

**PROVINCIA DI BERGAMO
COMUNE DI BERGAMO**

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Progetto:	PIANO ATTUATIVO AREA AT E/L_10 – EX MANGIMI MORETTI
Località:	VIA SAN GIOVANNI BOSCO – BERGAMO
Committente	ARKI SRL – BERGAMO
Data	27 GENNAIO 2017
Riferimenti	Rel_159_2017
Il Tecnico	DOTT. GEOLOGO PAOLO GRIMALDI



INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	RELAZIONE GEOLOGICA.....	5
3.1	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E UBICAZIONE DEL SITO.....	5
3.2	GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA E IDROGEOLOGIA DELLA ZONA.....	5
3.3	FATTIBILITA' GEOLOGICA.....	5
3.4	SISMICITÀ DELL'AREA.....	7
3.4.1	AZIONE SISMICA.....	7
3.5	PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE.....	12
3.5.1	DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA SISMICA DEI SUOLI - INDAGINE GEOFISICA M.A.S.W.	12
3.5.2	METODOLOGIA INDAGINE M.A.S.W.	12
3.5.3	ANALISI DI 2° LIVELLO	16
3.5.4	ANALISI DI 3° LIVELLO – LIQUEFACIBILITÀ DELLE SABBIE.....	17
3.6	IDROGEOLOGIA	20
3.6.1	ACQUA NEL SOTTOSUOLO.....	20
3.6.2	PERMEABILITÀ.....	20
4	RELAZIONE GEOTECNICA.....	22
4.1	ESPLORAZIONE DEL SOTTOSUOLO.....	22
4.2	RISULTATI DELLE INDAGINI.....	23
4.2.1	RISULTATI DELLE PROVE SPT ALL'INTERNO DEL FORO DI SONDAGGIO.....	23
4.2.2	STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO.....	23
4.3	PARAMETRI GEOTECNICI – MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO.....	24
4.4	METODI DI CALCOLO GEOTECNICO ADOTTATI.....	26
4.4.1	CARATTERIZZAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI.....	26
4.4.2	FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	27
4.4.3	CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO.....	29
4.4.4	STIMA DEI CEDIMENTI.....	29
4.4.5	COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO.....	30
4.5	RISULTATI DEI CALCOLI.....	32
4.5.1	RISULTATI PER TUTTO IL COMPARTO AD ECCEZIONE DELL'AREA A.....	32
4.5.2	RISULTATI PER L'AREA A.....	33
4.6	PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE.....	34
4.6.1	RISULTATI PER TUTTO IL COMPARTO AD ECCEZIONE DELL'AREA A.....	34
4.6.2	RISULTATI PER L'AREA A.....	35
5	STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO.....	36
6	CONCLUSIONI	38
6.1	RIASSUNTO.....	38
6.2	PRESCRIZIONI E AVVERTENZE.....	40
7	ALLEGATI	40

INDICE DELLE TABELLE

TABELLA 1: SPESSORI E VS DEI LIVELLI DELLO STRATO SUPERFICIALE	16
TABELLA 2: RISULTATI ANALISI 2° LIVELLO.....	17
TABELLA 3: RISULTATI PROVE SPT.....	23
TABELLA 4. PARAMETRI GEOTECNICI.....	25
TABELLA 5. CAPACITÀ PORTANTE.....	32

TABELLA 6: STIMA DEI CEDIMENTI.....	32
TABELLA 7. CAPACITÀ PORTANTE.....	33
TABELLA 8: STIMA DEI CEDIMENTI.....	33
TABELLA 9. CAPACITÀ PORTANTE – AZIONI SISMICHE	34
TABELLA 10: VALORI DEI CEDIMENTI– AZIONI SISMICHE.....	34
TABELLA 11. CAPACITÀ PORTANTE – AZIONI SISMICHE	35
TABELLA 12: VALORI DEI CEDIMENTI– AZIONI SISMICHE.....	35

1 PREMESSA

La presente relazione si riferisce ad un'area situata nel Comune di BERGAMO, in cui è prevista l'Attuazione di un piano di trasformazione urbanistica con realizzazione di nuovi edifici a destinazione d'uso prevalentemente commerciale; l'ubicazione di tale zona si può riscontrare nella corografia riportata in **Allegato 1**.

Sono oggetto della presente relazione, suddivisa in parte geologica e parte geotecnica:

- la descrizione delle caratteristiche geologiche, idrogeologiche, sismiche del sito in cui si prevede la realizzazione del progetto, con analisi di eventuali controindicazioni di carattere geologico alla realizzazione degli interventi previsti, e l'indicazione delle eventuali misure da adottare al fine di superare le limitazioni geologiche riscontrate;
- la definizione delle caratteristiche geotecniche dei terreni che caratterizzano il sito, nonché la definizione dei valori della capacità portante degli stessi alle quote di imposta e secondo le geometrie di fondazione indicate dal progettista, e dei cedimenti ammissibili e compatibili con le costruzioni in progetto.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- **Decreto ministeriale 14.01.2008** – Testo Unico – Norme Tecniche per le Costruzioni
- **Consiglio superiore dei Lavori Pubblici** – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche delle Costruzioni" di cui al D.M. 14.01.2008. Circolare 2 febbraio 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 alle strutture.** Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- **Eurocodice 7.1 (1997)** – Progettazione geotecnica – Parte I: regole Generali – UNI
- **Eurocodice 7.2 (2002)** – Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002) - UNI
- **Eurocodice 7.3 (2002)** – Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in sito (2002) - UNI

3 RELAZIONE GEOLOGICA

3.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E UBICAZIONE DEL SITO

La zona oggetto della presente relazione, riscontrabile sulla corografia riportata in **allegato 1** alla presente relazione, è ubicata nella zona ovest del Comune di BERGAMO.

Al sito si accede attraverso la viabilità ordinaria del Comune.

3.2 GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA E IDROGEOLOGIA DELLA ZONA

L'area in esame è ubicata in una zona in cui i caratteri geologici e idrografici originari sono stati completamente cancellati dall'urbanizzazione, con conseguente difficile lettura delle azioni intraprese dagli agenti morfologici, in primis i corsi d'acqua.

Ad oggi si è in presenza di un'area prettamente pianeggiante, tipica di alta pianura, situata a poca distanza dai primi rilievi collinari bergamaschi che costituiscono le prime propaggini della catena montuosa alpina.

Le carte geologiche evidenziano nell'area sia tracce di paleovalvei (il principale decorre con andamento NE SW nel quartiere di Campagnola verso il casello autostradale di Bergamo, ed è attribuibile al torrente Morla) e di terrazzi naturali e scarpate collegate.

Anche la litologia riscontrabile nel sottosuolo è direttamente connessa con l'azione dei corsi d'acqua che decorrevano nella zona, ricompresa all'interno del bacino del torrente Morla: l'analisi della carta geologica (**allegato 2**) mostra che la zona è impostata su un'unità denominata Supersintema della Morla (**OR**), rappresentata da ghiaie a clasti arrotondati con prevalenti clasti della successione cretacea e di poco subordinati silicoclasti con evidenze di alterazione, intercalazioni sabbiose (depositi alluvionali), ed anche da argille, limi e sabbie (depositi lacustri). Il profilo di alterazione di spessore variabile.

L'unità è di nuova istituzione; precedentemente era cartografata come:

- fluvioglaciale ghiaioso alterato per circa 1 metro "livello fondamentale della pianura" (Riss) p.p. (DESIO & VENZO, 1954); alluvioni fluvioglaciali.
- Würm-Riss ("Diluvium recente") p.p. (DESIO, 1952);
- Unità di Torre Boldone p.p., antropico (FERLIGA et alii, 2000).

Come precedentemente detto, le litologie prevalenti sono rappresentate da ghiaie a supporto clastico e matrice sabbiosa, con clasti arrotondati, ben selezionati, calcareo-marnosi prevalenti, subordinati calcari e silicoclasti alterati di provenienza seriana, ma anche da depositi di bassa energia e lacustri, quindi limi, limi sabbiosi e sabbie, che sembrano interessare l'area in esame, come evidenziato dalle prove geotecniche eseguite

La deviazione del corso della Morla appare successiva alla deposizione del supersintema di Grassobbio; la deposizione dei sedimenti, data l'impossibilità di ulteriori distinzioni al loro interno, si protrae a comprendere l'Olocene sino al XIV secolo circa (età presunta della disattivazione del corso d'acqua naturale), senza che si possa quivi distinguere i depositi coevi al sintema del Po. Su tale base il supersintema è attribuito ad un intervallo di tempo esteso dal Pleistocene medio sino al XIV secolo.

3.3 FATTIBILITA' GEOLOGICA

Con riferimento alla carta di fattibilità geologica riportata in **allegato 3**, estratta dallo studio geologico del territorio comunale in esame, si evince che la zona è classificata in classe di fattibilità 3a, e la presente relazione si attiene alle linee guida relative agli approfondimenti geologici e geotecnici descritti nella documentazione di carattere

geologico redatta a supporto del Piano di Governo del Territorio, che prescrive una precisa e puntuale caratterizzazione geotecnica e idrogeologica dell'area di indagine.

È presente inoltre su tutto il lato est del comparto esaminato il vincolo di cui al R.D. 25 luglio 1904, n. 523 "Testo unico sulle opere idrauliche", che definisce un fascia di rispetto sulla sponda dx del torrente Morla, che viene classificata in classe di fattibilità 4 dallo studio geologico del territorio comunale. Si ricorda che all'interno di tale fascia di rispetto in classe 4, ai sensi dell'articolo 97 del R.D: 523/1904, sono vietate le seguenti attività:

- a) la formazione di pennelli, chiuse ed altre simili opere nell'alveo dei fiumi e torrenti per facilitare l'accesso e l'esercizio dei porti natanti e ponti di barche;
- b) la formazione di ripari a difesa delle sponde che si avanzano entro gli alvei oltre le linee che fissano la loro larghezza normale;
- c) i dissodamenti dei terreni boscati e cespugliati laterali ai fiumi e torrenti a distanza minore di metri cento dalla linea a cui giungono le acque ordinarie, ferme le disposizioni di cui all'art. 95, lettera c);
- d) le piantagioni delle alluvioni a qualsivoglia distanza dalla opposta sponda, quando si trovino di fronte di un abitato minacciato da corrosione, ovvero di un territorio esposto al pericolo di disalveamenti;
- e) la formazione di rilevati di salita o discesa dal corpo degli argini per lo stabilimento di comunicazione ai beni, agli abbeveratoi, ai guadi ed ai passi dei fiumi e torrenti;
- f) la ricostruzione, tuttoché senza variazioni di posizione e forma, delle chiuse stabili ed incili delle derivazioni, di ponti, ponti canali, botti sotterranee e simili esistenti negli alvei dei fiumi, torrenti, rivi, scolatoi pubblici e canali demaniali;
- g) il trasporto in altra posizione dei molini natanti stabiliti sia con chiuse, sia senza chiuse, fermo l'obbligo dell'intera estirpazione delle chiuse abbandonate;
- h) l'estrazione di ciottoli, ghiaia, sabbia ed altre materie dal letto dei fiumi, torrenti e canali pubblici, eccettuate quelle località ove, per invalsa consuetudine si suole praticare senza speciale autorizzazione per usi pubblici e privati. Anche per queste località però l'autorità amministrativa limita o proibisce tali estrazioni ogniqualvolta riconosca poterne il regime delle acque e gl'interessi pubblici o privati esserne lesi;
- i) l'occupazione delle spiagge dei laghi con opere stabili, gli scavamenti lung'esse che possano promuovere il deperimento o recar pregiudizio alle vie alzaie ove esistono, e finalmente la estrazione di ciottoli, ghiaie o sabbie, fatta eccezione, quanto a detta estrazione, per quelle località ove per consuetudine invalsa suolsi praticare senza speciale autorizzazione.

3.4 SISMICITÀ DELL'AREA

3.4.1 AZIONE SISMICA

Dal punto di vista sismico il territorio di BERGAMO è classificato in classe sismica 3.

La pericolosità sismica di un'area è definita in termini di:

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

Ai sensi delle NTC 2008 la determinazione delle azioni sismiche deve essere determinata sito per sito facendo riferimento ai valori di accelerazione sismica di base riportati nell'allegato B del D.M. con riferimento a una griglia con lato pari a circa 10 km che ricopre tutto il territorio nazionale con tempi di ritorno compresi tra 30 e 2745 anni.

Di seguito si procede all'individuazione del sito con indicazione delle coordinate dei vertici della maglia della griglia di riferimento.

Sito in esame.

latitudine: 45,6828
longitudine: 9,680333
Classe: 3
Vita nominale:50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 11379	Lat: 45,6734	Lon: 9,6309	Distanza: 3978,169
Sito 2	ID: 11380	Lat: 45,6757	Lon: 9,7023	Distanza: 1879,368
Sito 3	ID: 11158	Lat: 45,7256	Lon: 9,6991	Distanza: 4979,971
Sito 4	ID: 11157	Lat: 45,7234	Lon: 9,6277	Distanza: 6087,715

Il passo successivo è la definizione del periodo di riferimento dell'azione sismica V_R , il quale, ai sensi del punto 2.4.3 delle NTC 2008 è definito come

$$V_R = V_N * C_U$$

V_N è la vita nominale di un'opera strutturale da intendersi come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Si riporta la tabella 2.4.1. delle NTC 2008 con indicazione della vita nominale per diversi tipi di opere.

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

Per le costruzioni in esame si considera una $V_n \geq 50$ anni

Il termine C_U indica le classi d'uso di seguito riportate, come da punto 2.4.2 delle NTC

- **Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- **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

- **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.
- **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 D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Il valore del coefficiente d'uso C_u è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella Tab. 2.4.II. delle NTC 2008

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_u	0,7	1	1,5	2,0

Per l'opera in esame si considera una classe d'uso II avente coefficiente C_u pari a 1,5, corrispondente alla classe d'uso III (Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi)

Il periodo di riferimento per l'opera in esame risulta pari a 75 anni.

Sulla base di quanto sopra riportato, utilizzando i software Geostru e Spettri NTC Ver.1.7.0., si sono determinati i parametri di azione a_g , F_0 e T^*c per i periodi di ritorno T_r associati a ciascuno Stato Limite e gli spettri elastici di riferimento per i diversi stati limite.

Si evidenzia che ai fini delle NTC 2008 le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria C), con superficie topografica orizzontale (categoria T1);
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

La tabella 3.2.1. delle NTC 2008, di seguito riportata, evidenzia le probabilità di superamento P_{VR} cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati

Stati limite		PVR: Probabilità di superamento nei periodi riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Sulla base dei parametri precedentemente riportati vengono calcolati gli spettri di risposta elastici di riferimento per i vari Stati Limiti che si provvede a riportare.

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 75anni
Coefficiente cu: 1,5

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 45 [anni]
ag: 0,037 g
Fo: 2,467
Tc*: 0,212 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 75 [anni]
ag: 0,048 g
Fo: 2,424
Tc*: 0,234 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 712 [anni]
ag: 0,131 g
Fo: 2,443
Tc*: 0,273 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 1462 [anni]
ag: 0,168 g
Fo: 2,484
Tc*: 0,281 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss: 1,200
Cc: 1,500
St: 1,000
Kh: 0,009
Kv: 0,004
Amax: 0,434
Beta: 0,200

SLD:

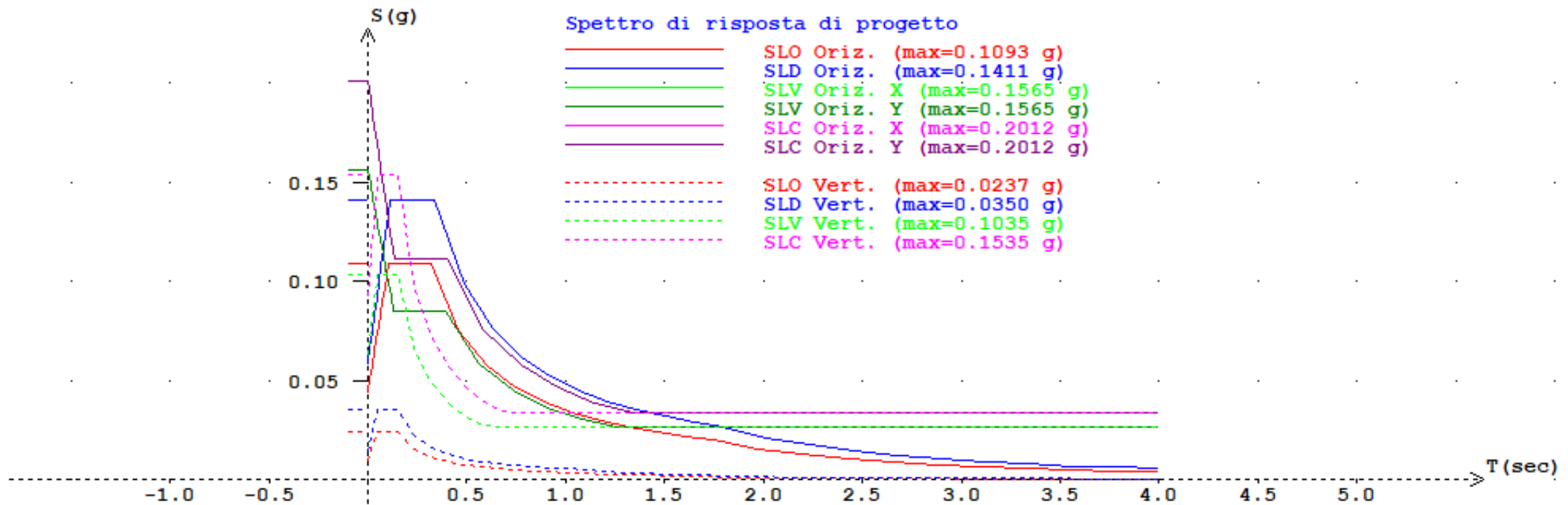
Ss: 1,200
Cc: 1,470
St: 1,000
Kh: 0,012
Kv: 0,006
Amax: 0,570
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,200
Cc: 1,430
St: 1,000
Kh: 0,038
Kv: 0,019
Amax: 1,537

Beta: 0,240
SLC:
Ss: 1,200
Cc: 1,420
St: 1,000
Kh: 0,048
Kv: 0,024
Amax: 1,976
Beta: 0,240

Figura 1: Spettri elastici



3.5 PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

3.5.1 DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA SISMICA DEI SUOLI - INDAGINE GEOFISICA M.A.S.W.

In data 25 NOVEMBRE 2017 è stata effettuata un'indagine geosismica M.A.S.W. nell'area di futura edificazione.

Lo stendimento è stato posizionato come illustrato in **allegato 5**. L'area in esame si presenta sostanzialmente pianeggiante.

Per l'indagine in oggetto è stato effettuato uno stendimento rettilineo di lunghezza di 46 metri utilizzando 24 geofoni (interdistanza geofonica 2 m). Con questa tipologia di indagine si è potuto ricavare la categoria di suolo di fondazione grazie all'individuazione del parametro V_{S30} (velocità delle onde P nei primi 30 metri di terreno).

3.5.2 METODOLOGIA INDAGINE M.A.S.W.

3.5.2.1 ANALISI MULTICANALE DELLE ONDE SUPERFICIALI

Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali. Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga. Questa proprietà si chiama dispersione.

Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali.

La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio (V_s), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali. Questo tipo di analisi fornisce i parametri fondamentali comunemente utilizzati per valutare la rigidità superficiale, una proprietà critica per molti studi geotecnici.

L'intero processo comprende tre passi successivi:

- l'acquisizione delle onde superficiali (ground roll),
- la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza)
- l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s .

Per ottenere un profilo V_s bisogna produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore. Una molteplicità di tecniche diverse sono state utilizzate nel tempo per ricavare la curva di dispersione, ciascuna con i suoi vantaggi e svantaggi. L'inversione della curva di dispersione viene realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento sia per la modellizzazione diretta che per la procedura ai minimi quadrati.

Dei valori approssimati per il rapporto di Poisson e per la densità sono necessari per ottenere il profilo verticale V_s dalla curva di dispersione e vengono solitamente stimati utilizzando misure prese in loco o valutando le tipologie dei materiali.

Quando si generano le onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh vengono generate anche una molteplicità di tipi diversi di onde. Fra queste le onde di corpo, le onde superficiali non piane, le onde riverberate (back scattered) dalle disomogeneità superficiali, il rumore ambientale e quello imputabile alle attività umane.

Le onde di corpo sono in vario modo riconoscibili in un sismogramma multicanale. Quelle rifratte e riflesse sono il risultato dell'interazione fra le onde e l'impedenza acustica (il contrasto di velocità) e fra le superfici di discontinuità, mentre le onde di corpo dirette viaggiano, come è implicito nel nome, direttamente dalla sorgente ai ricevitori (geofoni).

Le onde che si propagano a breve distanza dalla sorgente sono sempre onde superficiali. Queste onde, in prossimità della sorgente, seguono un complicato comportamento non lineare e non possono essere trattate come onde piane.

Le onde superficiali riverberate (back scattered) possono essere prevalenti in un sismogramma multicanale se in prossimità delle misure sono presenti discontinuità orizzontali quali fondazioni e muri di contenimento. Le ampiezze relative di ciascuna tipologia di rumore generalmente cambiano con la frequenza e la distanza dalla sorgente. Ciascun rumore, inoltre, ha diverse velocità e proprietà di attenuazione che possono essere identificate sulla registrazione multicanale grazie all'utilizzo di modelli di coerenza e in base ai tempi di arrivo e all'ampiezza di ciascuno.

La scomposizione di un campo di onde registrate in un formato a frequenza variabile consente l'identificazione della maggior parte del rumore, analizzando la fase e la frequenza indipendentemente dalla distanza dalla sorgente. La scomposizione può essere quindi utilizzata in associazione con la registrazione multicanale per minimizzare il rumore durante l'acquisizione. La scelta dei parametri di elaborazione così come del miglior intervallo di frequenza per il calcolo della velocità di fase, può essere fatto con maggior accuratezza utilizzando dei sismogrammi multicanale. Una volta scomposto il sismogramma, una opportuna misura di coerenza applicata nel tempo e nel dominio della frequenza può essere utilizzata per calcolare la velocità di fase rispetto alla frequenza. La velocità di fase e la frequenza sono le due variabili (x ; y) il cui legame costituisce la curva di dispersione. E' anche possibile determinare l'accuratezza del calcolo della curva di dispersione analizzando la pendenza lineare di ciascuna componente di frequenza delle onde superficiali in un singolo sismogramma. In questo caso MASW permette la miglior registrazione e separazione ad ampia banda ed elevati rapporti S/N. Un buon rapporto S/N assicura accuratezza nel calcolo della curva di dispersione, mentre l'ampiezza di banda migliora la risoluzione e la possibile profondità di indagine del profilo V_s di inversione.

