



Regione
Lombardia



Città
metropolitana
di Milano



**COMUNE DI BUSTO
GAROLFO**

Piazza A. Diaz, 1 - 20038 Busto Garolfo (MI)

PROGETTO DI RIGENERAZIONE URBANA
Immobile Area «ex Pessina»

Via Giuseppe Verdi, 1 - 20038 Busto Garolfo (MI)

R1 - RELAZIONE GEOLOGICA
R2 - RELAZIONE GEOTECNICA
R3 - RELAZIONE DI FATTIBILITA'

“Norme tecniche per le costruzioni” Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018
Circolare esplicativa n.7 C.S.LL.PP. del 21 gennaio 2019
Regione Lombardia, L.R. 33/2015, D.G.R. 5001/2016 e D.G.R. 2616/2011

Novembre 2023





Sommario

1) Premessa	3
2) Normativa di riferimento	4
3) Inquadramento geomorfologico, geologico ed idrogeologico	6
3.1) Inquadramento geologico e geomorfologico	6
3.2) Inquadramento geologico e stratigrafico	8
3.3) Inquadramento idrogeologico	12
4) Idrografia superficiale	14
5) Predisposizione all'utilizzazione urbanistica	15
6) Caratterizzazione sismica.....	17
6.1) Zona sismica	21
7) Campagna geognostica	22
7.1) Prove penetrometriche dinamiche continue tipo SCPT	22
7.2) Indagine geofisica mediante tecnica dei rapporti spettrali o HVSR	23
7.2.1) Stima della velocità equivalente di propagazione V_{Seq}	27
7.3) Pozzetti geognostici	28
8) Approfondimento sismico di secondo livello (L.R. 12/05 e s.m.i.).....	30
9) Suscettibilità alla liquefazione del terreno	31
10) Valutazione della vulnerabilità dell'opera da realizzare in relazione anche agli usi alla quale essa è destinata.....	33
11) Modello geologico	36
12) Modello geotecnico.....	38
13) Analisi statistica dei parametri geotecnici	40
14) Verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU).....	42



14.1) Fondazione superficiale: trave rovescia.....	44
15) Verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).....	45
16) Considerazioni progettuali conclusive.....	48

Elenco Allegati:

Allegato I	Report parametri sismici locali;
Allegato II	Report prove penetrometriche;
Allegato III	Report indagine sismica HVSR;
Allegato IV	M9 e M10 D.G.R. 2616/2011.

Elaborato Grafico:

Geo.01	Ubicazione indagini geognostiche.
--------	-----------------------------------

1) Premessa

Il **Comune di Busto Garolfo**, con sede in Piazza A. Diaz n. 1 in Comune di Busto Garolfo (MI), ha incaricato lo Studio scrivente di realizzare le verifiche geologiche, sismiche e geognostiche a corredo della progettazione degli interventi necessari alla riqualificazione dell'ex edificio tessitura Pessina&Sala ubicato in Via Giuseppe Verdi n.1 in Comune di Busto Garolfo (MI).

Al fine di caratterizzare geotecnicamente la porzione di sottosuolo che sarà interessata dalla dissipazione dei carichi indotti dall'edificio oggetto di riqualificazione si è eseguita un'apposita campagna geognostica; nella presente documentazione, quindi, si forniranno i risultati derivanti dall'interpretazione dei dati stratigrafici rilevati durante le indagini e si effettueranno, sulla base di un apposito modello geotecnico, le verifiche di sicurezza dei terreni di fondazione della struttura.

Tutto ciò premesso, la presente **Relazione Geologica – R1 e Relazione Geotecnica – R2** sono state redatte, per quanto di competenza, in conformità a quanto disposto rispettivamente ai punti 6.2.1 e 6.2.2 del Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018, che ha approvato le *Norme Tecniche per le Costruzioni ed alla Circolare esplicativa n. 7 C.S.LL.PP.* del 21 Gennaio 2019, pubblicate dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, come meglio specificato nel successivo capitolo.

Si precisa che nella parte conclusiva della presente documentazione si effettueranno alcune delle verifiche di cui al punto 6.2.4 del Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018, riferite al solo terreno di fondazione (punto 6.2.4.1.2 - Resistenze), rimandando ad altro Professionista il completamento delle verifiche di sicurezza e delle prestazioni dell'opera oggetto di riqualificazione.

Inoltre, la presente documentazione è redatta, ove applicabile, con riferimento ai contenuti delle *“Linee Guida NTC08”* predisposte dal Gruppo Interregionale dell'Ordine dei Geologi nel Luglio 2010, oltre che applicando gli standard metodologici e di lavoro di cui al *“Progetto qualità 2010”* editi dal Consiglio Nazionale dei Geologi.

Infine, la presente documentazione rappresenta anche la **Relazione Geologica di Fattibilità-R3** conforme al punto 4 della D.G.R. IX/2616/2011 ed alle norme geologiche del vigente P.G.T. comunale, ove applicabile, poiché il sito è classificato nella Carta di Fattibilità in **Classe 3B**.

2) Normativa di riferimento

Nel presente capitolo si richiamano le principali norme di settore applicate:

Decreto Ministeriale 17.01.2018

Testo Unitario - *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. 14/01/08. *Circolare 2 Febbraio 2009, n. 617*

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con D.M. 14/01/08 - Cessazione del regime transitorio di cui all'art. 20 comma 1 del decreto-legge 31/12/2007 n. 248. *Circolare 5 Agosto 2009*

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. *Allegato al voto n.36 del 27/07/2007*

Eurocodice 8 (1998): Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture

Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

Eurocodice 7.1 (1997)

Progettazione geotecnica - Parte I: regole generali

Eurocodice 7.2 (2002)

Progettazione geotecnica - Parte II: progettazione assistita da prove di laboratorio

Eurocodice 7.3 (2002)

Progettazione geotecnica - Parte III: progettazione assistita da prove in sito

Regione Lombardia - DGR 7/11/2003 n.14964

Disposizioni preliminari per l'attuazione dell'OPCM 20/03/2003 n. 3274

Regione Lombardia - DGR 30/11/2011 n. 2616

Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione dell'art. 57 comma 1 della L.R. 11/3/2005 n.12

Regione Lombardia - DGR 11/7/2014 n. X/2129

Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (L.R. 1/2000 art.3 comma 108 lett. d)

Regione Lombardia - DGR 8 ottobre 2015 - n. X/4144

Ulteriore differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio approvata con d.g.r. 11 luglio 2014, n. 2129 «Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, comma 108, lett. d)»

Regione Lombardia - DGR 30 marzo 2016 - n. X/5001

Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (artt. 3 comma 1 e 13 comma 1 LR 33/2015).

Gruppo Interregionale Ordine dei Geologi

Linee Guida NTC08 (Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 18/01/2008).

Consiglio Nazionale dei Geologi

“Progetto qualità 2010” - Relazione Geologica: standard metodologici e di lavoro.

Comune di Busto Garolfo (MI) – Piano di Governo del Territorio

Componente geologica, idrogeologica e sismica.



3) Inquadramento geomorfologico, geologico ed idrogeologico

Nei successivi capitoli si fornirà la descrizione dell'assetto geografico, geomorfologico, geologico ed idrogeologico del sito in esame.

3.1) Inquadramento geologico e geomorfologico

Il Comune di Busto Garolfo è ubicato nella porzione settentrionale della Provincia di Milano, nella fascia di territorio meridionale dell'alta pianura lombarda, ad un'altitudine media di 173 metri s.l.m.

Il sistema idrografico superficiale è caratterizzato dalla presenza del Canale Villoresi e da una fitta rete di rogge e derivatori che formano una rete di corpi idrici in corrispondenza del settore meridionale del territorio comunale.

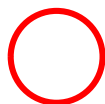
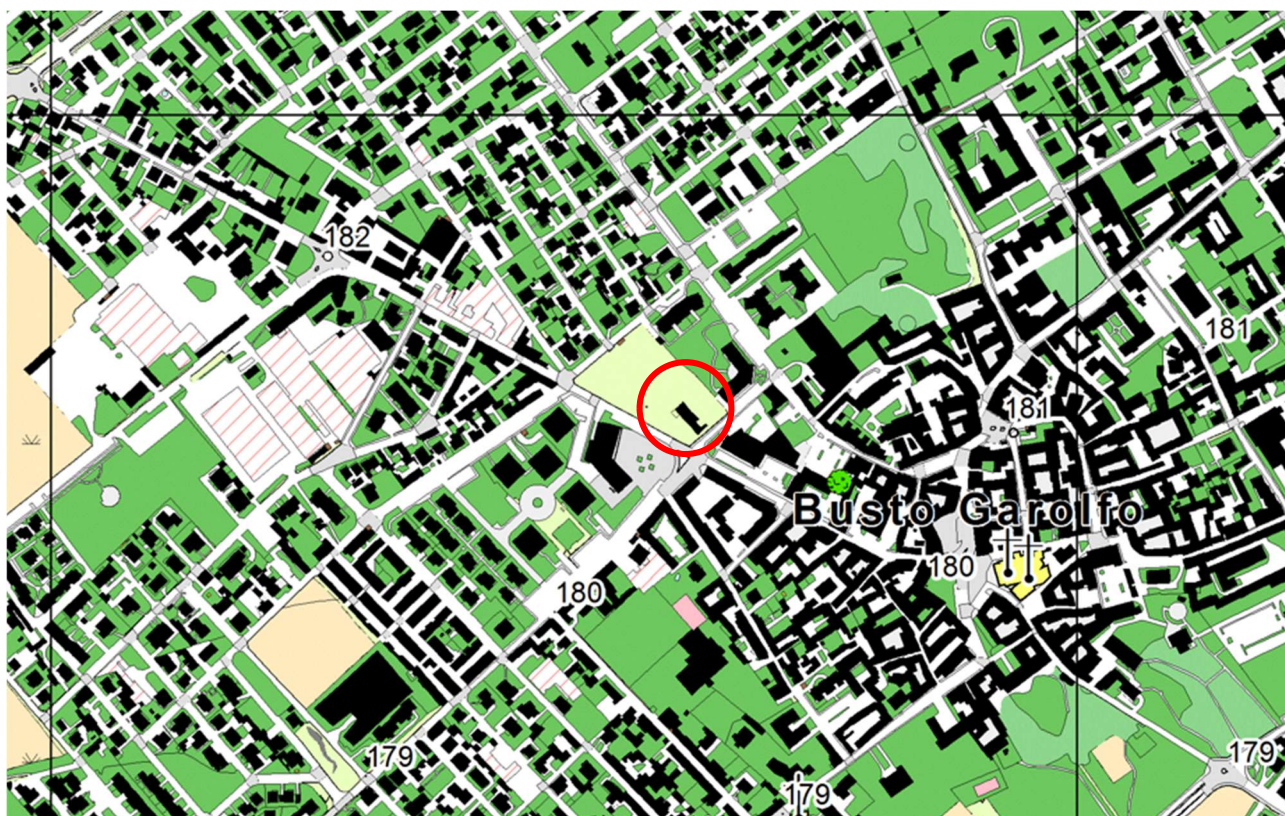
L'area che sarà interessata dagli interventi in progetto è caratterizzata da un andamento planoaltimetrico regolare e pianeggiante; nel dettaglio, il sito è rappresentato nella Carta Tecnica Regionale della Regione Lombardia alla scala 1:10.000 alla sezione A6d1 "Busto Garolfo", di cui uno stralcio è riportato nella pagina seguente e presenta una quota altimetrica, dedotta dalla cartografia citata, che risulta mediamente pari a circa **181 metri s.l.m.**

Dal punto di vista geografico, il baricentro dell'area oggetto di intervento è circa identificabile alle seguenti coordinate, tratte dalla cartografia sopra citata:

490.608 Est – 5.043.711 Nord



Estratto
CARTA TECNICA REGIONALE
REGIONE LOMBARDIA
Sezione A6d1 "Busto Garolfo"
(non in scala)



Area di intervento



3.2) Inquadramento geologico e stratigrafico

Il territorio comunale appartiene al cosiddetto “Livello Fondamentale della Pianura”, costituito da depositi pleistocenici ad opera degli scaricatori fluvioglaciali provenienti dai fronti di espansione dei ghiacciai; questi sono classificati nella letteratura tradizionale come “Diluvium Recente”.

Le acque di fusione dei ghiacciai hanno determinato un innalzamento del livello della pianura fino all'odierna morfologia, in successione ai sedimenti di origine marina costituiti principalmente dalle argille (che si ritrovano a profondità mediamente maggiori di 90-100 metri rispetto all'attuale piano campagna).

Durante il periodo seguente, l'Olocene, si sono depositi i sedimenti ghiaioso-sabbiosi (“Alluvium antico”) che hanno determinato i terrazzi attuali tipici soprattutto delle aree più a nord rispetto all'areale in esame.

Da un punto di vista morfologico i terrazzamenti si sono originati dall'azione erosiva esercitata dei corsi d'acqua principali con l'azione preponderante svolta dalle alluvioni fluvioglaciali riconducibili alla glaciazione di età wurmiana.

I depositi wurmiani costituiscono la quasi totalità del territorio comunale; sono caratterizzati genericamente da ghiaie e sabbie in matrice limosa con locali lenti argillose; nell'ambito del livello fondamentale, da questi costituito, è rilevabile una variazione dei termini più fini passando dal settore settentrionale a quello meridionale.

La variazione è funzione della riduzione dell'energia dell'agente di trasporto procedendo verso sud; i depositi wurmiani, a differenza di quelli più antichi rissiani e mindelliani, presentano superiormente un livello sabbioso-argilloso che convoglia grosse quantità d'acqua verso gli orizzonti sottostanti, a determinare un importante mezzo per l'alimentazione della falda superficiale.

Nello specifico dei terreni in esame la litologia caratteristica è rappresentata da ghiaia e sabbia debolmente limosa inglobante ciottoli di dimensioni variabili da 20 a 35 metri e rari trovanti.



I caratteri sedimentologici specifici sono quelli dei depositi alluvionali: clasti con grado di arrotondamento variabile da sub-arrotondato ad arrotondato e alterazione limitata o assente; la pertinenza dei depositi ghiaiosi è di tipo alpino con elementi granitici, granodioritici e porfirici; subordinati i clasti di origine sedimentaria di pertinenza prealpina.

Tali depositi sono ricoperti da uno strato di alterazione superficiale di spessore contenuto (0,6-1,0 metri) e composto da sedimenti limoso-sabbiosi di colore variabile da marrone a marrone-rossiccio (parte basale dell'orizzonte) localmente associati a ghiaia di varia pezzatura (prevalentemente medio-fine); la morfologia del livello fondamentale della pianura si presenta assai uniforme.

Lo spessore della coltre diluviale inferiore è stato identificato in modo differenziato a seconda della precisa struttura stratigrafica a livello locale; i limiti stratigrafici basali sono stati identificati con il ceppo, le argille sommitali del diluvium antico e medio e le argille villafranchiane.

Nelle zone a litologia ghiaiosa prevalente, come il ceppo in esame, lo spessore del diluvium varia sensibilmente a seconda delle zone specifiche con potenze variabili da 10 metri sino ad oltre 60 metri; invece nelle zone meridionali della pianura a sabbie e argille prevalenti, il limite formazionale inferiore è assai incerto in seguito alla difficile distinzione delle litofacies specifiche relative alle differenti unità.

Per quanto riguarda la cartografia geologica, il territorio comunale di Busto Garolfo ricade nel Foglio n. 44 “*Novara*” della Carta Geologica d’Italia, alla scala 1:100.000, di cui si allega un estratto, non in scala; la cartografia geologica è tratta dal “Repertorio completo della cartografia geologica d’Italia” edito dall’ex A.P.A.T. (Azienda per la Protezione dell’Ambiente e per i Servizi Tecnici), ora I.S.P.R.A.

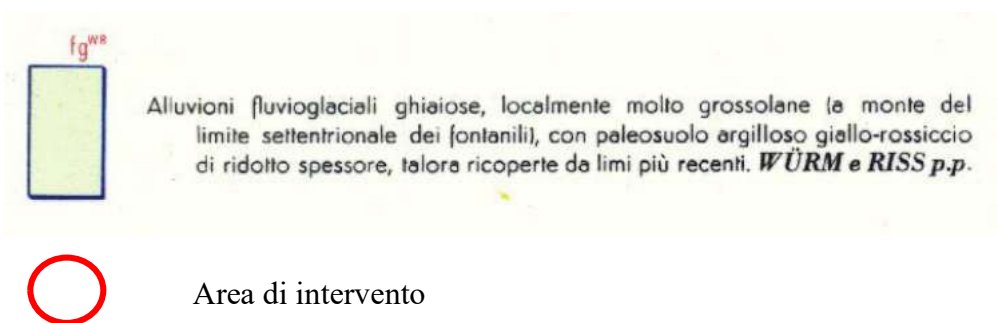
Nella medesima cartografia geologica è stata evidenziata l’area di interesse e di seguito vengono riportate le descrizioni delle formazioni geologiche d'interesse.



Foglio 44 “Novara”



LEGENDA (Formazioni d'interesse):





La valutazione del locale assetto stratigrafico è stata effettuata consultando la documentazione relativa ad un pozzo idropotabile, ubicato in Comune di Busto Garolfo in direzione Est a circa 1,17 km rispetto all'area d'interesse, di cui verrà riportata la stratigrafia sino a circa 46 metri di profondità.

La documentazione consultata indica che al di sotto del terreno vegetale, dello spessore di 50 cm, è stato attraversato un orizzonte di ciottoli con ghiaia e sabbia sino alla profondità di 15 metri, seguito da uno strato di ghiaia e sabbia sino a 20,5 metri da p.c.

Al di sotto è stato intercettato un livello di argilla gialla sabbiosa dello spessore di 1 metro, seguito da un orizzonte di ghiaia e sabbia sino a 46 metri da p.c.



3.3) Inquadramento idrogeologico

Per la descrizione della struttura idrogeologica del sottosuolo viene adottato il classico schema strutturale del sottosuolo della provincia di Milano, caratterizzato dalla successione di tre unità principali, che presentano caratteri granulometrici decrescenti con la profondità; le unità idrogeologiche si succedono, dalla più superficiale alla più profonda, secondo il seguente schema:

- Litozona ghiaioso-sabbiosa: costituisce l'acquifero tradizionale comunemente sfruttato dai pozzi; risulta sede della falda libera sino a profondità massime di circa 100 metri. Presenta una buona continuità in senso orizzontale e verticale entro la totalità del territorio comunale. Litologicamente è contraddistinta da terreni prevalentemente ghiaioso-sabbiosi-ciottolosi con locali intercalazioni lenticolari di argille limose o conglomerato. Entro tale unità la falda oscilla liberamente con valori medi di soggiacenza variabili a seconda delle condizioni topografiche e geomorfologiche.
- Litozona sabbioso-argillosa: è caratterizzata da alternanze di strati a litologia ghiaioso-sabbiosa e strati argilloso-limosi con torba è presente a partire dal letto della precedente unità sino a profondità variabili mediamente da 120 a 150 metri rispetto al piano campagna, con spessori mediamente compresi tra 50 e 90 metri.
- Litozona argillosa: è caratterizzata dalla prevalenza di argille e limi più o meno sabbiosi, presenti a partire dalla base della precedente unità. Costituisce il limite inferiore impermeabile delle successioni sfruttate ai fini idropotabili.

L'andamento generale della piezometria della falda tradizionale è caratterizzato da una direttrice Nord-Sud con vergenza verso Sud, con isopiezometriche disposte all'incirca parallelamente in direzione Est-Ovest.

Le quote piezometriche nel territorio in esame variano da circa 165 metri s.l.m. a circa 153 metri s.l.m., con un gradiente idraulico medio variabile tra il 4 e il 6‰.



Nell'anno medio la falda è soggetta ad oscillazioni stagionali, che vedono in genere un periodo di innalzamento da aprile ad agosto ed un abbassamento da settembre ad aprile; si stima che le escursioni annue risultino contenute mediamente entro 1-2 metri.

Le oscillazioni stagionali sono legate all'alimentazione, rappresentata dall'infiltrazione efficace legata alle precipitazioni e, principalmente, alle irrigazioni, oltre al deflusso della falda a monte.

La consultazione della Tav. 3a “*Carta idrogeologica*”, alla scala 1: 10.000, presente come allegato al P.G.T. vigente, ha permesso di stimare una quota piezometrica presso l’area di indagine pari a circa **160 metri s.l.m.**

Sulla base della quota media del piano campagna, come rilevabile dalla Carta Tecnica Regionale, pari a circa **181 metri s.l.m.**, è possibile indicare un valore di soggiacenza pari a circa **21 metri**.



4) Idrografia superficiale

All'interno del territorio in esame non si rileva la presenza di corsi d'acqua naturali, essendo la rete idrografica interessata da canalizzazioni artificiali che si diramano del Canale Villoresi, con finalità esclusivamente di tipo irriguo.

Il **Canale Villoresi**, esistente dal 1884 e distante circa 580 metri in direzione Sud dalla proprietà, deriva le acque del Ticino dalla diga di Panperduto ubicata nel Comune di Somma Lombardo e, dopo un percorso di circa 82 km, confluisce nel Fiume Adda (in Comune di Groppello di Cassano d'Adda).



5) Predisposizione all'utilizzazione urbanistica

In considerazione della Tav. 8 “*Carta di Fattibilità geologica*” alla scala 1:5.000, presente come allegato al P.G.T. vigente, l'area che sarà oggetto di intervento è classificata in **Classe 3B - fattibilità con consistenti limitazioni**.

La Classe 3b raggruppa le aree caratterizzate da attività di bonifica dei terreni avvenuta, in corso o futura, non ancora edificate e con probabile presenza di terreni di riporto.

I terreni possono essere contraddistinti da scarse caratteristiche geotecniche, legate all'incertezza sulla tipologia e addensamento dei materiali e alla elevata disuniformità laterale e verticale delle peculiarità geotecniche.

Non si rilevano specifiche controindicazioni di carattere geologico all'urbanizzazione o alla modifica di destinazione d'uso del suolo e all'utilizzo delle aree in genere.

È pertanto consentita qualunque tipo di opera edificatoria, vincolata al rispetto della salvaguardia della falda idrica e supportata da specifiche indagini come proposto di seguito.

I progetti dovranno essere corredati dalle indagini geognostiche (opportunamente dimensionate in funzione dalla tipologia ed estensione dell'intervento edilizio) e dalla relazione geologica e geotecnica ai sensi del D.M. 17/01/2018, per qualsiasi azione edificatoria ed opera ammissibile; gli spessori del materiale di riporto dovranno essere attentamente valutati anche al fine di individuare le tipologie fondazionali più idonee.

