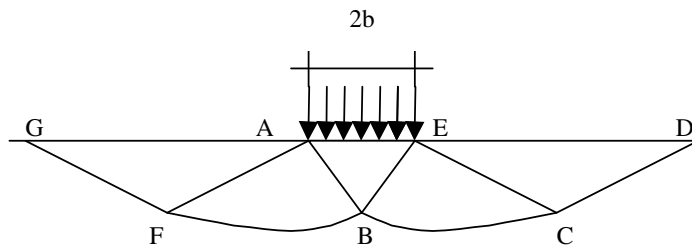
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \times \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione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

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

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

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

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



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

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

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

Per $\varphi = 0$ il coefficiente B risulta pari a 5,14, quindi $q = 5,14 \times c$.

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

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

Infatti Caquot si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una

profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi = 0$, $c = 0$

e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma + B \times c$$

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

Metodo di Terzaghi (1955)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$tg\varphi_{rid} = 2/3 \times tg\varphi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

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

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

dove:

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

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

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

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

5.2 Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \beta \times (a_{\max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0,90 \leq S_S \leq 1,80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'Eurocodice 8 (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "*design ground acceleration on type A ground*".

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_h e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

VERIFICHE GEOTECNICHE

DATI GENERALI

=====

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	0,5 m
Lunghezza fondazione	6,0 m
Profondità piano di posa	0,9 m
Altezza di incastro	0,7 m
Profondità falda	1,0 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0,1/0,1 m

SISMA

=====

Accelerazione massima (ag/g)	0,07
Effetto sismico secondo	NTC (C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	1,5
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,17
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0141
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,0633

Coefficienti sismici [N.T.C.]

=====

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie

Classe d'uso: Classe III

Vita nominale: 50,0 [anni]

Vita di riferimento: 75,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

S.L.	TR	ag	F0	TC*
Stato limite	Tempo ritorno [anni]	[m/s ²]	[-]	[sec]
S.L.O.	45,0	0,2	2,52	0,18
S.L.D.	75,0	0,25	2,57	0,2
S.L.V.	712,0	0,46	2,7	0,3
S.L.C.	1462,0	0,55	2,78	0,31

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L.	amax	beta	kh	kv
Stato limite	[m/s ²]	[-]	[-]	[sec]
S.L.O.	0,3	0,2	0,0061	0,0031
S.L.D.	0,375	0,2	0,0076	0,0038
S.L.V.	0,69	0,2	0,0141	0,007
S.L.C.	0,825	0,2	0,0168	0,0084

STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH	Gam	Gams	Fi	Fi Corr.	c	c Corr.	cu	Ey	Ed	Ni
[m]	[Kg/m ³]	[Kg/m ³]	[°]	[°]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]	[Kg/cm ²]	
0,9	1900,0	2000,0	26,0	26	0,5	0,5	0,5	150,0	50,0	0,33
2,1	1600,0	1800,0	24,0	24	0,0	0,0	0,2	40,0	50,0	0,0
2,1	1950,0	2200,0	33,0	33	0,0	0,0	0,0	240,0	68,0	0,31
0,9	1800,0	2000,0	30,0	30	0,0	0,0	0,0	140,0	50,0	0,33

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	Sisma	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

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

IPOTESI A : AMPLIAMENTO LOCALE SOFFIANTI

FONDAZIONE CONTINUA A TRAVE ROVESCIA DI LARGHEZZA B= 0,50 M

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	1,79 Kg/cm²
Resistenza di progetto[Rd]	0,78 Kg/cm²
Tensione [Ed]	0,6 Kg/cm²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	2,98
Condizione di verifica [Ed <= Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler **0,72 Kg/cm³**

A1+M1+R3

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq] 11,4

Fattore [Nc] 23,36

Fattore [Ng] 8,58

Fattore forma [Sc] 1,0

Fattore forma [Sg] 1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1,0

=====

Carico limite 1,87 Kg/cm²

Resistenza di progetto 0,81 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed ≤ Rd] Verificata