Le onde di superficie sono facilmente generate da una sorgente sismica quale, ad esempio, una mazza battente. La configurazione base di campo e la routine di acquisizione per la procedura MASW sono generalmente le stesse utilizzate in una convenzionale indagine a riflessione (CMP). Però alcune regole operative per MASW sono incompatibili con l'ottimizzazione della riflessione. Questa similitudine permette di ottenere, con la procedura MASW, delle sezioni superficiali di velocità che possono essere utilizzate per accurate correzioni statiche dei profili a riflessione. MASW può essere efficace con anche solo dodici canali di registrazione, meglio a ventiquattro canali, collegati a geofoni singoli a bassa frequenza (<10Hz).

L'illustrazione mostra le proprietà di dispersione delle onde di superficie. Le componenti a bassa frequenza (lunghezze d'onda maggiori), sono caratterizzate da forte energia e grande capacità di penetrazione, mentre le componenti ad alta frequenza (lunghezze d'onda corte), hanno meno energia e una penetrazione superficiale. Grazie a queste proprietà, una metodologia che utilizzi le onde superficiali può fornire informazioni sulle variazioni delle proprietà elastiche dei materiali prossimi alla superficie al variare della profondità. La velocità delle onde S (V_s) è il fattore dominante che governa le caratteristiche della dispersione.

3.5.2.2 STRUMENTAZIONE

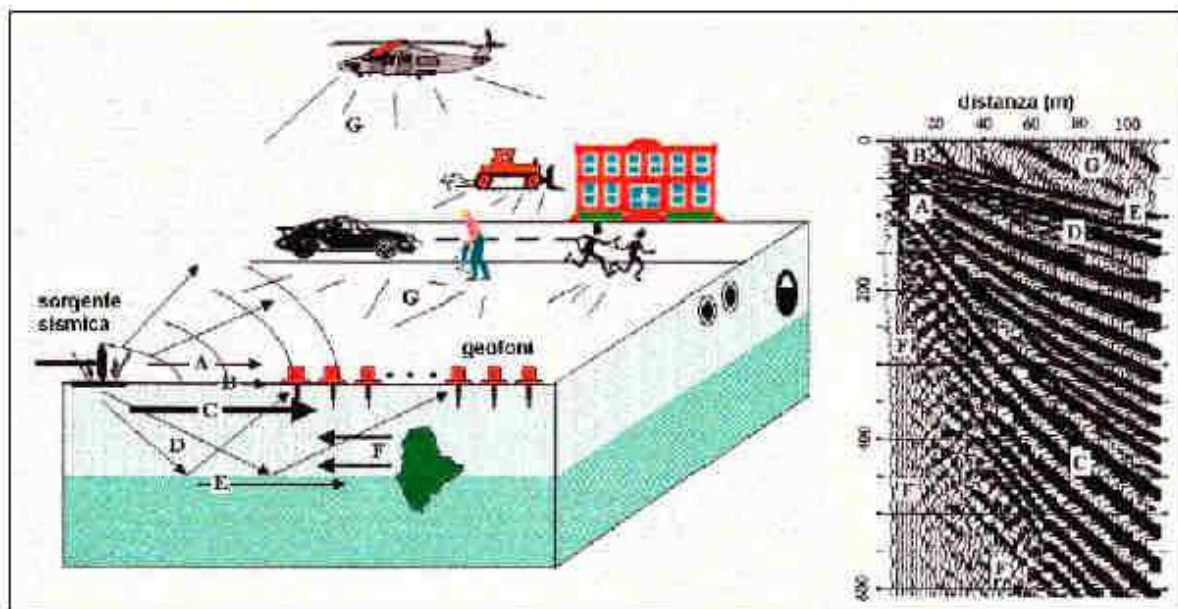
La strumentazione utilizzata è costituita da :

- un sismografo SARA Electronic Instruments S.r.l. modello DoReMi a 24 canali;
- 24 geofoni a 4.5 Hz;
- una mazza da 8 Kg.

3.5.2.3 VANTAGGI DELLA REGISTRAZIONE MULTICANALE

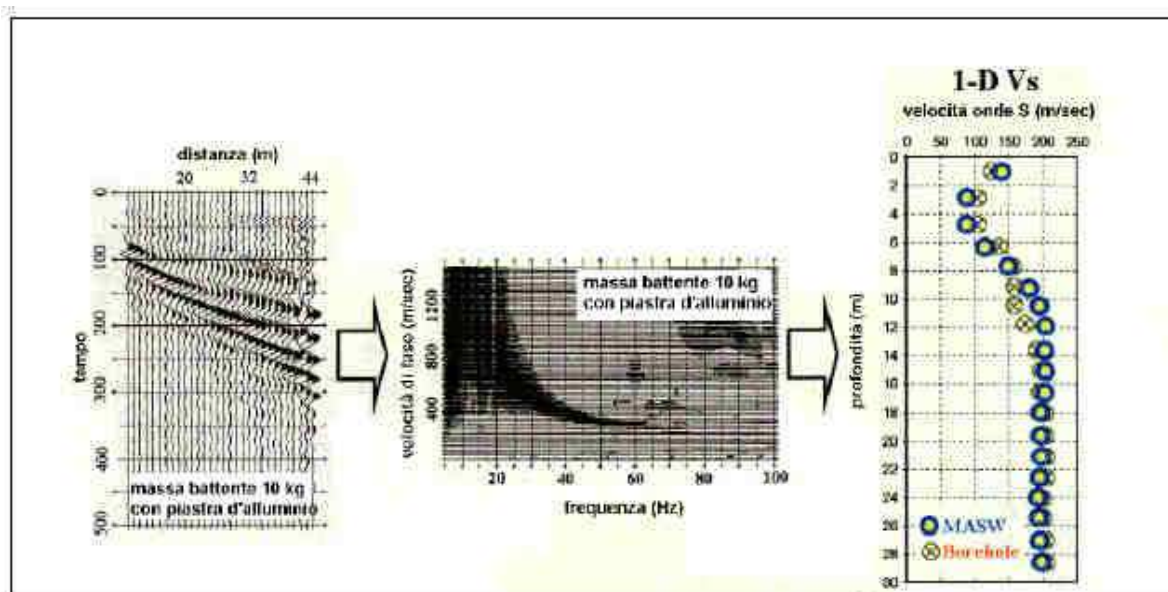
Acquisizione multicanale

Sismogramma multicanale



A: onde in aria - B: onde dirette - C: onde di superficie - D: onde riflesse - E: onde rifratte - F: onde riverberate - G: rumore ambientale

Il principale vantaggio di un metodo di registrazione multicanale è la capacità di riconoscimento dei diversi comportamenti, che consente di identificare ed estrarre il segnale utile dall'insieme di varie e differenti tipi di onde sismiche. Quando un impatto è applicato sulla superficie del terreno tutte queste onde vengono simultaneamente generate con differenti proprietà di attenuazione, velocità e contenuti spettrali. Queste proprietà sono individualmente identificabili in una registrazione multicanale e lo stadio successivo del processo fornisce grande versatilità nell'estrazione delle informazioni utili.



La procedura MASW può sintetizzarsi in tre stadi distinti:

1. acquisizione dei dati di campo;
2. estrazione della curva di dispersione;
3. inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs (profilo 1-D) che descrive la variazione di Vs con la profondità.

3.5.2.4 RISULTATI DELLE INDAGINI

In allegato alla presente relazione (**allegato 6**) è riportato il report riassuntivo dei risultati dell'indagine M.A.S.W. in cui vengono mostrate la curva di dispersione, lo spettro f-k, il sismogramma ed il profilo delle velocità delle onde Vs30 il cui valore è stato calcolato utilizzando la formula

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (m/s) dello strato i – esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m sottostanti le fondazioni dell'edifici in progetto, in questo caso da una quota di circa – 3,50 metri dall'attuale p.c.

Il sito verrà classificato sulla base del valore di $V_{s,30}$ come riportato nell'elenco seguente:

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

Nell'indagine eseguita si è riscontrato il seguente valore calcolato:

$$V_{s,30} = 466,5 \text{ m/s}$$

La categoria di suolo individuata sulla base dell'indagine risulta quindi la seguente:

B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800

m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

3.5.3 ANALISI DI 2° LIVELLO

La pericolosità sismica locale, riferita al sito in questione, viene definita inoltre dallo studio geologico a supporto del territorio comunale, il quale, nella Carta della Pericolosità sismica locale indica l'area come classificata 4a, terreni di fondovalle o pianura, soggetti ad amplificazioni litologiche e geometriche. In **allegato 4** si riporta un estratto della carta della pericolosità sismica locale del territorio comunale di BERGAMO.

Lo studio geologico a supporto della pianificazione territoriale di Bergamo ha proceduto all'effettuazione dell'analisi di 2° livello di approfondimento previsto dalla normativa regionale vigente (DGR 2616/2011), e per la zona non ha evidenziato il superamento da parte del parametro Fa (Fattore di amplificazione) della soglie prevista per i terreni di categoria B, in diversi punti del territorio comunale di Bergamo.

Le norme tecniche geologiche dello studio prevedono comunque la verifica puntuale di secondo livello in seguito ad una indagine sismica, al fine di valutare la necessità di applicare per il sito il 3° livello di approfondimento sismico, oppure classificare il terreno secondo i disposti normativi della regione Lombardia.

Nell'ambito degli studi effettuati si è proceduto pertanto alla verifica del 2° livello di approfondimento: si ricorda che tale procedura consiste in un approccio di tipo semiquantitativo e fornisce una stima quantitativa della risposta sismica dei terreni in termini di valore del Fattore di amplificazione Fa. Il valore si riferisce agli intervalli di periodo tra 0,1-0,5 sec. e 0,5-1 sec, scelti in funzione del periodo proprio delle tipologie edilizie presenti più frequentemente sul territorio regionale. In particolare:

- L'intervallo 0,1-0,5 sec si riferisce a strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide
- L'intervallo 0,5-1 sec si riferisce a strutture più alte e flessibili

L'applicazione del 2° livello di approfondimento sismico si riferisce allo scenario di pericolosità sismica Z4a, dove sono previste amplificazioni litologiche e geometriche: si è pertanto proceduto a ricavare il valore delle Vs30 mediante i risultati dell'indagine geofisica MASW effettuata, fino alle profondità investigate nel corso dell'indagine geotecnica (-30 metri dal piano di campagna); come previsto dalla normativa, si sono valutati dati geologici a disposizione e si ipotizzato un opportuno gradiente di Vs, tale da raggiungere il valore di 800 m/s, coincidente con il bedrock (suolo di categoria A). La profondità ipotizzata per la presenza di tale livello è stata riscontrata a - 42,147 metri dal livello di posa delle fondazioni e si è ricavato il seguente andamento stratigrafico delle Vs30:

Tabella 1: Spessori e Vs dei livelli dello strato superficiale

Spessore dello strato [m]	Vs30 [m/s]
4	425
2,5	325
3,5	506
6,5	558
8	593
8,5	634
9	700

A questo punto si ricava il periodo proprio del sito T mediante la seguente equazione:

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^n h_i}{\frac{\sum_{i=1}^n V_{s_i} \times h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}}$$

dove h_i e V_{s_i} sono lo spessore e la velocità dello strato i -esimo del modello. Per il sito in esame è risultato un valore di $T = 0,3$ sec.

La litologia prevalente presente nel sito ha determinato la scelta della scheda per le litologie prevalentemente sabbiose di cui al punto 2.2.2. dell'allegato 5 alla DGR 2616/2011; i dati di ingresso hanno indicato l'utilizzo della curva di riferimento n. 3; i valori del fattore di amplificazione F_a sono stati ricavati mediante le formule di riferimento e confrontati con i valori soglia (si veda banca dati Regione Lombardia soglie_lomb.xls); nella tabella seguente di riassumono i risultati dell'analisi

Tabella 2: Risultati analisi 2° livello

EFFETTI LITOLOGICI – SCHEDA LITOLOGIA SABBIOSA – Curva 3				
T	Intervallo	Equazione	Fa	Fa soglia
0,50	0,1 – 0,5 s	$F_a = -9,68 T^2 + 4,77 T + 0,86$	1,4	1,5
	0,5 – 1 s	$F_a = -6,11 T^3 + 5,79 T^2 + 0,44 T + 0,93$	1,45	1,7

I fattori di amplificazione ricavati per gli intervalli 0,1 – 0,5 s e 0,5 – 1 s sono inferiori ai valori soglia corrispondenti: la normativa è pertanto da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito.

In applicazione dei disposti normativi stabiliti dalla Regione Lombardia viene confermato lo spettro relativo al suolo di categoria B.

3.5.4 ANALISI DI 3° LIVELLO – LIQUEFACIBILITÀ DELLE SABBIE

Lo studio geologico del territorio comunale non prevede per il sito in esame l'approfondimento di 3° livello conseguente all'eventuale presenza di depositi liquefacibili in corrispondenza di eventi sismici; in effetti le caratteristiche litologiche dei sedimenti presenti sono tali da non far presupporre la possibilità di liquefazione delle sabbie in corrispondenza di un terremoto, fenomeno che risulta particolarmente pericoloso in quanto determina l'annullamento degli sforzi efficaci con sprofondamento e collasso delle strutture impostate su tali depositi.

Si evidenzia comunque che, ai sensi del punto 7.11.3 delle NTC 2008 la verifica a liquefazione può essere omessa quando **si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:**

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata

in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;

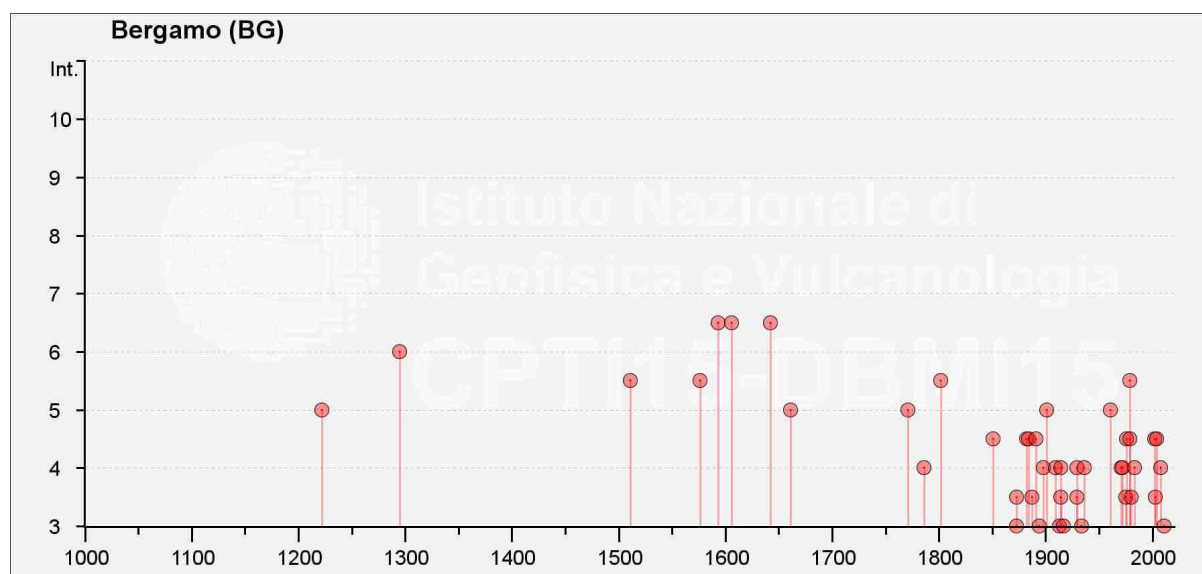
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$. (le figure non vengono riportate e sono comunque individuabili al punto 7.11.3.4.2 delle NTC 2008).

Su tutto il territorio comunale di BERGAMO non ricorre in modo costante la casistica di cui al punto 1, come riportato dall'estratto del catalogo dei terremoti italiani di seguito riportato.

Seismic history of	Bergamo
PlaceID	IT_14353
Coordinates (lat, lon)	45.694, 9.671
Municipality (ISTAT 2015)	Bergamo
Province	Bergamo
Region	Lombardia
No. of reported earthquakes	56

Intensity	Year Mo Da Ho Mi Se	Epicentral area	NMDP	Io	Mw
5	1222 12 25 12 30	Bresciano-Veronese	18	7-8	5,68
6	1295 09 03	Grigioni, Churwalden	17	8	6,2
5-6	1511 03 26 15 30	Friuli-Slovenia	120	9	6,32
NC	1570 11 17 19 10	Ferrarese	58	7-8	5,44
5-6	1576 09 26 05 10	Bergamo	1	5-6	4,4
6-7	1593 03 08	Bergamo	1	6-7	4,86
6-7	1606 08 22	Bergamo	1	6-7	4,86
6-7	1642 06 13	Pianura lombarda	8	6	4,92
5	1661 03 12	Prealpi bergamasche	4	6-7	4,86
5	1771 08 15 08 15	Pianura lombarda	3	5	4,16
4	1786 04 07 00 15	Pianura lombarda	10	6-7	5,22
5-6	1802 05 12 09 30	Valle dell'Oglio	94	8	5,6
F	1810 12 25 00 45	Pianura emiliana	33	6	5,06
4-5	1851 02 05 09 50	Valtellina	30	5	4,72
3-4	1873 06 29 03 58	Alpago Cansiglio	197	9-10	6,29
3	1873 09 17	Appennino tosco-ligure	64	6-7	5,26
4-5	1882 02 27 06 30	Valle Seriana	37	6-7	4,81
4-5	1884 09 12 07 23	Pianura lombarda	34	6	4,7
3-4	1887 02 23 05 21 50.00	Liguria occidentale	1511	9	6,27
4-5	1891 06 07 01 06 14.00	Valle d'Ilasi	403	8-9	5,87
2	1892 08 09 07 58	Valle d'Alpone	160	6-7	4,91
3	1894 11 27 05 07	Bresciano	183	6	4,89
4	1898 03 04 21 05	Parmense	313	7-8	5,37
5	1901 10 30 14 49 58.00	Garda occidentale	289	7-8	5,44
4	1909 01 13 00 45	Emilia Romagna orientale	867	6-7	5,36
2	1910 01 23 01 50	Piacentino	118	5	4,39
NF	1913 11 25 20 55	Appennino parmense	73	4-5	4,65
3	1913 12 07 01 28	Valle Scrivia	56	5	4,57

3-4	1914 10 26 03 43 22.00	Torinese	63	7	5,24
4	1914 10 27 09 22	Lucchesia	660	7	5,63
3	1917 12 09 21 40	Alta Engadina	39	6	4,6
2	1918 01 13 12	Pianura lombarda	24	4	4,62
NC	1918 04 24 14 21	Lecchese	34	6	4,95
3-4	1929 04 20 01 10	Bolognese	109	7	5,36
4	1929 05 11 19 23	Bolognese	64	6-7	5,29
3	1934 03 23 01 46 50.00	Lago d'Iseo	16	5	4,31
4	1936 10 18 03 10	Alpago Cansiglio	269	9	6,06
2	1960 03 23 23 10	Vallese	178	7	5
5	1961 11 23 01 12 05.00	Prealpi bergamasche	119	6-7	4,86
F	1968 06 22 12 21 37.00	Val Lagarina	27	6-7	4,74
4	1971 07 15 01 33 23.00	Parmense	228	8	5,51
4	1972 10 25 21 56 11.31	Appennino settentrionale	198	5	4,87
3-4	1975 01 11 15 54	Monte Baldo	13	5-6	4,42
4-5	1976 09 11 16 35 02.44	Friuli	40	7-8	5,6
F	1977 09 16 23 48 07.64	Friuli	94	6-7	5,26
5-6	1979 02 09 14 44	Bergamasco	73	6	4,78
4-5	1979 11 17 20 53	Lago d'Iseo	17	5-6	4,37
3-4	1980 12 23 12 01 06.00	Piacentino	69	6-7	4,57
4	1983 11 09 16 29 52.00	Parmense	850	6-7	5,04
NF	1991 11 20 01 54 17.60	Grigioni, Vaz	468	6	4,7
NF	1998 03 26 16 26 17.03	Appennino umbro-marchigiano	409		5,26
4-5	2002 11 13 10 48 03.19	Franciacorta	768	5	4,21
3-4	2003 04 11 09 26 57.78	Valle Scrivia	78	6-7	4,81
4-5	2004 11 24 22 59 38.55	Garda occidentale	176	7-8	4,99
4	2008 12 23 15 24 21.77	Parmense	291	6-7	5,36
3	2011 07 17 18 30 27.31	Pianura lombardo-veneta	73	5	4,79



Non sembra ricorrere invece la condizione di cui al punto 3 relativamente alla profondità della superficie piezometrica della falda freatica, come verrà commentato nel paragrafo successivo.

Non sembra pertanto ricorrere la possibilità di insorgenza di liquefazione delle sabbie in seguito al manifestarsi di terremoti di considerevole intensità

3.6 IDROGEOLOGIA

3.6.1 ACQUA NEL SOTTOSUOLO

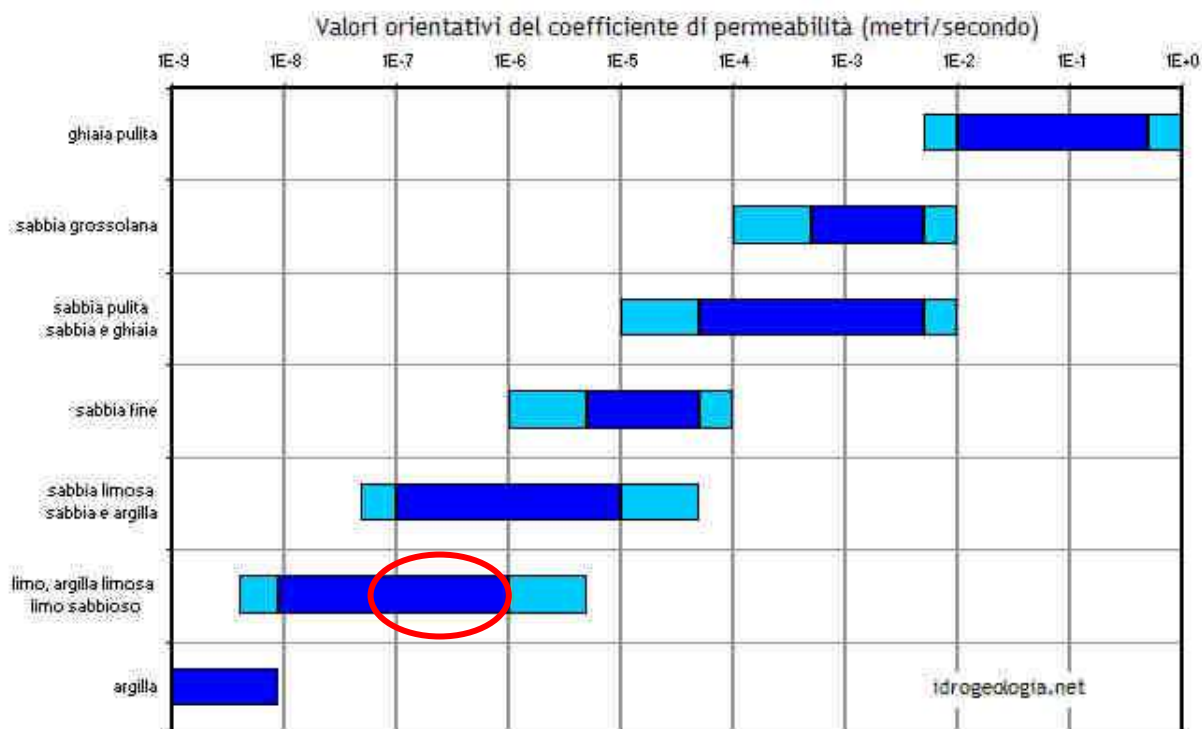
La superficie piezometrica nella zona è situata ad una profondità tale da non interferire con le quote di imposta dell'opera in progetto; le informazioni reperibili dallo studio geologico del territorio comunali evidenziano una profondità della superficie piezometrica posta a circa – 40,00 metri dal p.c..