Per le aree contraddistinte da presenza di scarpate dovranno essere eseguite anche verifiche di stabilità dei fronti, sulla base del modello geotecnico ipotizzato a partire dalle risultanze di indagine geognostica.

Valutazione dell'impatto delle opere in progetto sulla situazione locale nei riguardi della vulnerabilità della risorsa idrica sotterranea.

Dovranno essere indicate dettagliatamente le opere di mitigazione del rischio e la messa in sicurezza di eventuali attività produttive o infrastrutture potenzialmente inquinanti, per le quali dovrà



essere predisposto anche un adeguato sistema di monitoraggio ambientale in relazione alla tipologia di intervento prevista.

Sono sempre da prevedere opere di regimazione delle acque meteoriche e la predisposizione dei più idonei sistemi di collettamento e/o trattamento delle acque reflue, in ottemperanza al Regolamento Regionale n.3 del 24/03/06.

Dal punto di vista della pericolosità individuata dal P.G.T., la tipologia di opera in progetto non intercederà la locale falda acquifera, neanche con le proprie opere di fondazione.

Inoltre, i materiali naturali di risulta degli scavi delle opere di fondazione che non potranno essere riutilizzati nell'ambito degli interventi edilizi, saranno *condotti in una discarica autorizzata* ai sensi di legge; *potrà inoltre essere eventualmente valutata l'applicazione, per i terreni naturali di splateamento, delle disposizioni di cui al D.P.R. 120/2017, finalizzate al recupero delle terre e rocce da scavo.*

Ai sensi dell'art. 24 comma 1) del medesimo regolamento, per l'eventuale riutilizzo presso il medesimo sito di produzione delle terre e rocce, sarà necessario eseguire le verifiche analitiche di cui all'Allegato 4 del più volte citato DPR 120/17.

In tale ambito, nel caso in cui si rilevassero evidenze organolettiche ed olfattive riconducibili a stati di contaminazione potenziale del sottosuolo, si provvederà ad eseguire un campionamento rappresentativo del terreno interessato e successive idonee verifiche di laboratorio, al fine di accertare le condizioni di cui all'art. 242 del D.L. vo 152/2006 e s.m.i.

6) Caratterizzazione sismica

Con riferimento al Capitolo 3.2 delle NTC18, 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 interesse.

Per quanto di competenza, nel presente capitolo si valuteranno, quindi, le condizioni stratigrafiche e topografiche del sito, al fine di definire l’azione sismica locale di progetto; essa deve essere definita valutando l’influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

Le condizioni stratigrafiche possono essere valutate sulla stima dei valori della *velocità equivalente di propagazione delle onde sismiche di taglio* $V_{s,eq}$; in base a tale grandezza si identificano le seguenti categorie del suolo di fondazione:

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

B - *Rocce tenere e depositi di terreni a grana molto addensati o terreni a grana fine 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 fine 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 terreni a grana fine scarsamente consistenti*, con profondità del substrato superiore a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s 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.

Rimandando per ulteriori dettagli ai Capitoli successivi, l'indagine effettuata in sito ha permesso di rilevare una velocità delle onde sismiche equivalente a 30 metri di profondità¹ $V_{s30} = 384,54$ m/sec e, quindi, i terreni interessati dalla riqualificazione dell'edificio dell'ex tessitura Pessina possono essere classificati nella categoria di **tipo B**.

La condizione topografica del sito in esame è classificabile, nel rispetto di quanto prescritto nel Capitolo 3.2.2 delle NTC18 e di quanto descritto al Capitolo 3.1, quale **tipo T1**, essendo l'area pianeggiante.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali è definito dalle seguenti espressioni:

coordinate punto medio del sito in WGS84 (tratte dal Software GeosStru):

8.8795948 Long. – 45.5467796 Lat.

Vita Nominale Struttura $V_N = 50$ anni

Classe d'Uso $C_U = II$

(Costruzioni il cui uso preveda normali significativi, ecc. - Cap. 2.4.2 NTC18).

¹ Per depositi con profondità del substrato sismico, caratterizzato da V_s non inferiore a 800 m/sec, superiori a 30 metri, la velocità equivalente è definita dal parametro V_{s30} , considerando le proprietà degli strati di terreno sino a tale profondità (Cap.3.2.2 NTC18).



Siti di riferimento²:

Sito	ID	Lat.	Long.	Distanza (m)
Sito 1	11812	45,546060	8,854210	2068,15
Sito 2	11813	45,548760	8,925391	3484,95
Sito 3	11591	45,598690	8,921605	6502,71
Sito 4	11590	45,595980	8,850326	5863,48

Parametri sismici:

Stato limite	Prob. superamento	Tr	Ag	Fo	Tc*
SLO	81%	30 anni	0,015 g	2,551	0,159 sec
SLD	63%	50 anni	0,019 g	2,530	0,167 sec
SLV	10%	475 anni	0,039 g	2,650	0,282 sec
SLC	5%	975 anni	0,046 g	2,684	0,306 sec

Coefficienti sismici:

Stato limite	Ss	Cc	St	Kh	Kv	A _{max} (m/sec ²)	Beta
SLO	1,200	1,590	1,000	0,004	0,002	0,180	0,200
SLD	1,200	1,570	1,000	0,005	0,002	0,223	0,200
SLV	1,200	1,420	1,000	0,009	0,005	0,456	0,200
SLC	1,200	1,390	1,000	0,011	0,006	0,547	0,200

Periodi di riferimento della componente orizzontale dell'accelerazione:

Stato limite	Tc* (sec)	Tb (sec)	Tc (sec)	Td (sec)
SLO	0,159	0,084	0,253	1,660
SLD	0,167	0,087	0,262	1,676
SLV	0,282	0,133	0,400	1,756
SLC	0,306	0,142	0,425	1,784

² Le coordinate sono espresse in gradi centesimali ed in ED50.



I valori dello spostamento orizzontale d_g e della velocità orizzontale v_g massimi del terreno, considerando lo *Stato Limite SLV*, sono, quindi, così definibili:

$$d_g = 0,00082271199 \text{ mm} \quad v_g = 0,002998495 \text{ m/sec}$$

L'azione sismica locale così stimata verrà combinata, in funzione di specifici approcci progettuali (DA), con le altre componenti di azione e resistenza per lo svolgimento delle verifiche di sicurezza delle opere di fondazione previste dalle NTC18.

Nell'Allegato I si riportano gli spettri di risposta sismica locale definiti per il sito in esame.

6.1) Zona sismica

Con riferimento all'individuazione dell'area in esame da un punto di vista sismico, si richiama quanto disposto nell'Allegato 3 dell'**Ordinanza del Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003** *“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 territorio comunale di Busto Garolfo, in considerazione anche della **Regione Lombardia - DGR 11/7/2014 n. X/2129** *“Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (L.R. 1/2000 art.3 comma 108 lett. d)”*, ricade in **zona sismica 4**, presentando una A_{gmax} pari a 0,039252.

Con il Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 Gennaio 2018 (§ Capitolo 2) sono state approvate le nuove norme tecniche per le costruzioni che definiscono i principi generali per il progetto, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni e forniscono i criteri generali di sicurezza a tutela della pubblica incolumità; le predette norme tecniche sono entrate in vigore a partire dal 23 marzo 2018 e si applicano indistintamente a tutte le costruzioni, indipendentemente dalla zona di classificazione sismica in cui sono realizzate.

Per quanto di competenza, le successive verifiche di sicurezza agli **SLU** ed agli **SLE** delle opere di fondazione saranno condotte, oltre che in condizioni statiche, anche applicando i valori di accelerazione di picco del suolo sito specifici e previsti dall'Allegato A e B del DM 17/01/18.

Si precisa che si effettueranno alcune delle verifiche di cui al punto 6.2.4 dal Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018, riferite al solo terreno di fondazione (punto 6.2.4.1.2 - Resistenze), rimandando ad altro Professionista il completamento delle verifiche di sicurezza e delle prestazioni dell'opera in progetto.

7) Campagna geognostica

Per la caratterizzazione dei terreni interessati dall'intervento in progetto e per la definizione di dettaglio della stratigrafia locale, sono state eseguite, nell'ambito del presente studio, delle specifiche indagini in sito.

La campagna geognostica svolta, in considerazione dell'entità degli interventi edilizi in progetto e per maggiore completezza, ha comportato la realizzazione di una prova geofisica mediante tecnica dei rapporti spettrali o HVSR, di pozzetti geognostici e di prove penetrometriche dinamiche continue tipo SCPT.

L'ubicazione, di cui all'elaborato grafico Geo.01 allegato alla presente documentazione, e caratteristiche intrinseche delle indagini rispettano i criteri e le procedure proposte dall'A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana) nelle *"Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche"*, giugno 1977.

7.1) Prove penetrometriche dinamiche continue tipo SCPT

La campagna geognostica effettuata in sito ha previsto la realizzazione di **tre prove penetrometriche dinamiche continue S.C.P.T. (standard continuous penetration test)**, spinte fino a profondità significativa per l'intervento in progetto.

L'indagine è stata realizzata mediante *penetrometro dinamico standard* il quale presenta le seguenti caratteristiche costruttive:

- peso del maglio: 63,5 Kg;
- altezza di caduta 75 cm;
- angolo al vertice della punta conica 90°;
- apertura punta conica 50,46 mm;
- diametro aste 32 mm;
- lunghezza aste 100 cm.



La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infissione nel terreno di una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta d'acciaio; l'infissione avviene per battitura facendo cadere, da un'altezza costante, un maglio avente un peso standard.

Scopo dell'infissione è misurare il numero di colpi (N_{SCPT}) occorrente per infiggere la punta di un tratto di 20 cm.

Il valore di N_{SCPT} è in funzione della natura del materiale attraversato, del grado di addensamento, della resistenza al taglio e dell'energia assorbita e dissipata dalle aste.

Il terreno è stato investigato a partire dal piano campagna attuale ed è stata raggiunta una profondità massima compresa tra 5,6 e 7 metri da p.c. per rifiuto alla penetrazione.

In allegato si forniscono i grafici interpretativi delle prove penetrometriche eseguite in sito (Allegato II).

7.2) Indagine geofisica mediante tecnica dei rapporti spettrali o HVSr

Lo scopo di questa indagine è la caratterizzazione sismica del sottosuolo e, in particolare, l'individuazione delle discontinuità sismiche nonché la profondità della formazione rocciosa compatta (bedrock geofisico); con tale metodo viene stimata la velocità di propagazione delle onde di taglio equivalente V_s , come richiesto dalle vigenti Norme Tecniche per le costruzioni (§ Cap. 2).

L'indagine geofisica proposta si avvale della metodologia basata sulla tecnica di Nakamura e sul rapporto spettrale H/V.

La tecnica dei rapporti spettrali o HVSr (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazione esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque; i risultati che si possono ottenere da una registrazione di questo tipo sono:

- la **frequenza caratteristica di risonanza del sito** che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale in quanto si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la stessa frequenza di



vibrazione del terreno per evitare l'effetto di “doppia risonanza” estremamente pericolosi per la stabilità degli stessi;

- la **frequenza fondamentale di risonanza di un edificio**, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In seguito, sarà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito e capire se in caso di sisma la struttura potrà essere o meno a rischio;

- la **velocità media delle onde di taglio V_s** calcolata tramite un apposito codice di calcolo. È necessario, per l'affidabilità del risultato, conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia (prova penetrometrica, sondaggio, ecc.) e riconoscibile nella curva H/V. E' possibile calcolare la V_{eq} e la relativa categoria del suolo di fondazione come esplicitamente richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17 gennaio 2018;

- la **stratigrafia del sottosuolo** con un range di indagine compreso tra 0.5 e 700 m di profondità, anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 100 metri. Il principio su cui si basa la presente tecnica, in termini di stratigrafia del sottosuolo, è rappresentato dalla definizione di strato inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un contrasto d'impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

Le basi teoriche della tecnica HVSR si rifanno in parte alla sismica tradizionale (riflessione, rifrazione, diffrazione) e in parte alla teoria dei microtremiti; la forma di un'onda registrata in un sito x da uno strumento dipende:

1. dalla forma dell'onda prodotta dalla sorgente s ,
2. dal percorso dell'onda dalla sorgente s al sito x (attenuazioni, riflessioni, rifrazioni, incanalamenti per guide d'onda),
3. dalla risposta dello strumento.

Il rumore sismico ambientale, presente ovunque sulla superficie terrestre, è generato dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre; si chiama anche microtremore poiché riguarda oscillazioni molto piccole, molto più piccole di quelle indotte dai terremoti.



I metodi che si basano sulla sua acquisizione si dicono passivi in quanto il rumore non è generato *ad hoc*, come ad esempio le esplosioni della sismica attiva.

Dunque, anche il debole rumore sismico, che tradizionalmente costituisce la parte di segnale scartato dalla sismologia classica, contiene informazioni; questa informazione è però “sepolta” all’interno del rumore casuale e può essere estratta attraverso tecniche opportune.

Una di queste tecniche è la teoria dei rapporti spettrali o, semplicemente, HVSR che è in grado di fornire stime affidabili delle frequenze principali dei sottosuoli; informazione di notevole importanza nell’ingegneria sismica.

Per l’acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromometro digitale che rappresenta la nuova generazione di strumenti ultra-leggeri e ultra-compatti in alta risoluzione adatti a tali misurazioni.

Lo strumento racchiude al suo interno tre velocimetri elettrodinamici ortogonali tra loro ad alta definizione con intervallo di frequenza compreso tra 0.1 e 256 Hz; i dati vengono memorizzati in una scheda di memoria interna da 512 Mb, evitando così la presenza di qualsiasi cavo che possa introdurre rumore meccanico ed elettronico.

In fase operativa si sono seguite le seguenti operazioni:

1. il rumore sismico è stato registrato nelle sue tre componenti per un intervallo di tempo dell’ordine delle decine di minuti (nel caso specifico 30 minuti);
2. la registrazione è stata suddivisa in intervalli della durata di qualche decina di secondi ciascuno;
3. per ogni segmento viene eseguita un’analisi spettrale del segmento nelle sue tre componenti,
4. per ciascun segmento si calcolano i rapporti spettrali fra le componenti del moto sui piani orizzontale e verticale,
5. vengono calcolati i rapporti spettrali medi su tutti i segmenti.

Per la determinazione delle velocità delle onde di taglio si utilizza un codice di calcolo appositamente creato per interpretare i rapporti spettrali (HVSR) basati sulla simulazione del campo di onde di superficie (Rayleigh e Love) in sistemi multistrato a strati piani e paralleli secondo la teoria descritta in AKI (1964) e Ben-Menahem e Singh (1981).



Il codice può elaborare modelli con qualsiasi numero di strati, in qualsiasi intervallo di frequenze e in un qualsiasi numero di modi (fondamentale e superiori).

Operativamente si costruisce un modello teorico HVSR avente tante discontinuità sismiche quante sono le discontinuità evidenziate dalla registrazione eseguita.

Successivamente, tramite uno specifico algoritmo, si cercherà di adattare la curva teorica a quella sperimentale; in questo modo si otterranno gli spessori dei sismostrati con la relativa velocità delle onde Vs.

Nel presente lavoro si sfrutterà la teoria di Nakamura che relaziona lo spettro di risposta del substrato roccioso (rapporto spettrale $H/V = 1$) con quello effettivamente misurato in superficie.

L'interpretazione dei dati acquisiti consente di correlare il valore di picco dello spettro di risposta HVSR con la profondità del substrato roccioso compatto (bedrock geofisico) e di individuare una corrispondenza tra i valori di frequenza relativi alle discontinuità sismiche e i cambi litologici presenti nell'immediato sottosuolo.

Interpretando i minimi della componente verticale come risonanza del moto fondamentale dell'onda di Rayleigh ed i picchi delle componenti orizzontali come contributo delle onde SH, si possono ricavare il valore di frequenza caratteristica del sito.

Sapendo che ad ogni picco in frequenza corrisponde una profondità [m] dell'orizzonte che genera il contrasto d'impedenza si può estrapolare una stratigrafia geofisica del sottosuolo.

Nell'Allegato III si riporta il report di sintesi delle elaborazioni effettuate in cui s'illustrano i risultati delle indagini geofisiche e la qualità del segnale acquisito in base al progetto SESAME (Linee guida 2005) mentre nell'allegato elaborato Geo.01 è rappresentato il sito di indagine ed il punto di installazione della strumentazione geofisica; nel dettaglio, per l'affidabilità della curva HVSR devono essere positivi i primi tre parametri mentre per avere un chiaro e pulito segnale del picco massimo devono essere soddisfatti almeno cinque dei sei criteri espressi dal protocollo SESAME.

7.2.1) Stima della velocità equivalente di propagazione V_{seq}

Nel seguente capitolo si sintetizzano i risultati delle elaborazioni per la stima della velocità equivalente delle onde di taglio di superficie V_{seq} , così come imposto dalla vigente normativa tecnica (§ Cap.2); si rimanda alla relazione di cui all'Allegato III al presente documento per ogni ulteriore dettaglio.

Si precisa, che come previsto al Cap. 3.2.2 delle NTC18, che nel caso in esame, essendo i depositi con profondità del substrato sismico, caratterizzato da V_s non inferiore a 800 m/s, superiori a 30 m, la velocità equivalente è definita dal parametro V_{s30} , considerando le proprietà degli strati di terreno sino a tale profondità; per fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse.

velocità media (V_{s30}): 384,54 m/s

categoria di suolo (Cap. 3.2.2 NTC18): B

Rocce tenere e depositi di terreni a grana molto addensati o terreni a grana fine 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.



7.3) Pozzetti geognostici

Nell'ambito dell'indagine volte alla valutazione della permeabilità in sono stati realizzati **quattro pozzetti geognostici** ubicati come rappresentato nell'elaborato Geo.01, denominati Pz1, Pz2, Pz3 e Pz4, i quali hanno permesso di rilevare la stratigrafia superficiale dell'area di interesse, le cui osservazioni stratigrafiche sono riportate nelle tabelle alla pagina seguente.

Pozzetto	Stratigrafia	Profondità (metri da p.c.)
Pz1	Terreno di riporto in matrice sabbiosa	0,00-0,80
	Sabbia limosa con abbondante presenza di ciottoli e ghiaia	0,80-2,00

Pozzetto	Stratigrafia	Profondità (metri da p.c.)
Pz2	Terreno vegetale	0,00-0,10
	Terreno di riporto con presenza di materiale bituminoso	0,10-0,85
	Argilla sabbiosa con abbondante presenza di ciottoli e ghiaia	0,85-1,35
	Sabbia grossolana debolmente limosa con abbondanti ciottoli	1,35-2,00



Pozzetto	Stratigrafia	Profondità (metri da p.c.)
Pz3	Terreno vegetale	0,00-0,32
	Sabbia limoso ghiaiosa con debole frazione ciottolosa	0,32-1,50

Pozzetto	Stratigrafia	Profondità (metri da p.c.)
Pz4	Terreno vegetale	0,00-0,28
	Sabbia limoso ghiaiosa con debole frazione ciottolosa	0,28-1,55



8) Approfondimento sismico di secondo livello (L.R. 12/05 e s.m.i.)

In relazione alla nuova normativa di cui alla D.G.R. 10 ottobre 2014 - n X/2489, la nuova classificazione sismica della Regione Lombardia inserisce il Comune di Busto Garolfo in zona 4; pertanto, per l'area di progetto non è previsto un ulteriore approfondimento sismico di secondo livello.

La metodologia per la valutazione dell'amplificazione sismica locale, in adempimento a quanto previsto dal D.M. del 17 gennaio 2018, della D.G.R. n. 14964 del 7 novembre 2003 e del d.d.u.o n.19904 del 21 novembre 2003, si basa su tre livelli successivi di approfondimento, in funzione della zona sismica di appartenenza e degli scenari di pericolosità sismica locale.

Il Comune di Busto Garolfo è dotato di uno studio di approfondimento sismico di primo livello, eseguito in ambito di stesura del PGT.

Con riferimento a quanto sopra, l'area in oggetto ricade nella zona *Z4a - Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi.*

9) Suscettibilità alla liquefazione del terreno

Secondo quanto indicato nel D.M. 17.01.2018 Cap. 7.11.3.4.1, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

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 metri dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
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 $U_c > 3,5$.

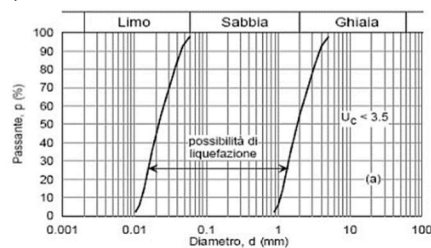


Fig. 7.11.1(a)

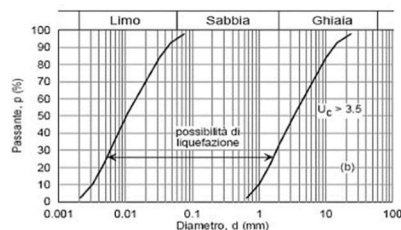


Figura 7.11.1 – Fust granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.



Nel caso in esame **si può escludere il rischio di liquefazione** in quanto le accelerazioni massime attese al piano di campagna in assenza di manufatti sono minori di 0,1g e la profondità media stagionale della falda è superiore ai 15 metri da p.c.

10) Valutazione della vulnerabilità dell'opera da realizzare in relazione anche agli usi alla quale essa è destinata

La vulnerabilità del settore interessato dalle opere sarà maggiore nel corso dei lavori a causa della possibile presenza di scarpate dovute alla deposizione del materiale; la presenza di scavi di sbancamento potrà essere fonte di pericolo qualora le superfici esposte venissero in contatto con acque ruscellanti.

La presenza incontrollata di acque può interagire negativamente con il deposito e favorirne l'instabilità.

Sarà cura della Direzione Lavori provvedere affinché la cantierizzazione delle lavorazioni preveda la realizzazione di scarpate con un'inclinazione contenuta in modo da evitare locali franamenti di materiale incoerente verso l'area di scavo.

Per quanto attiene ai potenziali fenomeni di **instabilità dei fronti di scavo**, si osserva che i terreni interessati mantengono la stabilità solo nel breve periodo, ma possono tendere a disgregarsi con caduta di blocchi e ciottoli a causa di fenomeni sismici, crioclastici e meteorici intensi; si pone in evidenza che è comunque sempre necessario il rispetto delle seguenti norme sulla sicurezza:

- D.Lgs 81/2008, art. 118: nei lavori di splateamento o sbancamento eseguiti senza l'impiego di escavatori meccanici, le pareti delle fronti di attacco devono avere una inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di metri 1,50 è vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete. Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno.