=====

Sisma

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq] 11,4

Fattore [Nc] 23,36

Fattore [Ng] 8,58

Fattore forma [Sc] 1,0

Fattore forma [Sg] 1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 0,79

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1,0

=====

Carico limite 1,79 Kg/cm²

Resistenza di progetto 0,78 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed ≤ Rd] Verificata

=====

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto 0,5 Kg/cm²

Cedimento dopo T anni 15,0

Cedimento totale 0,38 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	1,95	0,263	0,066	Edometrico	0,28	--	0,28
3	4,05	0,473	0,023	Edometrico	0,07	--	0,07
4	5,55	0,644	0,015	Edometrico	0,03	--	0,03

CEDIMENTI ELASTICI

=====

Pressione normale di progetto 0,5 Kg/cm²

Spessore strato 2,0 m

Profondità substrato roccioso 2,0 m

Modulo Elastico 40,0 Kg/cm²

Coefficiente di Poisson 0,35

=====

Coefficiente di influenza I1 0,58

Coefficiente di influenza I2 0,13

Coefficiente di influenza Is 0,64

=====

Cedimento al centro della fondazione 4,9 mm

=====

Coefficiente di influenza I1 0,36

Coefficiente di influenza I2 0,15

Coefficiente di influenza Is 0,43

Cedimento al bordo 1,63 mm

VERIFICA A LIQUEFAZIONE - Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss

=====

Svo: Pressione totale di confinamento; S'vo: Pressione efficace di confinamento; T: Tensione tangenziale ciclica; R: Resistenza terreno alla liquefazione; Fs: Coefficiente di sicurezza

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (Kg/cm ²)	S'vo (Kg/cm ²)	T	R	Fs	Condizione:
2	3,00	3,00	4,871	0,547	0,347	0,068	0,092	1,34	Livello non liquefacibile
3	5,10	25,00	32,718	1,009	0,599	0,071	3,623	51,18	Livello non liquefacibile
4	6,00	12,00	14,687	1,189	0,689	0,071	0,172	2,41	Livello non liquefacibile

6.0 CONCLUSIONI

Lo studio ha permesso di definire la natura e le caratteristiche dei terreni presenti nell'area esaminata; in particolare in corrispondenza dell'area di intervento sono presenti riporti indifferenziati sino a profondità di 0,90 m da quota piazzale interno, seguiti da depositi naturali incoerenti prevalentemente sabbie e ghiaie da addensate a ben addensate di natura fluviale.

Sulla base delle considerazioni svolte nei paragrafi precedenti e delle indagini realizzate nell'area in oggetto si traggono le seguenti conclusioni:

- ✓ le indagini eseguite mostrano una significativa omogeneità della litostratigrafia dell'area esaminata sia per quanto attiene l'area di intervento del nuovo locale soffianti che nell'area a margine della vasca di sedimentazione.
- ✓ all'atto delle prove in sito il livello piezometrico della falda è stato misurato direttamente per le profondità indagate; esso si situa a profondità superiori a 0,95 m da p.c. internamente ai depositi alluvionali; come già precedentemente citato, nel corso dell'anno tale livello piezometrico è soggetto a variazioni rispetto alla misura rilevata e perciò soggetto a possibile innalzamento durante la stagione autunnale e primaverile a seguito di periodi particolarmente piovosi o intensi eventi meteorici.
- ✓ la capacità portante dei terreni in corrispondenza dell'area investigata risulta compatibile un carico ultimo d'esercizio, compreso peso proprio della fondazione (fondazioni a trave rovescia) nelle condizioni di massima sollecitazione $\leq 0,70$ kg/cmq; i cedimenti corrispondenti saranno compresi entro 1,00 cm (nuovo locale soffianti). Per quanto attiene la fondazione canale di grigliatura grossolana trattandosi di vano interrato prevalentemente vuoto o occupato da organi in transito non si ritiene eseguire una verifica di portanza in quanto il peso del terreno che verrà tolto per la formazione del vano è sicuramente maggiore del peso del manufatto in opera e quindi di fatto compatibile con la capacità portante dei depositi in essere. Si rammenta però che il calcolo strutturale dovrà tenere in debita considerazione, nel dimensionamento della soletta e dei muri in elevazione, della spinta idrostatica dovuta al battente idraulico della falda.