Durante le indagini non è stata segnalata la presenza di acqua sulle attrezzature che sono penetrate nel terreno: considerata la situazione geologica, e la presenza di materiali fini all'interno dei quali sono individuabili lenti di materiale più grossolano e quindi in genere più permeabile, non si esclude la possibilità di presenza di falde sospese, alimentate dagli eventi meteorici, la cui presenza potrebbe essere riscontrata durante l'esecuzione degli scavi.

3.6.2 PERMEABILITÀ

Con riferimento alla granulometria prevalente dei terreni superficiali (fino a cinque metri dal p.c.) riscontrata nelle indagini di seguito commentate e alla figura di seguito riportata, la permeabilità dei terreni superficiali fino a – 5,00 metri dal p.c. si può definire **scadente** (da 10^{-6} a 10^{-7} m/sec).

Figura 2: Permeabilità dei terreni



Si segnala comunque la presenza di zone (area antistante l'attuale ingresso al complesso ex Mangimi Moretti) dove la litologia nei primi cinque metri risulta prevalentemente ghiaioso

sabbiosa, con possibilità di ottenere coefficienti di permeabilità migliori (da 10^{-5} a 10^{-3} m/sec) per lo smaltimento nel sottosuolo di acque reflue meteoriche.

4 RELAZIONE GEOTECNICA

4.1 ESPLORAZIONE DEL SOTTOSUOLO

Al fine di approfondire le conoscenze geotecniche del sito oggetto di futura edificazione e per definire una caratterizzazione geotecnica dello stesso, anche in considerazione dei carichi a cui esso sarà sottoposto in seguito alla nuova edificazione in progetto, è stata disposta l'esecuzione di una campagna di indagini geotecniche

A tal fine si è proceduto ad eseguire:

- Esecuzione di n° 1 sondaggio geognostico, denominati S1, scavato a carotaggio continuo mediante una perforatrice idraulica, con perforazione spinta fino alla profondità di 10 metri a partire dal piano di posa della sonda. Il sondaggio ha permesso di ricostruire con esattezza la stratigrafia del sottosuolo della zona esplorata. L'ubicazione del sondaggio è indicata nell'**Allegato 5** con la sigla precedentemente riportata. La stratigrafia del sondaggio è riportata in **Allegato 7**.
- N° 5 prove penetrometriche standard SPT all'interno di ciascun foro di sondaggio, a partire da -1,00 m dal piano di posa della sonda con cadenza pari a 2 metri. Tali prove consistono nell'infissione nel terreno di una batteria di aste dotate di una punta all'estremità immersa nel foro di sondaggio mediante battitura con un maglio in corrispondenza dell'estremità opposta. L'avanzamento, in corrispondenza del livello sottoposto a prova, viene effettuato per tre intervalli successivi di 15 cm ciascuno. Vengono contati i colpi di maglio necessari per l'avanzamento della seconda e terza aliquota di 15 cm (N_{SPT}). I risultati della prova permettono di valutare il grado di addensamento dei terreni e di quantificare i parametri geotecnici di resistenza al taglio.
- Esecuzione di n° 12 prove penetrometriche dinamiche DP, eseguite in corrispondenza del sito di indagine, al fine di valutare la resistenza alla penetrazione in termini di numero di colpi. Il posizionamento delle prove penetrometriche dinamiche è stato riportato nell'**allegato 5**. Le prove sono state spinte fino ad una profondità tale da valutare le caratteristiche geotecniche dei terreni potenzialmente influenzati dai carichi imposti mediante le fondazioni in progetto; esse sono comunque interrotte quando l'avanzamento di 30 cm del dispositivo di penetrazione non si è realizzato con un massimo di 100 colpi di maglio di battuta. L'attrezzatura utilizzata per l'esecuzione delle prove è un penetrometro DPSH (superpesante) Meardi-AGI le cui caratteristiche sono indicate nella seguente tabella.

Denominazione componente	DPSH (superpesante) Meardi-AGI
Maglio [Kg]	73
Altezza di caduta [Kg]	75
Ø base punta conica [mm]	51
Apertura del cono [°]	60
Diametro del cono alla base [mm]	51
Lunghezza complessiva della punta [mm]	73,1
Peso sistema di infissione [Kg]	55
Massa dell'aste [Kg/m]	7
Diametro delle aste [mm]	34
Penetrazione standard N [cm]	30

I diagrammi delle prove penetrometriche con indicazione del numero dei colpi per ogni 30 cm di avanzamento sono riportati in calce alla presente relazione (**allegato 8**).

4.2 RISULTATI DELLE INDAGINI

4.2.1 RISULTATI DELLE PROVE SPT ALL'INTERNO DEL FORO DI SONDAGGIO

Nella tabella di seguito riportata si riportano i risultati delle prove penetrometriche standard (SPT) effettuate all'interno dei fori dei sondaggi geognostici S1 e S2.

Tabella 3: Risultati prove SPT

Profondità dal piano di posa della sonda	S1	Profondità dal piano di posa della sonda	S2
- 1,00 m	1 – 2 – 1	- 1,00 m	3 – 5 – 5
- 3,00 m	1 – 1,5 – 1,5	- 3,00 m	1 – 1,5 – 1,5
- 4,50 m	2 – 3 – 4	- 4,50 m	2 – 3 – 3
- 7,50 m	3 – 2 – 5	- 6,00 m	2 – 3 – 4
- 9,00 m	3 – 4 – 4	- 9,00 m	3 – 4 – 3

4.2.2 STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO

Dalle prove è emersa la seguente situazione stratigrafica:

- 1) La parte superficiale di tutto il comparto indagato è interessata dalla presenza di ghiaie e sabbie che possono spingersi fino alla profondità di due metri dal piano di campagna, come risulta evidente dai reperti del sondaggio geognostico; non risulta chiaro se tale livello corrisponda o meno ad un riporto. Il sondaggio geognostico mostra, alla profondità di un metro, la presenza di un livello limoso che separa due livelli ghiaiosi, facendo ipotizzare un possibile suolo corrispondente ad un originario piano di campagna, e che pertanto le soprastanti ghiaie possano costituire un effettivo riporto.
- 2) Lo strato ghiaioso si estende fino alla profondità di 5 metri dal p.c. in corrispondenza delle prove penetrometriche 2, 3 (allineate lungo il lato del comparto in fregio a via San Giovanni Bosco), 7 e 5: oltre i cinque metri le prove sopraccitate vanno a rifiuto poiché trovano orizzonti più addensati. A parere dello scrivente tale zona coincide con un tratto di paleovalveo del torrente Morla, la cui presenza peraltro è segnalata nella zona dalla carta geologica riportata in allegato 2.
- 3) Al di sotto di questo livello superficiale di ghiaie e sabbie (quando questo non risultata spesso come illustrato nel precedente punto 2) e fino alla profondità di - 8,00 ÷ 9,00 metri dal piano di campagna, sono presenti limi sabbiosi, con inclusioni più o meno abbondanti di ghiaia e ciottoli, con grado di consistenza molto variabile; tali terreni sono risultati molto molli e poco consistenti tra i - 4,00 e - 8,00 metri dal piano di campagna in corrispondenza di un area sottesa dell'allineamento delle seguenti prove, secondo quanto indicato nella **figura 5**: sondaggio S1, Prova 6, Prova 11, Prova 12. Non si esclude la presenza di tale livello anche sulle prove 9 e 10.
- 4) Al di sotto della profondità di - 8,00 metri dal p.c. riprendono livelli ghiaioso sabbiosi dapprima poco addensati per poi divenire immediatamente molto addensati, oppure gradualmente entro un intervallo massimo di tre metri. Sostanzialmente nessuna prova penetrometrica è riuscita a oltrepassare la profondità di -11,50 m dal p.c.

4.3 PARAMETRI GEOTECNICI – MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

L'indagine geognostica condotta nel sito interessato dal progetto ha permesso di ricavare i parametri geotecnici che meglio caratterizzano il sito; in particolare si sono utilizzati i dati provenienti dalle prove geotecniche eseguite per ricavare i parametri utili, secondo le correlazioni fornite dalla letteratura, di seguito riassunte:

Parametro geotecnico	Formula, condizioni di utilizzo, autore
Peso di volume - γ [KN/m ³]	$\gamma = 98,1(1,39 + 0,053N_{60} - 0,0011N_{60}^2 + 0,0000076N_{60}^3)$ (Bruschi, 1980) $\gamma = (0,0011N_{60} - 0,0528N_{60}^2 + 0,0011N_{60}^3 + 12,855)$ (Bruschi, 2005)
Angolo d'attrito - ϕ [°]	Hatanaka e Uchida, 1996, Mayne 1998
	$\phi = 20*(N_{160})^{0,5} + 25$ Sabbie (anche con percentuale di fine fino al 30%)
	$\phi = 3,5*(N)^{0,5} + 20$ Sabbie fini
	$\phi = 3,5*(N)^{0,5} + 21$ Sabbie medie
	$\phi = 3,5*(N)^{0,5} + 22$ Sabbie grosse
	$\phi = 27,1 + 0,3*(N_{160}) - 0,00054(N_{160})^2$ Sabbie (Wolff, 1989)
	$\phi = 27,1 + 0,28*(N_{60})$ Terreni sabbiosi (Peck - Hanson - Thornburn, 1974)
Coesione - C_u [kPa]	Sivrikaya e Trogol, 2007
	$C_u = 6,18 N_{60}$ Limi e argille limose
	$C_u = 4,93 N_{60}$ Argille a bassa plasticità
	$C_u = 6,82 N_{60}$ Argille ad alta plasticità
Modulo elastico E [kPa]	Bowles, 1982
	$E = 1200*(N + 6)$ sabbie ghiaiose
	$E = 300*(N + 6)$ sabbie limose
N: numero dei colpi necessario per raggiungere l'infissione di 30 cm nella prova SPT N60: numero di colpi N corretto per un'energia di battuta standardizzato del 60% N160: numero di colpi N corretto per l'influenza della pressione litostatica	

Tali parametri saranno utilizzati per il calcolo della capacità portante ammissibile e dei cedimenti delle fondazioni, nell'ipotesi progettuale indicata.

Le quota di imposta ipotizzate e le condizioni di analisi, sono le seguenti:

- - 4,00 m dal p.c. per fondazioni quadrate e nastriformi, in corrispondenza di due litozone caratterizzate dalla presenza di terreni dotati di diverse capacità meccaniche. **Per tali condizioni si è provveduto alla valutazione dello SLE, con determinazione dei cedimenti**
- Carichi sulle fondazioni centrati e non eccentrici
- Analisi a lungo termine in condizioni drenate (**Tutto il comparto ad eccezione dell'Area A**)
- Analisi a breve termine in condizioni non drenate (**area A**, sottesa dell'allineamento sondaggio S1, Prova 6, Prova 11, Prova 12)

I parametri geotecnici da considerare per il calcolo della capacità portante del terreno ai vari livelli sono riportati nella successiva tabella.

Eventuali variazioni progettuali rispetto a quanto considerato nella presente relazione dovranno essere sottoposte all'attenzione dello scrivente al fine di considerare nuovi calcoli.

Tabella 4. Parametri geotecnici

Tutto il comparto ad eccezione dell'area A

N. livello	Intervalli di profondità in m.				Litologia	Consistenza Densità relativa	N _{SCPT}	N _{SPT}	C _u (KPa)	φ [°]	Dr	Es [Kpa]	ν	n	γ _{dry} [KN/m ³]	γ _{nat} [KN/m ³]	γ _{sat} [KN/m ³]	γ' [KN/m ³]
	da	a	da	a														
1	da	0,00	a	2,00	Ghiaie e sabbie	Mod. addensati		20	0	33		27.000	0,3			18,50		
2	da	2,00	a	7,00	Limo sabbioso-ghiaioso	Sciolti		8	0	29		4.500	0,35			18,00		
3	da	7,00	a	8,00	Limi sabbiosi-ghiaiosi	Addensati		10	0	30		5.000	0,35			18,50		
4	da	8,00	a	11,00	Ghiaie e sabbie	Molto addensati		>30	0	35		35.000	0,3			19,00		
5	oltre	11,00			Ghiaie e sabbie			>50	0	38		100.000				21,00		

Area A

N. livello	Intervalli di profondità in m.				Litologia	Consistenza Densità relativa	N _{SCPT}	N _{SPT}	C _u (KPa)	φ [°]	Dr	Es [Kpa]	ν	n	γ _{dry} [KN/m ³]	γ _{nat} [KN/m ³]	γ _{sat} [KN/m ³]	γ' [KN/m ³]
	da	a	da	a														
1	da	0,00	a	2,00	Ghiaie e sabbie	Mod. addensati		20	0	33		27.000	0,3			18,50		
2	da	2,00	a	3,00	Limo sabbioso-ghiaioso	Sciolti		8	0	29		4.500	0,35			18,00		
3	da	3,00	a	6,70	Limo sabbioso	Molto sciolti		4	22	0		3.000	0,4			16,50		
4	da	6,70	a	8,00	Limi sabbiosi-ghiaiosi	Addensati		10	0	30		5.000	0,35			18,50		
5	da	8,00	a	11,00	Ghiaie e sabbie (*)	Molto addensati		>30	0	35		35.000	0,3			19,00		
6	oltre	11,00			Ghiaie e sabbie			>50	0	38		100.000				21,00		

(*): nelle prove penetrometriche 11 e 12 il presente livello è costituito da Limi sabbiosi molto sciolti, di caratteristiche analoghe a quelle del livello compreso tra -3,00 e -6,70 m da p.c. (livello 3)

Legenda

N _{SCPT}	Numero colpi prova SCPT x 30 cm di avanzamento	ν	Coefficiente di Poisson
N _{SPT}	Numero colpi prova SPT x 30 cm di avanzamento	n	Porosità
C _u	Coesione non drenata	γ _{dry}	Peso di volume secco
φ	Angolo di attrito	γ _{nat}	Peso di volume naturale
Dr	Densità relativa	γ _{sat}	Peso di volume saturo
Es	Modulo sforzi-deformazioni	γ'	Peso di volume sommerso

4.4 METODI DI CALCOLO GEOTECNICO ADOTTATI

4.4.1 CARATTERIZZAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI

I valori caratteristici (f_k) dei parametri della resistenza al taglio del terreno, coesione e angolo di attrito interno, vengono determinati partendo dai valori medi (f_m).

Per valore caratteristico s'intende quel valore al quale è associata una prefissata probabilità di non superamento (frattile $n\%$); assumere, per esempio, un valore caratteristico di 25° dell'angolo di attrito del terreno con una probabilità di non superamento del 5%, vuol dire ipotizzare che ci sia una probabilità del cinque per cento che il valore reale dell'angolo di attrito sia inferiore a 25° .

I valori di progetto (f_d) da adottare nel calcolo si ottengono dividendo i valori caratteristici (f_k) per un coefficiente riduttivo parziale M_2 (combinazione 2, approccio 1) indicato dalla tabella 6.2. Il D.M. 14 gennaio 2008.

ANGOLO D'ATTRITO:

- **Valore medio - $V_m = 29^\circ$**
- **Valore caratteristico $\Rightarrow V_k = V_m (1 + X V_m)$**

Dove:

X è il parametro dipendente dalla legge di distribuzione delle probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata: per un frattile del 5% X possiede un valore pari a - 1,645 quindi **$V_k = V_m (1 - 1.645 V_m)$** ;

V_m equivale al rapporto tra la deviazione standard rispetto al valore medio e lo stesso valore medio.

Nel caso considerato il valore caratteristico dell'angolo di attrito

$$\phi_m = \phi_k = 29^\circ$$

- **Valore di progetto (per la combinazione M2) $\text{tg}\phi_d = \text{tg}\phi_k / 1,25$**

Nel caso considerato il valore di progetto dell'angolo di attrito

$$\phi_d = 23,9^\circ.$$

COESIONE NON DRENATA:

- **Valore medio - $V_m = 22 \text{ kPa}$**
- **Valore caratteristico $\Rightarrow C_{uk} = C_m (1 + X V_c)$**

Dove:

X è il parametro dipendente dalla legge di distribuzione delle probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata: per un frattile del 5% X possiede un valore pari a - 1,645 quindi **$V_k = V_m (1 - 1.645 V_m)$** ;

V_m equivale al rapporto tra la deviazione standard rispetto al valore medio e lo stesso valore medio.

Nel caso considerato il valore caratteristico della coesione è uguale al valore medio
 $C_{uk} = C_m = 22 \text{ kPa}$

- **Valore di progetto (per la combinazione M2) $C_{ud} = C_{uk} / 1,4$**

Nel caso considerato il valore di progetto della coesione non drenata è pari a $C_{ud} = 17,9 \text{ KPa}$

4.4.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le fondazioni superficiali devono essere verificate almeno con riferimento a meccanismi di rottura per carico limite, scorrimento sul piano di posa e stabilità globale.

La verifica della condizione fondamentale considerata dagli Eurocodici e dalle NTC 2008 (D.M. 14 gennaio 2008) è la seguente: $R_d \geq E_d$. Tale verifica può essere effettuata tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle di riferimento: Coefficienti A(6.2.I), M(6.2.II), R(6.4.I) delle Norme Tecniche delle Costruzioni, seguendo:

- per la verifica a rottura per carico limite e per scorrimento almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1) [STR]
- Combinazione 2 (A2+M2+R2) [GEO]

Approccio 2:

- (A1+M1+R3) [GEO]
- La **verifica di stabilità globale deve essere effettuata** secondo

Approccio 1 – Combinazione 2: (A2+M2+R2).

Gli Stati Limite rappresentano la frontiera tra il dominio di stabilità e quello di instabilità.

- **SLU: STATI LIMITE ULTIMI**, al limite tra stabilità del sistema e collasso dello stesso (intera struttura o parte di essa: pilastri, travi, cerniere, fondazioni, etc.), o terreno sottostante. Limite prima della rottura ultima del terreno per flusso plastico, senza considerare gli effetti deformativi;
- **SLE: STATI LIMITE DI ESERCIZIO**. Riguardano le deformazioni del terreno dovute al peso proprio (pressione litostatica) o a forze esterne (cedimenti).

Suddivisi in:

- SLU dinamici = SLV (stati limite salvaguardia della vita), SLC (stati limite prevenzione dal collasso);
- SLE dinamici = SLO (stati limite operatività), SLD (stati limite danno).

Le combinazioni sopraccitate riportano i seguenti coefficienti da valutare:

- A = Coefficiente di amplificazione dei carichi;
- M = Coefficiente di riduzione dei parametri geotecnici;
- R = Coefficienti di riduzione delle Resistenze (portanza, scorrimento, etc.).

Nelle tabelle di seguito si riportano i coefficienti parziali con cui calcolare le diverse combinazioni, tratte dalle NTC.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni					
CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
File: Rel_159_2017			Pagina 27 di 40		

Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II- Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{f'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,00

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

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

La misura del grado di sicurezza si ottiene con il "Metodo semiprobabilistico dei Coefficienti parziali" di sicurezza tramite l'equazione

$$Ed \leq Rd \text{ oppure } Rd - Ed \geq 0$$

con:

- Rd = valore di progetto della resistenza del terreno (di pertinenza del geotecnico);
- Ed = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni nelle varie combinazioni di carico (di pertinenza dello strutturista).

La resistenza del terreno Rd è determinata:

- Analiticamente (i valori di progetto si ottengono dai valori caratteristici divisi per il coefficiente parziale γ_m);
- Con misure dirette, utilizzando le tabelle sopra citate per i coefficienti parziali.

L'azione Ed è determinata dal valore caratteristico amplificato mediante i coefficienti parziali γ_i e deve essere fornita dallo strutturista.

Secondo le NTC il primo step è il calcolo della resistenza di progetto del terreno Rd secondo il metodo di Terzaghi descritto nel capitolo successivo o secondo il metodo di Brinch-Hansen. Il valore di Rd è il prodotto tra la capacità portante limite e l'area della fondazione. Per eseguire il secondo step il progettista deve fornire il valore delle azioni dei carichi per poter calcolare il valore di progetto dell'azione Ed . Come terzo e ultimo stadio si deve verificare se la condizione iniziale $Ed \leq Rd$ sia soddisfatta. Questi step vanno effettuati per le tre combinazioni esistenti e viene scelto il valore più cautelativo.

4.4.3 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO

Il calcolo della capacità portante è stato effettuato applicando le formulazioni di Terzaghi e di Brinch-Hansen, ritenute idonee per il problema geotecnico in esame; vengono di seguito riportate le formule con cui vengono effettuati i calcoli.

$$q_{lim} = c'N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} g_{\gamma} b_{\gamma} \text{ (BRINCH-HANSEN)}$$

Per il significato dei simboli si rimanda alle tabelle di calcolo allegate alla presente relazione.

La capacità portante limite, in accordo con la vecchia normativa risalente al D.M. 11 marzo 1988, si ottiene adottando un coefficiente di sicurezza unitario mentre per il calcolo della capacità portante ammissibile il coefficiente di sicurezza equivale a $F_s = 3$, nel rispetto della letteratura tecnica esistente in materia di tecnica delle fondazioni e dei disposti di legge vigenti:

$$q_{amm} = q_{lim}/F_s$$

4.4.4 STIMA DEI CEDIMENTI**4.4.4.1 GENERALITÀ**

Si tratta delle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE). I terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa (cedimenti). I valori delle proprietà meccaniche da utilizzare nell'analisi sono quelli caratteristici f_k e i coefficienti parziali sulle azioni A e sui parametri di resistenza R sono sempre unitari ($A_i = 1$, $M_i = 1$, $R_i = 1$), ossia $f_k = f_d$.

I valori dei cedimenti stimati con i metodi sottoindicati sono ammissibili e verificati se rispettano i valori indicati nella tabella di seguito riportata.