- D.Lgs 81/2008, art. 118: nello scavo di pozzi e di trincee profonde più di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilità, anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, all'applicazione delle necessarie armature di sostegno.



• D.Lgs 81/2008, art. 120: è vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature.

• DM 17/01/18 “Norme Tecniche sulle Costruzioni”, Cap. 6.8.6. (fronti di scavo): per scavi in trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una armatura di sostegno delle pareti di scavo.

Tutto ciò richiamato, in fase di realizzazione delle opere **dovranno essere predisposti e progettati efficaci sistemi di sostentamento provvisoriale dei fronti di scavo e di sostegno delle eventuali opere esistenti.**

Entro il cantiere dovranno essere presenti idonei teli impermeabili, al fine di poter proteggere i fronti di scavo in caso di condizioni meteorologiche avverse, evitandone così il dilavamento.

Si precisa che l'intervento in progetto non modifica l'attuale condizione di pericolosità rilevata dalla cartografia comunale, non rendendo necessarie specifiche opere di mitigazione del rischio e valutazioni di differenti allocazioni dell'edificio oggetto di riqualificazione.

I materiali naturali di risulta degli scavi delle opere di fondazione che non potranno essere riutilizzati nell'ambito degli interventi edilizi, saranno *condotti in una discarica autorizzata* ai sensi di legge; *potrà inoltre essere eventualmente valutata l'applicazione, per i terreni naturali di splateamento, delle disposizioni di cui al D.P.R. 120/2017, finalizzate al recupero delle terre e rocce da scavo.*

Ai sensi dell'art. 24 comma 1) del medesimo regolamento, per l'eventuale riutilizzo presso il medesimo sito di produzione delle terre e rocce, sarà necessario eseguire le verifiche analitiche di cui all'Allegato 4 del più volte citato DPR 120/17.

In tale ambito, nel caso in cui si rilevassero evidenze organolettiche ed olfattive riconducibili a stati di contaminazione potenziale del sottosuolo, si provvederà ad eseguire un campionamento rappresentativo del terreno interessato e successive idonee verifiche di laboratorio, al fine di accertare le condizioni di cui all'art. 242 del D.L.vo 152/2006 e s.m.i.



Considerate le particolarità del sito nonché le caratteristiche dell'opera in progetto si può affermare che, per quanto di competenza, **non sussistono motivi ostativi di carattere geologico, idrogeologico e geotecnico alla realizzazione dell'intervento.**

L'ampiezza delle indagini eseguite è stata valutata in funzione delle proporzioni, delle dimensioni, del tipo, delle caratteristiche strutturali, dell'importanza dell'opera, della complessità del sottosuolo e dello stato delle conoscenze sulla zona in esame.

La validità delle ipotesi di progetto dovrà, comunque, essere controllata durante la costruzione considerando, oltre ai dati raccolti in fase di progetto, anche quelli ottenuti con misure ed osservazioni nel corso dei lavori, per adeguare, eventualmente, l'opera alle situazioni riscontrate.



11) Modello geologico

Per caratterizzare geologicamente i terreni di fondazione sono stati considerati tutti gli elementi geognostici raccolti durante la campagna d'indagine in sito ed i dati disponibili nella bibliografia scientifica, cercando le corrispondenze possibili fra livelli a simili caratteristiche, al fine di fornire un'indicazione stratigrafica standardizzata su cui eseguire le valutazioni geotecniche e la corrispondente parametrizzazione, di cui al Capitolo successivo.

L'analisi dei risultati ottenuti ha, quindi, condotto alla realizzazione di un modello costituito, per la parte di interesse, da **tre differenti livelli**; più in dettaglio gli orizzonti individuati, dal più superficiale al più profondo, possono essere così descritti:

➤ Livello 0

È costituito da un livello superficiale di *terreno vegetale e sottostante terreno di riporto* sino a circa 60 cm di profondità; questo livello ha presentato una resistenza alla penetrazione compresa tra 4 e 7 colpi/piede.

➤ Livello I

È costituito da un livello di *sabbia limosa e limo sabbioso con qualche ciottolo* sparso sino ad una profondità compresa tra 1,8 e 2,8 metri da p.c.; questo livello ha presentato una resistenza alla penetrazione compresa tra 1 e 3 colpi/piede.

➤ Livello II

È costituito da un livello di *sabbia grossolana debolmente limosa con frazione ciottolosa* che aumenta con la profondità; questo livello ha presentato una resistenza alla penetrazione compresa tra 4 e 60 colpi/piede, e raggiunge almeno la profondità di investigazione delle prove, compresa tra 5,6 e 7 metri da p.c.



Come già indicato, la falda freatica dovrebbe presentare una soggiacenza di circa 21 metri da p.c.; in considerazione delle indicazioni progettuali fornite e da quanto rilevato in sito *non è necessario considerare l'influenza della falda freatica in fase di progettazione e di esecuzione delle opere di fondazione.*

12) Modello geotecnico

Sulla base del modello geologico di cui al capitolo precedente, della profondità di influenza della superficie di rottura dei terreni, come stabilita da Meyerhof & Hanna (1978), e dalle Circolari ministeriali di cui in Premessa, è stato possibile realizzare un **modello geotecnico** che verrà utilizzato per le successive verifiche di sicurezza dei terreni di fondazione.

Per quanto riguarda i parametri del terreno presenti nel modello occorre precisare che il numero di colpi della prova dinamica continua con punta conica N_{SCPT} è stato trasformato in numero di colpi della prova penetrometrica con campionatore Raymond N_{SPT} secondo l'algoritmo proposto da La Croix & Horn (1973).

Il valore così ottenuto è stato normalizzato adottando la correlazione $N_{SPT} = 0,60 N_{SCPT}$ ed i valori di N_{SPT} trovati sono stati corretti con la pressione verticale efficace (σ'_{vo}) secondo il rapporto proposto da Liao & Whitman (1986).

La stima dei parametri geotecnici rappresentativi del suolo in esame, per la porzione entro cui ricade la superficie di rottura, è stata eseguita adottando algoritmi proposti da differenti autori; *a favore di sicurezza verranno adottati i valori o la serie di valori più bassi di quelli calcolati.*

Nella seguente tabella sono sintetizzati i risultati dell'implementazione degli algoritmi applicati per i vari parametri geotecnici di interesse.

In considerazione dell'entità dell'intervento in progetto e valutati i risultati delle prove effettuate in sito, considerando la necessità di effettuare il recupero dell'immobile dell'area ex Pessina, le verifiche saranno svolte adottando le seguenti condizioni strutturali delle nuove opere di fondazione:

Tipologia	Geometria	Quota di posa
Trave rovescia	B=1,5 metri $L_{max}=32,0$ metri	-1,2 metri da p.c.

Infine, come indicato nel Capitolo precedente, nella simulazione i terreni saranno considerati anidri.

Trave rovescia; B=1,5 metri L_{max}=32,0 metri D=-1,2 metri

Parametro	Autore	Risultato (SCPT 1-2-3)	Valori adottati
Peso di volume γ	Bruschi (2005)	1,90-1,77-1,85	1,77 t/m ³
Densità relativa D_r	Meyerhof (1957)	69,06-52,35-61,40	55,46-42,16-49,35 %
	Terzaghi & Peck (1967)	55,46-42,16-49,35	
	Schultz & Menzenback (1961)	89,10-68,93-79,95	
Angolo di resistenza a taglio ϕ	Shioi & Fukui (1982)	30,81-29,14-29,99	30,81-29,14-29,99 °
	Hatanaka & uchida (1996)	36,86-32,82-35,00	
	Wolff (1989)	32,45-30,24-31,37	
Modulo di Young E	Bowles (1987)	13,84-11,06-12,48	13,84-11,06-12,48 Mpa
	AASHTO (1996)	18,45-10,67-17,54	
	Clayton & at. (1985)	21,56-12,12-16,94	



13) Analisi statistica dei parametri geotecnici

Ogni singolo parametro geotecnico del terreno definito nel capitolo precedente viene trattato come una variabile aleatoria, non considerandolo come un numero singolo, ma come un insieme di numeri riferiti alla stessa grandezza fisica; la variabile può essere rappresentata da vari parametri (media, mediana, deviazione standard, ecc.), ma la trattazione deve necessariamente riguardare tutti i possibili valori e non solo il valore atteso.

Le variabili aleatorie relative ai parametri dei terreni sono continue e presentano distribuzioni normali o lognormali; inoltre, l'analisi probabilistica dei dati geotecnici esclude l'applicazione dei fattori di sicurezza, previsti dalla previgente normativa di settore, fornendo la probabilità che la verifica condotta risulti accettabile.

Con la nuova normativa i parametri geotecnici sono definiti sulla base di una stima cautelativa; essi sono espressi attraverso **valori caratteristici**, che sono pari al 5° percentile o frattile della distribuzione della media dei dati o della distribuzione dei dati.

Infine, la scelta dei valori caratteristici delle proprietà del terreno è influenzata dall'estensione della zona del sottosuolo da cui dipende il comportamento della struttura geotecnica nello stato limite in esame.

Dai valori caratteristici è quindi necessario definire i corrispondenti **valori di progetto** dei parametri geotecnici, stimati in base al rapporto con dei coefficienti parziali specifici prescritti dalla normativa; **i valori di progetto dei parametri geotecnici, stimati applicando l'approccio progettuale DA1 combinazione 2 ($A_2 + M_2 + R_2$) di cui al Cap. 6.4.2.1 delle NTC18, saranno utilizzati per le successive verifiche di sicurezza delle opere di fondazione.**

Tale approccio progettuale risulta dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo geotecnico (GEO), cioè quello stato di raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura in progetto con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura.



Con tale approccio, i coefficienti parziali dei parametri geotecnici, γ_M , assumono valori specifici di cui alla tabella 6.2.II delle NTC18; invece, il valore del coefficiente globale di sicurezza γ_R risulta essere pari a 1,8 per la capacità portante e 1,1 per la verifica a scorrimento, se applicabile, e saranno adottati per le successive verifiche agli SLU delle opere di fondazione superficiali.

Sulla base di tali considerazioni, nella seguente tabella si sintetizzano i valori caratteristici e di progetto delle principali grandezze geotecniche definite nel precedente Capitolo, in funzione dell'estensione della zona del sottosuolo da cui dipende il comportamento della struttura geotecnica nello stato limite in esame, applicando un C.O.V. pari al 7% (Nadim & Lacasse, 1996).

DA1 ($\gamma_m=1,25$); Trave rovescia; B=1,5 metri D=-1,2 metri

Parametro	Valore caratteristico	Valore di progetto
Densità relativa D_r	43,30 %	43,30 %
Angolo di resistenza al taglio ϕ	27°	22°
Modulo di Young E	11,00 MPa	11,00 MPa
Peso di volume γ	1,77 t/m ³	1,77 t/m ³
Classificazione dello stato di addensamento dalle prove SPT (Norme A.G.I.)	Moderatamente addensato	

14) Verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU)

Il carico di rottura o *capacità portante* o resistenza del terreno (R_d) è rappresentato dal carico massimo o limite per cui il terreno entra in una fase plastica nella quale il cedimento è accompagnato da una rottura del terreno per taglio; esso non è una caratteristica intrinseca del terreno, ma è funzione della forma e della dimensione della superficie di carico.

Il carico di rottura viene definito dall'applicazione di formule sperimentali entro cui vengono inseriti i valori di progetto dei parametri geotecnici del terreno sia in via diretta sia sotto forma di parametri adimensionali.

Nel caso in esame i dati di input sono i seguenti:

- il peso di volume γ del terreno;
- l'angolo di resistenza al taglio Φ del terreno;
- geometrie della struttura di fondazione;
- condizioni idrogeologiche dell'area.

La verifica della capacità portante dei terreni di fondazione verrà eseguita applicando specifici algoritmi in grado di fornire la pressione massima che i terreni di fondazione sono in grado di supportare, senza che venga meno l'equilibrio terreno-fondazione, impedendo l'applicazione di sovraccarichi in grado di generare fratture per taglio nel sottosuolo.

Le NTC18 prevedono che per ogni Stato Limite Ultimo che si analizza, in base ai diversi approcci progettuali (DA), deve essere rispettata la condizione:

Le verifiche saranno condotte applicando l'algoritmo proposto da Brinch-Hansen; nello specifico, per il presente lavoro è stata considerata la seguente formulazione:

Brinch-Hansen (1970)

$$q = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + \gamma D N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$$



dove:

- q capacità portante
- c coesione
- B larghezza della fondazione
- D profondità di posa della fondazione
- γ peso di volume
- N_c, N_q, N_γ fattori di capacità portante
- s_c, s_q, s_γ fattori che tengono conto della forma della fondazione
- i_c, i_q, i_γ fattori che tengono conto dell'inclinazione del carico
- d_c, d_q, d_γ fattori che tengono conto della profondità del piano di posa
- b_c, b_q, b_γ fattori che tengono conto dell'inclinazione del piano di posa
- g_c, g_q, g_γ fattori che tengono conto dell'inclinazione del p.c.
- z_c, z_q, z_γ fattori inerziali pseudostatico (Paolucci & Pecker, 1997)

Le verifiche sono state condotte senza considerare il contributo della presenza del magrone di sottofondazione e considerando il piano d'appoggio della fondazione orizzontale.

Inoltre, come previsto dalla normativa vigente, le verifiche saranno condotte sia in condizioni statiche sia in condizioni dinamiche (fattore z dell'algoritmo).

14.1) Fondazione superficiale: trave rovescia

Nell'ipotesi in cui la fondazione dell'edificio oggetto di demolizione e ricostruzione con ampliamento sia costituita da una **trave rovescia di B=1,5 metri** posta ad una profondità di -1,2 metri dal p.c., la verifica della resistenza dei terreni di fondazione è stata condotta applicando i parametri geotecnici di cui al Capitolo precedente, considerando il **terreno anidro**, poiché la falda è presente ad una profondità di circa 21 metri da p.c.

Nel dettaglio, considerando la superficie di appoggio della fondazione orizzontale, **incasso** della fondazione, carico **centrato**, **assenza** del contributo della coesione, nello stato limite ultimo Geo, si ottiene:

Resistenza caratteristica in condizioni statiche:

$$R_{d(geo)} = 90,20 \text{ kPa} (R_2 = \gamma_r = 1,8)$$

Resistenza caratteristica in condizioni dinamiche:

Stato limite	K_h	$Z_q = Z_r$	$R_{d(geo)} \text{ (kPa)}$
SLO	0,022	0,981	88,48
SLD	0,026	0,977	88,09
SLV	0,052	0,953	85,99
SLC	0,061	0,944	85,16

15) Verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Le vigenti Norme Tecniche prevedono che siano indicati i valori di soglia dei cedimenti e delle distorsioni compatibili con la durabilità e l'esercizio dell'opera (C_d); nel caso in esame si adottano i valori suggeriti dall'EC1, EC7 e EC8 (§ Capitolo 2).

Per le verifiche nei confronti degli Stati Ultimi di Esercizio, le NTC18 prevedono che sia rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

L'assetto stratigrafico locale, descritto nei capitoli iniziali, e le osservazioni eseguite durante la realizzazione della campagna geognostica effettuate in sito non individuano terreni coesivi nella porzione di sottosuolo che sarà interessata dalla dissipazione di carichi indotti dall'edificio oggetto di demolizione e ricostruzione con ampliamento.

La presenza di livelli e lenti litologiche sabbioso-argillose a minore resistenza alla penetrazione può essere causa di effetti di consolidazione, concretizzabili con il verificarsi di cedimenti soprattutto di tipo differenziale; è possibile quantificare l'entità dei cedimenti totali adottando un algoritmo che contenga tutti i parametri che influiscono sulla consolidazione.

Le componenti dei cedimenti risultano essere due: il **cedimento immediato** ed il **cedimento di consolidazione edometrico primario**; il primo viene trascurato in quanto si sviluppa man mano che si costruisce l'opera e si risolve nel breve periodo non creando condizioni disagiati.

Il **cedimento edometrico primario**, viceversa, si sviluppa entro un lasso di tempo molto più lungo del precedente, mostrando i suoi effetti anche diversi anni dopo la posa delle opere di fondazione.

La definizione precisa dei tempi di consolidazione, mediante la realizzazione di una curva sperimentale, non può essere effettuata nel caso in questione non essendo state previste specifiche prove di laboratorio; per l'identico motivo, *la valutazione dell'entità dei cedimenti deve essere considerata indicativa*, in quanto alcuni parametri specifici sono stati adottati su base bibliografica e sull'esperienza dello scrivente.



L'algoritmo matematico adottato risulta essere:

$$Sed = H_0 \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p'_v + \Delta p}{p'_v}$$

dove:

S_{ed} = entità del cedimento, espresso in metri;

H_0 = spessore dello strato coesivo prima della consolidazione, espresso in metri;

C_c = indice di compressibilità;

e_0 = indice dei vuoti;

p'_v = carico litostatico, espresso in t/m^2 ;

Δp = sovraccarico di progetto, espresso in t/m^2 .

I livelli compressibili sabbiosi potenzialmente interessati dall'intervento in progetto ricadono entro il *Livello I*; la distribuzione delle pressioni indotte nel sottosuolo, applicando la teoria di Boussinesque, è valutabile sino a quanto queste risultano superiori al 20% del carico litostatico a metà dello strato compressibile.

La valutazione dell'entità dell'effetto delle azioni sul terreno di fondazione (cedimento) E_d può essere valutato, non avendo a disposizione specifiche prove di laboratorio, attraverso la correlazione con i risultati delle prove penetrometriche svolte in sito.

I risultati delle prove SCPT possono fornire l'entità dell'effetto delle azioni applicando l'algoritmo proposto da Burland & Burbridge (1985), che nella sua accezione generale risulta così espresso:

$$w = f_s f_h f_t \left(\sigma_{vo} B^{0,7} \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{vo}) B^{0,7} I_c \right)$$



Nella seguente tabella si riassumono i risultati della simulazione con la fondazione a trave effettuata ipotizzando l'applicazione di un'azione di progetto ai terreni di fondazione, in condizioni statiche, pari alla massima resistenza del terreno; l'entità complessiva del cedimento edometrico primario, cioè al termine della costruzione, è così stimato:

Fondazione	Quota di posa	Azione applicata	W ₀
Trave rovescia B=1,5 metri L_{max}=32,0 metri	-1,2 metri da p.c.	85 kPa	175,70 mm

Come già sopra ricordato *non è possibile indicare in quanto tempo il cedimento totale si verificherà, poiché non sono disponibili valori sperimentali specifici dei terreni compressibili interessati dalla consolidazione*; applicando però l'algoritmo sopra indicato, con le medesime condizioni geometriche e stratigrafiche e considerando la vita utile della struttura (50 anni), il cedimento nel tempo, in condizioni statiche, risulta stimabile come indicato nella seguente tabella:

Fondazione	Quota di posa	Azione applicata	W ₅₀	
			Carichi statici	Carichi ciclici
Trave rovescia B=1,5 metri L_{max}=32,0 metri	-1,2 metri da p.c.	85 kPa	270,58 mm	470,89 mm

Le verifiche agli SLE non risultano soddisfatte in quanto i cedimenti con carichi ciclici ai 50 anni superano quelli ammissibili; affinché le verifiche risultino ammissibili è necessario applicare un'azione ai terreni di fondazione con non superiori i 50 kPa.

16) Considerazioni progettuali conclusive

Nel presente capitolo si forniscono una serie di indicazioni e considerazioni di carattere geologico e geotecnico concernenti l'intervento in progetto.

In considerazione dell'entità dell'intervento in progetto e valutati i risultati delle prove effettuate in sito, le verifiche sono state svolte utilizzando i seguenti parametri delle nuove fondazioni:

Tipologia	Geometria	Quota di posa
Trave rovescia	B=1,5 metri L _{max} =32,0 metri	-1,2 metri da p.c.

Il valore di resistenza del terreno di fondazione R_d del sistema geotecnico considerato, ipotizzando terreno anidro, l'assenza del contributo della coesione, carico centrato ed incasso della fondazione non potrà eccedere i seguenti valori limite:

Tipologia	Condizioni statiche		Condizioni dinamiche		
	SLU _(geo)	SLO	SLD	SLV	SLC
Trave rovescia	90,20 kPa	88,48 kPa	88,09 kPa	85,99 kPa	85,16 kPa

Nella seguente tabella si riassumono i risultati della simulazione con la fondazione a trave effettuata ipotizzando l'applicazione di un'azione di progetto ai terreni di fondazione, in condizioni statiche, pari alla massima resistenza del terreno; l'entità complessiva del cedimento edometrico primario, cioè al termine della costruzione, è così stimato:

Fondazione	Quota di posa	Azione applicata	W ₀
Trave rovescia B=1,5 metri L _{max} =32,0 metri	-1,2 metri da p.c.	85 kPa	175,70 mm

Come già sopra ricordato *non è possibile indicare in quanto tempo il cedimento totale si verificherà, poiché non sono disponibili valori sperimentali specifici dei terreni compressibili interessati dalla consolidazione*; applicando però l'algoritmo sopra indicato, con le medesime

condizioni geometriche e stratigrafiche e considerando la vita utile della struttura (50 anni), il cedimento nel tempo, in condizioni statiche, risulta stimabile come indicato nella seguente tabella:

Fondazione	Quota di posa	Azione applicata	W ₅₀	
			Carichi statici	Carichi ciclici
Trave rovescia B=1,5 metri L _{max} =32,0 metri	-1,2 metri da p.c.	85 kPa	270,58 mm	470,89 mm

Le verifiche agli SLE non risultano soddisfatte in quanto i cedimenti con carichi ciclici ai 50 anni superano quelli ammissibili; affinché le verifiche risultino ammissibili è necessario applicare un'azione ai terreni di fondazione con non superiori i 50 kPa.

Tali valutazioni dovranno essere aggiornate ed adeguate all'effettivo set di azioni che saranno previste per l'intervento in progetto, al fine di confermare o meno l'entità dei cedimenti.

In base alle risultanze della Relazione Geologica, di cui alla prima parte della presente documentazione, ed all'attenta osservazione delle caratteristiche morfologiche e litostratigrafiche, nonché in relazione al fatto che l'intervento avverrà su di un'area pianeggiante ubicata nell'abitato urbano del Comune di Busto Garolfo (MI), **il sito oggetto di intervento è da ritenere stabile nei confronti di dissesti gravitativi (NTC18 7.11.3.5).**

Nei confronti della **liquefazione dei terreni di fondazione**, poiché, come prescritto al Capitolo 7.11.3.4.2 della NTC18, le accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza dei manufatti sono minori di 0,1g, e la profondità media stagionale della falda è superiore ai 15 metri, la verifica può essere omessa e quindi **il sito è da ritenere non a rischio**; inoltre, la profondità di posa delle opere di fondazione è inferiore alla quota della falda, confermando l'assenza di tale rischio.