✓ le fondazioni dovranno essere impostate in corrispondenza del terreno naturale ed in nessun caso su materiale riportato o rimaneggiato. Si raccomanda pertanto di evitare rimaneggiamenti o deterioramento del terreno di fondazione prima della messa in opera delle fondazioni, al fine di evitare cedimenti o assestamenti non prevedibili. In ogni caso il piano di imposta delle fondazioni dovrà essere ad una profondità tale da superare lo strato di terreno vegetale di copertura, che cambia di volume per effetto della variazione di contenuto d'acqua capillare stagionale, sensibile alle azioni di gelo e disgelo. Nel caso in esame verranno adottate le seguenti profondità di fondazione:

- ✓ -NUOVO LOCALE SOFFIANTI: Fondazione a trave rovescia Larghezza 50 cm posta a quota di 0,90 m da p.c.
- ✓ -NUOVO CANALE GRIGLIATURA: Fondazione a platea di profondità 3,50 m da p.c.
- ✓ l'area in oggetto ricade nello scenario di microzonazione sismica individuato come Z4a "Zone di pianura con presenza di depositi granulari e coesivi" con fattore di amplificazione (F_a) inferiore al valore di soglia comunale DGR 1566/2005 .
- ✓ sulla base dell'indagine sismica eseguita il valore della velocità di propagazione delle onde di taglio entro 30 m di profondità (V_{s30}) nei terreni interessati dall'intervento in oggetto è pari a 292 m/sec, pertanto la categoria di appartenenza del litotipo equivalente è la C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero NSPT30 compreso tra 15 e 50 nei terreni a grana grossa c_{u30} compreso tra 70 e 250 kPa nei terreni a grana fine).

Lo studio condotto basato sui parametri individuati dalla "Relazione geologica" evidenziano che l'area interessata dal progetto ubicata nel comune di Ozzero (MI) risulta, da un punto di vista geotecnico e sismico, idoneo alla realizzazione dell'intervento fatte salve le seguenti prescrizioni di carattere tecnico:

- ✓ acque superficiali e di infiltrazione. Le indagini in sito svolte sul lotto in oggetto hanno evidenziato la presenza di falda freatica a quote prossime al piano campagna ed alla quota di progetto delle fondazioni; si consiglia comunque di proteggere i manufatti con impermeabilizzazione e drenaggio a tergo dei muri con recapito verso idonei pozzetti di raccolta e smaltimento. Per quanto riguarda gli scavi in corrispondenza del canale di grigliatura si fa presente che essi saranno da eseguire sottofalda con la necessità di ricorrere all'utilizzo temporaneo di sistemi di dewatering (per es: well point) e sostegno delle pareti di scavo durante le operazioni di casseratura e getto. Si rammenta inoltre che l'utilizzo di sistemi di dewatering in adiacenza a manufatti esistenti potrebbero causare, in relazione agli abbassamenti di falda prodotti, cedimenti del terreno e dei manufatti ivi presenti, posti a quote superiori al livello di falda. Per tale ragione si consiglia una valutazione idraulica preliminare prima dell'esecuzione dei lavori.
- ✓ il perimetro del cantiere, nelle varie fasi di scavo, dovrà essere opportunamente recintato e sarà cura del Direttore dei Lavori evitare di disporre carichi statici o transitare con essi in corrispondenza del ciglio delle scarpate di scavo.
- ✓ viste le profondità in gioco (canale grigliatura con scavo sottofalda), dovranno adottarsi tutti gli accorgimenti per consentire alle maestranze di operare nelle condizioni di massima sicurezza, soprattutto per quanto riguarda il sostegno delle pareti di scavo sottofalda che non dovranno mai essere sprovviste presidi di sostegno provvisori o definitivi.