TIPO DI MOVIMENTO	FATTORE DI LIMITAZIONE	VALORE AMMISSIBILE
Cedimento	Collegamento a reti di servizi	15 - 30 cm
	Accesso	30 - 60 cm
	Probab.di cedimenti differenziali	
	- murature portanti	2,5 - 5 cm
	- strutture intelaiate	5 - 10 cm
	- ciminiere, silos	7,5 - 30 cm
Rotazione rigida (tilt)	Stabilità al ribaltamento	Dipende dall'altezza e dal peso 0,04 H
	Rotazione di ciminiere, torri	0,003 L
	operatività macchine	0,0002 L
	- macchine tessili	
	- turbogeneratori	
	Binari di carro ponte	0,003 L
	Drenaggio di sup. pavimentate	0,01 - 0,02 L
Cedimenti differenziali	Murature portanti multipiano	0,0005 - 0,001 L
	Murature portanti ad un piano	0,001 - 0,02 L
	Lesioni di intonaci	0,001 L
	Telai in c.a.	0,0025 - 0,004 L
	Pareti di strutture a telaio in c.a.	0,003 L
	Telaio in acciaio	0,002 L
	Strutture semplici in acciaio	0,005 L
L = distanza fra due pilastri adiacenti. I valori ammissibili più elevati si riferiscono a strutture più flessibili ed a condizioni di sottosuolo uniformi; i più ridotti a strutture e condizioni di sottosuolo irregolari.		

4.4.4.2 METODO DELLA TEORIA DELL'ELASTICITA'

Ai fini della stima dei cedimenti ammissibili si è valutata la media ponderata dei moduli di Young per uno strato compressibile pari a cinque volte la dimensione minima della fondazione.

Tale procedura (Bowles, 1991) prevede la stima di $E_{s(\text{medio})}$ mediante la seguente formula:

$$E_{S(\text{medio})} = \frac{H_1 E_{S1} + H_2 E_{S2} + \dots + H_n E_{Sn}}{H}$$

dove:

- H_n : spessore dei singoli strati sotto la fondazione
- E_{Sn} : modulo di Young attribuibile ad ogni singolo strato H
- H : spessore dello strato in cui si calcola il cedimento

I cedimenti immediati sono stati stimati nell'ipotesi di applicazione delle pressioni ammissibili calcolata per le varie larghezze di fondazione considerate nei calcoli della capacità portante.

A tal fine si è fatto uso del metodo basato sulla teoria dell'elasticità, in base alla quale è possibile calcolare il cedimento dello spigolo di una fondazione posta sulla superficie di un semispazio elastico.

Per i dati utilizzati al fine dei calcoli dei cedimenti si rimanda ai simboli e alla formula riportata nelle tabelle allegate alla presente relazione, evidenziando che il cedimento è stato valutato per una profondità di posa delle fondazioni secondo le ipotesi precedentemente citate ed un incastro pari ad almeno 30 cm, considerando i parametri geotecnici precedentemente commentati e i carichi di seguito commentati.

I valori dei cedimenti rilevati fanno ovviamente riferimento all'applicazione di una singola fondazione, senza che si verifichino interferenze dovute all'applicazione di tensione aggiuntive nel terreno dovute alla presenza di altre fondazioni.

I valori dei cedimenti rilevati fanno ovviamente riferimento all'applicazione di una singola fondazione, senza che si verifichino interferenze dovute all'applicazione di tensione aggiuntive nel terreno dovute alla presenza di altre fondazioni.

4.4.5 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO

Il coefficiente di sottofondo (o modulo di Winkler) è stato calcolato con il metodo di Vesic semplificato, il quale ha proposto una relazione che correla tale parametro con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione.

$$K_s = \frac{E_s}{(1 - \mu^2)}$$

dove K_s : coefficiente di sottofondo

E_s : modulo elastico del terreno

μ : coefficiente di Poisson

Introducendo, come nella formula di calcolo della teoria dell'elasticità, $E'_s = (1 - \mu^2)/E_s$, si ottiene che $\Delta H = \Delta q \times B \times E'_s \times I_s \times I_f$ (cfr. tabella di calcolo dei cedimenti), e poiché $K_s = \Delta q / \Delta H$, si ricava che:

$$K_s = \frac{1}{B E'_s I_s I_f}$$

Di seguito si riportano comunque dei valori indicativi del coefficiente di sottofondo per alcune tipologie di terreni comunemente riscontrabili nella pratica geotecnica.

- Terreno argilloso compatto : $K1 = 1.8 - 3.6$ [kg/cm³]
- Terreno argilloso molto compatto : $K1 = 3.6 - 7.2$ [kg/cm³]
- Terreno argilloso duro : $K1 > 7.2$ [kg/cm³]
- Terreno con sabbia sciolta : $K1 = 0.7 - 2.1$ [kg/cm³]
- Terreno con sabbia media : $K1 = 2.1 - 10.8$ [kg/cm³]
- Terreno con sabbia densa : $K1 = 10.8 - 36.0$ [kg/cm³]
- Terreno con ghiaia mediamente addensata: $K1 = 10.0 - 30.0$ [kg/cm³].

4.5 RISULTATI DEI CALCOLI

Nelle tabelle riassuntive allegata alla presente relazione (**allegato 9**) si è valutata la capacità portante del terreno attualmente riscontrabile nel sito indagato.

Si sono valutate le capacità portanti per:

- **Fondazione nastriformi e quadrate alla profondità di -4,00 m da p.c.**

Si sottolinea che non essendo state fornite le azioni Ed imposte dalla struttura, queste dovranno necessariamente essere inferiori a Rd al fine di ritenere soddisfatte le varie verifiche.

4.5.1 RISULTATI PER TUTTO IL COMPARTO AD ECCEZIONE DELL'AREA A

Nella seguente tabella 5 si riporta la stima delle capacità portanti

Tabella 5. Capacità portante

BRINCH - HANSEN							
Lunghezza fondazione	L (m)	5,00	10,00	1,00	2,00	3,00	
Larghezza fondazione	B (m)	1,00	2,00	1,00	2,00	3,00	
Area fondazione A	B*L (m ²)	5	20	1	4	9	
Capacità portante limite	q _{lim} (kPa)	270,33	356,70	305,44	353,49	411,88	COMB 1
Capacità portante ammissibile	q _{amm} (Kg/cm ²)	0,92	1,21	1,04	1,20	1,40	
Resistenza del terreno Rd	q _{lim} *A (KN)	1351,6	7134,0	305,4	1413,9	3706,9	
Azione Ed < Rd/g_R	Rd/g _R (KN)	1351,6	7134,0	305,4	1413,9	3706,9	A1M1R1
		587,7	3101,8	132,8	614,8	1611,7	A1M1R3
Capacità portante limite	q _{lim} (kPa)	141,65	177,86	158,88	177,99	203,01	COMB 2
Capacità portante ammissibile	q _{amm} (Kg/cm ²)	0,48	0,60	0,54	0,60	0,69	
Resistenza del terreno Rd	q _{lim} *A (KN)	708,2	3557,2	158,9	712,0	1827,1	
Azione Ed < Rd/g_R	Rd/g _R (KN)	393,5	1976,2	88,3	395,5	1015,1	A2M2R2
VALORE PIU' CAUTELATIVO AZIONE Rd		393,5	1976,2	88,3	395,5	1015,1	KN

I valori dei cedimenti, riassunti nelle tabelle successive, sono riportati in maniera più dettagliata nelle tabelle di calcolo allegata alla presente relazione tecnica (**allegato 10**), nelle quali sono riportate le tre combinazioni stabilite dalle NTC 2008 per le fondazioni considerate alle quote di imposta prefissate.

Tabella 6: Stima dei cedimenti

RIASSUNTO CEDIMENTI					
LARGHEZZA FONDAZIONE – B (m)	1,00	2,00	1,00	2,00	3,00
LUNGHEZZA FONDAZIONE - L (m)	5,00	10,00	1,00	2,00	3,00
CAPACITÀ PORTANTE LIMITE – q _{lim} (BH - kPa)	270,33	356,70	305,44	353,49	411,88
CAPACITÀ PORTANTE AMMISSIBILE – q _{amm} (BH - Kg/cm ²)	0,92	1,21	1,04	1,20	1,40
CEDIMENTO AL CENTRO DELLA FONDAZIONE (Teoria elasticità mm)	49,28	44,60	31,55	28,59	44,31
CEDIMENTO ALLO SPIGOLO DELLA FONDAZIONE (Teoria elasticità mm)	18,34	16,21	13,85	12,15	17,81
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO (kg/cm ³)	1,12	0,50	1,97	0,93	0,58

Si precisa che, per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni, come richiesto nelle NTC 2008, si è utilizzato come valore iniziale della pressione ammissibile quello ottenuto tramite l'approccio 1 combinazione 1 (A1M1R1). Pertanto i valori dei cedimenti riportati nelle tabelle precedenti sovrastimano i valori reali che si avrebbero imponendo un carico più esiguo e quindi più cautelativo, come quello previsto dalle altre due combinazioni (approccio 1 combinazione 2 – A2M2R2 e approccio 2 combinazione unica – A1M1R3).

4.5.2 RISULTATI PER L'AREA A

Nella seguente tabella 7 si riporta la stima delle capacità portanti

Tabella 7. Capacità portante

BRINCH - HANSEN							
Lunghezza fondazione	L (m)	5,00	10,00	1,00	2,00	3,00	
Larghezza fondazione	B (m)	1,00	2,00	1,00	2,00	3,00	
Area fondazione A	B*L (m ²)	5	20	1	4	9	
Capacità portante limite	q _{lim} (kPa)	243,57	233,68	261,67	251,77	243,64	COMB 1
Capacità portante ammissibile	q _{amm} (Kg/cm ²)	0,83	0,79	0,89	0,86	0,83	
Resistenza del terreno Rd	q _{lim} *A (KN)	1217,9	4673,6	261,7	1007,1	2192,8	
Azione Ed< Rd/g_R	Rd/g _R (KN)	1217,9	4673,6	261,7	1007,1	2192,8	A1M1R1
		529,5	2032,0	113,8	437,9	953,4	A1M1R3
Capacità portante limite	q _{lim} (kPa)	208,06	200,15	222,53	214,62	208,11	COMB 2
Capacità portante ammissibile	q _{amm} (Kg/cm ²)	0,71	0,68	0,76	0,73	0,71	
Resistenza del terreno Rd	q _{lim} *A (KN)	1040,3	4002,9	222,5	858,5	1873,0	
Azione Ed< Rd/g_R	Rd/g _R (KN)	577,9	2223,8	123,6	476,9	1040,6	A2M2R2
VALORE PIU' CAUTELATIVO AZIONE Rd		529,5	2032,0	113,8	437,9	953,4	KN

I valori dei cedimenti, riassunti nelle tabelle successive, sono riportati in maniera più dettagliata nelle tabelle di calcolo allegate alla presente relazione tecnica (**allegato 10**), nelle quali sono riportate le tre combinazioni stabilite dalle NTC 2008 per le fondazioni considerate alle quote di imposta prefissate.

Tabella 8: Stima dei cedimenti

RIASSUNTO CEDIMENTI					
LARGHEZZA FONDAZIONE – B (m)	1,00	2,00	1,00	2,00	3,00
LUNGHEZZA FONDAZIONE - L (m)	5,00	10,00	1,00	2,00	3,00
CAPACITÀ PORTANTE LIMITE – q_{lim} (BH - kPa)	243,57	233,68	261,67	251,77	243,64
CAPACITÀ PORTANTE AMMISSIBILE – q_{amm} (BH - Kg/cm²)	0,83	0,79	0,89	0,86	0,83
CEDIMENTO AL CENTRO DELLA FONDAZIONE (Teoria elasticità mm)	56,77	116,28	34,56	72,08	108,06
CEDIMENTO ALLO SPIGOLO DELLA FONDAZIONE (Teoria elasticità mm)	21,13	39,82	15,17	29,92	40,76
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO (kg/cm³)	0,75	0,36	1,32	0,63	0,41

Si precisa che, per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni, come richiesto nelle NTC 2008, si è utilizzato come valore iniziale della pressione ammissibile quello ottenuto tramite l'approccio 1 combinazione 1 (A1M1R1). Pertanto i valori dei cedimenti riportati nelle tabelle precedenti sovrastimano i valori reali che si avrebbero imponendo un carico più esiguo e quindi più cautelativo, come quello previsto dalle altre due combinazioni (approccio 1 combinazione 2 – A2M2R2 e approccio 2 combinazione unica – A1M1R3).

4.6 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

Le Norme Tecniche per le Costruzioni prevedono per il calcolo dei valori di R_d , valore di progetto della resistenza del terreno, l'introduzione di un coefficiente riduttivo z , che tiene conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione dell' R_d o q_{lim} , descritto da Paolucci & Pecker(1997) con le seguenti equazioni:

$$Z_\gamma = Z_q = \left(1 - \frac{K_h}{tg\phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32k_h$$

Nelle tabelle di seguito si illustrano sinteticamente i risultati ottenuti per il calcolo di R_d ed E_d . Tali risultati non sono altro che i valori delle tabelle precedenti ridotti dal coefficiente z .

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

- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi (SLU) quando siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV;
- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio (SLE) quando siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLD.

4.6.1 RISULTATI PER TUTTO IL COMPARTO AD ECCEZIONE DELL'AREA A

Tabella 9. Capacità portante – Azioni sismiche

BRINCH - HANSEN								
Lunghezza fondazione	L (m)	5,00	10,00	1,00	2,00	3,00		
Larghezza fondazione	B (m)	1,00	2,00	1,00	2,00	3,00		
Area fondazione A	B*L (m ²)	5	20	1	4	9		
Fattore correttivo	z	0,988	0,988	0,988	0,988	0,988	COMB 1	
Capacità portante limite	q_{lim} (kPa)	267,04	352,36	301,72	349,19	406,87		
Capacità portante ammissibile	q_{amm} (Kg/cm ²)	0,91	1,20	1,03	1,19	1,38		
Resistenza del terreno R_d	$q_{lim} * A$ (KN)	1335,2	7047,3	301,7	1396,7	3661,8		
Azione $Ed < R_d/g_R$	R_d/g_R (KN)	1335,2	7047,3	301,7	1396,7	3661,8		A1M1R1
		580,5	3064,0	131,2	607,3	1592,1		A1M1R3
Fattore correttivo	z	0,988	0,988	0,988	0,988	0,988	COMB 2	
Capacità portante limite	q_{lim} (kPa)	139,93	175,70	156,95	175,83	200,55		
Capacità portante ammissibile	q_{amm} (Kg/cm ²)	0,48	0,60	0,53	0,60	0,68		
Resistenza del terreno R_d	$q_{lim} * A$ (KN)	699,6	3514,0	156,9	703,3	1804,9		
Azione $Ed < R_d/g_R$	R_d/g_R (KN)	388,7	1952,2	87,2	390,7	1002,7		A2M2R2
VALORE PIÙ CAUTELATIVO		388,7	1952,2	87,2	390,7	1002,7	KN	

I valori dei cedimenti sono indicati nelle tabelle di calcolo allegate alla presente relazione tecnica, riportati in maniera riassuntiva nelle tabelle di seguito.

Tabella 10: Valori dei cedimenti– Azioni sismiche

RIASSUNTO CEDIMENTI					
LARGHEZZA FONDAZIONE – B (m)	1,00	2,00	1,00	2,00	3,00
LUNGHEZZA FONDAZIONE - L (m)	5,00	10,00	1,00	2,00	3,00
CAPACITÀ PORTANTE LIMITE – q_{lim} (BH - kPa)	267,04	352,36	301,72	349,19	406,87
CAPACITÀ PORTANTE AMMISSIBILE – q_{amm} (BH - Kg/cm ²)	0,91	1,20	1,03	1,19	1,38
CEDIMENTO AL CENTRO DELLA FONDAZIONE (Teoria elasticità mm)	48,68	44,06	31,17	28,24	43,77
CEDIMENTO ALLO SPIGOLO DELLA FONDAZIONE (Teoria elasticità mm)	18,34	16,21	13,85	12,15	17,81

4.6.2 RISULTATI PER L'AREA A

Tabella 11. Capacità portante – Azioni sismiche

BRINCH - HANSEN							
Lunghezza fondazione	L (m)	5,00	10,00	1,00	2,00	3,00	COMB 1
Larghezza fondazione	B (m)	1,00	2,00	1,00	2,00	3,00	
Area fondazione A	B*L (m ²)	5	20	1	4	9	
Fattore correttivo	z	0,988	0,988	0,988	0,988	0,988	
Capacità portante limite	q _{lim} (kPa)	240,61	230,84	258,48	248,71	240,68	
Capacità portante ammissibile	q _{amm} (Kg/cm ²)	0,82	0,78	0,88	0,85	0,82	
Resistenza del terreno Rd	q _{lim} *A (KN)	1203,1	4616,8	258,5	994,9	2166,1	
Azione Ed< Rd/g_R	Rd/g _R (KN)	1203,1	4616,8	258,5	994,9	2166,1	A1M1R1
		523,1	2007,3	112,4	432,5	941,8	A1M1R3
Fattore correttivo	z	0,988	0,988	0,988	0,988	0,988	COMB 2
Capacità portante limite	q _{lim} (kPa)	205,53	197,71	219,83	212,01	205,58	
Capacità portante ammissibile	q _{amm} (Kg/cm ²)	0,70	0,67	0,75	0,72	0,70	
Resistenza del terreno Rd	q _{lim} *A (KN)	1027,6	3954,2	219,8	848,0	1850,2	
Azione Ed< Rd/g_R	Rd/g _R (KN)	570,9	2196,8	122,1	471,1	1027,9	
VALORE PIÙ CAUTELATIVO		523,1	2007,3	112,4	432,5	941,8	KN

I valori dei cedimenti sono indicati nelle tabelle di calcolo allegate alla presente relazione tecnica, riportati in maniera riassuntiva nelle tabelle di seguito.

Tabella 12: Valori dei cedimenti– Azioni sismiche

RIASSUNTO CEDIMENTI					
LARGHEZZA FONDAZIONE – B (m)	1,00	2,00	1,00	2,00	3,00
LUNGHEZZA FONDAZIONE - L (m)	5,00	10,00	1,00	2,00	3,00
CAPACITÀ PORTANTE LIMITE – q_{lim} (BH - kPa)	240,61	230,84	258,48	248,71	240,68
CAPACITÀ PORTANTE AMMISSIBILE – q_{amm} (BH - Kg/cm²)	0,82	0,78	0,88	0,85	0,82
CEDIMENTO AL CENTRO DELLA FONDAZIONE (Teoria elasticità mm)	56,07	114,86	34,14	71,21	106,75
CEDIMENTO ALLO SPIGOLO DELLA FONDAZIONE (Teoria elasticità mm)	21,13	39,82	15,17	29,92	40,76

5 STABILITA' DEI FRONTI DI SCAVO

Qualora gli scavi comportino la presenza di pareti verticali particolarmente elevate per un lungo periodo di tempo, queste dovranno essere dotate di un idoneo angolo di scarpa, oppure essere sostenute, al fine di evitare pericolosi franamenti.

Il valore dell'altezza critica, **per terreni privi di attrito**, può essere velocemente calcolato con la seguente relazione:

$$H_c = \frac{4c}{\gamma_n}$$

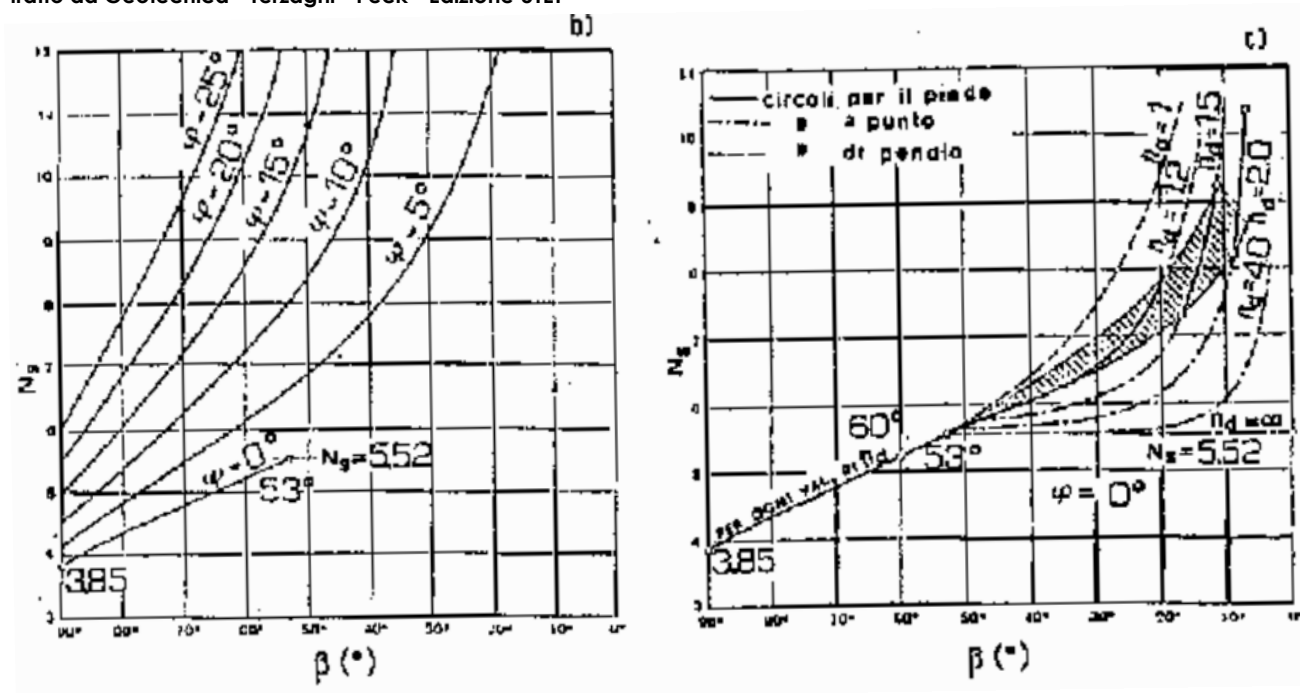
dove:

H_c = altezza critica; c = coesione; γ_n = peso di volume naturale del terreno.

Nel caso più generale, in cui la reazione dei terreni è funzione sia dell'attrito interno che della coesione, è possibile ricorrere ad uno strumento definito "Curve di Taylor".

Il valore della scarpa e della relativa altezza critica dello scavo possono essere ricavati con l'ausilio del grafico di seguito illustrato, che pone in relazione l'angolo di scarpa con un coefficiente adimensionale N_s (Fattore di Stabilità) in dipendenza dei valori dell'angolo di attrito interno (β) del materiale.

Figura 3. Relazione tra N_s e β . Grafico b) per terreni dotati di attrito; grafico c) per terreni privi di attrito ($\varphi=0$) Grafico tratto da Geotecnica - Terzaghi - Peck - Edizione UTET



Il Fattore di Stabilità N_s , in tal caso correlato al valore approssimativo dell'angolo di attrito interno del terreno, permette di risalire all'altezza critica dello scavo, ossia alla massima altezza consentita con un determinato angolo di scarpa (β), secondo la relazione:

$$H_c = N_s \cdot \frac{c}{\gamma_n}$$

dove:

- H_c = altezza critica dello scavo;
- N_s = fattore di stabilità;
- c = coesione del materiale;
- γ_n = peso di volume naturale del materiale;

In altri termini, con tale grafico è possibile verificare speditivamente la stabilità a breve termine di una parete di taglio, note le principali caratteristiche geotecniche dei materiali.