Per quanto attiene ai potenziali fenomeni di **instabilità dei fronti di scavo**, si osserva che i terreni interessati mantengono la stabilità solo nel breve periodo, ma possono tendere a disgregarsi con caduta di blocchi e ciottoli a causa di fenomeni sismici, crioclastici e meteorici intensi; si pone in evidenza che è comunque sempre necessario il rispetto delle seguenti norme sulla sicurezza:

- D.Lgs 81/2008, art. 118: nei lavori di splanteamento o sbancamento eseguiti senza l'impiego di escavatori meccanici, le pareti delle fronti di attacco devono avere una



inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di metri 1,50 è vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete. Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno.

- D.Lgs 81/2008, art. 118: nello scavo di pozzi e di trincee profonde più di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilità, anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, all'applicazione delle necessarie armature di sostegno.

- D.Lgs 81/2008, art. 120: è vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature.

- DM 17/01/18 “Norme Tecniche sulle Costruzioni”, Cap. 6.8.6. (fronti di scavo): per scavi in trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una armatura di sostegno delle pareti di scavo.

Tutto ciò richiamato, in fase di realizzazione delle opere di fondazione dovranno essere predisposti e progettati efficaci sistemi di sostentamento provvisoriale dei fronti di scavo; entro il cantiere dovranno essere presenti idonei teli impermeabili, al fine di poter proteggere i fronti di scavo in caso di condizioni meteorologiche avverse, evitandone così il dilavamento.

Come indicato, la falda freatica presenta localmente una soggiacenza di circa 21 metri da p.c.

Inoltre, i materiali naturali di risulta degli scavi delle opere di fondazione che non potranno essere riutilizzati nell'ambito degli interventi edilizi, saranno *condotti in una discarica autorizzata* ai sensi di legge; *potrà inoltre essere eventualmente valutata l'applicazione, per i terreni naturali di splateamento, delle disposizioni di cui al D.P.R 120/17, finalizzate al recupero delle terre e rocce da scavo.*

La restante porzione del fondo non interessata dai lavori in progetto non dovrà essere oggetto di escavazione od asportazione dei terreni superficiali se non per le contingenti necessità di cantiere, al fine di non lederne le originali caratteristiche idrogeologiche.

Inoltre e per lo stesso motivo, al termine dei lavori si dovrà aver cura di verificare che la porzione del fondo non interessata dalla nuova opera non presenti superficialmente depressioni altimetriche, generate dai lavori di cantiere e di movimentazione dei mezzi, al fine di non favorire il ristagno delle acque meteoriche; si dovrà, altresì, agevolare il loro naturale deflusso ed allontanamento dalle costruzioni esistenti, ove presenti.

Nel caso in cui si ritenesse di modificare la geometria delle opere di fondazione oggetto di verifica e di cui alla presente documentazione o si modificassero sostanzialmente il set di azioni derivanti dalla struttura, si renderà necessario l'aggiornamento delle verifiche di sicurezza illustrate nei capitoli precedenti.

Nell'Allegato IV alla presente documentazione tecnica, si allegano le schede M9 e M10 di cui alla D.G.R. 2616/2011, compilate per quanto di competenza; sarà onere del Professionista di riferimento trasmettere tali schede di sintesi ai previsti Enti di Controllo.

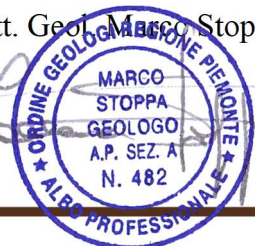
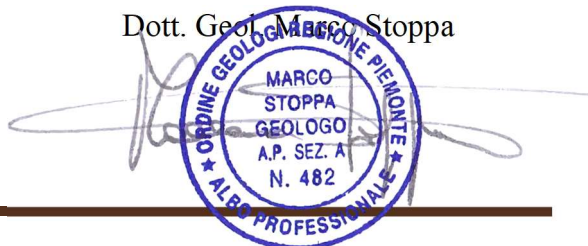
La campagna geognostica condotta per il presente studio è conforme alle specifiche tecniche di cui al Cap. 2 ed ai disposti di attuazione del vigente P.G.T. comunale.

La validità delle ipotesi di progetto dovrà, comunque, essere controllata durante la costruzione considerando, oltre ai dati raccolti in fase di progetto, anche quelli ottenuti con misure ed osservazioni nel corso dei lavori, per adeguare, eventualmente, l'opera alle situazioni riscontrate.

Novara, 03 Novembre 2023.

Il Progettista:

Dott. Geol. Marco Stoppa



ALLEGATO I



PROGETTO DI RIGENERAZIONE URBANA **Immobile Area Ex Pessina**

Via Giuseppe Verdi, 1 - 20038 Busto Garolfo (MI)

REPORT PARAMETRI SISMICI

COMMITTENTE:
COMUNE DI BUSTO BAROLFO

SEDE COMMITTENTE:
Piazza A. Diaz, 1 - 20038 Busto Garolfo (MI)

Il progettista:
Dott. Geol. Marco Stoppa



1 PREMESSA

Per valutare se un'opera strutturale è sicura bisogna far riferimento a degli *stati limite*, che possono verificarsi durante un determinato *periodo di riferimento* della stessa opera. Quindi per poter stimare l'azione sismica che dovrà essere utilizzata nelle verifiche agli stati limite o nella progettazione, bisognerà stabilire:

- in primo luogo, la *vita nominale* dell'opera, che congiuntamente alla *classe d'uso*, permette di determinare il *periodo di riferimento*;
- una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, dopo aver definito le relative *probabilità di superamento* è possibile stabilire il *periodo di ritorno* associato a ciascun stato limite;
- a questo punto è possibile definire la *pericolosità sismica di base* per il sito interessato alla realizzazione dell'opera, facendo riferimento agli studi condotti sul territorio nazionale dal Gruppo di Lavoro 2004 nell'ambito della convenzione-progetto S1 DPC-INGV 2004-2006 e i cui risultati sono stati promulgati mediante l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3519/2006.

2 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Nel **DM 17 gennaio 2018**-Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.1)$$

dove:

V_R = periodo di riferimento

V_N = vita nominale

C_U = coefficiente d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale V_N , secondo le NTC 2018, è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.1. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.1 – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Nel caso specifico $V_N = 50$ anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Le NTC 2018 prevedono quattro classi d'uso a ciascuna delle quali è associato un valore del coefficiente d'uso:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. $C_U = 0.7$;

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti. $C_U = 1.0$;

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso. $C_U = 1.5$;

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica. $C_U = 2.0$;

Nel caso in esame viene presa in considerazione la **classe d'uso III** a cui è associato il coefficiente d'uso $C_U = 1.5$.

Ricavati i valori di V_N e C_U , è possibile calcolare il periodo di riferimento V_R , che qui vale:

$$V_R = 50 * 1.5 = 75 \text{ anni.}$$

3 STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO

Le NTC 2018 prendono in considerazione 4 possibili *stati limite* (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono *stati limite di esercizio* (SLE) e due sono *stati limite ultimi* (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata.

Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU).

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività** (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno** (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita** (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Ad ogni stato limite è associata una *probabilità di superamento* P_{VR} (Tabella 3.1), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento V_R , si verifichi almeno un evento sismico ($n \geq 1$) di a_g prefissata (a_g = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza $\lambda = 1/T_R$ (T_R = periodo di ritorno).

Tabella 3.1- Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento V_R

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$P_{VR} = 81\%$
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$P_{VR} = 63\%$
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$P_{VR} = 10\%$
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$P_{VR} = 5\%$

Fissati V_R e P_{VR} associata ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (3.1)$$

Tale relazione tra P_{VR} (probabilità) e T_R (statistica) risulta biunivoca poiché utilizza la distribuzione discreta Poissoniana.

Poiché è $V_R = 75$ anni, il tempo di ritorno T_R sarà:

Tabella 3.2- Stati limite e rispettivi tempi di ritorno, nel periodo di riferimento V_R

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$T_R = 45$
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$T_R = 75$
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$T_R = 712$
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$T_R = 1462$

4 DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC 2018, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima (a_g) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale.

Per poter definire la pericolosità sismica di base le NTC 2018 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell'INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, nella sezione “Mappe interattive della pericolosità sismica”.

Secondo le NTC 2018 le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno T_R (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) a partire dai valori dei seguenti parametri riferiti a terreno rigido orizzontale, cioè valutati in condizioni ideali di sito, definiti nell'**Allegato A** alle NTC08:

a_g = accelerazione orizzontale massima;

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.

I tre parametri si ricavano per il 50° percentile ed attribuendo a:

a_g , il valore previsto dalla pericolosità sismica S1

F_0 e T_C^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC08 scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica S1 (il minimo è ottenuto ai minimi quadrati, su valori normalizzati).

I valori di questi parametri vengono forniti in tabella (Tabella 4.1), contenuta nell'**Allegato B** delle NTC08 (a cui le NTC 2018 fanno riferimento), per i 10751 punti di un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, identificati dalle coordinate geografiche longitudine e latitudine.

Tabella 4.1- Stralcio della tabella contenuta nell'**Allegato B** delle NTC08, che fornisce i 3 parametri di pericolosità sismica, per diversi periodi di ritorno e per ogni nodo del reticolo che viene identificato da un ID e dalle coordinate geografiche.

ID	LON	LAT	$T_R = 30$			$T_R = 50$			$T_R = 72$			$T_R = 101$		
			a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*
13111	6.5448	45.1340	0.263	2.500	0.180	0.340	2.510	0.210	0.394	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13333	6.5506	45.0850	0.264	2.490	0.180	0.341	2.510	0.210	0.395	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13555	6.5564	45.0350	0.264	2.500	0.180	0.340	2.510	0.200	0.393	2.550	0.220	0.466	2.500	0.240
13777	6.5621	44.9850	0.263	2.500	0.180	0.338	2.520	0.200	0.391	2.550	0.220	0.462	2.510	0.240
12890	6.6096	45.1880	0.284	2.460	0.190	0.364	2.510	0.210	0.431	2.500	0.220	0.509	2.480	0.240
13112	6.6153	45.1390	0.286	2.460	0.190	0.366	2.510	0.210	0.433	2.500	0.220	0.511	2.480	0.240
13334	6.6210	45.0890	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.434	2.500	0.220	0.511	2.490	0.240
13556	6.6268	45.0390	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.433	2.510	0.220	0.510	2.490	0.240
13778	6.6325	44.9890	0.288	2.460	0.190	0.366	2.520	0.210	0.430	2.510	0.220	0.507	2.500	0.240
14000	6.6383	44.9390	0.286	2.470	0.190	0.363	2.520	0.210	0.426	2.520	0.220	0.502	2.500	0.240
14222	6.6439	44.8890	0.284	2.470	0.190	0.360	2.530	0.210	0.421	2.530	0.220	0.497	2.500	0.240
12891	6.6803	45.1920	0.306	2.430	0.200	0.389	2.500	0.210	0.467	2.470	0.230	0.544	2.490	0.230
10228	6.6826	45.7940	0.283	2.420	0.200	0.364	2.460	0.220	0.430	2.460	0.240	0.505	2.440	0.250
13113	6.6860	45.1430	0.309	2.430	0.200	0.391	2.510	0.210	0.470	2.470	0.230	0.546	2.490	0.230
10450	6.6885	45.7450	0.278	2.440	0.200	0.356	2.480	0.220	0.415	2.500	0.230	0.485	2.470	0.250
13335	6.6915	45.0930	0.310	2.430	0.200	0.392	2.510	0.210	0.470	2.480	0.230	0.546	2.500	0.230
10672	6.6942	45.6950	0.275	2.450	0.200	0.351	2.490	0.210	0.406	2.520	0.230	0.475	2.490	0.250
13557	6.6973	45.0430	0.311	2.440	0.200	0.392	2.520	0.210	0.469	2.480	0.230	0.545	2.500	0.230
13779	6.7029	44.9930	0.310	2.440	0.200	0.391	2.520	0.210	0.467	2.480	0.230	0.543	2.500	0.230

Qualora la pericolosità sismica del sito sul reticolo di riferimento non consideri il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e P_{VR} fissate, il valore del generico parametro p ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione (Figura 4.1), a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell'Allegato A alle NTC08:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1} \quad (4.1)$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g , F_0 , T_C^*) corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato, mentre p_1 , p_2 è il valore di tale parametro corrispondente al periodo di ritorno T_{R1} , T_{R2} .

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri p possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando l'espressione dell'Allegato A alle NTC08:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 p_i d_i}{\sum_{i=1}^4 d_i} \quad (4.2)$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g , F_o , T_C^*) corrispondente al punto considerato, p_i è il valore di tale parametro nell' i -esimo vertice della maglia elementare contenente il punto in esame e d_i è la distanza del punto in esame dall' i -esimo vertice della suddetta maglia.

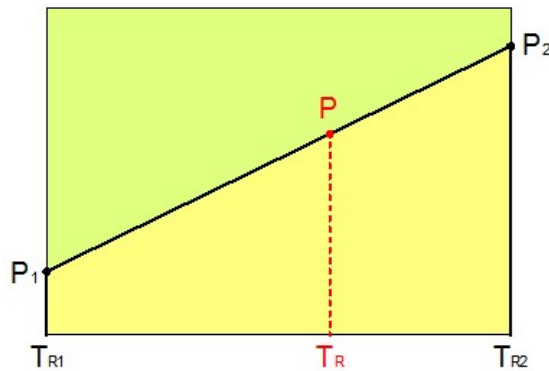


Figura 4.1 - Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella Figura 4.2

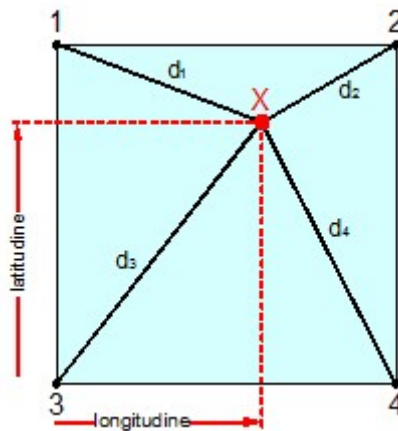


Figura 4.2 - Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

Pertanto per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC08, bisogna calcolare le distanze che intercorrono tra i 4 punti del reticolo e il punto di interesse. Questo calcolo può essere eseguito approssimativamente utilizzando le formule della trigonometria sferica, che danno la distanza geodetica tra due punti, di cui siano note le coordinate geografiche. Utilizzando quindi il teorema di Eulero, la distanza d tra due punti, di cui siano note latitudine e longitudine, espresse però in radianti, si ottiene dall'espressione seguente:

$$d = R \cdot \arccos[\sin(\text{lat}\beta) \cdot \sin(\text{lat}\alpha) + \cos(\text{lat}\beta) \cdot \cos(\text{lat}\alpha) \cdot \cos(\text{lon}\alpha - \text{lon}\beta)] \quad (4.3)$$

dove $R = 6371$ è il raggio medio terrestre in km, mentre $\text{lat}\alpha$, $\text{lon}\alpha$, $\text{lat}\beta$ e $\text{lon}\beta$ sono la latitudine e la longitudine, espresse in radianti, di due punti A e B di cui si vuole calcolare la distanza.

La formula di interpolazione sopra proposta, semplice da usare, presenta però l'inconveniente di condurre a valori di pericolosità lievemente diversi per punti affacciati ma appartenenti a maglie contigue. La modestia delle differenze (scostamenti in termini di PGA dell'ordine di $\pm 0,01g$ ossia della precisione dei dati) a fronte della semplicità d'uso, rende tale stato di cose assolutamente accettabile.

Qualora si vogliano rappresentazioni continue della funzione interpolata, si dovrà ricorrere a metodi di interpolazione più complessi, ad esempio i polinomi di Lagrange.

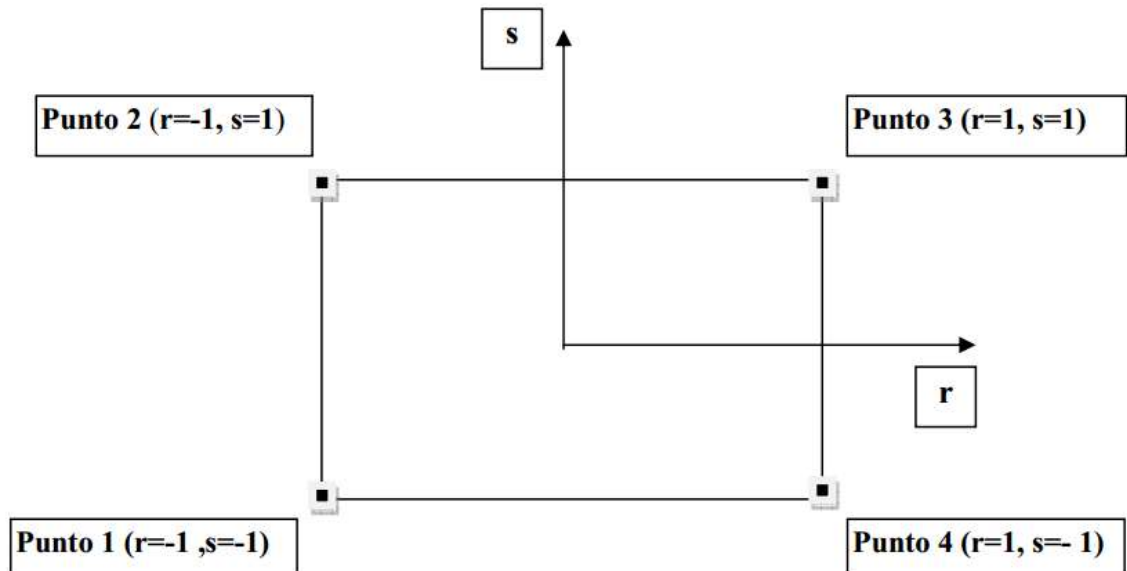


Figura 4.3 - Applicazione dell'interpolazione bilineare.

Definiti i 4 vertici di una generica maglia i polinomi di Lagrange sono così determinati:

$$h_1 = (1-r) \cdot (1-s)/4 \quad (4.4)$$

$$h_2 = (1-r) \cdot (1+s)/4 \quad (4.5)$$

$$h_3 = (1+r) \cdot (1+s)/4 \quad (4.6)$$

$$h_4 = (1+r) \cdot (1-s)/4 \quad (4.7)$$

Tra le coordinate x, y di un punto generico e le coordinate r, s dello stesso punto valgono le seguenti relazioni:

$$4x = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot x_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot x_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot x_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot x_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot x_4] \quad (4.8)$$

$$4y = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot y_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot y_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot y_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot y_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot y_4] \quad (4.9)$$

La soluzione del sistema di equazioni non lineari è ottenuta iterativamente e, tramite i valori di r ed s , si determinano i parametri a_g, F_0, T_c^* dall'equazione:

$$4p = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot p_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot p_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot p_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot p_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot p_4] \quad (4.10)$$

Dove p rappresenta il parametro cercato.

5 Pericolosità sismica di sito

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2).

5.1 Coefficienti sismici

I coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v dipendono del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi e del tipo di opera da calcolare. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno (T_R) dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} \quad (5.1)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e P_{VR} 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 non può essere inferiore a 35 anni.

5.2 Stabilità dei pendii e fondazioni

Nel caso di stabilità dei pendii i coefficienti k_h e k_v sono così determinati:

$$k_h = \beta_s \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (5.2)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (5.3)$$

Con

β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

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

g accelerazione di gravità.

I valori di β_s sono riportati nella tabella 5.1.

Tabella 5.1- Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

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

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.4)$$

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). e del rapporto a_g/g . S_T (effetto di amplificazione topografica), varia con il variare delle quattro categorie topografiche:

$$\mathbf{T1: } S_T = 1.0; \mathbf{T2: } S_T = 1.20; \mathbf{T3: } S_T = 1.20; \mathbf{T4: } S_T = 1.40.$$

5.3 Fronti scavo e rilevati

Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali; specificamente mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e della capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come

$$F_h = k_h \cdot W \text{ ed } F_v = k_v \cdot W$$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nel § 7.11.3.5.2 e adottando i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

$\beta_s = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

$\beta_s = 0.47$ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1]) impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

5.4 Muri di sostegno

Per i muri di sostegno pendii i coefficienti k_h e k_v sono così determinati:

$$k_h = \beta_m \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (5.5)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (5.6)$$

Con:

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno assume valore unitario altrimenti assume i valori riportati di seguito.

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

I valori del coefficiente β_m possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di in Figura 5.2.

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.

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.7)$$

S è il coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica S_S e di amplificazione topografica S_T .

a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

5.5 Paratie

In mancanza di studi specifici, a_h (accelerazione orizzontale) può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \quad (5.8)$$

dove:

g è l'accelerazione di gravità;

k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale;

$\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera. Può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma in Figura 5.1:

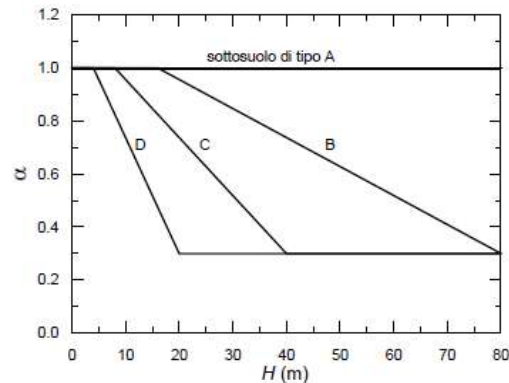


Figura 5.1 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α .