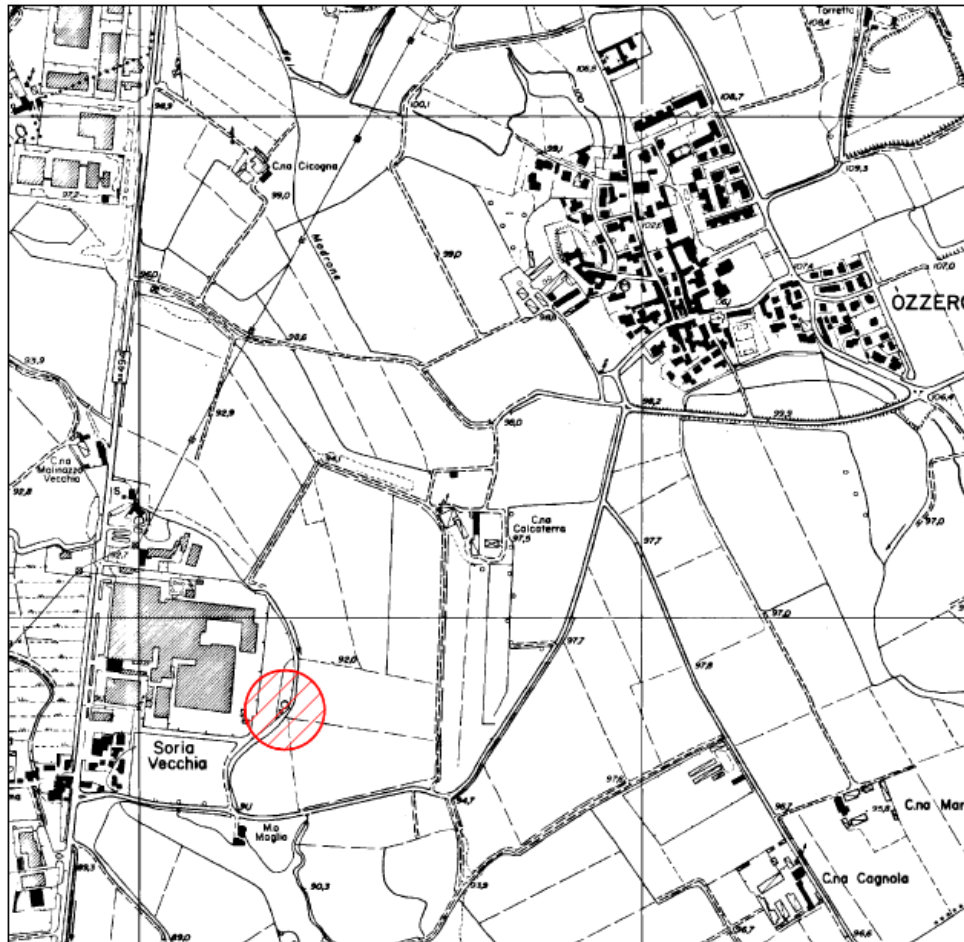
Dalle considerazioni esposte nei paragrafi precedenti e dall'esame delle condizioni geomorfologiche, geologiche dell'area e dei depositi indagati con indagine in sito, si può dedurre che le caratteristiche dell'area in oggetto appaiono compatibili con la destinazione d'uso prevista, adottando le prescrizioni sin qui esposte.

Il presente elaborato è redatto in ottemperanza ai contenuti del DM 14/01/2008 e contempla i requisiti urbanistici e normativi di rilevanza geologica ivi prescritti, costituendo documento idoneo per il rilascio della concessione edilizia sulla base del progetto di costruzione ad esso allegato.

ALLEGATI

ALLEGATO 1

Corografia dell'area



ALLEGATO 2

Planimetria del sito con ubicazione opere da realizzarsi e indagini geognostiche condotte

ALLEGATO 3

Log prove penetrometriche