Considerando il caso in esame, che prevede la presenza di terreni che, a breve termine, possono presentare un comportamento prevalentemente coesivo, aventi:

- peso di volume naturale medio pari a 18,00 KN/m³;
- angolo di inclinazione del pendio di 90° (condizione più critica);
- ipotizzando un valore minimo di coesione non drenata pari a 18,00 kPa (Valore di progetto);

si ottiene, a breve termine, quindi immediatamente in seguito all'effettuazione dello scavo, un'altezza critica pari a 4 m, pari sostanzialmente a quella di posa delle fondazioni: **è parere dello scrivente che uno scavo VERTICALE O LEGGERMENTE INCLINATO di dimensioni simili o analoghe a quello considerato nei calcoli sopra illustrati debba essere sostenuto con apposite opere provvisorie al fine di evitare pericolosi franamenti, anche in considerazione della probabile presenza di sovraccarichi** (ad esempio, gru o edifici situati al ciglio superiore dello scavo). In caso di pioggia la parete dovrà essere adeguatamente coperta con teli impermeabili, al fine di evitare la perdita di coesione e, di conseguenza il suo franamento.

Effettuando **un'analisi a lungo termine**, e considerando pertanto i seguenti parametri geotecnici:

- peso di volume naturale medio pari a 18,00 KN/m³ (1,83 t/m³)
- angolo di inclinazione del pendio di 70° (condizione più critica);
- Angolo di attrito pari a 24° (angolo di progetto)
- Numero di stabilità N_s pari a 9 (inclinazione della parete di scavo di 70°)
- Coesione efficace pari a 10 kPa (1 t/m²)
- Altezza del fronte di scavo pari a 4 m

si ottiene un fattore di sicurezza di 1,25, superiore alla situazione di equilibrio limite; maggiori condizioni di equilibrio verrebbero raggiunte con un'inclinazione di scavo maggiore oppure con opere provvisorie.

E' fortemente sconsigliato eseguire scavi al di sotto della parete verticale di neoformazione, tali da togliere sostegno al fronte di scavo, dal momento che tale imprudenza potrebbe causare pericolosi franamenti del fronte stesso.

6 CONCLUSIONI

6.1 RIASSUNTO

Nella presente relazione tecnica si è provveduto a studiare le caratteristiche geologiche e geotecniche di un sito in Comune di BERGAMO, al fine di valutare la fattibilità geologica e la capacità portante limite e ammissibile dell'area di progetto.

Le valutazioni sono state eseguite con i metodi semiprobabilistici definiti dalle NTC 2008, parti 2 e 6 (carichi statici) e 7 (effetti sismici).

Di seguito si riassumono i contenuti della relazione

- **CLASSE DI FATTIBILITA' GEOLOGICA** **3 e 4**
- **LIVELLO DELLA SUPERFICIE PIEZOMETRICA** **- 40,00 m dal p. c. (dato Studio Geologico Territorio Comunale)**
- **QUOTA DI IMPOSTA DELLA FONDAZIONE** **- 4,00 m dal p. c.**
- **CONDIZIONI ADOTTATE PER I CALCOLI** **DRENATE A LUNGO TERMINE (tutto il comparto ad eccezione dell'area A)**
NON DRENATE A BREVE TERMINE (Area A)

- **TIPOLOGIA DI FONDAZIONI** **NASTRIFORMI e QUADRATE**
- **CATEGORIA SISMICA DEL TERRENO** **CATEGORIA B**
- **PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE** **Z4a**
- **ANGOLO D'ATTRITO CARATTERISTICO (cfr. tab. 4)** **28°**
- **COESIONE NON DRENATA CARATTERISTICA (cfr. tab. 1)** **22 kPA**
- **PESO UNITÀ DI VOLUME (cfr. tab. 1)** **18,00 KN/m³**

- **CONTROINDICAZIONI** **PRESENZA DI LIVELLI LIMOSI DI SCARSE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE. FRONTI DI SCAVO POTENZIALMENTE INSTABILI.**

- **ACCORGIMENTI SUGGERITI** **CARICHI DIMENSIONATI AL FINE DI CONTENERE I CEDIMENTI**

Alla luce dei risultati ottenuti, si possono assumere come azioni Ed per lo Stato Limite Ultimo, a condizioni statiche, i seguenti valori **da non superare al fine di ritenere soddisfatta la verifica Ed<Rd:**

Tutto il comparto tranne Area A

- Fondazioni nastriformi e quadrate

RIASSUNTO AZIONI Ed<Rd					
LARGHEZZA FONDAZIONE – B (m)	1,00	2,00	1,00	2,00	3,00
LUNGHEZZA FONDAZIONE - L (m)	5,00	10,00	1,00	2,00	3,00
Azione Ed< Rd/γr (KN) - A1M1R1	1351,64	7134,03	305,44	1413,94	3706,89
Azione Ed< Rd/γr (KN) - A1M1R3	587,67	3101,75	132,80	614,76	1611,69
Azione Ed< Rd/γr (KN) - A2M2R2	393,5	1976,2	88,3	395,5	1015,1
Capacità portante ammissibile (Kg/cm²) - DM 11/03/1988	0,92	1,21	1,04	1,20	1,40

Per tali carichi imposti si stima che i cedimenti possano essere contenuti entro valori accettabili.

Per quanto riguarda l'azione in condizioni sismiche si possono assumere come azioni Ed per lo Stato Limite Ultimo i seguenti valori **da non superare al fine di ritenere soddisfatta la verifica Ed<Rd:**

- Fondazioni nastriformi e quadrate

RIASSUNTO AZIONI Ed<Rd					
LARGHEZZA FONDAZIONE – B (m)	1,00	2,00	1,00	2,00	3,00
LUNGHEZZA FONDAZIONE - L (m)	5,00	10,00	1,00	2,00	3,00
Azione Ed< Rd/ γ_r (KN) - A1M1R1	1335,20	7047,28	301,72	1396,75	3661,81
Azione Ed< Rd/ γ_r (KN) - A1M1R3	580,52	3064,04	131,18	607,28	1592,09
Azione Ed< Rd/ γ_r (KN) - A2M2R2	388,7	1952,2	87,2	390,7	1002,7
Capacità portante ammissibile (Kg/cm ²) - DM 11/03/1988	0,91	1,20	1,03	1,19	1,38

Per tali carichi imposti lo scrivente stima che i cedimenti possano ritenersi contenuti entro valori accettabili.

Area A

- Fondazioni nastriformi e quadrate

RIASSUNTO AZIONI Ed<Rd					
LARGHEZZA FONDAZIONE – B (m)	1,00	2,00	1,00	2,00	3,00
LUNGHEZZA FONDAZIONE - L (m)	5,00	10,00	1,00	2,00	3,00
Azione Ed< Rd/ γ_r (KN) - A1M1R1	1217,86	4673,64	261,67	1007,10	2192,75
Azione Ed< Rd/ γ_r (KN) - A1M1R3	529,51	2032,02	113,77	437,87	953,37
Azione Ed< Rd/ γ_r (KN) - A2M2R2	529,5	2032,0	113,8	437,9	953,4
Capacità portante ammissibile (Kg/cm ²) - DM 11/03/1988	0,83	0,79	0,89	0,86	0,83

Per tali carichi imposti si stima che i cedimenti possano essere contenuti entro valori accettabili.

Per quanto riguarda l'azione in condizioni sismiche si possono assumere come azioni Ed per lo Stato Limite Ultimo i seguenti valori **da non superare al fine di ritenere soddisfatta la verifica Ed<Rd:**

- Fondazioni nastriformi e quadrate

RIASSUNTO AZIONI Ed<Rd					
LARGHEZZA FONDAZIONE – B (m)	1,00	2,00	1,00	2,00	3,00
LUNGHEZZA FONDAZIONE - L (m)	5,00	10,00	1,00	2,00	3,00
Azione Ed< Rd/ γ_r (KN) - A1M1R1	1203,05	4616,80	258,48	994,85	2166,09
Azione Ed< Rd/ γ_r (KN) - A1M1R3	523,07	2007,31	112,38	432,54	941,78
Azione Ed< Rd/ γ_r (KN) - A2M2R2	523,1	2007,3	112,4	432,5	941,8
Capacità portante ammissibile (Kg/cm ²) - DM 11/03/1988	0,82	0,78	0,88	0,85	0,82

Per tali carichi imposti lo scrivente stima che i cedimenti possano ritenersi contenuti entro valori accettabili.

6.2 PRESCRIZIONI E AVVERTENZE

- L'ingegnere strutturista valuti con attenzione i cedimenti sviluppati dall'applicazione dei carichi (valutazione effettuata considerando la combinazione A1M1R1) al fine di definire se tali cedimenti sono compatibili con la realizzazione delle opere. **In particolare si segnala lo sviluppo di cedimenti che appaiono incompatibili per fondazioni larghe in corrispondenza della situazione stratigrafica della zona A, estendibile alla zona Est dell'intero comparto Ex Mangimi Moretti.**
- Prima dell'esecuzione dei lavori di costruzione, è opportuno effettuare un'accurata opera di pulizia del fondo dello scavo presso cui verranno poggiate le fondazioni.
- Dovrà essere realizzata un'adeguata impermeabilizzazione delle strutture controterra, al fine di evitare fenomeni di assorbimento dell'umidità che possano, a lungo termine, inficiare le caratteristiche tecniche dei materiali da costruzione e provocare inconvenienti all'interno dei locali abitativi e di servizio.
- Qualora eventuali approfondimenti degli scavi evidenzino litologie diverse da quelle commentate nella presente relazione, di interpellare subito lo scrivente al fine di procedere ad una revisione del calcolo delle fondazioni.

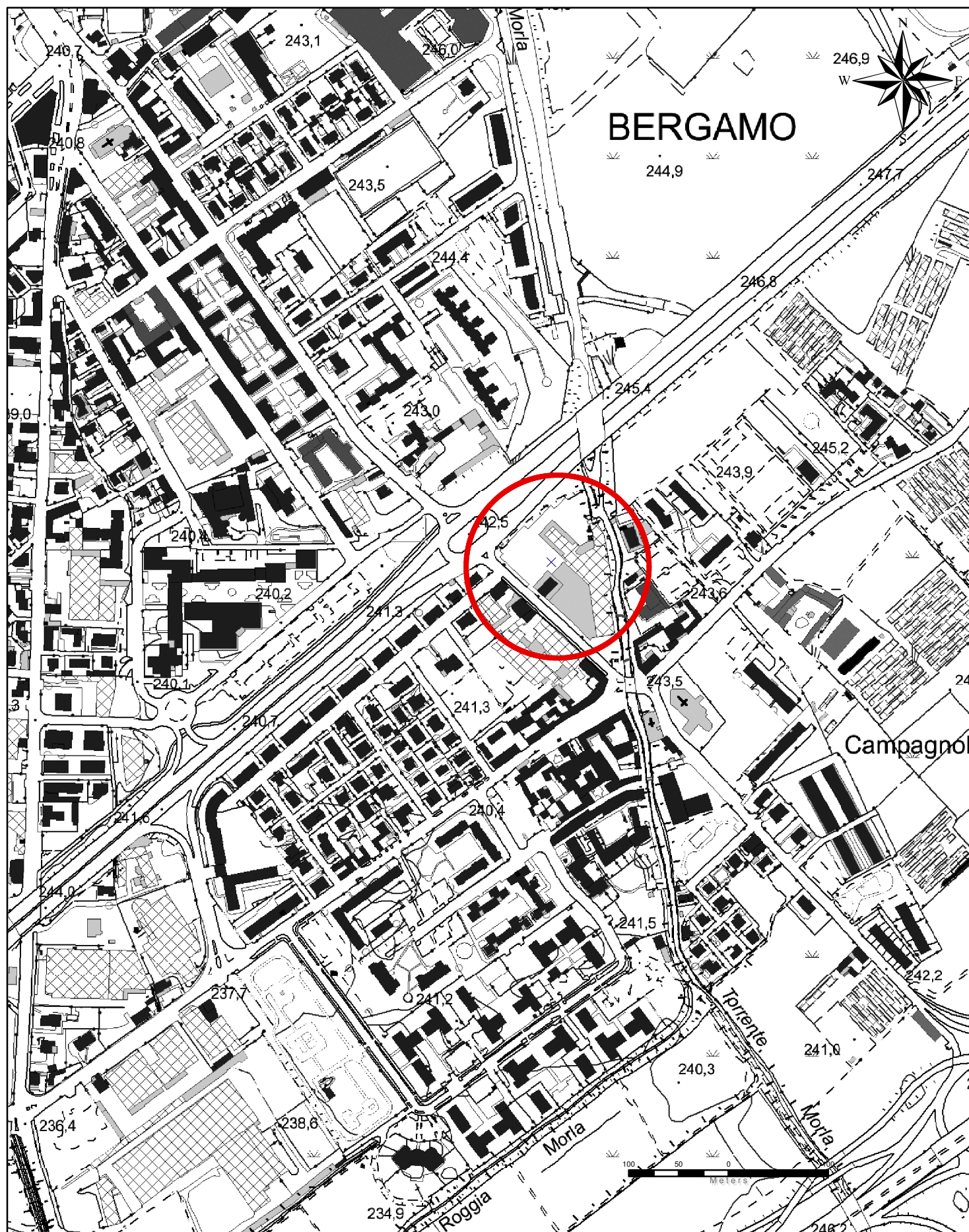
7 ALLEGATI

1. COROGRAFIA
2. CARTA GEOLOGICA
3. CARTA DELLA FATTIBILITÀ GEOLOGICA
4. CARTA DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE
5. UBICAZIONE PROVE
6. DIAGRAMMA MASW
7. STRATIGRAFIA SONDAGGIO
8. DIAGRAMMI PROVE PENETROMETRICHE
9. TABELLE DI CALCOLO DELLE CAPACITÀ PORTANTI
10. TABELLE DI CALCOLO DEI CEDIMENTI
11. FOTOGRAFIA

ALLEGATO 1

COROGRAFIA

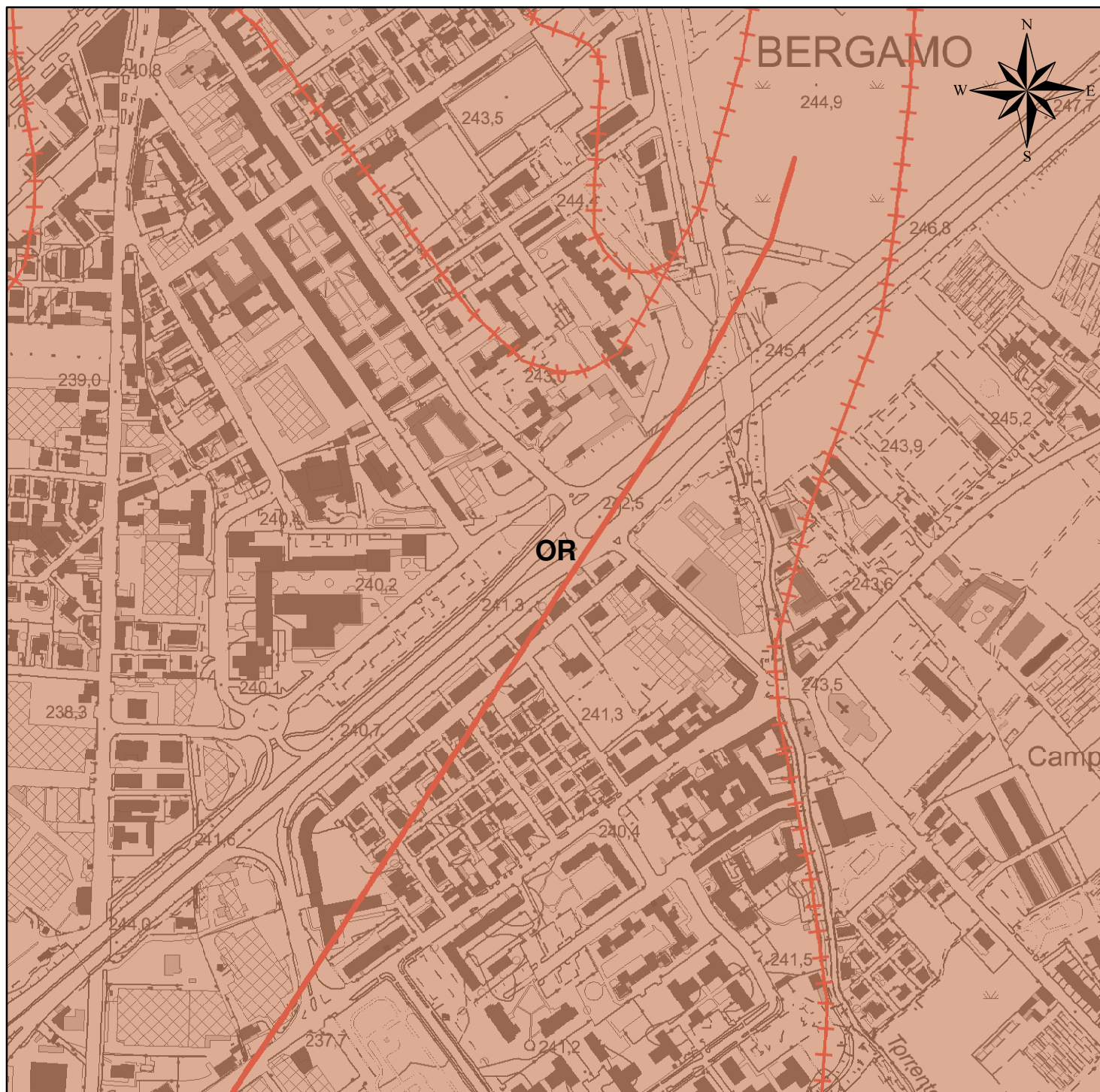
Fonte: CARTA TECNICA REGIONALE 1:10.000



ALLEGATO 2

CARTA GEOLOGICA

Fonte: CARTA GEOLOGICA D'ITALIA SCALA 1:50.000 - SGI



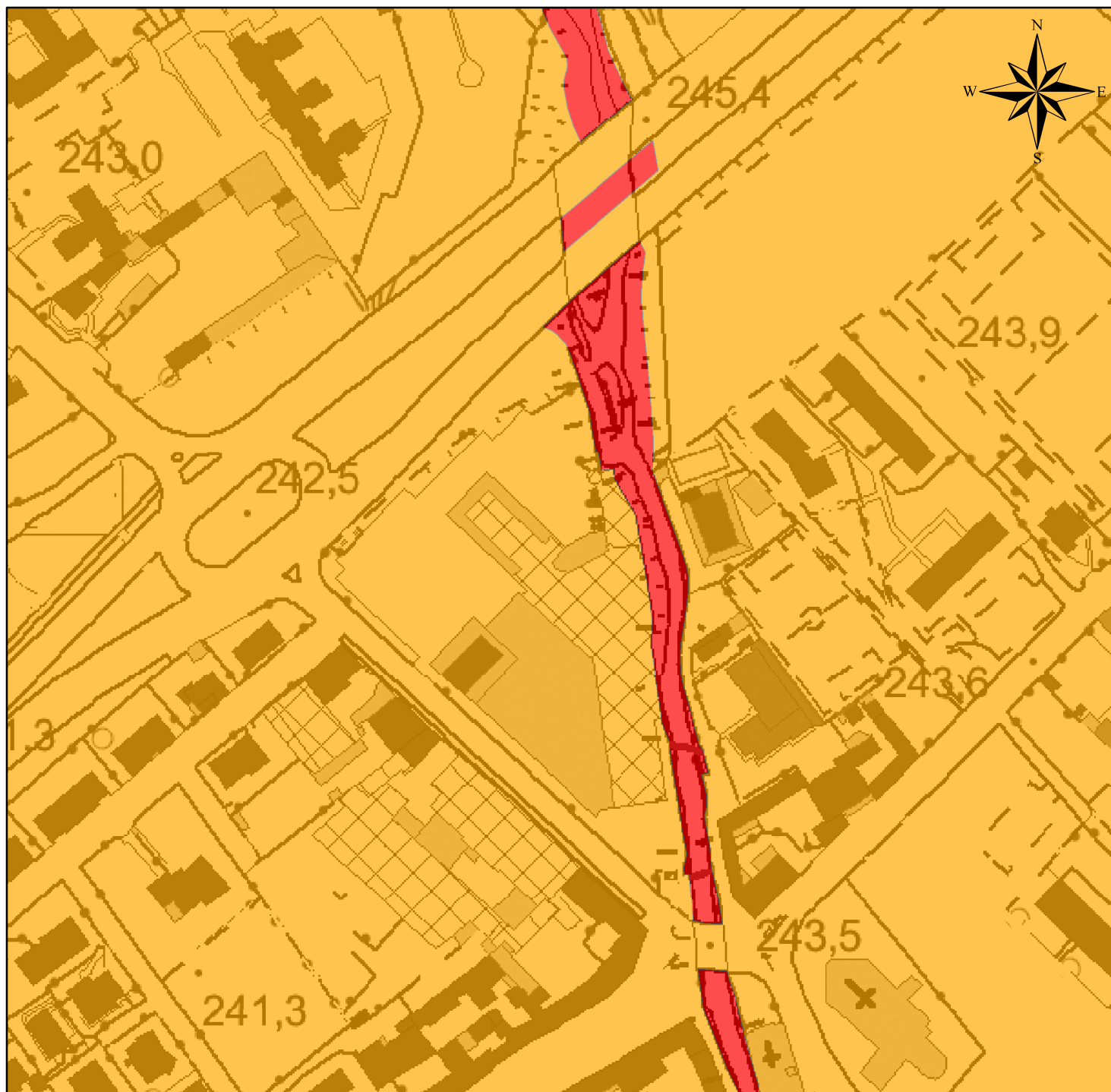
LEGENDA

- 3408, Gruppo della Morla, OR
- +++ terrazzo naturale e/o scarpata erosionale evidente
- traccia di paleoalveo evidente

ALLEGATO 3

FATTIBILITA' GEOLOGICA

Fonte: GEOPORTALE REGIONE LOMBARDIA



LEGENDA

CLASSI DI FATTIBILITA'