Per il sottosuolo di categoria E si utilizzano le curve dei sottosuoli C o D in dipendenza dei valori assunti dalla velocità equivalente V_s . Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma riportato in Figura 5.2, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per $u_s = 0$ si ha $\beta = 1$; $u_s \leq 0.005 \cdot H$

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0.2$ deve assumersi $k_h = 0.2 \cdot a_{max}/g$

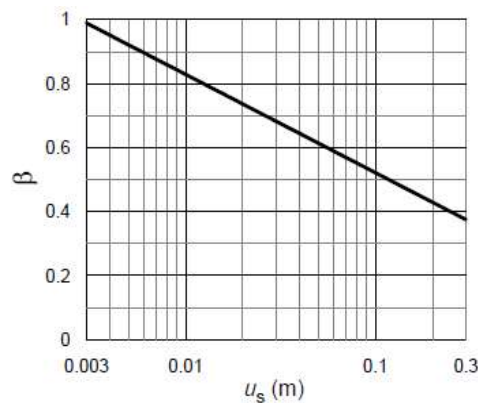


Figura 5.2 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

L'accelerazione di picco $a_{\max}$ è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.9)$$

dove:

S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

PERICOLOSITÀ SISMICA

Data:	01/09/2023
Vita nominale (Vn):	50 [anni]
Classe d'uso:	III
Coefficiente d'uso (Cu):	1.5
Periodo di riferimento (Vr):	75 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLO:	45 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLD:	75 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLV:	712 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLC:	1462 [anni]
Tipo di interpolazione:	Media ponderata
Coordinate geografiche del punto	
Latitudine (WGS84):	45.5468330 [°]
Longitudine (WGS84):	8.8795185 [°]
Latitudine (ED50):	45.5477676 [°]
Longitudine (ED50):	8.8805866 [°]

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	11812	45.546060	8.854210	2062.74
2	11813	45.548760	8.925391	3490.73
3	11591	45.598690	8.921605	6500.36
4	11590	45.595980	8.850326	5855.53

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento

Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	45	0.018	2.532	0.166
SLD	75	0.022	2.504	0.199
SLV	712	0.043	2.665	0.293
SLC	1462	0.050	2.726	0.316

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	45	0.019	2.535	0.165
SLD	75	0.023	2.512	0.198
SLV	712	0.044	2.686	0.299
SLC	1462	0.052	2.751	0.318

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	45	0.018	2.540	0.165
SLD	75	0.023	2.514	0.197
SLV	712	0.043	2.673	0.298
SLC	1462	0.051	2.735	0.318

Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	45	0.018	2.536	0.166
SLD	75	0.022	2.506	0.198
SLV	712	0.042	2.650	0.293
SLC	1462	0.050	2.710	0.316

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	45	0.018	2.534	0.166
SLD	75	0.022	2.508	0.198
SLV	712	0.043	2.669	0.295
SLC	1462	0.051	2.732	0.317

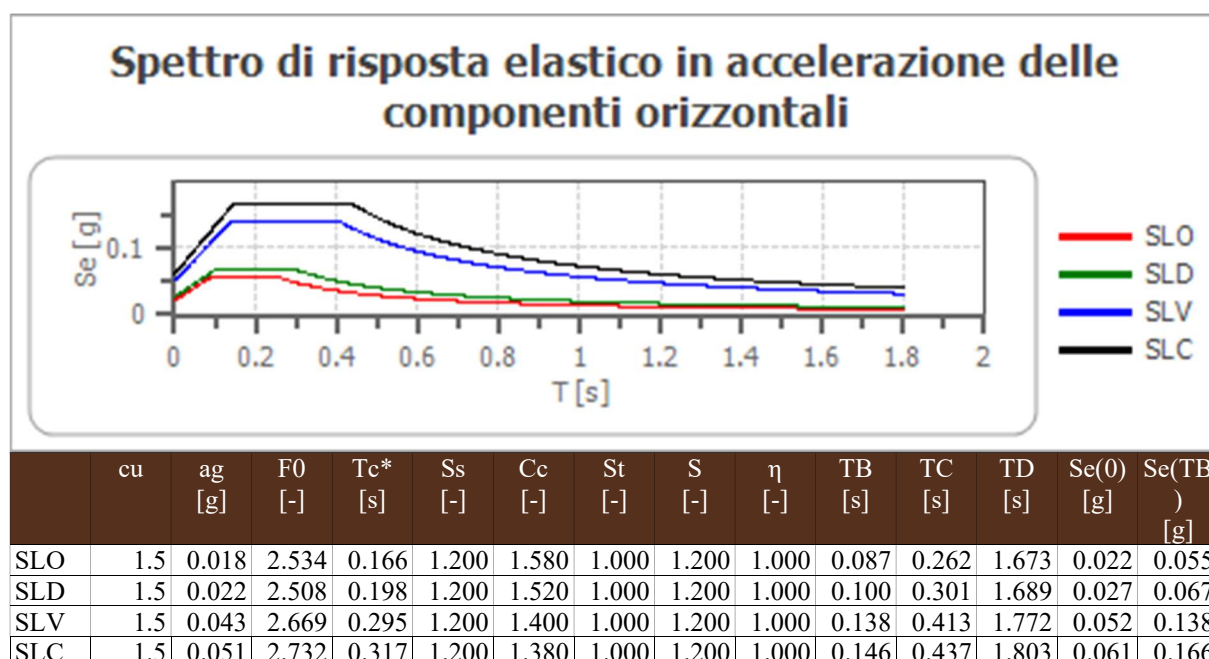
PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %
 Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta=[10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1.000
 Categoria sottosuolo: B
 Categoria topografica: T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

Stabilità di pendii e fondazioni

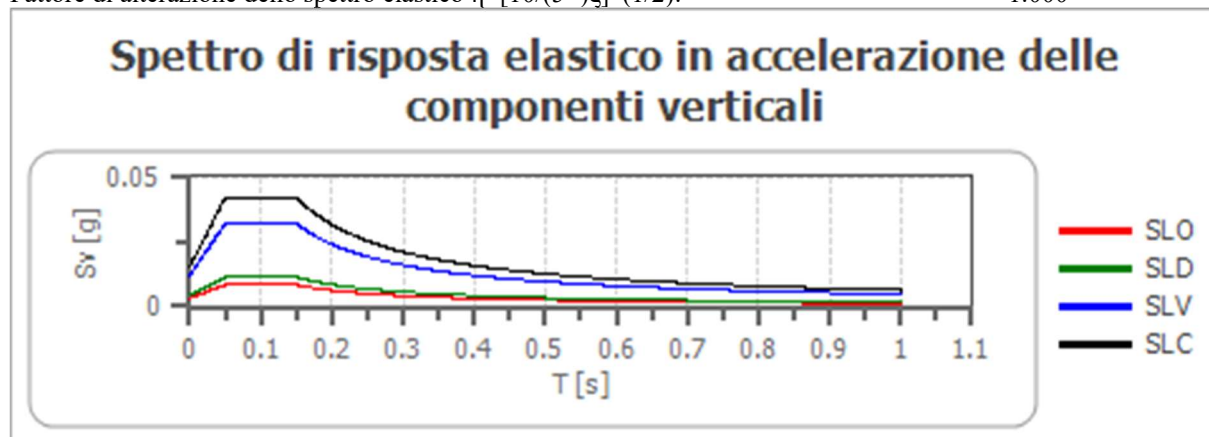
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.004	0.005	0.010	0.012
kv	0.002	0.003	0.005	0.006
amax [m/s ²]	0.214	0.263	0.505	0.597
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %
 Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta=[10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1.000



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.5	0.018	2.534	0.166	1	1.580	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.003	0.008
SLD	1.5	0.022	2.508	0.198	1	1.520	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.005	0.011
SLV	1.5	0.043	2.669	0.295	1	1.400	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.012	0.032
SLC	1.5	0.051	2.732	0.317	1	1.380	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.015	0.042

Spettro di progetto

Fattore di struttura spettro orizzontale q:

1.50

Fattore di struttura spettro verticale q:

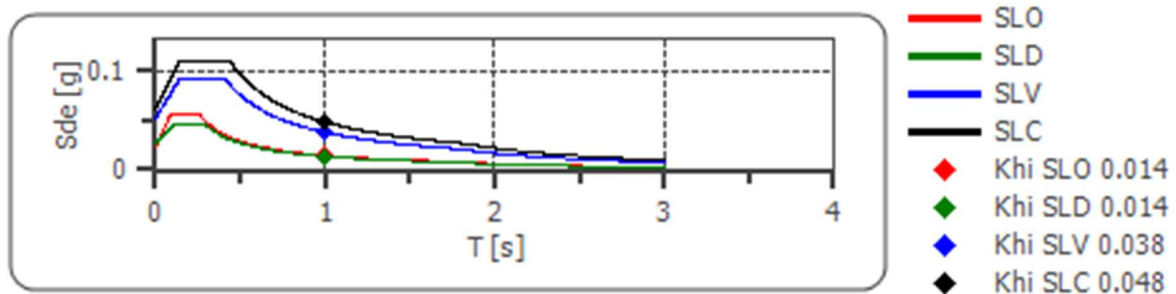
1.50

Periodo fondamentale T:

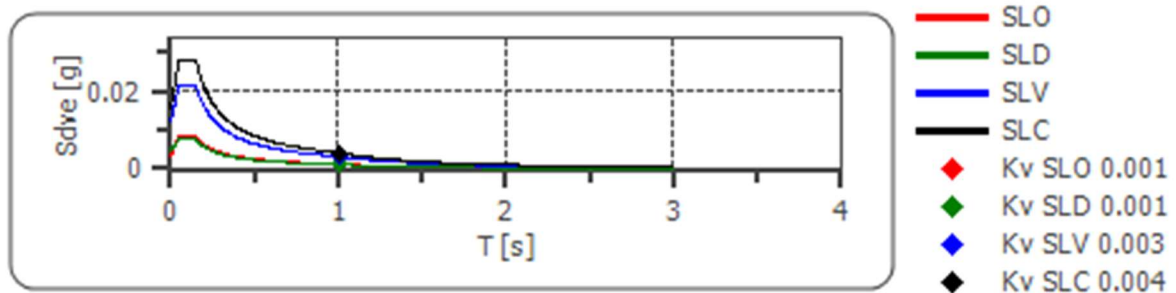
1.00 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0.014	0.014	0.038	0.048
kv = Sdve(T) Verticale [g]	0.001	0.001	0.003	0.004

Spettro di progetto delle componenti orizzontali



Spettro di progetto delle componenti verticali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO oriz	1.5	0.018	2.534	0.166	1.200	1.580	1.000	1.200	1.000	0.087	0.262	1.673	0.022	0.055
SLO ver	1.5	0.018	2.534	0.166	1.200	1.580	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.003	0.008
SLD oriz	1.5	0.022	2.508	0.198	1.200	1.520	1.000	1.200	1.500	0.100	0.301	1.689	0.027	0.045
SLD vert	1.5	0.022	2.508	0.198	1.200	1.520	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.005	0.008
SLV oriz	1.5	0.043	2.669	0.295	1.200	1.400	1.000	1.200	1.500	0.138	0.413	1.772	0.052	0.092
SLV vert	1.5	0.043	2.669	0.295	1.200	1.400	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.012	0.021
SLC oriz	1.5	0.051	2.732	0.317	1.200	1.380	1.000	1.200	1.500	0.146	0.437	1.803	0.061	0.111
SLC vert	1.5	0.051	2.732	0.317	1.200	1.380	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.015	0.028

ALLEGATO II



PROGETTO DI RIGENERAZIONE URBANA **Immobile Area Ex Pessina**

Via Giuseppe Verdi, 1 - 20038 Busto Garolfo (MI)

REPORT PROVE **PENETROMETRICHE**

COMMITTENTE:
COMUNE DI BUSTO BAROLFO

SEDE COMMITTENTE:
Piazza A. Diaz, 1 - 20038 Busto Garolfo (MI)

DATA DI ESECUZIONE:
30 Agosto 2023

Responsabile:
Dott. Geol. Marco Stoppa



Esecutore:
Dott. Geol. Marco Stoppa



STRUMENTAZIONE: Pagani TG 63/100
Peso massa battente: 63,5 KG
Altezza caduta libera: 75 cm
Diametro aste: 32 mm
Area punta: 20 cm²
Area angolo di apertura punta: 90°
Diametro punta conica: 50,46 mm
Lunghezza aste: 1 m
Avanzamento punta: 20 cm
Norma di riferimento: DPSH-B



PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE DPSH

Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici

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

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

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

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M;
- altezza libera caduta H;
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura α);
- avanzamento (penetrazione) δ ;
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).
-

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente):

- tipo LEGGERO (DPL);
- tipo MEDIO (DPM);
- tipo PESANTE (DPH);
- tipo SUPERPESANTE (DPSH).

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	Peso della massa M (kg)	Prof.max indagine battente (m)
Leggero	DPL	$M \leq 10$	8
Medio	DPM	$10 < M < 40$	20 - 25
Pesante	DPH	$40 \leq M < 60$	25
Super pesante	DPSH	$M \geq 60$	25

Penetrometri in uso in Italia:

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici (non rientranti però nello Standard ISSMFE):

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente $M = 30$ kg, altezza di caduta $H = 0.20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha = 60-90^\circ$), diametro $D = 35.7$ mm, area base cono $A = 10$ cm² rivestimento / fango bentonitico: talora previsto;
- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente $M = 20$ kg, altezza di caduta $H = 0.20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha = 60-90^\circ$), diametro $D = 35.7$ mm, area base cono $A = 10$ cm² rivestimento / fango bentonitico: talora previsto;
- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)
massa battente $M = 73$ kg, altezza di caduta $H = 0.75$ m, avanzamento $\delta = 30$ cm, punta conica ($\alpha = 60^\circ$), diametro $D = 50.8$ mm, area base cono $A = 20.27$ cm² rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;
- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)
massa battente $M = 63.5$ kg, altezza caduta $H = 0.75$ m, avanzamento $\delta = 20-30$ cm, punta conica conica ($\alpha = 60^\circ-90^\circ$) diametro $D = 50.5$ mm, area base cono $A = 20$ cm², rivestimento / fango bentonitico: talora previsto.

Correlazione 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 N_{spt} ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N_{spt} ; il passaggio viene dato da:

Dove:

$$NSPT = \beta_t \times N$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{spt} è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

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

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

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

in cui	Rpd	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.

Calcolo di $(N_1)_{60}$

$(N_1)_{60}$ è il numero di colpi normalizzato definito come segue:

$$(N_1)_{60} = CN \times N_{60} \text{ con } CN = \sqrt{\frac{Pa}{\sigma'_{vo}}} \quad CN < 1.7 \quad Pa = 101.32 kPa \quad (Liao \text{ e } Whitman 1986)$$

$$N_{60} = N_{SPT} \times \left(\frac{ER}{60} \right) \times C_s \times C_r \times C_d$$

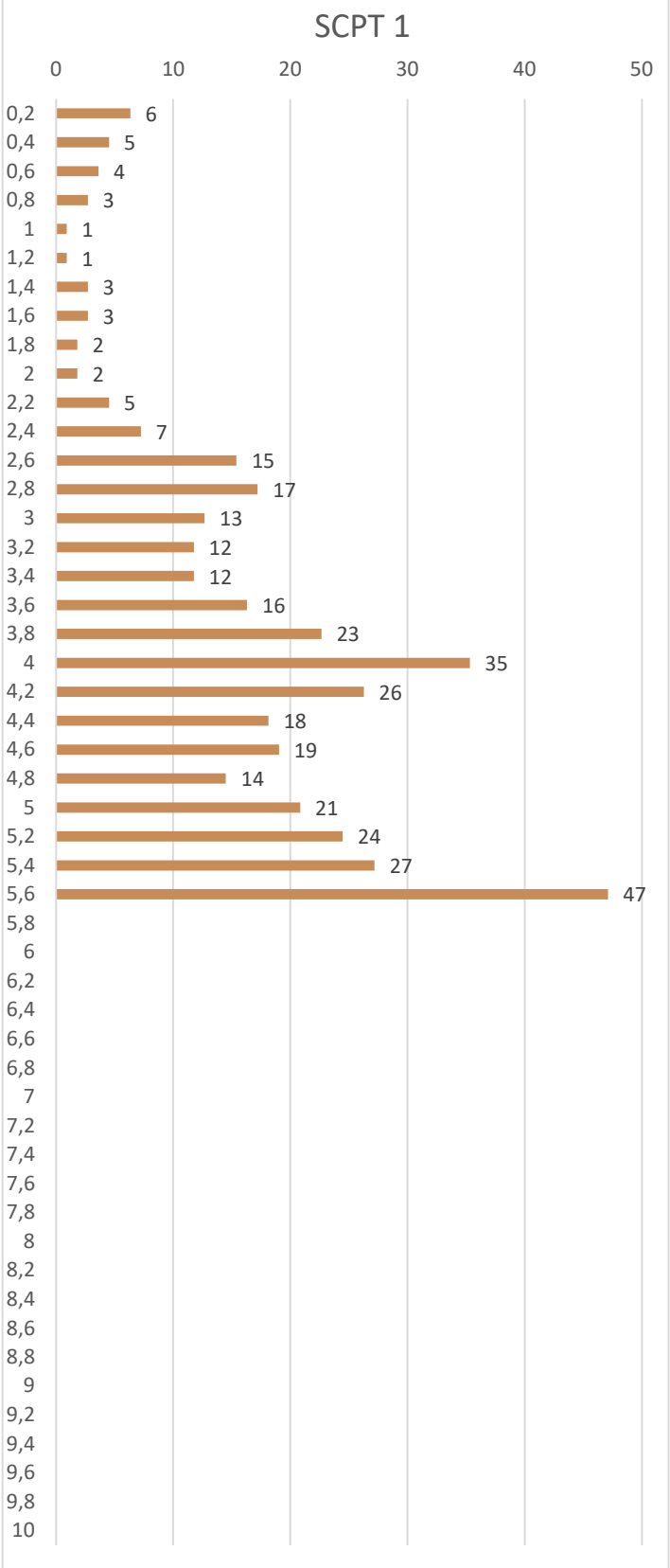
in cui	ER/60	rendimento del sistema di infissione normalizzato al 60%.
	Cs	parametro funzione della controcamicia (1.2 se assente).
	Cd	funzione del diametro del foro (1 se compreso tra 65-115 mm).
	Cr	parametro di correzione funzione della lunghezza delle aste.

AREA INDAGINI IN BUSTO GAROLFO (MI)



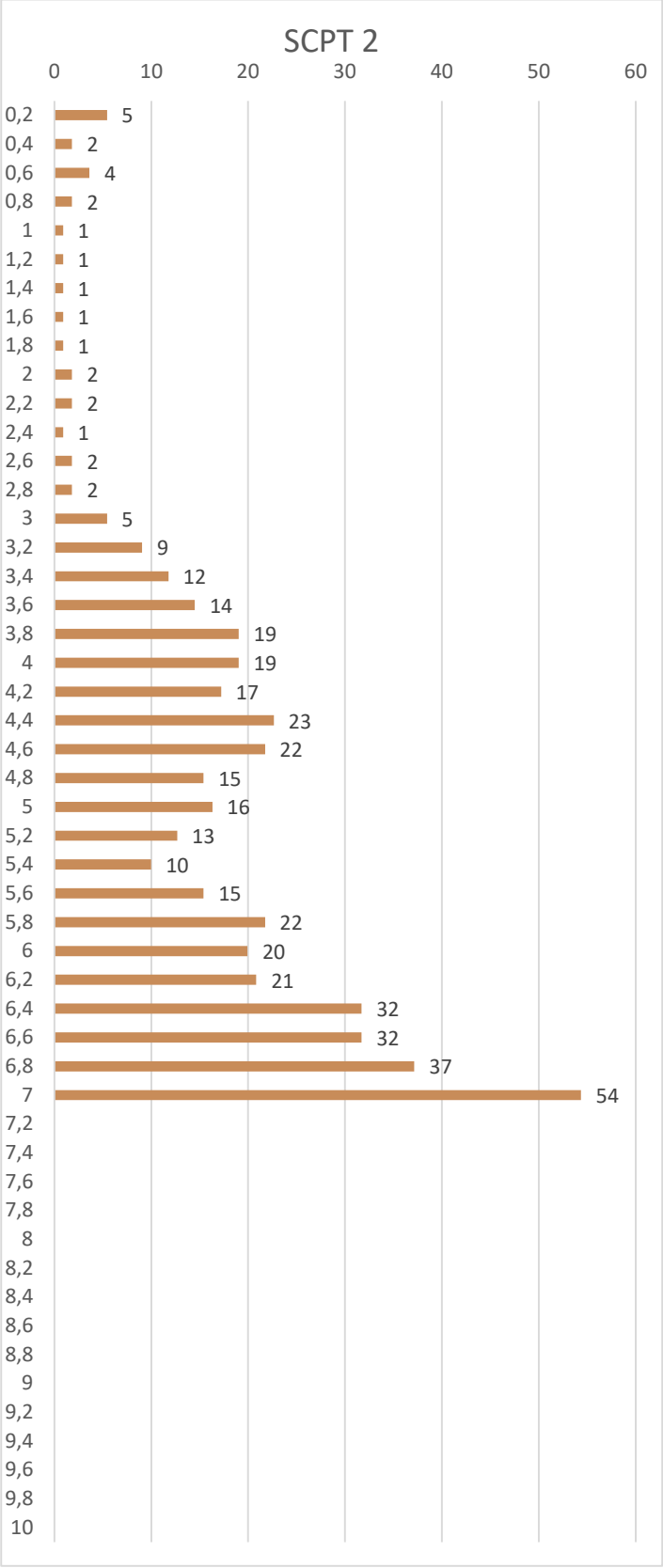
PROVA PENETROMETRICA SCPT 1

Profondità (m da p.c.)	Numero colpi	Conversione Nspt	Normalizzazione N ₆₀
0,2	7	11	6
0,4	5	8	5
0,6	4	6	4
0,8	3	5	3
1	1	2	1
1,2	1	2	1
1,4	3	5	3
1,6	3	5	3
1,8	2	3	2
2	2	3	2
2,2	5	8	5
2,4	8	12	7
2,6	17	26	15
2,8	19	29	17
3	14	21	13
3,2	13	20	12
3,4	13	20	12
3,6	18	27	16
3,8	25	38	23
4	39	59	35
4,2	29	44	26
4,4	20	30	18
4,6	21	32	19
4,8	16	24	14
5	23	35	21
5,2	27	41	24
5,4	30	45	27
5,6	52	79	47
5,8			
6			
6,2			
6,4			
6,6			
6,8			
7			
7,2			
7,4			
7,6			
7,8			
8			
8,2			
8,4			
8,6			
8,8			
9			
9,2			
9,4			
9,6			
9,8			
10			



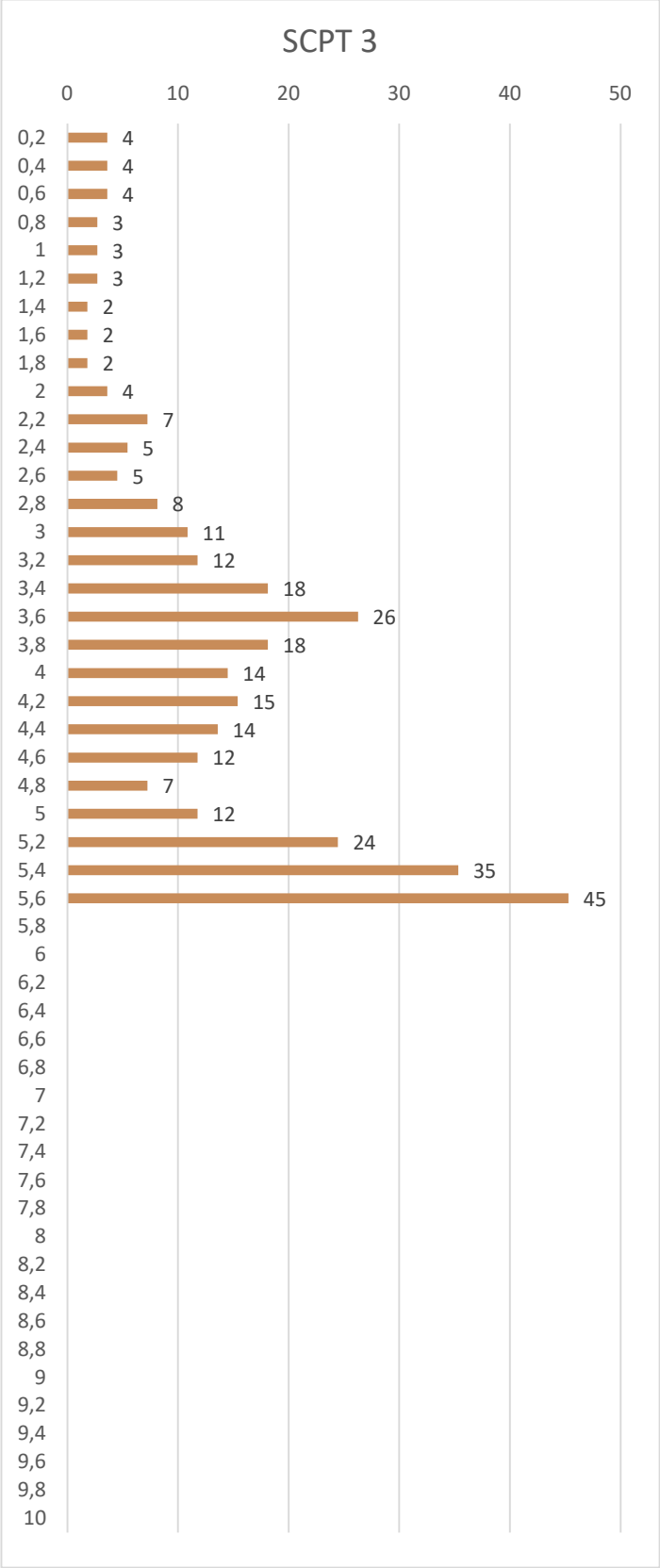
PROVA PENETROMETRICA SCPT 2

Profondità (m da p.c.)	Numero colpi	Conversione Nspt	Normalizzazione N ₆₀
0,2	6	9	5
0,4	2	3	2
0,6	4	6	4
0,8	2	3	2
1	1	2	1
1,2	1	2	1
1,4	1	2	1
1,6	1	2	1
1,8	1	2	1
2	2	3	2
2,2	2	3	2
2,4	1	2	1
2,6	2	3	2
2,8	2	3	2
3	6	9	5
3,2	10	15	9
3,4	13	20	12
3,6	16	24	14
3,8	21	32	19
4	21	32	19
4,2	19	29	17
4,4	25	38	23
4,6	24	36	22
4,8	17	26	15
5	18	27	16
5,2	14	21	13
5,4	11	17	10
5,6	17	26	15
5,8	24	36	22
6	22	33	20
6,2	23	35	21
6,4	35	53	32
6,6	35	53	32
6,8	41	62	37
7	60	91	54
7,2			
7,4			
7,6			
7,8			
8			
8,2			
8,4			
8,6			
8,8			
9			
9,2			
9,4			
9,6			
9,8			
10			



PROVA PENETROMETRICA SCPT 3

Profondità (m da p.c.)	Numero colpi	Conversione Nspt	Normalizzazione N ₆₀
0,2	4	6	4
0,4	4	6	4
0,6	4	6	4
0,8	3	5	3
1	3	5	3
1,2	3	5	3
1,4	2	3	2
1,6	2	3	2
1,8	2	3	2
2	4	6	4
2,2	8	12	7
2,4	6	9	5
2,6	5	8	5
2,8	9	14	8
3	12	18	11
3,2	13	20	12
3,4	20	30	18
3,6	29	44	26
3,8	20	30	18
4	16	24	14
4,2	17	26	15
4,4	15	23	14
4,6	13	20	12
4,8	8	12	7
5	13	20	12
5,2	27	41	24
5,4	39	59	35
5,6	50	76	45
5,8			
6			
6,2			
6,4			
6,6			
6,8			
7			
7,2			
7,4			
7,6			
7,8			
8			
8,2			
8,4			
8,6			
8,8			
9			
9,2			
9,4			
9,6			
9,8			
10			



GEOTECHNICAL EQUIPMENT SINCE 1978

*We would like to thank you for choosing
one of our Pagani products.*

Here at Pagani Geotechnical Equipment, we are proud to have
designed and manufactured our in-situ testing equipment in-house
at our factory in Calendasco, Italy, ISO 9001 and 14001 certified.

In over 40 years the continuous research and the precious feedback
from all our customers, help us in the constant refinement and
improvement of our equipment, which are renowned all over the
world for high quality, robust and easy to use designs.
Pagani equipment also come with unbeatable parts and service
support to help you get the most out of your investment.

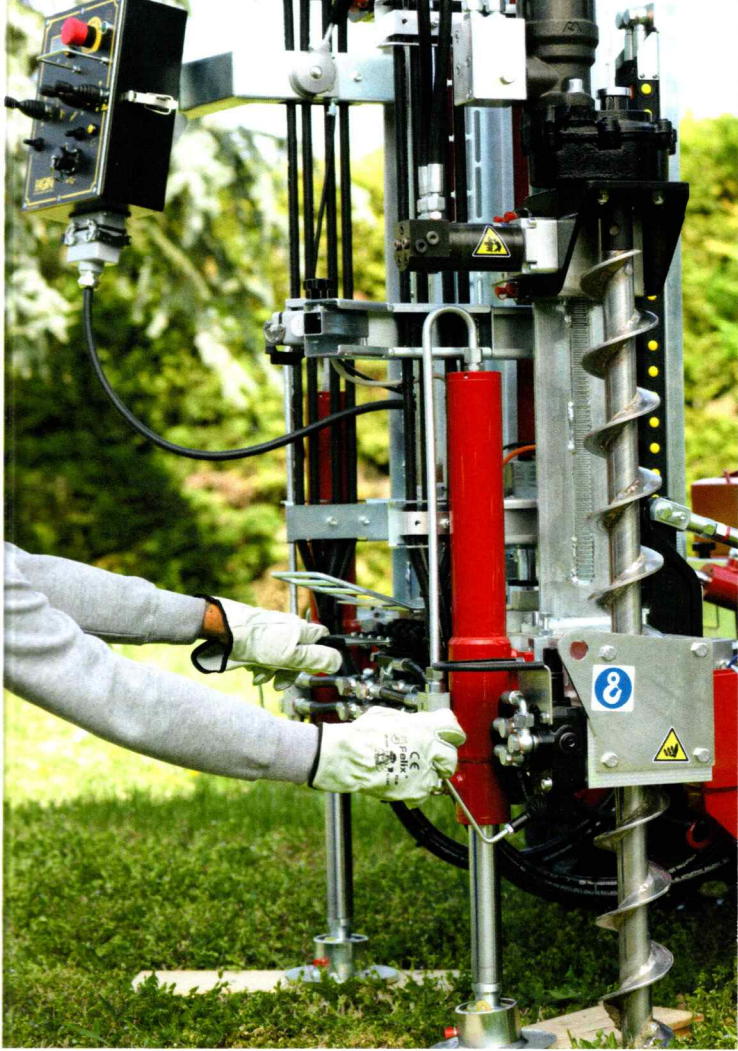
CERTIFICATE OF AUTHENTICITY

“ Your Pagani equipment has passed the most stringent
levels of quality control in order to guarantee
the highest quality and ongoing reliability. ”

Model.....TG 63-100 DYN

Serial n.....P 002388

Ermanno Pagani
Ermanno Pagani





BUREAU VERITAS ITALIA S.p.A. Via Miramare, 15 – 20126 Milano

**ATTESTATO DI ESAME DELLA CONFORMITA'
CONFORMITY EXAMINATION CERTIFICATE**

N° TC857/17/FC/fc rev.1

BUREAU VERITAS ITALIA a seguito di verifica di terza parte (rapporto di ispezione nr. 2792671 - TRS report for Pagani rev.0), attesta che il modello di seguito identificato, è stato esaminato secondo quanto previsto da:

- USA CFR Title 29: CFR §1910 Subpart O (7-1-16 Ed.) - §1910.211 and §1910.212

Following the third part inspection (inspection report nr. 2792671 - TRS report for Pagani rev.0), Bureau Veritas Italia attests that type identified hereunder has been examined against the provisions of:

- USA CFR Title 29: CFR §1910 Subpart O (7-1-16 Ed.) - §1910.211 and §1910.212

Dispositivo / Device:

**PENETROMETER
Mod. TG63-200; TG63-150; TG63-100**

**Fabbricante
Manufacturer**

PAGANI GEOTECHNICAL EQUIPMENT S.r.l.

Lo. Campogrande, 26 – 29010 Calendasco (PC) Italy

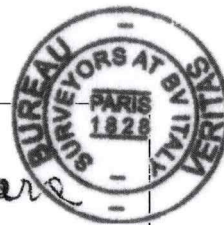
Questo certificato perde la sua validità in caso di modifiche al dispositivo che possano influire sulla conformità ai requisiti dello standard di riferimento.

This certificate shall be deemed to be void in case of modification to the device where this may affect conformity with the reference standard.

Questo certificato è composto da 2 (due) pagine/This certificate is composed by 2 (two) pages)

Luogo: Padova
Place
Data: 07/03/2017
Date

Firmato da: Felice Cammara
Signed by
Firma:
Signature



Destinazione del penetrometro: **indagini geognostiche e geotecniche**
Penetrometer destination: Geognostic and Geotechnical Investigations

riferimenti del fascicolo tecnico: **FT0030 rev. 29 del 01/01/2017 per TG63-100 e FT0031 rev. 29 del 01/01/2017 per TG63-150 e TG63-200**
technical file references: FT0030 rev. 29 dated 01/01/2017 for TG63-100 and FT0031 rev. 29 dated 01/01/2017 for TG63-150 and TG63-200

Caratteristiche generali / main characteristics:

La macchina è semovente. Il motore diesel, o benzina, o elettrico di cui la macchina è dotata, serve sia per la traslazione che per gli azionamenti delle apparecchiature di misura. La traslazione è comandata da apposito gruppo leve poste nella parte posteriore della macchina, oppure per mezzo di radiocomando
The machine is self-propelled. The diesel, or gasoline, or electric engine of which the machine is equipped, serves both for translation and the drives of the measuring equipment. The translation is controlled either by a specific group of levers located in the rear of the machine, or by radio remote control

Velocità di traslazione: lenta; rispettivamente max 1,8 km/h (1,1 mph) e 2 km/h (1,24mph)
Speed of translation: low; respectively max 1,8 km/h (1,1 mph) and 2 km/h (1,24mph)

Modo di funzionamento: comandi manuali ad azione mantenuta
Function mode: manual with maintained actions

Capacità massima di spinta: rispettivamente 100 kN, 150 kN, 200 kN
Maximum capacity of thrust: respectively 100 kN, 150 kN, 200 kN

Capacità massima di estrazione: rispettivamente 120 kN, 160 kN, 205 kN
Maximum capacity during the extraction: respectively 120 kN, 160 kN, 205 kN

Altezza max: rispettivamente 3800 mm (149,6 inch) o 4600 mm (181,1 inch)
Maximum height: respectively 3800 mm (149,6 inch) or 4600 mm (181,1 inch)

Peso (senza accessori): per TG63-100: da 900 kg (1984 pound) a 1000 kg (2205 pound) secondo allestimento
per TG63-150 e TG63-200: da 1000 kg (2205 pound) a 1150 kg (2535 pound)
secondo allestimento

*Weight (without accessories): for TG63-100: from 900 kg (1984 pound) to 1000 kg (2205 pound) depending on the setup
for TG63-150 and TG63-200: from 1000 kg (2205 pound) to 1150 kg (2535 pound) depending on the setup*

Livello di rumore: 108 dB(A)
Noise level: 108 dB(A)



BUREAU VERITAS ITALIA S.p.A. Viale Monza, 347 – 20126 Milano

**ATTESTATO DI ESAME DELLA CONFORMITA'
CONFORMITY EXAMINATION CERTIFICATE**

N° TC1010/18/FC/fc rev.1

BUREAU VERITAS ITALIA a seguito di verifica di terza parte (rapporto di ispezione nr 3068049 - Canada TRS report for Pagani rev.0 _Canda + Quebec), attesta che il modello di seguito identificato, è stato esaminato secondo quanto previsto da:

- Canada Occupational Health and Safety Regulations, SOR/86-304) – part VII and part XIII
- Quebec Regulation Respecting Occupational Health and Safety, S-2.1, r.13 – division XV and division XXI

Following the third part inspection (inspection report nr. 3068049 - Canada TRS report for Pagani rev.0 _Canada + Quebec), Bureau Veritas Italia attests that type identified hereunder has been examined against the provisions of:

- Canada Occupational Health and Safety Regulations, SOR/86-304) – part VII and part XIII
- Quebec Regulation Respecting Occupational Health and Safety, S-2.1, r.13 – division XV and division XXI

Dispositivo / Device:

PENETROMETER

Mod. TG63-200; TG63-150; TG63-100

**Fabbricante
Manufacturer**

PAGANI GEOTECHNICAL EQUIPMENT S.r.l.

Lo. Campogrande, 26 – 29010 Calendasco (PC) Italy

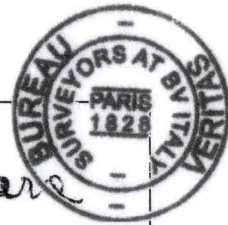
Questo certificato perde la sua validità in caso di modifiche al dispositivo che possano influire sulla conformità ai requisiti dello standard di riferimento.

This certificate shall be deemed to be void in case of modification to the device where this may affect conformity with the reference standard.

Questo certificato è composto da 2 (due) pagine/This certificate is composed by 2 (two) pages)

Luogo: Padova
Place
Data: 07/03/2018
Date

Firmato da: Felice Cammara
Signed by
Firma:
Signature



Destinazione del penetrometro: **indagini geognostiche e geotecniche**
Penetrometer destination: Geognostic and Geotechnical Investigations

riferimenti del fascicolo tecnico: **FT0030 rev. 29 del 01/01/2017 per TG63-100 e FT0031 rev. 29 del 01/01/2017 per TG63-150 e TG63-200**

technical file references: FT0030 rev. 29 dated 01/01/2017 for TG63-100 and FT0031 rev. 29 dated 01/01/2017 for TG63-150 and TG63-200

Caratteristiche generali / main characteristics:

La macchina è semovente. Il motore diesel, o benzina, o elettrico di cui la macchina è dotata, serve sia per la traslazione che per gli azionamenti delle apparecchiature di misura. La traslazione è comandata da apposito gruppo leve poste nella parte posteriore della macchina oppure per mezzo di radiocomando
The machine is self-propelled. The diesel, or gasoline, engine of which the machine is equipped, serves both for translation and the drives of the measuring equipment. The translation is controlled either by a specific group of levers located in the rear of the machine, or by radio remote control

Velocità di traslazione: lenta; rispettivamente max 1,8 km/h (1,1 mph) e 2 km/h (1,24mph)
Speed of translation: low; respectively max 1,8 km/h (1,1 mph) and 2 km/h (1,24mph)

Modo di funzionamento: comandi manuali ad azione mantenuta
Function mode: manual with maintained actions

Capacità massima di spinta: rispettivamente 100 kN, 150 kN, 200 kN
Maximum capacity of thrust: respectively 100 kN, 150 kN, 200 kN

Capacità massima di estrazione: rispettivamente 120 kN, 160 kN, 205 kN
Maximum capacity during the extraction: respectively 120 kN, 160 kN, 205 kN

Altezza max: rispettivamente 3800 mm (149,6 inch) o 4600 mm (181,1 inch)
Maximum height: respectively 3800 mm (149,6 inch) or 4600 mm (181,1 inch)

Peso (senza accessori): per TG63-100: da 900 kg (1984 pound) a 1000 kg (2205 pound) secondo allestimento
per TG63-150 e TG63-200: da 1000 kg (2205 pound) a 1150 kg (2535 pound)
secondo allestimento

*Weight (without accessories): for TG63-100: from 900 kg (1984 pound) to 1000 kg (2205 pound) depending on the setup
for TG63-150 and TG63-200: from 1000 kg (2205 pound) to 1150 kg (2535 pound) depending on the setup*

Livello di rumore: 108 dB(A)
Noise level: 108 dB(A)



BUREAU VERITAS ITALIA S.p.A. Via Miramare, 15 – 20126 Milano

**ATTESTATO DI ESAME DELLA CONFORMITA'
Direttiva Macchine 2006/42/CE**

**CONFORMITY EXAMINATION CERTIFICATE
Machinery Directive 2006/42/EC**

N° CV 005-07-2015

BUREAU VERITAS ITALIA a seguito di verifica volontaria, attesta che il modello di seguito identificato, è stato esaminato secondo quanto previsto dalla Direttiva Macchine 2006/42/CE, e ne risulta conforme

Following the voluntary examination, Bureau Veritas Italia attests that type identified hereunder has been examined against the provisions of the Machinery Directive 2006/42/EC, and found to satisfy the provisions of the directive

Macchina/Machine: PENETROMETRO / PENETROMETER

**Fabbricante
manufacturer**

PAGANI GEOTECHNICAL EQUIPMENT S.r.l.

**Modello
type**

TG63

Caratteristiche della macchina /Machinery parameters: Penetrometro serie TG63

Questo certificato perde la sua validità, in caso di modifiche alla macchina che possano influire sulla conformità ai requisiti essenziali di sicurezza o sulle condizioni d'uso previste dalla Direttiva 2006/42/CE del 9 giugno 2006 così come trasposto nelle leggi nazionali applicabili.

This certificate shall be deemed to be void, in case of modification to the machinery where this may affect conformity with the essential safety requirements or the prescribed conditions of use of the machinery directive nr 2006/42/EC of 9 June 2006 as transposed in the applicable law(s)

**Luogo: Milano
Place**

**Data: 07/03/2018
Date**

**Firmato da: Felice Cammara
Signed by**

**Firma:
Signature**

Destinazione del penetrometro: **indagini geognostiche e geotecniche**
Penetrometer destination: Geognostic and Geotechnical Investigations

riferimenti del fascicolo tecnico: **FT0030 rev. 29 del 01/01/2017 per TG63-100 e FT0031 rev. 29 del 01/01/2017 per TG63-150 e TG63-200**
technical file references: FT0030 rev. 29 dated 01/01/2017 for TG63-100 and FT0031 rev. 29 dated 01/01/2017 for TG63-150 and TG63-200

Caratteristiche generali / main characteristics:

La macchina è semovente. Il motore diesel, o benzina, o elettrico di cui la macchina è dotata, serve sia per la traslazione che per gli azionamenti delle apparecchiature di misura. La traslazione è comandata da apposito gruppo leve poste nella parte posteriore della macchina, oppure mediante radiocomando
The machine is self-propelled. The diesel, or gasoline, engine of which the machine is equipped, serves both for translation and the drives of the measuring equipment. The translation is controlled either by a specific group of levers located in the rear of the machine, or by a radio remote control

Velocità di traslazione: lenta; rispettivamente max 1,8 km/h (1,1 mph) e 2 km/h (1,24mph)
Speed of translation: low; respectively max 1,8 km/h (1,1 mph) and 2 km/h (1,24mph)

Modo di funzionamento: comandi manuali ad azione mantenuta
Function mode: manual with maintained actions

Capacità massima di spinta: rispettivamente 100kN, 150kN e 200kN
Maximum capacity of thrust: respectively 100kN, 150kN and 200kN

Altezza max: rispettivamente 3800 mm (149,6 inch) o 4600 mm (181,1 inch)
Maximum height: respectively 3800 mm (149,6 inch) or 4600 mm (181,1 inch)

Peso (senza accessori): per TG63-100: da 900 kg (1984 pound) a 1000 kg (2205 pound) secondo allestimento
per TG63-150 e TG63-200: da 1000 kg (2205 pound) a 1150 kg (2535 pound)
secondo allestimento

*Weight (without accessories): for TG63-100: from 900 kg (1984 pound) to 1000 kg (2205 pound) depending on the setup
for TG63-150 and TG63-200: from 1000 kg (2205 pound) to 1150 kg (2535 pound) depending on the setup*

Livello di rumore: 108 dB(A)
Noise level: 108 dB(A)

Declaration of Compliance

TUV IT 22 MAC 0025



Fabbricante / Manufacturer / Fabricant

Ragione sociale	Pagani Geotechnical Equipment S.r.l.
Via	Loc. Campogrande, 26
CAP	29010
Città	Calendasco (PC)
Nazione	Italia

Oggetto / Object / Objet

Model	TG63-100
Type	Penetrometro
Serial N.	//
Year of construction	2021

Riferimenti Legislativi / Legislative Reference / Références Législatives

2006/42/CE – Annex I

Norme Armonizzate Applicate / Applicable Standards / Normes Harmonisées Utilisées

Norme di tipo A / A type Standards / Normes de type A

EN ISO 12100:2010

Norme di tipo B / B type Standards / Normes de type B

EN ISO 13732-1:2009

Norme di tipo C / C type Standards / Normes de type C

Technical Report of Compliance (TRoC) di riferimento:

Reference Technical Report of Compliance (TRoC).