- CLASSE 3, FATTIBILITA' CON CONSISTENTI LIMITAZIONI
- CLASSE 4, FATTIBILITA' CON GRAVI LIMITAZIONI

ALLEGATO 4

PERICOLOSITA' SISMISCA LOCALE

Fonte: GEOPORTALE REGIONE LOMBARDIA



LEGENDA

 Z4a, FONDOVALLE O PIANURA, AMPLIFICAZIONI LITOLOGICHE E GEOMETRICHE

ALLEGATO 5

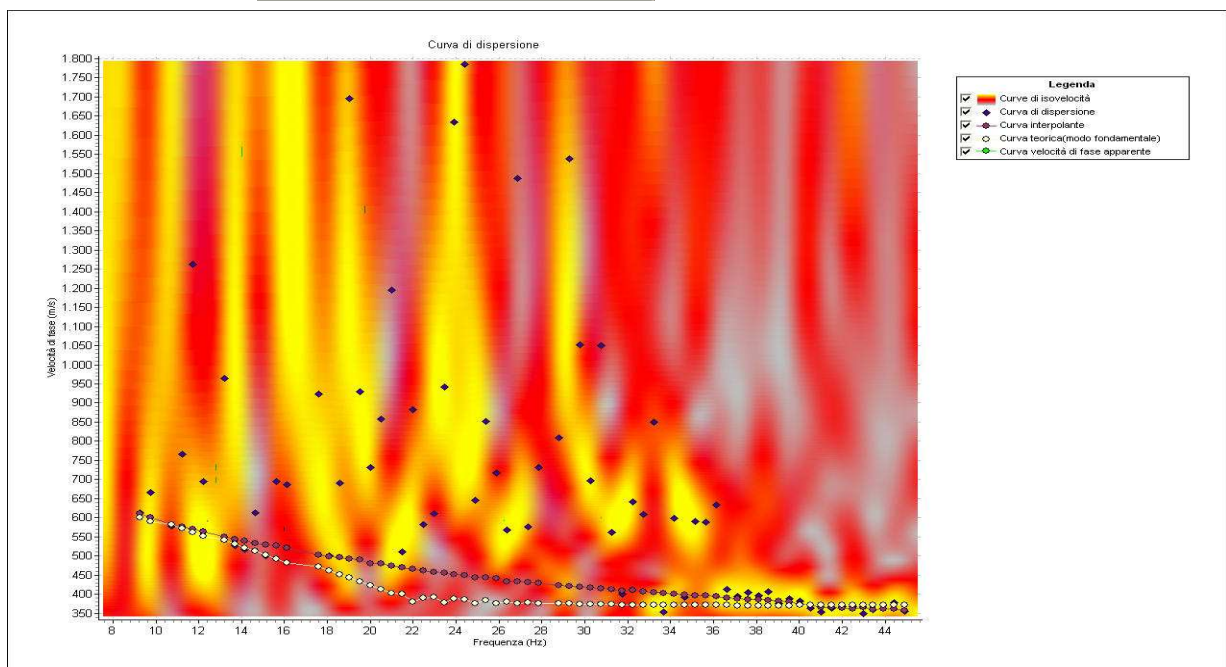
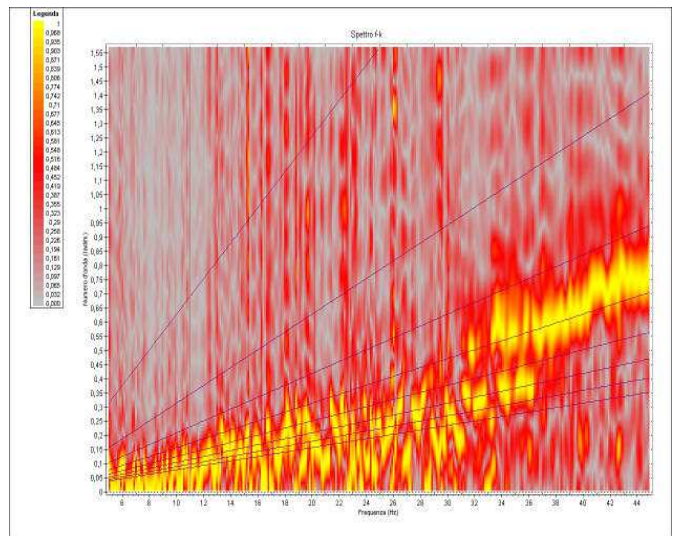
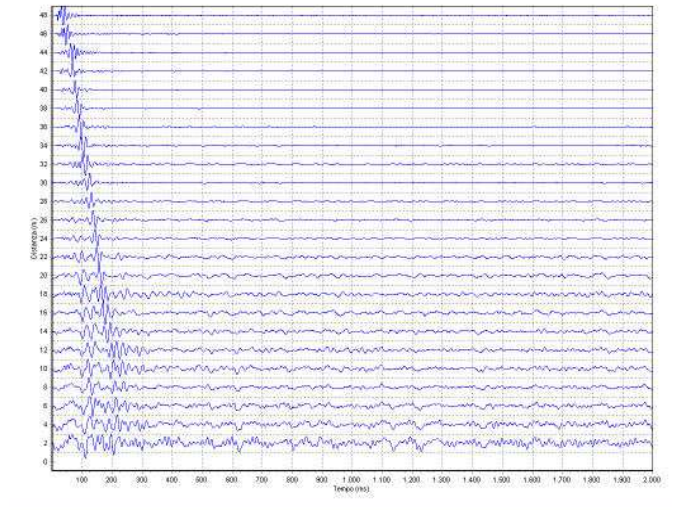
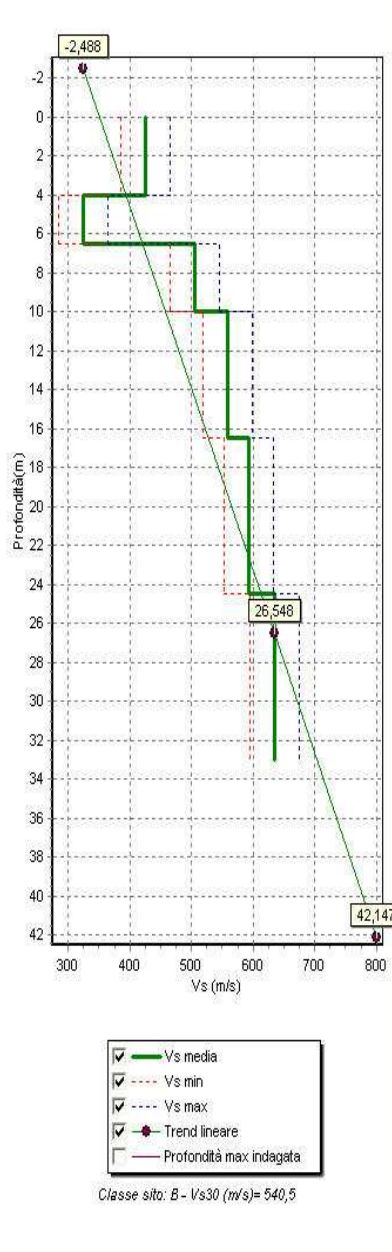


MASW: STENDIMENTO INDAGINE GEOFISICA
PP1: PROVE SCPT
S1: SONDAGGIO
AREA A, CON LIVELLO DI FONDAZIONE SCADENTE

ALLEGATO 6

Riassunto interpretazione MASW Bergamo - Via S. Giovanni Bosco

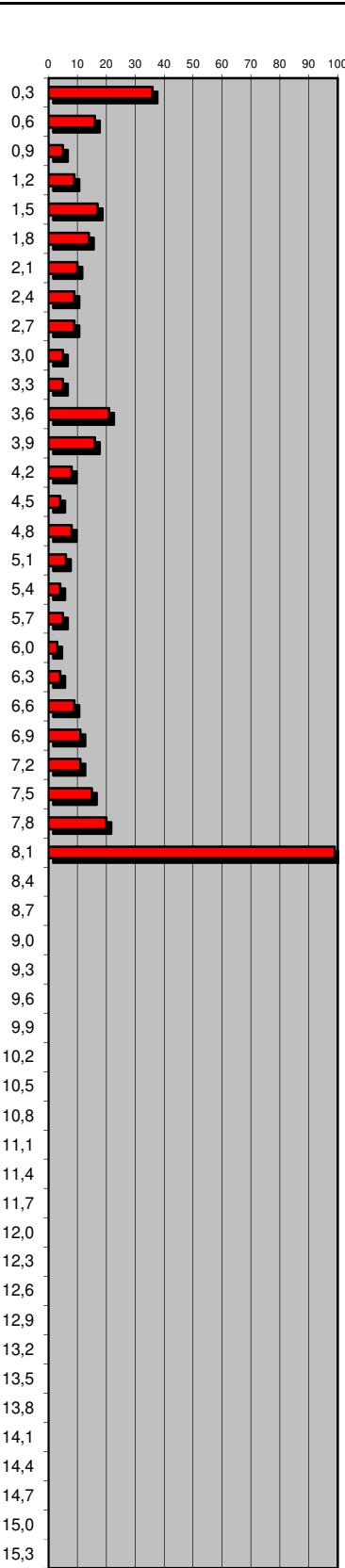
N.	H(m)	Vs(m/s)
1	4,0	425,0
2	6,5	325,0
3	10,0	506,0
4	16,5	558,0
5	24,5	593,0
6	33,0	634,0



ALLEGATO 7

ALLEGATO 8

dott. Paolo Grimaldi - Studio Ambiente e Geologia Via Sottoripa, 18/B 24068 SERIATE (BG)		PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT N° 1											
COMUNE: BERGAMO		COMMITTENTE: ARKI SRL - BERGAMO											
DATA: 24-nov-17													
Profondità	N _{DP}												
		0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100											
Profondità	N _{DP}	Costante N _{SPT} /N _{DP}	N _{SPT}	C _E	C _B	C _R	C _S	N ₆₀	γ KN/m ³	σ _v kPa	σ _v Kg/cm ²	C _N (Liao &Whitman, 1986)	N ₁₍₆₀₎
0,3	36	1,16	42	0,9	1,0	0,8	1,0	28	20,87	6,262	0,06	4,0	28
0,6	16	1,16	19	0,9	1,0	0,8	1,0	13	18,96	11,95	0,12	2,9	13
0,9	5	1,16	6	0,9	1,0	0,8	1,0	4	16,56	16,92	0,17	2,4	4
1,2	9	1,16	10	0,9	1,0	0,8	1,0	7	17,79	22,26	0,23	2,1	7
1,5	17	1,16	20	0,9	1,0	0,8	1,0	13	19,06	27,97	0,29	1,9	13
1,8	14	1,16	16	0,9	1,0	0,8	1,0	11	18,71	33,59	0,34	1,7	11
2,1	10	1,16	12	0,9	1,0	0,8	1,0	8	18,02	38,99	0,40	1,6	8
2,4	9	1,16	10	0,9	1,0	0,8	1,0	7	17,79	44,33	0,45	1,5	10
2,7	9	1,16	10	0,9	1,0	0,8	1,0	7	17,79	49,67	0,51	1,4	10
3,0	5	1,16	6	0,9	1,0	0,8	1,0	4	16,56	54,64	0,56	1,3	5
3,3	5	1,16	6	0,9	1,0	0,8	1,0	4	16,56	59,6	0,61	1,3	5
3,6	21	1,16	24	0,9	1,0	0,8	1,0	16	19,43	65,43	0,67	1,2	20
3,9	16	1,16	19	0,9	1,0	0,8	1,0	13	18,96	71,12	0,73	1,2	15
4,2	8	1,16	9	0,9	1,0	0,8	1,0	6	17,54	76,38	0,78	1,1	7
4,5	4	1,16	5	0,9	1,0	0,9	1,0	4	16,37	81,29	0,83	1,1	4
4,8	8	1,16	9	0,9	1,0	0,9	1,0	7	17,81	86,64	0,88	1,1	8
5,1	6	1,16	7	0,9	1,0	0,9	1,0	5	17,19	91,79	0,94	1,0	6
5,4	4	1,16	5	0,9	1,0	0,9	1,0	4	16,37	96,7	0,99	1,0	4
5,7	5	1,16	6	0,9	1,0	0,9	1,0	4	16,81	101,7	1,04	1,0	4
6,0	3	1,16	3	0,9	1,0	0,9	1,0	3	15,85	106,5	1,09	1,0	3
6,3	4	1,16	5	0,9	1,0	0,9	1,0	4	16,37	111,4	1,14	0,9	3
6,6	9	1,16	10	0,9	1,0	0,9	1,0	8	18,06	116,8	1,19	0,9	7
6,9	11	1,16	13	0,9	1,0	0,9	1,0	10	18,48	122,4	1,25	0,9	9
7,2	11	1,16	13	0,9	1,0	0,9	1,0	10	18,48	127,9	1,30	0,9	9
7,5	15	1,16	17	0,9	1,0	0,9	1,0	13	19,06	133,6	1,36	0,9	11
7,8	20	1,16	23	0,9	1,0	0,9	1,0	18	21,00	139,9	1,43	0,8	15
8,1	99	1,16	115	0,9	1,0	0,9	1,0	88	21,00	146,2	1,49	0,8	72
8,4													
8,7													
9,0													
9,3													
9,6													
9,9													
10,2													
10,5													
10,8													
11,1													
11,4													
11,7													
12,0													
12,3													
12,6													
12,9													
13,2													
13,5													
13,8													
14,1													
14,4													
14,7													
15,0													
15,3													
15,6													



dott. Paolo Grimaldi - Studio Ambiente e Geologia

Via Sottoripa, 18/B 24068 SERIATE (BG)

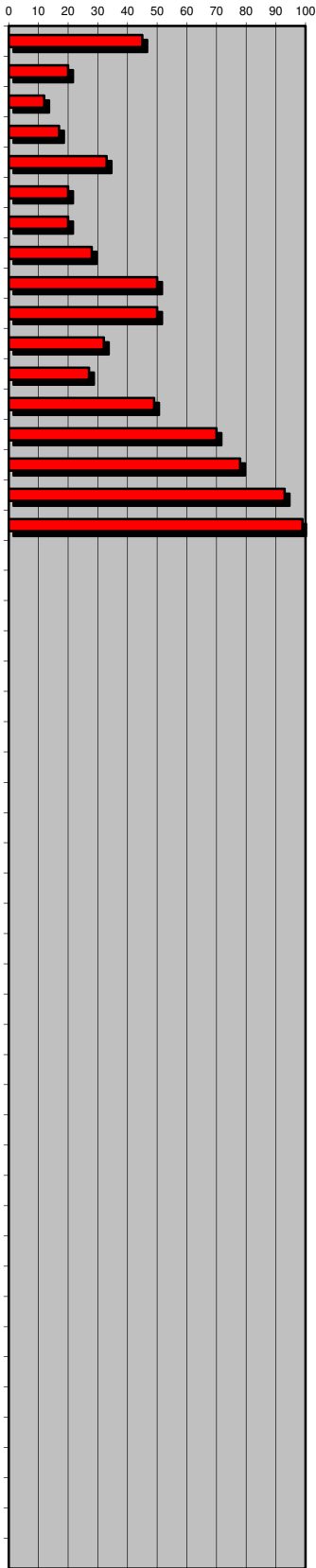
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT N° 2

COMUNE: BERGAMO

COMMITTENTE: ARKI SRL - BERGAMO

DATA: 24-nov-17

Profondità	N _{DP}		Costante N _{SPT} /N _{DP}	N _{SPT}	C _E	C _B	C _R	C _S	N ₆₀	γ KN/m ³	σ _v kPa	σ _v Kg/cm ²	C _N (Liao &Whitman, 1986)	N ₁₍₆₀₎
0,3	45	0,3	1,16	52	0,9	1	0,75	1	35	21,32	6,396	0,07	3,9	35
0,6	20	0,6	1,16	23	0,9	1	0,75	1	16	19,35	12,2	0,12	2,8	16
0,9	12	0,9	1,16	14	0,9	1	0,75	1	9	18,40	17,72	0,18	2,4	9
1,2	17	1,2	1,16	20	0,9	1	0,75	1	13	19,06	23,44	0,24	2,0	13
1,5	33	1,5	1,16	38	0,9	1	0,75	1	26	20,70	29,65	0,30	1,8	26
1,8	20	1,8	1,16	23	0,9	1	0,75	1	16	19,35	35,45	0,36	1,7	16
2,1	20	2,1	1,16	23	0,9	1	0,75	1	16	19,35	41,26	0,42	1,5	16
2,4	28	2,4	1,16	32	0,9	1	0,75	1	22	20,38	47,37	0,48	1,4	32
2,7	50	2,7	1,16	58	0,9	1	0,75	1	39	21,54	53,83	0,55	1,3	53
3,0	50	3,0	1,16	58	0,9	1	0,75	1	39	21,54	60,29	0,61	1,3	50
3,3	32	3,3	1,16	37	0,9	1	0,75	1	25	20,64	66,49	0,68	1,2	30
3,6	27	3,6	1,16	31	0,9	1	0,75	1	21	20,31	72,58	0,74	1,2	25
3,9	49	3,9	1,16	57	0,9	1	0,75	1	38	21,49	79,03	0,81	1,1	43
4,2	70	4,2	1,16	81	0,9	1	0,75	1	55	22,23	85,7	0,87	1,1	59
4,5	78	4,5	1,16	90	0,9	1	0,85	1	69	22,73	92,52	0,94	1,0	71
4,8	93	4,8	1,16	108	0,9	1	0,85	1	83	23,12	99,45	1,01	1,0	82
5,1	99	5,1	1,16	115	0,9	1	0,85	1	88	23,25	106,4	1,09	1,0	84
5,4		5,4												
5,7		5,7												
6,0		6,0												
6,3		6,3												
6,6		6,6												
6,9		6,9												
7,2		7,2												
7,5		7,5												
7,8		7,8												
8,1		8,1												
8,4		8,4												
8,7		8,7												
9,0		9,0												
9,3		9,3												
9,6		9,6												
9,9		9,9												
10,2		10,2												
10,5		10,5												
10,8		10,8												
11,1		11,1												
11,4		11,4												
11,7		11,7												
12,0		12,0												
12,3		12,3												
12,6		12,6												
12,9		12,9												
13,2		13,2												
13,5		13,5												
13,8		13,8												
14,1		14,1												
14,4		14,4												
14,7		14,7												
15,0		15,0												
15,3		15,3												
15,6		15,6												



dott. Paolo Grimaldi - Studio Ambiente e Geologia

Via Sottoripa, 18/B 24068 SERIATE (BG)

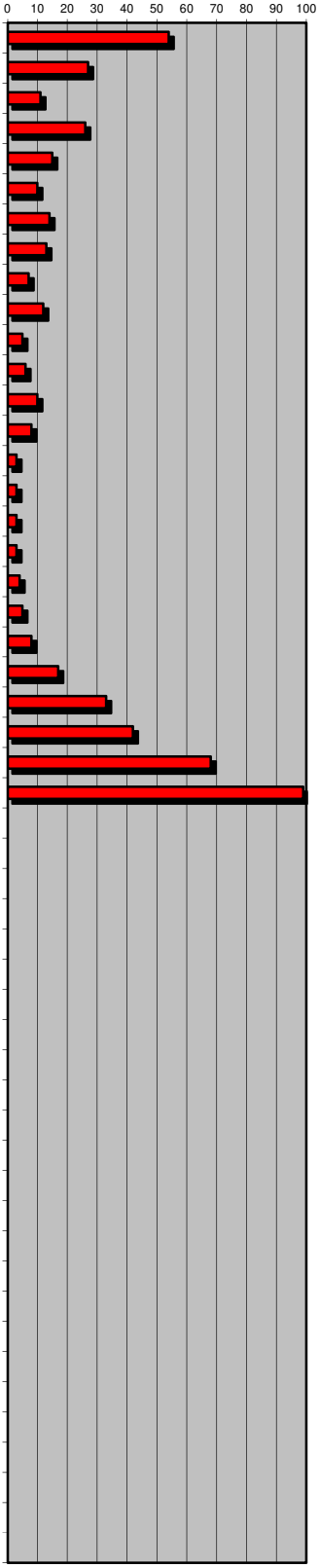
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT N° 6

COMUNE: BERGAMO

COMMITTENTE: ARKI SRL - BERGAMO

DATA: 24-nov-17

Profondità	N _{DP}	Costante N _{SPT} /N _{DP}	N _{SPT}	C _E	C _B	C _R	C _S	N ₆₀	γ KN/m ³	σ _v kPa	σ _v Kg/cm ²	C _N (Liao &Whitman, 1986)	N ₁₍₆₀₎
0,3	54	1,16	63	0,9	1	0,75	1	42	21,69	6,508	0,07	3,9	42
0,6	27	1,16	31	0,9	1	0,75	1	21	20,31	12,6	0,13	2,8	21
0,9	11	1,16	13	0,9	1	0,75	1	9	18,22	18,07	0,18	2,3	9
1,2	26	1,16	30	0,9	1	0,75	1	20	20,24	24,14	0,25	2,0	20
1,5	15	1,16	17	0,9	1	0,75	1	12	18,84	29,79	0,30	1,8	12
1,8	10	1,16	12	0,9	1	0,75	1	8	18,02	35,2	0,36	1,7	8
2,1	14	1,16	16	0,9	1	0,75	1	11	18,71	40,81	0,42	1,6	11
2,4	13	1,16	15	0,9	1	0,75	1	10	18,56	46,38	0,47	1,5	15
2,7	7	1,16	8	0,9	1	0,75	1	5	17,25	51,55	0,53	1,4	8
3,0	12	1,16	14	0,9	1	0,75	1	9	18,40	57,07	0,58	1,3	12
3,3	5	1,16	6	0,9	1	0,75	1	4	16,56	62,04	0,63	1,3	5
3,6	6	1,16	7	0,9	1	0,75	1	5	16,93	67,12	0,68	1,2	6
3,9	10	1,16	12	0,9	1	0,75	1	8	18,02	72,53	0,74	1,2	9
4,2	8	1,16	9	0,9	1	0,75	1	6	17,54	77,79	0,79	1,1	7
4,5	3	1,16	3	0,9	1	0,85	1	3	15,85	82,54	0,84	1,1	3
4,8	3	1,16	3	0,9	1	0,85	1	3	15,85	87,3	0,89	1,1	3
5,1	3	1,16	3	0,9	1	0,85	1	3	15,85	92,05	0,94	1,0	3
5,4	3	1,16	3	0,9	1	0,85	1	3	15,85	96,81	0,99	1,0	3
5,7	4	1,16	5	0,9	1	0,85	1	4	16,37	101,7	1,04	1,0	3
6,0	5	1,16	6	0,9	1	0,85	1	4	16,81	106,8	1,09	1,0	4
6,3	8	1,16	9	0,9	1	0,85	1	7	17,81	112,1	1,14	0,9	7
6,6	17	1,16	20	0,9	1	0,95	1	17	19,48	117,9	1,20	0,9	15
6,9	33	1,16	38	0,9	1	0,95	1	33	21,17	124,3	1,27	0,9	29
7,2	42	1,16	49	0,9	1	0,95	1	42	21,66	130,8	1,33	0,9	36
7,5	68	1,16	79	0,9	1	0,95	1	67	22,68	137,6	1,40	0,8	57
7,8	99	1,16	115	0,9	1	0,95	1	98	23,50	144,7	1,48	0,8	81
8,1													
8,4													
8,7													
9,0													
9,3													
9,6													
9,9													
10,2													
10,5													
10,8													
11,1													
11,4													
11,7													
12,0													
12,3													
12,6													
12,9													
13,2													
13,5													
13,8													
14,1													
14,4													
14,7													
15,0													
15,3													
15,6													



dott. Paolo Grimaldi - Studio Ambiente e Geologia

Via Sottoripa, 18/B 24068 SERIATE (BG)