722271591_RTR_Pagani_TG63_100_IT_00

Il prodotto non è contemplato dall'Allegato IV della Direttiva 2006/42/CE

The product is not referred to Annex IV of the Directive 2006/42/EC

Le produit n'est pas couvert par l'annexe IV de la directive 2006/42/CE

Luogo / Place / Lieu:

Sesto San Giovanni

Data 1ª emissione TRoC / Issue date:

24/01/2022

Data scadenza TRoC / Expiry date:

23/01/2025

Data / Date

data emissione DC
01/02/2022

Rev. DC. 00



Ispettore / Inspector / Inspecteur

Alberto Macchi

Firma / Signature / Firme

ALLEGATO III



PROGETTO DI RIGENERAZIONE URBANA **Immobile Area Ex Pessina**

Via Giuseppe Verdi, 1 - 20038 Busto Garolfo (MI)

REPORT INDAGINE **SISMICA HVSR**

COMMITTENTE:
COMUNE DI BUSTO BAROLFO

SEDE COMMITTENTE:
Piazza A. Diaz, 1 - 20038 Busto Garolfo (MI)

DATA DI ESECUZIONE:
30 Agosto 2023

STRUMENTAZIONE UTILIZZATA:
S3S - S3S2 Terne da superficie

Responsabile:
Dott. Geol. Marco Stoppa



Cenni sulla teoria della tecnica HVSR

La tecnica HVSR permette in primo luogo di valutare la frequenza di vibrazione naturale di un sito. Successivamente, come ulteriore sviluppo, la stima del parametro normativo V_{seq} attraverso un processo di inversione del problema iniziale. Le ipotesi alla base della tecnica sono: una concentrazione del contenuto in frequenza localizzato maggiormente in quelle basse (tipicamente al di sotto dei 20 Hz); assenza di sorgenti periodiche e/o con contenuto in alte frequenze; le sorgenti di rumore sono uniformemente distribuite intorno alla stazione di registrazione. Se queste sono soddisfatte, la tecnica può essere suddivisa nelle fasi che vengono di seguito illustrate.

Si esegue una registrazione del rumore ambientale lungo tre direzioni ortogonali tra loro (x,y,z) con una singola stazione. Tale registrazione deve essere effettuata, secondo le indicazioni del progetto SESAME, per una durata non inferiore ai 20 minuti.

Si esegue 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 lisciamento 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 V_{seq} .

Dati generali

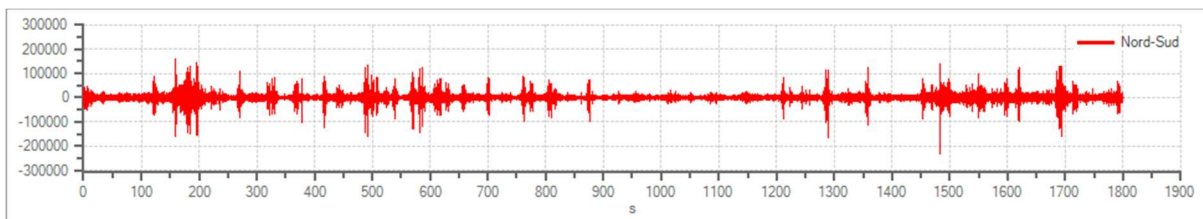
Nome progetto: Riqualificazione dell'ex edificio tessitura Pessina&Sala
Committente: Comune di Busto Garolfo
Cantiere: Via Giuseppe Verdi n. 1
Località: Busto Garolfo (MI)
Operatore: Dott. Geol. Marco Stoppa
Responsabile: Dott. Geol. Marco Stoppa

Tracce in input

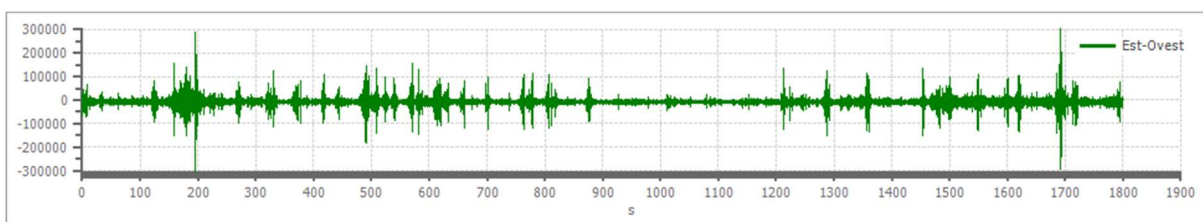
Dati riepilogativi:

Numero tracce: 3
Durata registrazione: 1800 s
Frequenza di campionamento: 250.00 Hz
Numero campioni: 450099
Direzioni tracce: Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.

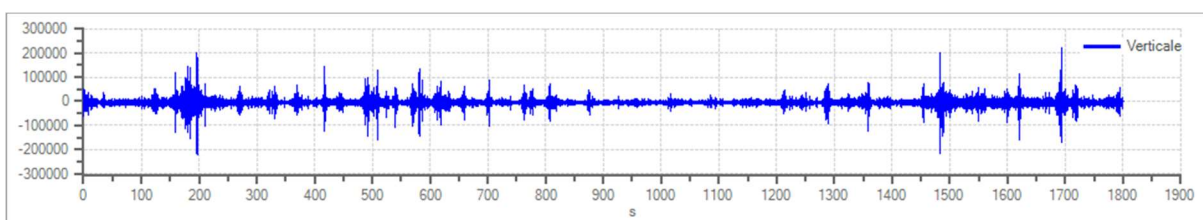
Grafici tracce:



Traccia in direzione Nord-Sud



Traccia in direzione Est-Ovest



Traccia in direzione Verticale

Finestre selezionate

Dati riepilogativi:

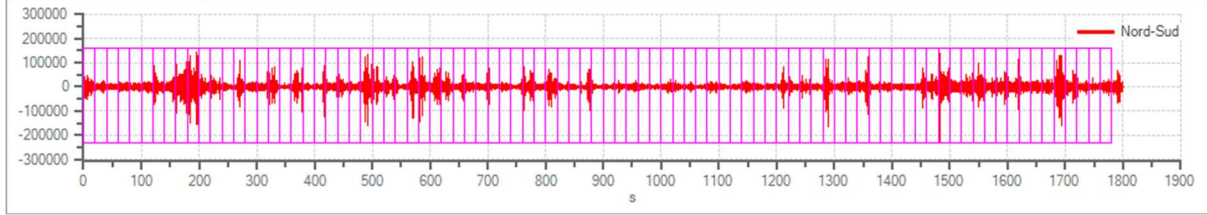
Numero totale finestre selezionate: 89
Numero finestre incluse nel calcolo: 89
Dimensione temporale finestre: 20.000 s
Tipo di lisciamiento: Konno & Ohmachi
Percentuale di lisciamiento: 10.00 %
Coefficiente di banda: 40.00

Tabella finestre:

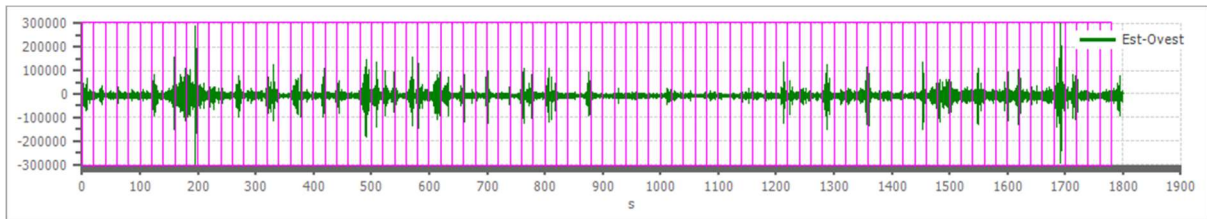
Numero finestra	Istante iniziale	Istante finale	Selezione
1	0	20	Inclusa
2	20	40	Inclusa
3	40	60	Inclusa
4	60	80	Inclusa
5	80	100	Inclusa
6	100	120	Inclusa
7	120	140	Inclusa
8	140	160	Inclusa
9	160	180	Inclusa
10	180	200	Inclusa
11	200	220	Inclusa
12	220	240	Inclusa
13	240	260	Inclusa
14	260	280	Inclusa
15	280	300	Inclusa
16	300	320	Inclusa
17	320	340	Inclusa
18	340	360	Inclusa
19	360	380	Inclusa
20	380	400	Inclusa
21	400	420	Inclusa
22	420	440	Inclusa
23	440	460	Inclusa
24	460	480	Inclusa
25	480	500	Inclusa
26	500	520	Inclusa
27	520	540	Inclusa
28	540	560	Inclusa
29	560	580	Inclusa
30	580	600	Inclusa
31	600	620	Inclusa
32	620	640	Inclusa
33	640	660	Inclusa
34	660	680	Inclusa
35	680	700	Inclusa
36	700	720	Inclusa
37	720	740	Inclusa
38	740	760	Inclusa

39	760	780	Inclusa
40	780	800	Inclusa
41	800	820	Inclusa
42	820	840	Inclusa
43	840	860	Inclusa
44	860	880	Inclusa
45	880	900	Inclusa
46	900	920	Inclusa
47	920	940	Inclusa
48	940	960	Inclusa
49	960	980	Inclusa
50	980	1000	Inclusa
51	1000	1020	Inclusa
52	1020	1040	Inclusa
53	1040	1060	Inclusa
54	1060	1080	Inclusa
55	1080	1100	Inclusa
56	1100	1120	Inclusa
57	1120	1140	Inclusa
58	1140	1160	Inclusa
59	1160	1180	Inclusa
60	1180	1200	Inclusa
61	1200	1220	Inclusa
62	1220	1240	Inclusa
63	1240	1260	Inclusa
64	1260	1280	Inclusa
65	1280	1300	Inclusa
66	1300	1320	Inclusa
67	1320	1340	Inclusa
68	1340	1360	Inclusa
69	1360	1380	Inclusa
70	1380	1400	Inclusa
71	1400	1420	Inclusa
72	1420	1440	Inclusa
73	1440	1460	Inclusa
74	1460	1480	Inclusa
75	1480	1500	Inclusa
76	1500	1520	Inclusa
77	1520	1540	Inclusa
78	1540	1560	Inclusa
79	1560	1580	Inclusa
80	1580	1600	Inclusa
81	1600	1620	Inclusa
82	1620	1640	Inclusa
83	1640	1660	Inclusa
84	1660	1680	Inclusa
85	1680	1700	Inclusa
86	1700	1720	Inclusa
87	1720	1740	Inclusa
88	1740	1760	Inclusa
89	1760	1780	Inclusa

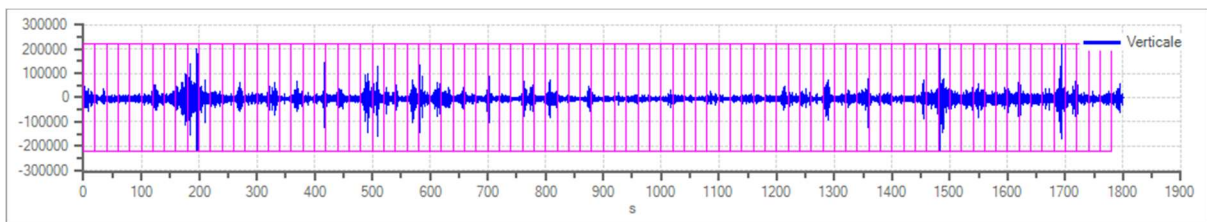
Grafici tracce con finestre selezionate:



Traccia e finestre selezionate in direzione Nord-Sud

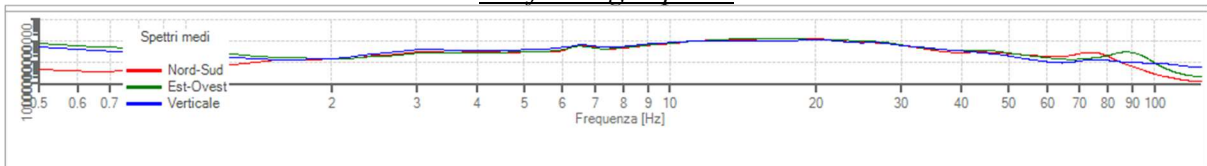


Traccia e finestre selezionate in direzione Est-Ovest

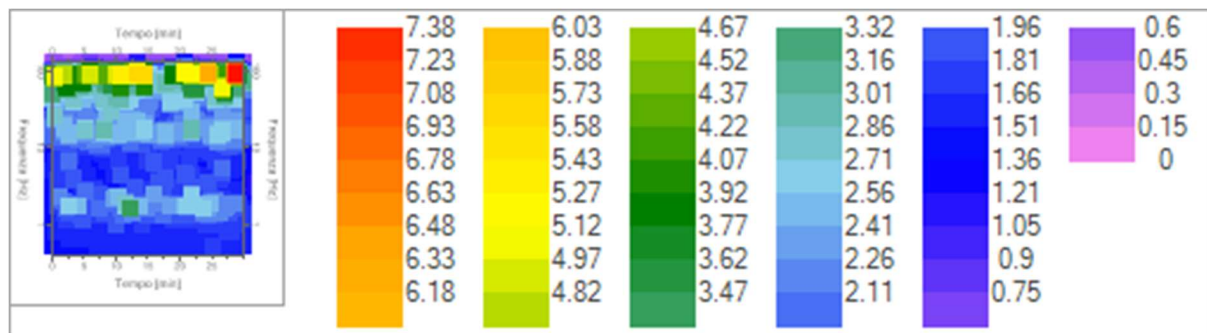


Traccia e finestre selezionate in direzione Verticale

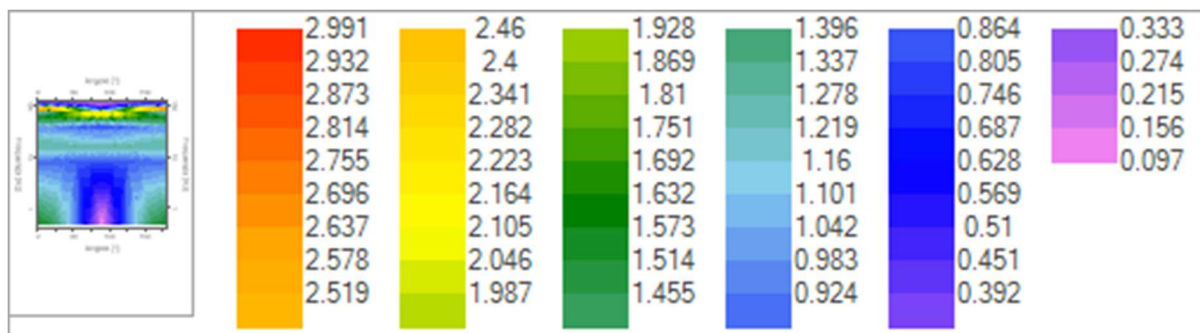
Grafici degli spettri



Spettri medi nelle tre direzioni



Mappa della stazionarietà degli spettri



Mapa della direzionalità degli spettri

Rapporto spettrale H/V

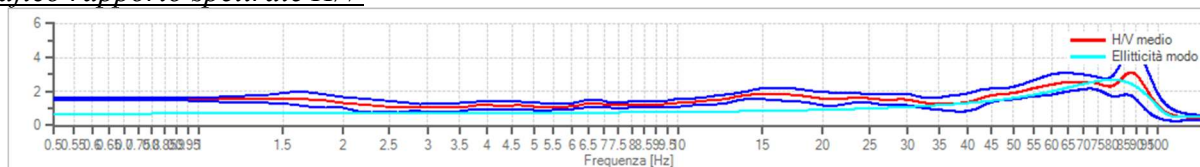
Dati riepilogativi:

Frequenza massima:	125.00 Hz
Frequenza minima:	0.50 Hz
Passo frequenza:	0.15 Hz
Tipo lisciamiento:	Konno & Ohmachi
Percentuale di lisciamiento:	10.00 %
Tipo di somma direzionale:	Media geometrica

Risultati:

Frequenza del picco del rapporto H/V: 87.80 Hz $\pm$ 0.44 Hz

Grafico rapporto spettrale H/V



Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia

Verifiche SESAME:

Verifica	Esito
$f_0 > 10/l_w$	Ok
$n_c(f_0) > 200$	Ok
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 > 0.5H$	Ok
$\sigma_A(f) < 3$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 < 0.5H$	Ok
$\exists f^- \in [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0/2$	Ok
$\exists f^+ \in [f_0, 4 \cdot f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	Ok
$A_0 > 2$	Ok
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	Ok
$\sigma_f < \varepsilon(f)$	Ok
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	Ok

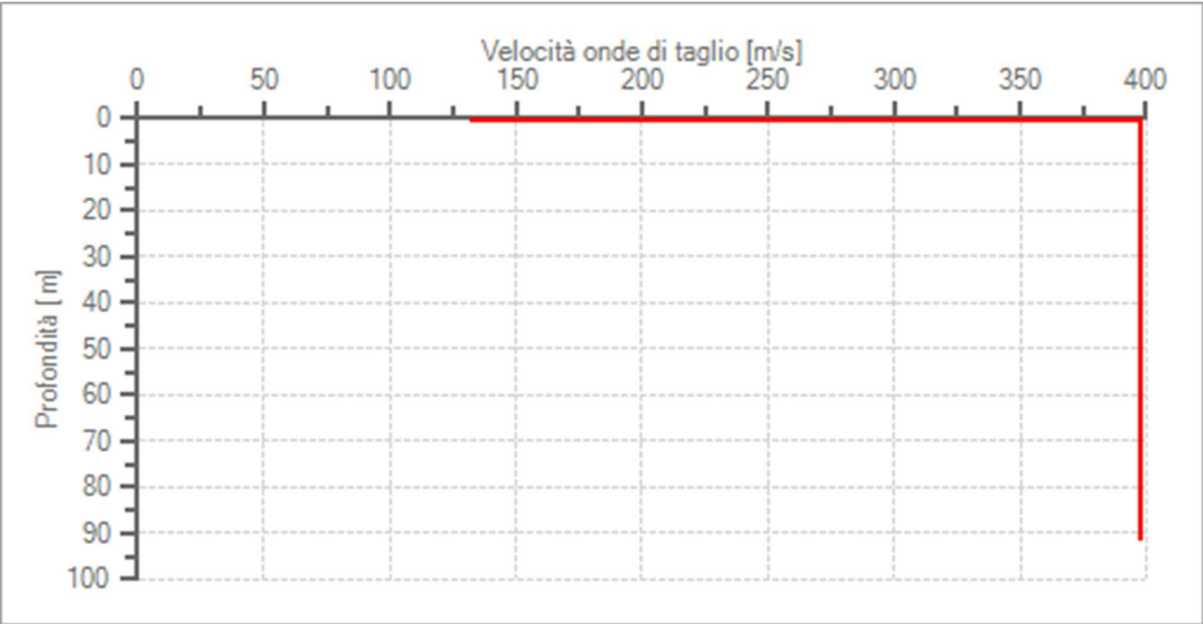
Modello stratigrafico

Dati riepilogativi:

Numero strati: 2
Frequenza del picco dell'ellitticità: 80.15 Hz
Valore di disadattamento: 0.22
Valore V_{seq} : 384.54 m/s

Dati della stratigrafia:

Strato	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso per Unità di Vol. [kN/m³]	Coeff. di Poisson	Velocità onde di taglio [m/s]
1	0	0.51	18	0.3	133
2	0.51	91.48	18	0.3	398



Profilo delle velocità delle onde di taglio.

ALLEGATO IV



PROGETTO DI RIGENERAZIONE URBANA
Immobile Area Ex Pessina
Via Giuseppe Verdi, 1 - 20038 Busto Garolfo (MI)

M9 e M10 D.G.R. 2616/2011

COMMITTENTE:
COMUNE DI BUSTO BAROLFO

SEDE COMMITTENTE:
Piazza A. Diaz, 1 - 20038 Busto Garolfo (MI)

Il progettista:
Dott. Geol. Marco Stoppa





DICHIARAZIONE/ ASSEVERAZIONE DEL GEOLOGO DI CONGRUITA' DEI CONTENUTI DELLA RELAZIONE GEOLOGICA AI REQUISITI RICHIESTI DAL PARAGRAFO 6.2.1 NTC 2018 e/o DALLA D.G.R. 2616/2011

Il sottoscritto MARCO STOPPA

iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione PIEMONTE N.482

incaricato in data 22/06/2023

da COMUNE DI BUSTO GAROLFO

per conto di idem

di redigere la relazione geologica relativa al seguente intervento

PROGETTO DI RIGENERAZIONE URBANA. IMMOBILE AREA EX PESSINA

da eseguire in Comune di BUSTO GAROLFO

Località

indirizzo VIA GIUSEPPE VERDI

n° 1

CAP

2	0	0	3	8
---	---	---	---	---

Comune Catastale B301

Foglio n. 17

Mappale o Particella

715

consapevole che in caso di dichiarazione mendace sarà punito ai sensi del Codice Penale secondo quanto prescritto dall'art. 76 del D.P.R. 445/2000 e che, inoltre, qualora dal controllo effettuato emerga la non veridicità del contenuto di taluna delle dichiarazioni rese, decadranno dai benefici conseguenti al provvedimento eventualmente emanato sulla base della dichiarazione non veritiera (art. 75 D.P.R. 445/2000),

DICHIARA

A. che la relazione geologica in oggetto è stata redatta ai sensi di:

- ☐ D.M. 17 gennaio 2018 (paragrafo 6.2.1 NTC 2018)
- ☒ D.G.R. 2616/2011 e D.M. 17 gennaio 2018 (paragrafo 6.2.1 NTC 2018)
- ☐ D.M. 17 gennaio 2018 (paragrafo 6.2.1 NTC 2018), recependo quanto contenuto in una relazione geologica già depositata, redatta ai sensi della D.G.R. 2616/2011 per il rilascio del titolo abilitativo relativo all'intervento in questione

B. che, nello studio geologico comunale (PGT vigente) redatto in attuazione dell'art. 57 comma 1 della L.R. 12/2005, al sito di intervento sono state attribuite le seguenti caratteristiche geologiche:

1. SCENARIO DI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE PSL 1 LIV – DGR2616/2011 all. 5 p.to 2.1

- | | | |
|---|---|---|
| ☐ Z1 Instabilità dei versanti | ☐ Z2a Cedimenti | ☐ Z2b Liquefazione |
| ☐ Z3 Amplificazione topografica | ☒ Z4 Amplificazione Stratigrafica | |
| ☐ Z5 Comportamenti differenziali | ☐ Nessuno scenario | |

1.1 VERIFICA SISMICA DI SECONDO LIVELLO PSL 2 LIV – DGR2616/2011 all. 5 p.to 2.2

- ☐ Fattore di amplificazione sismica calcolato (FAC) > Soglia comunale (FAS)*
☐ Fattore di amplificazione sismica calcolato (FAC) <= Soglia comunale (FAS)*
☒ Analisi di secondo livello non effettuata

* tenuto conto delle tolleranze ammesse nell'Allegato 5 della D.G.R. 2616/2011

2. CLASSE DI FATTIBILITA' GEOLOGICA – DGR2616/2011 p.to 3.1

- ☐ 1 senza particolari limitazioni
☐ 2 con modeste limitazioni
☒ 3 con consistenti limitazioni
☐ 4 con gravi limitazioni

2.1 TIPO DI LIMITAZIONE ALLA FATTIBILITA' GEOLOGICA – DGR2616/2011 p.to 3.2

- ☐ a) Instabilità dei versanti
☒ b) Vulnerabilità idrogeologica
☐ c) Vulnerabilità idraulica
☒ d) Scadenti caratteristiche geotecniche
☐ nessuna particolare limitazione

DICHIARA INOLTRE

in fase di predisposizione dello studio geologico a supporto della progettazione

C. di aver seguito tutte le prescrizioni previste dalle norme geologiche di piano vigenti riportate nel piano delle regole del PGT del Comune di BUSTO GAROLFO

D. di aver eseguito ai sensi degli allegati alla DGR2616/2011, conformemente alle linee guida disponibili:

- ☐ Approfondimento relativo all'instabilità dei versanti dal punto di vista statico (App1)
☒ Approfondimento relativo alla vulnerabilità idrogeologica (App2)
☐ Approfondimento relativo alla vulnerabilità idraulica (App3)
☒ Approfondimento relativo alle scadenti caratteristiche geotecniche (App4)
☐ Approfondimento relativo agli aspetti sismici (App5), la cui tipologia e grado sono dettagliatamente descritte nelle successive schede
☐ Nessun particolare approfondimento

E. di aver redatto il modello geologico del sito sulla base di:

- ☒ indagini appositamente eseguite nel sito d'interesse o nel suo immediato intorno, del tipo

indagine sismica passiva tipo HVSR, prove penetrometriche dinamiche continue tipo SCP, pozzetti geognostici

- ☐ indagini pregresse, la cui estendibilità al sito d'interesse è stata adeguatamente motivata in relazione, del tipo

F. di aver valutato i fenomeni di amplificazione sismica di tipo stratigrafico attraverso:

- ☐ analisi di risposta sismica locale
- ☒ procedura semplificata basata sulla definizione della categoria di sottosuolo, di cui al paragrafo 3.2.2 NTC 2018, la cui applicabilità è stata adeguatamente motivata in relazione; pertanto è stata individuata la seguente categoria di sottosuolo:

☐ A ☒ B ☐ C ☐ D ☐ E

mediante la seguente tipologia d'indagine sismica passiva tipo HVSR

la cui idoneità al caso specifico è stata adeguatamente motivata in relazione

G. di aver valutato i fenomeni di amplificazione sismica di tipo topografico attraverso:

- ☐ analisi di risposta sismica locale
- ☒ procedura semplificata basata sulla definizione della categoria topografica, di cui al paragrafo 3.2.2 NTC 2018, la cui applicabilità è stata adeguatamente motivata in relazione; pertanto è stata individuata la seguente categoria topografica:

☒ T1 ☐ T2 ☐ T3 ☐ T4

mediante analisi morfologica condotta su base topografica a scala 1:10.000

la cui idoneità al caso specifico è stata adeguatamente motivata in relazione

H. di aver adeguatamente considerato la sicurezza nei confronti del fenomeno della liquefazione, mediante:

- ☒ esclusione della verifica (paragrafo 7.11.3.4.2 NTC 2018), opportunamente motivata in relazione
- ☐ verifica della stabilità (paragrafo 7.11.3.4.3 NTC 2018) mediante la seguente metodologia

I. che l'intervento previsto risulta fattibile e compatibile con l'assetto geologico del sito:

- ☒ senza esecuzione di opere e/o interventi specifici per la mitigazione del rischio
- ☐ previa esecuzione di opere e/o accorgimenti costruttivi da eseguirsi durante i lavori relativi all'intervento in oggetto
- ☐ previa esecuzione di specifiche opere e/o interventi per la mitigazione del rischio da eseguirsi prima dei lavori relativi all'intervento in oggetto; in relazione a questo si specifica che tali lavori:
 - ☐ non sono stati eseguiti o sono stati eseguiti solo parzialmente
 - ☐ sono stati eseguiti nel rispetto delle prescrizioni contenute nello studio specifico e con il quale risultano compatibili

ASSEVERA

ai sensi dell'art. 481 del Codice Penale la conformità di quanto eseguito ai fini della relazione in oggetto alla normativa nazionale e regionale vigente e la piena osservanza della relazione alle norme sismiche vigenti .

Dichiara infine di essere informato, ai sensi e per gli effetti del Regolamento UE 2016/679 e del Dlgs 101/2018 che i dati personali raccolti saranno trattati, anche con strumenti informatici, esclusivamente nell'ambito del procedimento per il quale la presente dichiarazione viene resa.

luogo NOVARA

data 28/09/2023

IL GEOLOGO

MARCO STOPPA

(timbro e firma)

MODULO 9: Approfondimento 5 relativo agli aspetti sismici (App5) - INSTABILITA'

Nel caso di scenari PSL di tipo Z1a, Z1b e Z1c (Tabella 1 p.to 2.1 Allegato 5 D.G.R. 2616/2011) per tipologia di frane in terra

	1° grado	2° grado	3° grado
Conoscenze minime obbligatorie al 1° grado di approfondimento	☐ Modello geologico del sito ☐ Classificazione USCS dei materiali ☐ Modello geotecnico del sito		
Verifiche e modellazioni al 1° grado di approfondimento	☐ Analisi all'equilibrio limite in condizioni statiche (FS) e pseudo-statiche (FSps)		
Risultati al 1° grado di approfondimento	☐ FSps ≥ 1.3 Fine approfondimento SITO STABILE	☐ $1.1 \leq \text{FSps} < 1.3$ Obbligo del 2° grado di approfondimento	☐ FSps < 1.1 Obbligo del 3° grado di approfondimento
Indagini integrative minime obbligatorie al 2° grado di approfondimento		☐ Prove in sito per determinazione indiretta dei parametri di resistenza	
Verifiche e modellazioni al 2° grado di approfondimento		☐ Stima dello spostamento atteso mediante relazioni empiriche disponibili in letteratura opportunamente scelte e motivate	
Risultati al 2° grado di approfondimento		☐ Spostamento ≤ 2 cm Fine approfondimento SITO STABILE	☐ Spostamento > 2 cm Obbligo del 3° grado di approfondimento
Indagini integrative minime obbligatorie al 3° grado di approfondimento			☐ Rilievo topografico di dettaglio ☐ Indagine di sismica rifrazione ☐ Indagini in sito di tipo diretto tramite sondaggio/i a carotaggio continuo ☐ Prove in foro ☐ Prove di laboratorio su campioni indisturbati
Verifiche e modellazioni al 3° grado di approfondimento			☐ Analisi dinamiche semplificate (metodo degli spostamenti)
Risultati al 3° grado di approfondimento			☐ Spostamento ≤ 5 cm Fine approfondimento SITO STABILE ☐ Spostamento > 5 e ≤ 15 cm Verifica DI AMMISSIBILITA' DELLO SPOSTAMENTO ☐ Spostamento > 15 cm OPERE DI SISTEMAZIONE E MITIGAZIONE DEL RISCHIO
☐ Eventuali verifiche di stabilità con metodi avanzati di analisi dinamica (da non intendere come sostitutivi dei metodi precedenti)			

MODULO 9: Approfondimento 5 relativo agli aspetti sismici (App5) - AMPLIFICAZIONE

Nel caso di scenari PSL di tipo Z3, Z4 e relativi sottotipi (Tabella 1 p.to 2.1 Allegato 5 D.G.R. 2616/2011), qualora l'analisi sismica di II° livello non fosse stata eseguita nel sito d'indagine, sebbene obbligatoria, o fosse stata eseguita ma il fattore di amplificazione sismica calcolato (FAC) risulti maggiore del valore di soglia comunale (FAS), *previo specifica tolleranza ammessa dalla normativa regionale (Allegato 5 D.G.R. 2616/2011); tali approfondimenti saranno da prevedere anche nel caso dello scenario PSL di tipo Z5 (Tabella 1 p.to 2.1 Allegato 5 D.G.R. 2616/2011)

	1° grado	2° grado	3° grado
Conoscenze minime obbligatorie al 1° grado di approfondimento	☐ Modello sismo-stratigrafico del sito		
Verifiche e modellazioni al 1° grado di approfondimento	☐ Analisi di II° livello ai sensi dell'Allegato 5 DGR2616/2011 applicata al sito oggetto di intervento, previa verifica dei requisiti di applicabilità, ovvero: 1- Assenza di fenomeni 2D legati alla risonanza di bacino 2- Assenza di inversioni di velocità significative 3- Contrasti di impedenza sismica < 3 4- Valori di VSH > 250 m/s		
Risultati al 1° grado di approfondimento	☐ $FAC \leq FAS^*$ Fine approfondimento Compatibilità energetica del metodo semplificato proposto dalle NTC con i fenomeni attesi al sito: utilizzo della Cat. Sottosuolo corrispondente al VS30 misurato ☐ $FAC > FAS^*$ Fine approfondimento Non compatibilità energetica del metodo semplificato proposto dalle NTC con i fenomeni attesi al sito: utilizzo della Cat. Sottosuolo superiore a quella corrispondente al VS30 misurato	☐ $FAC > FAS^*$ Nel caso non siano disponibili schede di II° livello valide per la situazione investigata o nel caso si voglia aumentare il grado di accuratezza delle previsioni 2° grado di approfondimento	☐ Non applicabilità dell'analisi di II° livello Obbligo del 3° grado di approfondimento Oppure nel caso ☐ $FAC > FAS^*$ e nel caso si scelga di NON utilizzare la Categoria di Sottosuolo superiore a quella corrispondente al VS30 misurato 3° grado di approfondimento
Indagini integrative minime obbligatorie al 2° grado di approfondimento		☐ Indagine sismica di tipo MASW e/o rifrazione onde SH	
Verifiche e modellazioni al 2° grado di approfondimento		☐ Verifica ed integrazione del modello geofisico del sottosuolo e analisi numeriche, utilizzando gli accelerogrammi di input regionali e calcolo di FAC	
Risultati al 2° grado di approfondimento		☐ $FAC \leq FAS^*$ Fine approfondimento Compatibilità energetica del metodo semplificato proposto dalle NTC con i fenomeni attesi al sito: utilizzo della Cat. Sottosuolo corrispondente al VS30 misurato ☐ $FAC > FAS^*$ Fine approfondimento Non compatibilità energetica del metodo semplificato proposto dalle NTC con i fenomeni attesi al sito: utilizzo della Cat. Sottosuolo superiore a quella corrispondente al VS30 misurato	Nel caso ☐ $FAC > FAS^*$ e nel caso si scelga di NON utilizzare la Categoria di Sottosuolo superiore a quella corrispondente al VS30 misurato 3° grado di approfondimento

Indagini integrative minime obbligatorie al 3° grado di approfondimento			☐ Indagine di sismica superficiale combinata con più tecniche, compreso ARRAY2D con velocimetri ad acquisizione sincrona nei casi di substrato rigido posto a profondità maggiori di 20-30 m
Verifiche e modellazioni al 3° grado di approfondimento			☐ Analisi di risposta sismica locale con sets accelerometrici di input opportunamente selezionati (almeno due gruppi ciascuno da 7 accelerogrammi per SLV e SLD)
Risultati al 3° grado di approfondimento			☐ Spettri di risposta elastici e/o accelerogrammi calcolati al piano di fondazione Fine approfondimento

MODULO 9: Approfondimento 5 relativo agli aspetti sismici (App5) - LIQUEFAZIONE

Nel caso di scenari PSL di tipo Z2b (Tabella 1 p.to 2.1 Allegato 5 D.G.R. 2616/2011) soggetti a fenomeni di liquefazione

	1° grado	2° grado	3° grado
Conoscenze minime obbligatorie al 1° grado di approfondimento	☐ Valore di Magnitudo massima attesa ☐ Valore di a_{max} in superficie ☐ Soggiacenza della falda ☐ Curva granulometrica e valori di resistenza penetrometrica normalizzata negli orizzonti non coesivi saturi presenti entro il volume significativo di sottosuolo		
Verifiche e modellazioni al 1° grado di approfondimento	☐ Valutazione dei requisiti per l'esclusione della verifica di sicurezza alla liquefazione		
Risultati al 1° grado di approfondimento	☐ Assenza dei fattori scatenanti e/o predisponenti Fine approfondimento SITO STABILE	☐ Presenza dei fattori scatenanti e predisponenti Obbligo del 2° grado di approfondimento	
Indagini integrative minime obbligatorie al 2° grado di approfondimento		☐ Prove in sito per determinazione indiretta dei parametri di resistenza ciclica CRR ☐ Determinazione sperimentale della frazione di fine FC alle profondità di analisi	
Verifiche e modellazioni al 2° grado di approfondimento		☐ Stima del coefficiente di sicurezza alla liquefazione (FL) tramite applicazione puntuale di metodi storico-empirici ad almeno 3 diverse profondità ritenute significative	
Risultati al 2° grado di approfondimento		☐ $FL \geq 1.0$ (per tutti i punti d'analisi) Fine approfondimento SITO STABILE	☐ $FL < 1.0$ (per almeno un punto d'analisi) Obbligo del 3° grado di approfondimento
Indagini integrative minime obbligatorie al 3° grado di approfondimento			☐ Prove penetrometriche statiche con punta elettrica (CPTe) o piezocono (CPTu)
Verifiche e modellazioni al 3° grado di approfondimento			☐ Stima dell'andamento del coefficiente di sicurezza alla liquefazione con la profondità tramite applicazione di metodi storico-empirici e calcolo del potenziale di liquefazione I_L valido per una profondità critica almeno pari al volume significativo di sottosuolo
Risultati al 3° grado di approfondimento			☐ $I_L \leq 2.0$ Fine approfondimento SITO STABILE ☐ $2.0 < I_L \leq 5.0$ Verifica DI AMMISSIBILITA' DELLO SPOSTAMENTO ☐ $I_L > 5.0$ OPERE DI SISTEMAZIONE E MITIGAZIONE DEL RISCHIO
☐ Eventuali verifiche di sicurezza con metodi avanzati di analisi dinamica (da non intendere come sostitutivi dei metodi precedenti)			



DICHIARAZIONE/ ASSEVERAZIONE DELL'ESTENSORE DELLA RELAZIONE GEOTECNICA DI CONGRUITA' DEI CONTENUTI DELLA RELAZIONE GEOTECNICA AI REQUISITI RICHIESTI DAL PARAGRAFO 6.2.2 NTC 2018

Il sottoscritto MARCO STOPPA

iscritto ORDINE DEI GEOLOGI DELLA REGIONE PIEMONTE N.482

incaricato in data 22/06/2023

da COMUNE DI BUSTO GAROLFO

per conto di idem

di redigere la relazione geotecnica relativa al seguente intervento

PROGETTO DI RIGENERAZIONE URBANA. IMMOBILE AREA EX PESSINA

eseguito in Comune di BUSTO GAROLFO

Località

Indirizzo VIA GIUSEPPE VERDI

n° 1

cap

2	0	0	3	8
---	---	---	---	---

Comune Catastale B301

Foglio n. 17

Mappale o Particella

715

consapevole che in caso di dichiarazione mendace sarà punito ai sensi del Codice Penale secondo quanto prescritto dall'art. 76 del D.P.R. 445/2000 e che, inoltre, qualora dal controllo effettuato emerga la non veridicità del contenuto di taluna delle dichiarazioni rese, decadranno i benefici conseguenti al provvedimento eventualmente emanato sulla base della dichiarazione non veritiera (art. 75 D.P.R. 445/2000),

DICHIARA

A. di aver fatto riferimento al modello geologico desunto da specifica relazione a firma del Geologo

MARCO STOPPA, ME MEDESIMO

B. di aver redatto il modello geotecnico del sito considerando un volume significativo di terreno compatibile con le caratteristiche dell'intervento e la natura e caratteristiche del sottosuolo

C. di aver considerato nei relativi calcoli geotecnici l'effetto delle azioni sismiche attese, tenendo adeguatamente in considerazione:

1. gli effetti di amplificazione stratigrafica, attraverso:

- ☐ analisi di risposta sismica locale
- ☒ procedura semplificata basata sulla definizione della seguente categoria di sottosuolo (paragrafo 3.2.2 NTC 2018):
- ☐ A ☒ B ☐ C ☐ D ☐ E

2. gli effetti di amplificazione topografica, attraverso:

- ☐ analisi di risposta sismica locale
- ☒ procedura semplificata basata sulla definizione della seguente categoria topografica (paragrafo 3.2.2 NTC 2018):
- ☒ T1 ☐ T2 ☐ T3 ☐ T4

D. di aver adeguatamente tenuto in considerazione i risultati della verifica di sicurezza del terreno di fondazione nei confronti della liquefazione

E. di aver individuato i seguenti parametri geotecnici caratteristici del terreno di fondazione:

peso dell'unità di volume:	1,77 t/mc
angolo di resistenza al taglio:	27°-22°
coesione efficace:	nulla
coesione non drenata:	nulla

F. di avere redatto la presente relazione conformemente a quanto previsto dalle norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 17-01-2018

ASSEVERA

ai sensi dell'art. 481 del Codice Penale la conformità di quanto eseguito ai fini della relazione in oggetto alla normativa nazionale e regionale vigente e la piena osservanza della relazione alle norme sismiche vigenti e delle relative istruzioni applicative.

Dichiara infine di essere informato, ai sensi e per gli effetti del Regolamento UE 2016/679 che i dati personali raccolti saranno trattati, anche con strumenti informatici, esclusivamente nell'ambito del procedimento per il quale la presente dichiarazione viene resa.

luogo Novara

data 28/09/2023

L'ESTENSORE DELLA RELAZIONE GEOTECNICA

MARCO STOPPA

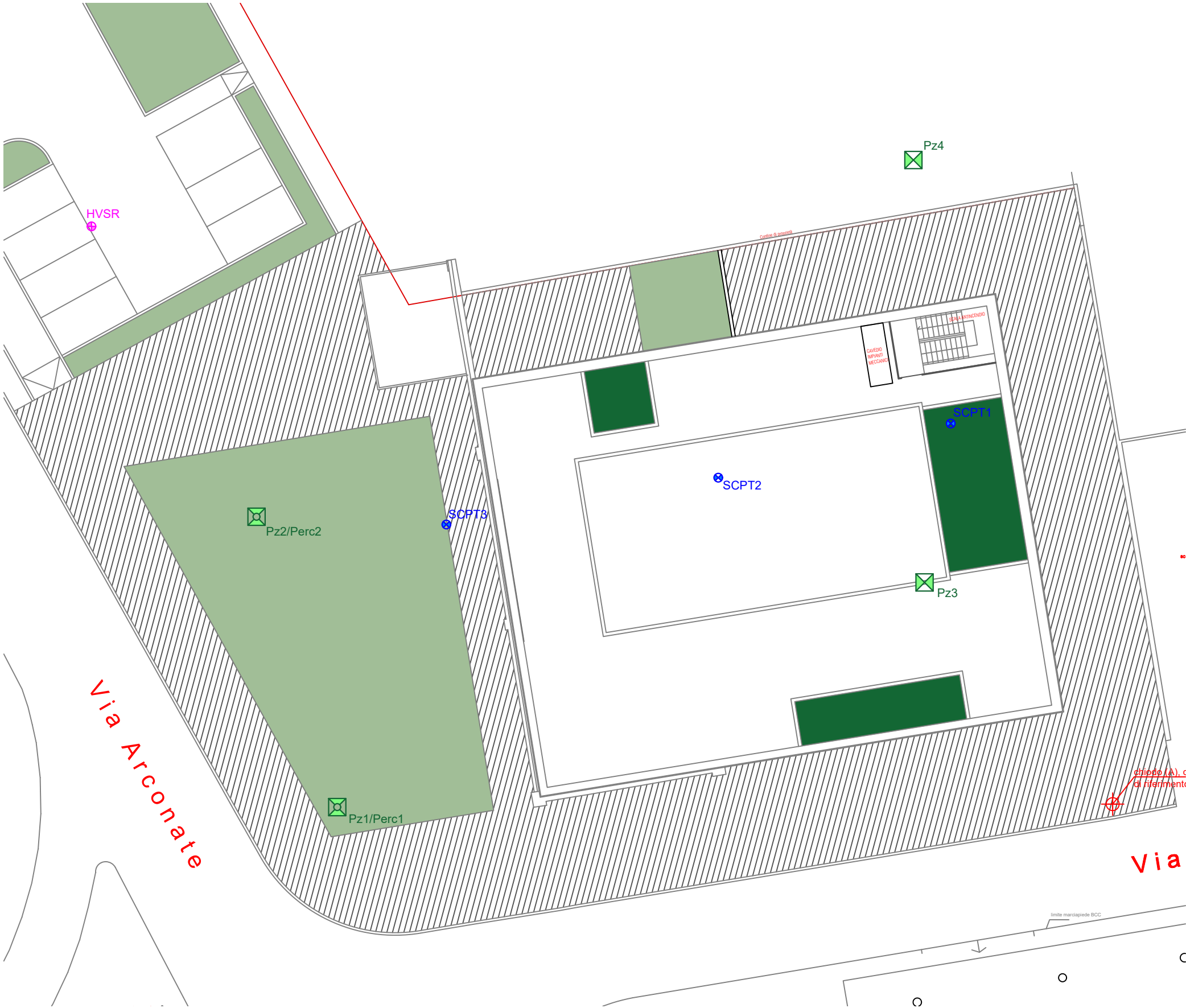
(timbro e firma)



ELABORATO GRAFICO

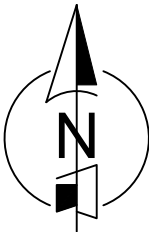


Planimetria generale - Stato di progetto



LEGENDA:

- Prova penetrometrica tipo SCPT
- Indagine sismica tipo HVSR
- Pozzetto geognostico
- Prova di percolazione



Committente:
COMUNE DI BUSTO GAROLFO
Piazza A. Diaz, 1 - 20038 Busto Garolfo (MI)

Lavoro:
PROGETTO DI RIGENERAZIONE URBANA Immobile Area "ex Pessina"
R1–RELAZIONE GEOLOGICA, R2–RELAZIONE GEOTECNICA, R3–RELAZIONE DI FATTIBILITA'

Tavola:
Geo.01

Indirizzo:
Via Giuseppe Verdi, 1 - 20038 Busto Garolfo (MI)

Titolo elaborato:
UBICAZIONE INDAGINI GEOGNSTICHE

Strada Biandrate, 24
28100 Novara (NO)
P.IVA 01780320030
Tel 0321 407246

Il Progettista:

Dott. Geol. Marco Stoppa

Rev:	Data:	Disegnato:	Controllato:	Approvato:	Scala:	Formato:	Il presente elaborato tecnico è tutelato sui diritti d'autore dalle leggi n. 663 del 22/04/1942 e n. 1485 del 14/12/1942 e pertanto ogni riproduzione anche parziale risulta essere proibita senza la preventiva autorizzazione dei progettisti
00	03/11/2023	M.T.	M.S.	M.S.	1:250	A3	