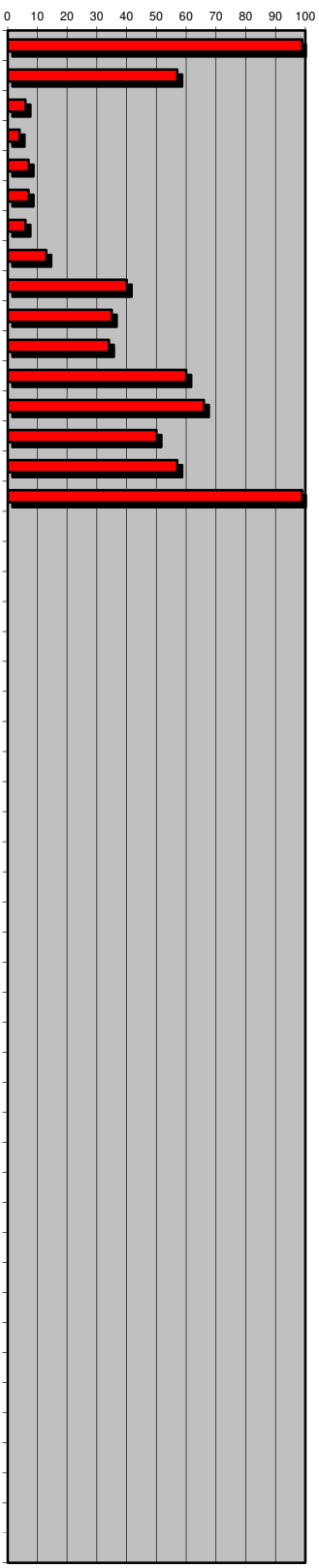
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT N° 7

COMUNE: BERGAMO

COMMITTENTE: ARKI SRL - BERGAMO

DATA: 24-nov-17

Profondità	N _{DP}		Costante N _{SPT} /N _{DP}	N _{SPT}	C _E	C _B	C _R	C _S	N ₆₀	γ KN/m ³	σ _v kPa	σ _v Kg/cm ²	C _N (Liao &Whitman, 1986)	N ₁₍₆₀₎
0,3	99	0,3	1,16	115	0,9	1	0,75	1	78	22,98	6,894	0,07	3,8	78
0,6	57	0,6	1,16	66	0,9	1	0,75	1	45	21,81	13,44	0,14	2,7	45
0,9	6	0,9	1,16	7	0,9	1	0,75	1	5	16,93	18,51	0,19	2,3	5
1,2	4	1,2	1,16	5	0,9	1	0,75	1	3	16,14	23,36	0,24	2,0	3
1,5	7	1,5	1,16	8	0,9	1	0,75	1	5	17,25	28,53	0,29	1,9	5
1,8	7	1,8	1,16	8	0,9	1	0,75	1	5	17,25	33,71	0,34	1,7	5
2,1	6	2,1	1,16	7	0,9	1	0,75	1	5	16,93	38,78	0,40	1,6	5
2,4	13	2,4	1,16	15	0,9	1	0,75	1	10	18,56	44,35	0,45	1,5	15
2,7	40	2,7	1,16	46	0,9	1	0,75	1	31	21,08	50,68	0,52	1,4	44
3,0	35	3,0	1,16	41	0,9	1	0,75	1	27	20,82	56,92	0,58	1,3	36
3,3	34	3,3	1,16	39	0,9	1	0,75	1	27	20,76	63,15	0,64	1,2	33
3,6	60	3,6	1,16	70	0,9	1	0,75	1	47	21,91	69,73	0,71	1,2	56
3,9	66	3,9	1,16	77	0,9	1	0,75	1	52	22,11	76,36	0,78	1,1	59
4,2	50	4,2	1,16	58	0,9	1	0,75	1	39	21,54	82,82	0,84	1,1	43
4,5	57	4,5	1,16	66	0,9	1	0,85	1	51	22,07	89,44	0,91	1,0	53
4,8	99	4,8	1,16	115	0,9	1	0,85	1	88	23,25	96,42	0,98	1,0	89
5,1		5,1												
5,4		5,4												
5,7		5,7												
6,0		6,0												
6,3		6,3												
6,6		6,6												
6,9		6,9												
7,2		7,2												
7,5		7,5												
7,8		7,8												
8,1		8,1												
8,4		8,4												
8,7		8,7												
9,0		9,0												
9,3		9,3												
9,6		9,6												
9,9		9,9												
10,2		10,2												
10,5		10,5												
10,8		10,8												
11,1		11,1												
11,4		11,4												
11,7		11,7												
12,0		12,0												
12,3		12,3												
12,6		12,6												
12,9		12,9												
13,2		13,2												
13,5		13,5												
13,8		13,8												
14,1		14,1												
14,4		14,4												
14,7		14,7												
15,0		15,0												
15,3		15,3												
15,6		15,6												

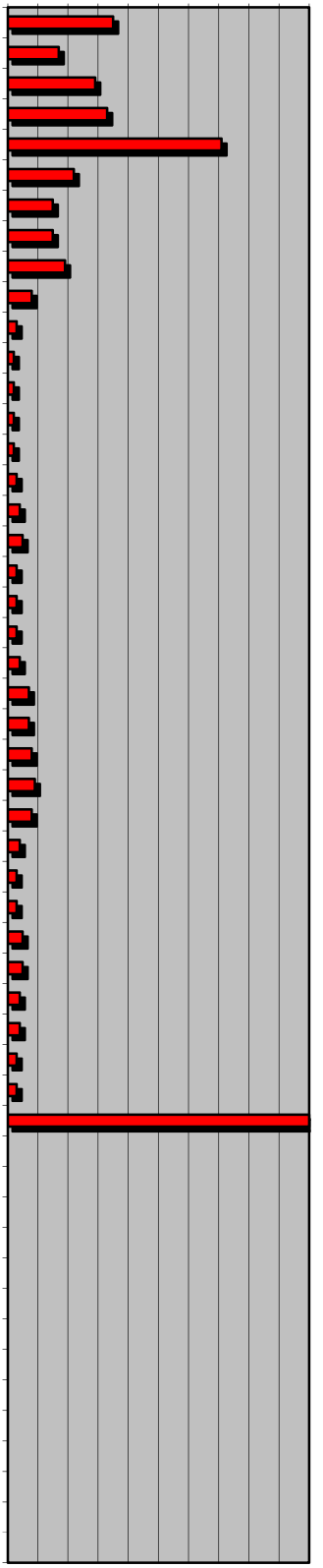


COMUNE: BERGAMO

COMMITTENTE: ARKI SRL - BERGAMO

DATA: 24-nov-17

Profondità	N _{DP}	Costante N _{SPT} /N _{DP}	N _{SPT}	C _E	C _B	C _R	C _S	N ₆₀	γ KN/m ³	σ _v kPa	σ _v Kg/cm ²	C _N (Liao &Whitman, 1986)	N ₁₍₆₀₎
0,3	35	1,16	41	0,9	1	0,75	1	27	20,82	6,245	0,06	4,0	27
0,6	17	1,16	20	0,9	1	0,75	1	13	19,06	11,96	0,12	2,9	13
0,9	29	1,16	34	0,9	1	0,75	1	23	20,45	18,1	0,18	2,3	23
1,2	33	1,16	38	0,9	1	0,75	1	26	20,70	24,31	0,25	2,0	26
1,5	71	1,16	82	0,9	1	0,75	1	56	22,26	30,99	0,32	1,8	56
1,8	22	1,16	26	0,9	1	0,75	1	17	19,52	36,84	0,38	1,6	17
2,1	15	1,16	17	0,9	1	0,75	1	12	18,84	42,5	0,43	1,5	12
2,4	15	1,16	17	0,9	1	0,75	1	12	18,84	48,15	0,49	1,4	17
2,7	19	1,16	22	0,9	1	0,75	1	15	19,26	53,92	0,55	1,3	20
3,0	8	1,16	9	0,9	1	0,75	1	6	17,54	59,19	0,60	1,3	8
3,3	3	1,16	3	0,9	1	0,75	1	2	15,64	63,88	0,65	1,2	3
3,6	2	1,16	2	0,9	1	0,75	1	2	15,04	68,39	0,70	1,2	2
3,9	2	1,16	2	0,9	1	0,75	1	2	15,04	72,9	0,74	1,2	2
4,2	2	1,16	2	0,9	1	0,75	1	2	15,04	77,41	0,79	1,1	2
4,5	2	1,16	2	0,9	1	0,85	1	2	15,21	81,98	0,84	1,1	2
4,8	3	1,16	3	0,9	1	0,85	1	3	15,85	86,73	0,88	1,1	3
5,1	4	1,16	5	0,9	1	0,85	1	4	16,37	91,64	0,93	1,0	4
5,4	5	1,16	6	0,9	1	0,85	1	4	16,81	96,69	0,99	1,0	4
5,7	3	1,16	3	0,9	1	0,85	1	3	15,85	101,4	1,03	1,0	3
6,0	3	1,16	3	0,9	1	0,85	1	3	15,85	106,2	1,08	1,0	3
6,3	3	1,16	3	0,9	1	0,85	1	3	15,85	111	1,13	0,9	3
6,6	4	1,16	5	0,9	1	0,95	1	4	16,59	115,9	1,18	0,9	4
6,9	7	1,16	8	0,9	1	0,95	1	7	17,76	121,3	1,24	0,9	6
7,2	7	1,16	8	0,9	1	0,95	1	7	17,76	126,6	1,29	0,9	6
7,5	8	1,16	9	0,9	1	0,95	1	8	18,05	132	1,35	0,9	7
7,8	9	1,16	10	0,9	1	0,95	1	9	18,30	137,5	1,40	0,8	8
8,1	8	1,16	9	0,9	1	0,95	1	8	18,05	142,9	1,46	0,8	7
8,4	4	1,16	5	0,9	1	0,95	1	4	16,59	147,9	1,51	0,8	3
8,7	3	1,16	3	0,9	1	0,95	1	3	16,05	152,7	1,56	0,8	2
9,0	3	1,16	3	0,9	1	0,95	1	3	16,05	157,5	1,61	0,8	2
9,3	5	1,16	6	0,9	1	0,95	1	5	17,04	162,6	1,66	0,8	4
9,6	5	1,16	6	0,9	1	1,00	1	5	17,15	167,8	1,71	0,8	4
9,9	4	1,16	5	0,9	1	1,00	1	4	16,69	172,8	1,76	0,8	3
10,2	4	1,16	5	0,9	1	1,00	1	4	16,69	177,8	1,81	0,7	3
10,5	3	1,16	3	0,9	1	1,00	1	3	16,14	182,6	1,86	0,7	2
10,8	3	1,16	3	0,9	1	1,00	1	3	16,14	187,5	1,91	0,7	2
11,1	100	1,16	116	0,9	1	1,00	1	104	23,64	194,5	1,98	0,7	74
11,4													
11,7													
12,0													
12,3													
12,6													
12,9													
13,2													
13,5													
13,8													
14,1													
14,4													
14,7													
15,0													
15,3													
15,6													

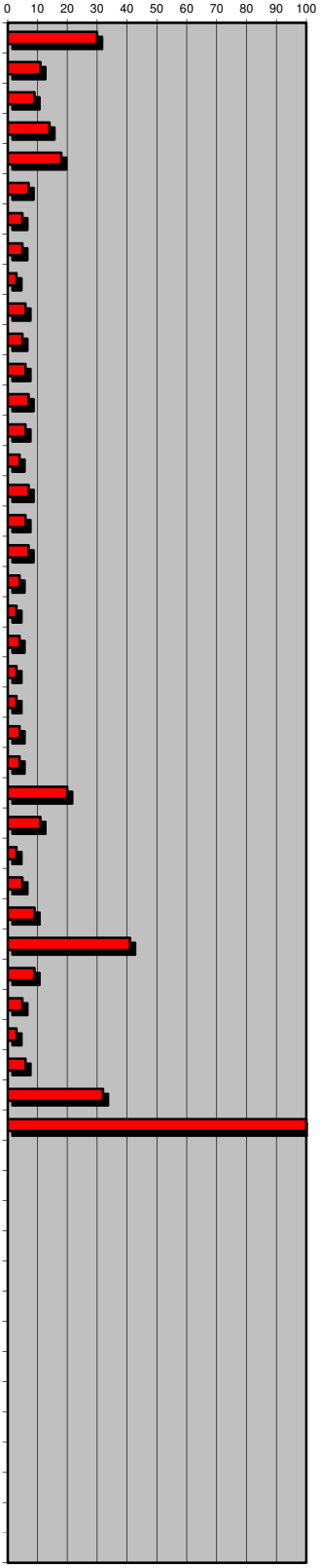


COMUNE: BERGAMO

COMMITTENTE: ARKI SRL - BERGAMO

DATA: 24-nov-17

Profondità	N _{DP}	Costante N _{SPT} /N _{DP}	N _{SPT}	C _E	C _B	C _R	C _S	N ₆₀	γ KN/m ³	σ _v kPa	σ _v Kg/cm ²	C _N (Liao &Whitman, 1986)	N ₁₍₆₀₎
0,3	30	1,16	35	0,9	1	0,75	1	23	20,52	6,155	0,06	4,0	23
0,6	11	1,16	13	0,9	1	0,75	1	9	18,22	11,62	0,12	2,9	9
0,9	9	1,16	10	0,9	1	0,75	1	7	17,79	16,96	0,17	2,4	7
1,2	14	1,16	16	0,9	1	0,75	1	11	18,71	22,57	0,23	2,1	11
1,5	18	1,16	21	0,9	1	0,75	1	14	19,16	28,32	0,29	1,9	14
1,8	7	1,16	8	0,9	1	0,75	1	5	17,25	33,5	0,34	1,7	5
2,1	5	1,16	6	0,9	1	0,75	1	4	16,56	38,46	0,39	1,6	4
2,4	5	1,16	6	0,9	1	0,75	1	4	16,56	43,43	0,44	1,5	4
2,7	3	1,16	3	0,9	1	0,75	1	2	15,64	48,13	0,49	1,4	3
3,0	6	1,16	7	0,9	1	0,75	1	5	16,93	53,2	0,54	1,4	6
3,3	5	1,16	6	0,9	1	0,75	1	4	16,56	58,17	0,59	1,3	5
3,6	6	1,16	7	0,9	1	0,75	1	5	16,93	63,25	0,64	1,2	6
3,9	7	1,16	8	0,9	1	0,75	1	5	17,25	68,43	0,70	1,2	7
4,2	6	1,16	7	0,9	1	0,75	1	5	16,93	73,5	0,75	1,2	5
4,5	4	1,16	5	0,9	1	0,85	1	4	16,37	78,42	0,80	1,1	4
4,8	7	1,16	8	0,9	1	0,85	1	6	17,52	83,67	0,85	1,1	7
5,1	6	1,16	7	0,9	1	0,85	1	5	17,19	88,83	0,91	1,1	6
5,4	7	1,16	8	0,9	1	0,85	1	6	17,52	94,08	0,96	1,0	6
5,7	4	1,16	5	0,9	1	0,85	1	4	16,37	99	1,01	1,0	4
6,0	3	1,16	3	0,9	1	0,85	1	3	15,85	103,8	1,06	1,0	3
6,3	4	1,16	5	0,9	1	0,85	1	4	16,37	108,7	1,11	1,0	3
6,6	3	1,16	3	0,9	1	0,95	1	3	16,05	113,5	1,16	0,9	3
6,9	3	1,16	3	0,9	1	0,95	1	3	16,05	118,3	1,21	0,9	3
7,2	4	1,16	5	0,9	1	0,95	1	4	16,59	123,3	1,26	0,9	4
7,5	4	1,16	5	0,9	1	0,95	1	4	16,59	128,2	1,31	0,9	3
7,8	20	1,16	23	0,9	1	0,95	1	20	19,81	134,2	1,37	0,9	17
8,1	11	1,16	13	0,9	1	0,95	1	11	18,70	139,8	1,43	0,8	9
8,4	3	1,16	3	0,9	1	0,95	1	3	16,05	144,6	1,47	0,8	2
8,7	5	1,16	6	0,9	1	0,95	1	5	17,04	149,7	1,53	0,8	4
9,0	9	1,16	10	0,9	1	0,95	1	9	18,30	155,2	1,58	0,8	7
9,3	41	1,16	48	0,9	1	0,95	1	41	21,61	161,7	1,65	0,8	32
9,6	9	1,16	10	0,9	1	1,00	1	9	18,40	167,2	1,71	0,8	7
9,9	5	1,16	6	0,9	1	1,00	1	5	17,15	172,4	1,76	0,8	4
10,2	3	1,16	3	0,9	1	1,00	1	3	16,14	177,2	1,81	0,7	2
10,5	6	1,16	7	0,9	1	1,00	1	6	17,54	182,5	1,86	0,7	5
10,8	32	1,16	37	0,9	1	1,00	1	33	21,21	188,8	1,93	0,7	24
11,1	100	1,16	116	0,9	1	1,00	1	104	23,64	195,9	2,00	0,7	74
11,4													
11,7													
12,0													
12,3													
12,6													
12,9													
13,2													
13,5													
13,8													
14,1													
14,4													
14,7													
15,0													
15,3													
15,6													



ALLEGATO 9

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE - FORMULA DI BRINCH-HANSEN

DATA: gen-18
CANTIERE: VIA SAN GIOVANNI BOSCO - BERGAMO
INTERVENTO: NUOVO COMPLESSO COMMERCIALE
TIPO DI FONDAZIONE: NASTRIFORMI -QUADRATE - LIVELLO DI FONDAZIONE -4 m DA P.C. RESISTENTE

COMBINAZIONE 1

Parametri	Simboli	Unità di misura	Ipotesi 1	Ipotesi 2	Ipotesi 3	Ipotesi 4	Ipotesi 5
Coesione	c	kPa	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione	γ	kN/m ³	16,50	16,50	16,50	16,50	16,50
Peso di volume terreno sopra il piano di fondazione	γ'	kN/m ³	16,50	16,50	16,50	16,50	16,50
Profondità di immersione	Df	m	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Larghezza fondazione	B	m	1,00	2,00	1,00	2,00	3,00
Lunghezza della fondazione	L	m	5,00	10,00	1,00	2,00	3,00
Inclinazione del pendio (+ se diretta verso il basso)	β	gradi	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Inclinazione piano di fondazione sull'orizzontale	η	gradi	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Angolo di resistenza al taglio	φ°	gradi	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00
Sovraccarico ai lati della fondazione	q	kPa	8,25	8,25	8,25	8,25	8,25
Coeff. per fattore di profondità	k	adim.	0,50	0,25	0,50	0,25	0,17
Carico verticale totale sulla fondazione	V	kN	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Componente orizzontale del carico	H	kN	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Eccentricità asse x	e _x	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Eccentricità asse y	e _y	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Dimensione efficace fondazione	B'	m	1,00	2,00	1,00	2,00	3,00
Dimensione efficace fondazione	L'	m	5,00	10,00	1,00	2,00	3,00
Area efficace della fondazione	A _r	m ²	5,00	20,00	1,00	4,00	9,00
Fattori capacità portante	N _c	adim.	27,86	27,86	27,86	27,86	27,86
	N _q	adim.	16,44	16,44	16,44	16,44	16,44
	N _γ	adim.	12,84	12,84	12,84	12,84	12,84
Fattore di forma	s'c (φ=0)	adim.	0,04	0,04	0,20	0,20	0,20
	sc	adim.	1,12	1,12	1,59	1,59	1,59
	s _γ	adim.	0,92	0,92	0,60	0,60	0,60
	sq	adim.	1,11	1,11	1,55	1,55	1,55
Fattore di profondità	d'c (φ=0)	adim.	0,20	0,10	0,20	0,10	0,07
	dc	adim.	1,20	1,10	1,20	1,10	1,07
	d _γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	dq	adim.	1,15	1,07	1,15	1,07	1,05
Fattore di inclinazione del carico	i'c (φ=0)	adim.	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
	ic	adim.	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
	i _γ	adim.	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
	iq	adim.	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
Fattore di inclinazione sul pendio	g'c (f=0)	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	gc	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	g _γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	gq	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di inclinazione del piano di fondazione	b'c (f=0)	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	bc	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	bq	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	b _γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di sicurezza	F _s	adim.	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
CAPACITA' PORTANTE LIMITE	kPa		270,33	356,70	305,44	353,49	411,88
	t/m ²		27,57	36,37	31,15	36,04	42,00
	Kg/cm ²		2,76	3,64	3,11	3,60	4,20
CAPACITA' PORTANTE AMMISSIBILE	kPa		90,11	118,90	101,81	117,83	137,29
	t/m ²		9,19	12,12	10,38	12,01	14,00
	Kg/cm ²		0,92	1,21	1,04	1,20	1,40

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE - FORMULA DI BRINCH-HANSEN

DATA: gen-18
CANTIERE: VIA SAN GIOVANNI BOSCO - BERGAMO
INTERVENTO: NUOVO COMPLESSO COMMERCIALE
TIPO DI FONDAZIONE: NASTRIFORMI -QUADRATE - LIVELLO DI FONDAZIONE -4 m DA P.C. RESISTENTE

COMBINAZIONE 2

Parametri	Simboli	Unità di misura	Ipotesi 1	Ipotesi 2	Ipotesi 2	Ipotesi 4	Ipotesi 5
Coesione	c	kPa	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione	γ	kN/m ³	16,50	16,50	16,50	16,50	16,50
Peso di volume terreno sopra il piano di fondazione	γ'	kN/m ³	16,50	16,50	16,50	16,50	16,50
Profondità di immersione	Df	m	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Larghezza fondazione	B	m	1,00	2,00	1,00	2,00	3,00
Lunghezza della fondazione	L	m	5,00	10,00	1,00	2,00	3,00
Inclinazione del pendio (+ se diretta verso il basso)	β	gradi	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Inclinazione piano di fondazione sull'orizzontale	η	gradi	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Angolo di resistenza al taglio	φ°	gradi	23,90	23,90	23,90	23,90	23,90
Sovraccarico ai lati della fondazione	q	kPa	8,25	8,25	8,25	8,25	8,25
Coeff. per fattore di profondità	k	adim.	0,50	0,25	0,50	0,25	0,17
Carico verticale totale sulla fondazione	V	kN	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Componente orizzontale del carico	H	kN	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Eccentricità asse x	e _x	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Eccentricità asse y	e _y	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Dimensione efficace fondazione	B'	m	1,00	2,00	1,00	2,00	3,00
Dimensione efficace fondazione	L'	m	5,00	10,00	1,00	2,00	3,00
Area efficace della fondazione	A _r	m ²	5,00	20,00	1,00	4,00	9,00
Fattori capacità portante	Nc	adim.	19,19	19,19	19,19	19,19	19,19
	Nq	adim.	9,50	9,50	9,50	9,50	9,50
	N γ	adim.	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65
Fattore di forma	s'c ($\varphi=0$)	adim.	0,04	0,04	0,20	0,20	0,20
	sc	adim.	1,10	1,10	1,50	1,50	1,50
	s γ	adim.	0,92	0,92	0,60	0,60	0,60
	sq	adim.	1,09	1,09	1,44	1,44	1,44
Fattore di profondità	d'c ($\varphi=0$)	adim.	0,20	0,10	0,20	0,10	0,07
	dc	adim.	1,20	1,10	1,20	1,10	1,07
	d γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	dq	adim.	1,16	1,08	1,16	1,08	1,05
Fattore di inclinazione del carico	i'c ($\varphi=0$)	adim.	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
	ic	adim.	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
	i γ	adim.	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
	iq	adim.	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
Fattore di inclinazione sul pendio	g'c (f=0)	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	gc	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	g γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	gq	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di inclinazione del piano di fondazione	b'c (f=0)	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	bc	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	bq	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	b γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di sicurezza	Fs	adim.	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
CAPACITA' PORTANTE LIMITE	kPa		141,65	177,86	158,88	177,99	203,01
	t/m ²		14,44	18,14	16,20	18,15	20,70
	Kg/cm ²		1,44	1,81	1,62	1,81	2,07
CAPACITA' PORTANTE AMMISSIBILE	kPa		47,22	59,29	52,96	59,33	67,67
	t/m ²		4,81	6,05	5,40	6,05	6,90
	Kg/cm ²		0,48	0,60	0,54	0,60	0,69

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE - FORMULA DI BRINCH-HANSEN

DATA: gen-18
CANTIERE: VIA SAN GIOVANNI BOSCO - BERGAMO
INTERVENTO: NUOVO COMPLESSO COMMERCIALE
TIPO DI FONDAZIONE: NASTRIFORMI -QUADRATE - LIVELLO DI FONDAZIONE -4 m DA P.C. SCADENTE

COMBINAZIONE 1

Parametri	Simboli	Unità di misura	Ipotesi 1	Ipotesi 2	Ipotesi 3	Ipotesi 4	Ipotesi 5
Coesione	c	kPa	22,00	22,00	22,00	22,00	22,00
Peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione	γ	kN/m ³	16,50	16,50	16,50	16,50	16,50
Peso di volume terreno sopra il piano di fondazione	γ'	kN/m ³	16,50	16,50	16,50	16,50	16,50
Profondità di immersione	Df	m	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00
Larghezza fondazione	B	m	1,00	2,00	1,00	2,00	3,00
Lunghezza della fondazione	L	m	5,00	10,00	1,00	2,00	3,00
Inclinazione del pendio (+ se diretta verso il basso)	β	gradi	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Inclinazione piano di fondazione sull'orizzontale	η	gradi	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Angolo di resistenza al taglio	φ°	gradi	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sovraccarico ai lati della fondazione	q	kPa	66,00	66,00	66,00	66,00	66,00
Coeff. per fattore di profondità	k	adim.	1,33	1,11	1,33	1,11	0,93
Carico verticale totale sulla fondazione	V	kN	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Componente orizzontale del carico	H	kN	110,00	440,00	22,00	88,00	198,00
Eccentricità asse x	e _x	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Eccentricità asse y	e _y	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Dimensione efficace fondazione	B'	m	1,00	2,00	1,00	2,00	3,00
Dimensione efficace fondazione	L'	m	5,00	10,00	1,00	2,00	3,00
Area efficace della fondazione	A _r	m ²	5,00	20,00	1,00	4,00	9,00
Fattori capacità portante	N _c	adim.	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14
	N _q	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	N _γ	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Fattore di forma	s' _c (φ=0)	adim.	0,04	0,04	0,20	0,20	0,20
	s _c	adim.	1,04	1,04	1,19	1,19	1,19
	s _γ	adim.	0,92	0,92	0,60	0,60	0,60
Fattore di profondità	s _q	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	d' _c (φ=0)	adim.	0,53	0,44	0,53	0,44	0,37
	d _c	adim.	1,53	1,44	1,53	1,44	1,37
Fattore di inclinazione del carico	d _γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	d _q	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	i' _c (φ=0)	adim.	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Fattore di inclinazione del piano di fondazione	i _c	adim.	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
	i _γ	adim.	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
	i _q	adim.	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
Fattore di inclinazione sul pendio	g' _c (f=0)	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	g _c	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	g _γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di sicurezza	g _q	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	b' _c (f=0)	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	b _c	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di inclinazione del piano di fondazione	b _q	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	b _γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	F _s	adim.	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
CAPACITA' PORTANTE LIMITE	kPa		243,57	233,68	261,67	251,77	243,64
	t/m ²		24,84	23,83	26,68	25,67	24,84
	Kg/cm ²		2,48	2,38	2,67	2,57	2,48
CAPACITA' PORTANTE AMMISSIBILE	kPa		81,19	77,89	87,22	83,92	81,21
	t/m ²		8,28	7,94	8,89	8,56	8,28
	Kg/cm ²		0,83	0,79	0,89	0,86	0,83

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE - FORMULA DI BRINCH-HANSEN

DATA: gen-18
CANTIERE: VIA SAN GIOVANNI BOSCO - BERGAMO
INTERVENTO: NUOVO COMPLESSO COMMERCIALE
TIPO DI FONDAZIONE: NASTRIFORMI -QUADRATE - LIVELLO DI FONDAZIONE -4 m DA P.C. SCADENTE

COMBINAZIONE 2

Parametri	Simboli	Unità di misura	Ipotesi 1	Ipotesi 2	Ipotesi 2	Ipotesi 4	Ipotesi 5
Coesione	c	kPa	17,60	17,60	17,60	17,60	17,60
Peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione	γ	kN/m ³	16,50	16,50	16,50	16,50	16,50
Peso di volume terreno sopra il piano di fondazione	γ'	kN/m ³	16,50	16,50	16,50	16,50	16,50
Profondità di immersione	Df	m	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00
Larghezza fondazione	B	m	1,00	2,00	1,00	2,00	3,00
Lunghezza della fondazione	L	m	5,00	10,00	1,00	2,00	3,00
Inclinazione del pendio (+ se diretta verso il basso)	β	gradi	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Inclinazione piano di fondazione sull'orizzontale	η	gradi	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Angolo di resistenza al taglio	φ°	gradi	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sovraccarico ai lati della fondazione	q	kPa	66,00	66,00	66,00	66,00	66,00
Coeff. per fattore di profondità	k	adim.	1,33	1,11	1,33	1,11	0,93
Carico verticale totale sulla fondazione	V	kN	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Componente orizzontale del carico	H	kN	88,00	352,00	17,60	70,40	158,40
Eccentricità asse x	e _x	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Eccentricità asse y	e _y	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Dimensione efficace fondazione	B'	m	1,00	2,00	1,00	2,00	3,00
Dimensione efficace fondazione	L'	m	5,00	10,00	1,00	2,00	3,00
Area efficace della fondazione	A _r	m ²	5,00	20,00	1,00	4,00	9,00
Fattori capacità portante	N _c	adim.	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14
	N _q	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	N _γ	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Fattore di forma	s'c (φ=0)	adim.	0,04	0,04	0,20	0,20	0,20
	sc	adim.	1,04	1,04	1,19	1,19	1,19
	s _γ	adim.	0,92	0,92	0,60	0,60	0,60
Fattore di profondità	sq	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	d'c (φ=0)	adim.	0,53	0,44	0,53	0,44	0,37
	dc	adim.	1,53	1,44	1,53	1,44	1,37
	d _γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di inclinazione del carico	dq	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	i'c (φ=0)	adim.	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
	ic	adim.	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
	i _γ	adim.	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
Fattore di inclinazione sul pendio	iq	adim.	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
	g'c (f=0)	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	gc	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	g _γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di inclinazione del piano di fondazione	gq	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	b'c (f=0)	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	bc	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	bq	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di sicurezza	b _γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	F _s	adim.	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	CAPACITA' PORTANTE LIMITE	kPa	208,06	200,15	222,53	214,62	208,11
t/m ²		21,22	20,41	22,69	21,88	21,22	
Kg/cm ²		2,12	2,04	2,27	2,19	2,12	
CAPACITA' PORTANTE AMMISSIBILE	kPa	69,35	66,72	74,18	71,54	69,37	
	t/m ²	7,07	6,80	7,56	7,29	7,07	
	Kg/cm ²	0,71	0,68	0,76	0,73	0,71	

ALLEGATO 10

CALCOLO DEI CEDIMENTI - TEORIA DELL'ELASTICITA'

DATA: CANTIERE: INTERVENTO: TIPO DI FONDAZIONE:	gennaio-18 VIA SAN GIOVANNI BOSCO - BERGAMO NUOVO COMPLESSO COMMERCIALE NASTRIFORMI - QUADRATE - LIVELLO DI FONDAZIONE -4 m DA P.C. RESISTENTE
--	--

$$\Delta H = q_o B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} I_s I_F$$

CALCOLO PER FONDAZIONI NASTRIFORMI, QUADRATE E PLATEE

Parametri geotecnici e geometrici		Valori					
q	Intensità di pressione di contatto	KPa	270,3	356,7	305,4	353,5	411,9
H ₁	Spessore dello strato compressibile - 1	m	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0
Es ₁	Modulo elastico strato compressibile 1	KPa	4500	4500	4500	4500	4500
H ₂	Spessore dello strato compressibile - 2	m		1,0		1,0	1,0
Es ₂	Modulo elastico strato compressibile 2	KPa		5000		5000	5000
H ₃	Spessore dello strato compressibile - 3	m		3,0		2,0	3,0
Es ₃	Modulo elastico strato compressibile 3	KPa		35000		35000	35000
H ₄	Spessore dello strato compressibile - 4	m					
Es ₄	Modulo elastico strato compressibile 4	KPa					
H ₅	Spessore dello strato compressibile - 5	m					
Es	Modulo elastico strato compressibile 5	KPa					
H ₆	Spessore dello strato compressibile - 6	m					
Es	Modulo elastico strato compressibile 6	KPa					
H ₇	Spessore dello strato compressibile - 7	m					
Es	Modulo elastico strato compressibile 7	KPa					
Es ₆	Modulo elastico strato compressibile in cui è calcolato il cedimento	KPa	4500	14722	4500	12188	14722
μ	Coefficiente di Poisson	Adim.	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
H	Spessore dello strato compressibile	m	5,0	9,0	5,0	8,0	9,0
D	Profondità del piano di posa	m	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
B	Larghezza della fondazione (lato corto)	m	1,0	2,0	1,0	2,0	3,0
L	Lunghezza della fondazione	m	5,0	10,0	1,0	2,0	3,0
Calcolo del cedimento al centro della fondazione							
L/B	Rapporto lato lungo-lato corto	adim.	5,000	5,000	1,000	1,000	1,000
H/B	Rapporto spessore strato-semilarghezza fondazione	adim.	10,000	9,000	10,000	8,000	6,000
D/B	Rapporto profondità piano di posa-larghezza fondazione	adim.	4,000	2,000	4,000	2,000	1,333
I ₁	Coefficiente di influenza (Steinbrenner)	adim.	0,758	0,730	0,498	0,482	0,457
I ₂	Coefficiente di influenza (Steinbrenner)	adim.	0,071	0,077	0,016	0,020	0,026
I _s	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) I1*	adim.	0,781	0,756	0,503	0,489	0,466
I _F	Coefficiente di influenza (Fox)	adim.	0,625	0,725	0,550	0,600	0,675
ΔH	Cedimento al centro della fondazione	mm	49,280	44,603	31,553	28,585	44,305
Calcolo del cedimento allo spigolo della fondazione							
L/B	Rapporto lato lungo-lato corto	adim.	5,000	5,000	1,000	1,000	1,000
H/B	Rapporto spessore strato-larghezza fondazione	adim.	5,000	4,500	5,000	4,000	3,000
D/B	Rapporto profondità piano di posa-larghezza fondazione	adim.	4,000	2,000	4,000	2,000	1,333
I ₁	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,552	0,517	0,437	0,408	0,363
I ₂	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,111	0,116	0,031	0,037	0,048
I _s	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,589	0,556	0,447	0,421	0,379
I _F	Coefficiente di influenza (Fox) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,625	0,725	0,550	0,600	0,675
ΔH	Cedimento allo spigolo della fondazione	mm	18,567	16,408	14,025	9,405	18,033

CALCOLO DEI CEDIMENTI - TEORIA DELL'ELASTICITA'

DATA:	gennaio-18
CANTIERE:	VIA SAN GIOVANNI BOSCO - BERGAMO
INTERVENTO:	NUOVO COMPLESSO COMMERCIALE
	NASTRIFORMI -QUADRATE - LIVELLO DI
TIPO DI FONDAZIONE:	FONDAZIONE -4 m DA P.C. RESISTENTE

$$\Delta H = q_o B' \frac{1 - \mu^2}{E_S} I_S I_F$$

AZIONI SISMICHE

CALCOLO PER FONDAZIONI NASTRIFORMI, QUADRATE E PLATEE							
Parametri geotecnici e geometrici			Valori				
q	Intensità di pressione di contatto	KPa	267,0	352,4	301,7	349,2	406,9
H ₁	Spessore dello strato compressibile - 1	m	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0
Es ₁	Modulo elastico strato compressibile 1	KPa	4500	4500	4500	4500	4500
H ₂	Spessore dello strato compressibile - 2	m		1,0		1,0	1,0
Es ₂	Modulo elastico strato compressibile 2	KPa		5000		5000	5000
H ₃	Spessore dello strato compressibile - 3	m		3,0		2,0	3,0
Es ₃	Modulo elastico strato compressibile 3	KPa		35000		35000	35000
H ₄	Spessore dello strato compressibile - 4	m					
Es ₄	Modulo elastico strato compressibile 4	KPa					
H ₅	Spessore dello strato compressibile - 5	m	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Es	Modulo elastico strato compressibile 5	KPa	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Es ₆	Modulo elastico strato compressibile in cui è calcolato il cedimento	KPa	4500	14722	4500	12188	14722
μ	Coefficiente di Poisson	Adim.	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
H	Spessore dello strato compressibile	m	5,0	9,0	5,0	8,0	9,0
D	Profondità del piano di posa	m	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
B	Larghezza della fondazione (lato corto)	m	1,0	2,0	1,0	2,0	3,0
L	Lunghezza della fondazione	m	5,0	10,0	1,0	2,0	3,0
Calcolo del cedimento al centro della fondazione							
L/B	Rapporto lato lungo-lato corto	adim.	5,000	5,000	1,000	1,000	1,000
H/B	Rapporto spessore strato-semilarghezza fondazione	adim.	10,000	9,000	10,000	8,000	6,000
D/B	Rapporto profondità piano di posa-larghezza fondazione	adim.	3,000	1,500	3,000	1,500	1,000
I ₁	Coefficiente di influenza (Steinbrenner)	adim.	0,758	0,730	0,498	0,482	0,457
I ₂	Coefficiente di influenza (Steinbrenner)	adim.	0,071	0,077	0,016	0,020	0,026
I _s	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) I1*	adim.	0,781	0,756	0,503	0,489	0,466
I _F	Coefficiente di influenza (Fox)	adim.	0,625	0,725	0,550	0,600	0,675
ΔH	Cedimento al centro della fondazione	mm	48,681	44,060	31,169	28,237	43,767
Calcolo del cedimento allo spigolo della fondazione							
L/B	Rapporto lato lungo-lato corto	adim.	5,000	5,000	1,000	1,000	1,000
H/B	Rapporto spessore strato-larghezza fondazione	adim.	5,000	4,500	5,000	4,000	3,000
D/B	Rapporto profondità piano di posa-larghezza fondazione	adim.	3,000	1,500	3,000	1,500	1,000
I ₁	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,552	0,517	0,437	0,408	0,363
I ₂	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,111	0,116	0,031	0,037	0,048
I _s	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,589	0,556	0,447	0,421	0,379
I _F	Coefficiente di influenza (Fox) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,625	0,725	0,550	0,600	0,675
ΔH	Cedimento allo spigolo della fondazione	mm	18,341	16,209	13,854	12,149	17,814

CALCOLO DEI CEDIMENTI - TEORIA DELL'ELASTICITA'

DATA: CANTIERE: INTERVENTO: TIPO DI FONDAZIONE:	gennaio-18 VIA SAN GIOVANNI BOSCO - BERGAMO NUOVO COMPLESSO COMMERCIALE NASTRIFORMI -QUADRATE - LIVELLO DI FONDAZIONE -4 m DA P.C. SCADENTE
--	---

$$\Delta H = q_o B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} I_S I_F$$

CALCOLO PER FONDAZIONI NASTRIFORMI, QUADRATE E PLATEE

Parametri geotecnici e geometrici		Valori					
q	Intensità di pressione di contatto	KPa	243,6	233,7	261,7	251,8	243,6
H ₁	Spessore dello strato compressibile - 1	m	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7
Es ₁	Modulo elastico strato compressibile 1	KPa	3000	3000	3000	3000	3000
H ₂	Spessore dello strato compressibile - 2	m	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
Es ₂	Modulo elastico strato compressibile 2	KPa	5000	5000	5000	5000	5000
H ₃	Spessore dello strato compressibile - 3	m	1,0	3,0	1,0	3,0	3,0
Es ₃	Modulo elastico strato compressibile 3	KPa	3000	3000	3000	3000	3000
H ₄	Spessore dello strato compressibile - 4	m					
Es ₄	Modulo elastico strato compressibile 4	KPa					
H ₅	Spessore dello strato compressibile - 5	m					
Es	Modulo elastico strato compressibile 5	KPa					
H ₆	Spessore dello strato compressibile - 6	m					
Es	Modulo elastico strato compressibile 6	KPa					
H ₇	Spessore dello strato compressibile - 7	m					
Es	Modulo elastico strato compressibile 7	KPa					
Es ₆	Modulo elastico strato compressibile in cui è calcolato il cedimento	KPa	3520	3371	3520	3371	3371
μ	Coefficiente di Poisson	Adim.	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
H	Spessore dello strato compressibile	m	5,0	7,0	5,0	7,0	7,0
D	Profondità del piano di posa	m	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
B	Larghezza della fondazione (lato corto)	m	1,0	2,0	1,0	2,0	3,0
L	Lunghezza della fondazione	m	5,0	10,0	1,0	2,0	3,0
Calcolo del cedimento al centro della fondazione							
L/B	Rapporto lato lungo-lato corto	adim.	5,000	5,000	1,000	1,000	1,000
H/B	Rapporto spessore strato-semilarghezza fondazione	adim.	10,000	7,000	10,000	7,000	4,667
D/B	Rapporto profondità piano di posa-larghezza fondazione	adim.	4,000	2,000	4,000	2,000	1,333
I ₁	Coefficiente di influenza (Steinbrenner)	adim.	0,758	0,658	0,498	0,471	0,429
I ₂	Coefficiente di influenza (Steinbrenner)	adim.	0,071	0,092	0,016	0,022	0,033
I _s	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) I1*	adim.	0,781	0,689	0,503	0,479	0,440
I _F	Coefficiente di influenza (Fox)	adim.	0,625	0,725	0,550	0,600	0,675
ΔH	Cedimento al centro della fondazione	mm	56,765	116,276	34,557	72,084	108,060
Calcolo del cedimento allo spigolo della fondazione							
L/B	Rapporto lato lungo-lato corto	adim.	5,000	5,000	1,000	1,000	1,000
H/B	Rapporto spessore strato-larghezza fondazione	adim.	5,000	3,500	5,000	3,500	2,333
D/B	Rapporto profondità piano di posa-larghezza fondazione	adim.	4,000	2,000	4,000	2,000	1,333
I ₁	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,552	0,435	0,437	0,388	0,316
I ₂	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,111	0,126	0,031	0,042	0,058
I _s	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,589	0,478	0,447	0,402	0,336
I _F	Coefficiente di influenza (Fox) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,625	0,725	0,550	0,600	0,675
ΔH	Cedimento allo spigolo della fondazione	mm	21,387	40,313	15,360	29,302	41,263

CALCOLO DEI CEDIMENTI - TEORIA DELL'ELASTICITA'

DATA: gennaio-18
CANTIERE: VIA SAN GIOVANNI BOSCO - BERGAMO
INTERVENTO: NUOVO COMPLESSO COMMERCIALE
TIPO DI FONDAZIONE: NASTRIFORMI -QUADRATE - LIVELLO DI FONDAZIONE -4 m DA P.C. SCADENTE

$$\Delta H = q_o B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} I_s I_F$$

AZIONI SISMICHE

CALCOLO PER FONDAZIONI NASTRIFORMI, QUADRATE E PLATEE							
Parametri geotecnici e geometrici				Valori			
q	Intensità di pressione di contatto	KPa	240,6	230,8	258,5	248,7	240,7
H ₁	Spessore dello strato compressibile - 1	m	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7
Es ₁	Modulo elastico strato compressibile 1	KPa	3000	3000	3000	3000	3000
H ₂	Spessore dello strato compressibile - 2	m	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
Es ₂	Modulo elastico strato compressibile 2	KPa	5000	5000	5000	5000	5000
H ₃	Spessore dello strato compressibile - 3	m	1,0	3,0	1,0	3,0	3,0
Es ₃	Modulo elastico strato compressibile 3	KPa	3000	3000	3000	3000	3000
H ₄	Spessore dello strato compressibile - 4	m					
Es ₄	Modulo elastico strato compressibile 4	KPa					
H ₅	Spessore dello strato compressibile - 5	m	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Es	Modulo elastico strato compressibile 5	KPa	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
			0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
			0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
			0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
			0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Es ₆	Modulo elastico strato compressibile in cui è calcolato il cedimento	KPa	3520	3371	3520	3371	3371
μ	Coefficiente di Poisson	Adim.	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
H	Spessore dello strato compressibile	m	5,0	7,0	5,0	7,0	7,0
D	Profondità del piano di posa	m	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
B	Larghezza della fondazione (lato corto)	m	1,0	2,0	1,0	2,0	3,0
L	Lunghezza della fondazione	m	5,0	10,0	1,0	2,0	3,0
Calcolo del cedimento al centro della fondazione							
L/B	Rapporto lato lungo-lato corto	adim.	5,000	5,000	1,000	1,000	1,000
H/B	Rapporto spessore strato-semilarghezza fondazione	adim.	10,000	7,000	10,000	7,000	4,667
D/B	Rapporto profondità piano di posa-larghezza fondazione	adim.	3,000	1,500	3,000	1,500	1,000
I ₁	Coefficiente di influenza (Steinbrenner)	adim.	0,758	0,658	0,498	0,471	0,429
I ₂	Coefficiente di influenza (Steinbrenner)	adim.	0,071	0,092	0,016	0,022	0,033
I _s	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) I1*	adim.	0,781	0,689	0,503	0,479	0,440
I _F	Coefficiente di influenza (Fox)	adim.	0,625	0,725	0,550	0,600	0,675
ΔH	Cedimento al centro della fondazione	mm	56,075	114,862	34,137	71,207	106,746
Calcolo del cedimento allo spigolo della fondazione							
L/B	Rapporto lato lungo-lato corto	adim.	5,000	5,000	1,000	1,000	1,000
H/B	Rapporto spessore strato-larghezza fondazione	adim.	5,000	3,500	5,000	3,500	2,333
D/B	Rapporto profondità piano di posa-larghezza fondazione	adim.	3,000	1,500	3,000	1,500	1,000
I ₁	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,552	0,435	0,437	0,388	0,316
I ₂	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,111	0,126	0,031	0,042	0,058
I _s	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,589	0,478	0,447	0,402	0,336
I _F	Coefficiente di influenza (Fox) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,625	0,725	0,550	0,600	0,675
ΔH	Cedimento allo spigolo della fondazione	mm	21,127	39,823	15,173	29,920	40,761

ALLEGATO 11



