

REGIONE PIEMONTE
PROVINCIA DI TORINO

COMUNE DI SALBERTRAND

OGGETTO

PROGETTO ESECUTIVO Capannone ricovero mezzi ACSEL



Sede legale ed amministrativa:

Acsel s.p.a. - Cap. soc. int. versato € 120.000 - P.IVA 08876820013

10057 SANT'AMBROGIO DI TORINO (TO) Italy - Via delle Chiuse, 21
Tel. +39 011 93 42 978 - Fax +39 011 93 99 213
segreteria@acselspa.it - www.acselspa.it

Impianto di depurazione e canile:

10090 ROSTA (TO) Italy - Strada comunale di Rivoli, 7
Tel. +39 011 93 42 978 int. 3 - Fax +39 011 95 67 906

FIRMA
AMM. DELEGATO

FIRMA
R.U.P.

INDIRIZZO

S.S. 24 - Strada Vicinale del Sagne

OGGETTO

RELAZIONE GEOLOGICA

STUDIO DI PROGETTAZIONE

Ing. Roberto CIMARELLA

Via Almese n. 33B
10040 Villar Dora - TO
Tel. 011.9352570

FIRMA E TIMBRO

RIFERIMENTI CATASTALI

NCT fg. 21 N. 9,10,15,22,281,16,29,34,35,37,43,70,45,164,263,54,41,38,26
27,271,259,28,53,57,55,58,24,25,282,39,40,46,47,48,49,52

EMISSIONE:

Luglio 2014

REVISIONE:

SCALA ELABORATI

NUM. ELAB. GRAFICI

TAVOLA

R13



STUDIO TECNICO ASSOCIATO
Corso Trapani 39 - 10139 TORINO
Tel. 011/4470700 - P.I. 04664840016

Regione Piemonte
Comune di Salbertrand (TO)

**RELAZIONE GEOLOGICA,
IDROGEOLOGICA E GEOTECNICA**
per la realizzazione di un capannone ricovero mezzi e uffici
ACSEL

Committente:

ACSEL s.p.a.
Via delle Chiuse, 21
10057 – Sant’Ambrogio di Torino (TO)

SOMMARIO

1.	PREMESSA	3
2.	INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO ED URBANISTICO	4
3.	RELAZIONE GEOLOGICA ED IDROGEOLOGICA.....	7
3.1	CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E STRATIGRAFICHE	7
3.1.1	<i>Inquadramento geologico e geomorfologico.....</i>	<i>7</i>
3.1.2	<i>Indagini geognostiche in sito.....</i>	<i>10</i>
3.2	IDROGEOLOGIA.....	14
3.2.1	<i>Caratteristiche idrogeologiche generali</i>	<i>14</i>
3.2.2	<i>Analisi del rischio idraulico</i>	<i>15</i>
4.	ANALISI SISMICA	20
4.1	FINALITÀ E PRINCIPI DELLA ZONAZIONE SISMICA	20
4.2	STATI LIMITE DI RIFERIMENTO	22
4.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA.....	24
4.4	CATEGORIA DI RISPOSTA SISMICA DEL SOTTOSUOLO	26
4.5	AZIONE SISMICA LOCALE.....	29
5.	RELAZIONE GEOTECNICA.....	37
5.1	DEDUZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI	37
5.1.1	<i>Angolo di resistenza al taglio e peso di volume</i>	<i>37</i>
5.1.2	<i>Parametri pseudoelastici.....</i>	<i>39</i>
5.2	VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DEL TERRENO (RD) AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	41
5.2.1	<i>Scelta degli approcci progettuali</i>	<i>41</i>
5.2.2	<i>Formulazioni analitiche utilizzate.....</i>	<i>43</i>
5.2.3	<i>Coefficienti riduttivi parziali.....</i>	<i>45</i>
5.2.4	<i>Risultati ottenuti</i>	<i>46</i>
5.3	VERIFICHE DI AMMISSIBILITÀ DEI CEDIMENTI DEL TERRENO (Cd) AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	48
5.3.1	<i>Carichi ammissibili in funzione dei cedimenti massimi tollerati</i>	<i>48</i>
5.3.2	<i>Tabelle riepilogative sui carichi ammissibili</i>	<i>52</i>
5.4	VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO	55
5.5	VERIFICA DELLE SPINTE ORIZZONTALI.....	56
5.6	RISCHI DI LIQUEFAZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	57
6.	CONCLUSIONI	59

1. PREMESSA

La presente relazione geologico – tecnica, ha lo scopo di descrivere la natura del terreno e le caratteristiche geologiche, idrogeologiche e geomorfologiche del sito ubicato in Comune di Salbertrand (TO), prossimo al km 72 della SS n.24, ove è in progetto la realizzazione di un capannone atto al ricovero dei mezzi e relativi uffici della ditta ACSEL s.p.a.

Lo studio è stato redatto ai sensi delle nuove “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” (NTC) di cui al D.M. 14.01.2008, con relativa Circolare esplicativa del 02.02.2009, che hanno aggiornato ed integrato le precedenti norme di cui al D.M. 11.03.88 “*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*”.

Si illustra, inoltre, il risultato del sopralluogo effettuato direttamente in sito, oltre ai dati stratigrafici afferenti all’area del sito in oggetto, al fine di definire le problematiche potenzialmente interferenti con l’opera in progetto. Inoltre, per fornire un quadro più completo è stata eseguita l’analisi della documentazione e della letteratura geologica preesistente, con particolare attenzione agli studi e agli elaborati geologici a corredo del PRGC di Salbertrand (TO).

Sulla base delle conoscenze così acquisite, sono state ricostruite le caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e geotecniche del terreno di fondazione ed i parametri da adottare nelle verifiche delle opere di fondazione in oggetto, facendo riferimento a quanto indicato al par. C.6.2. della suddetta Circolare esplicativa del 02.02.2009.

2. INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO ED URBANISTICO

L'area interessata dal progetto è ubicata nella parte nord-orientale del territorio comunale di Salbertrand, a circa 240 m dall'imbocco della galleria Serre La Voute dell'autostrada A32 Torino – Bardonecchia.

Questo settore del territorio comunale di Salbertrand è caratterizzato dalla presenza di fabbricati a vocazione produttiva e alcune infrastrutture di carattere autostradale e ferroviario.

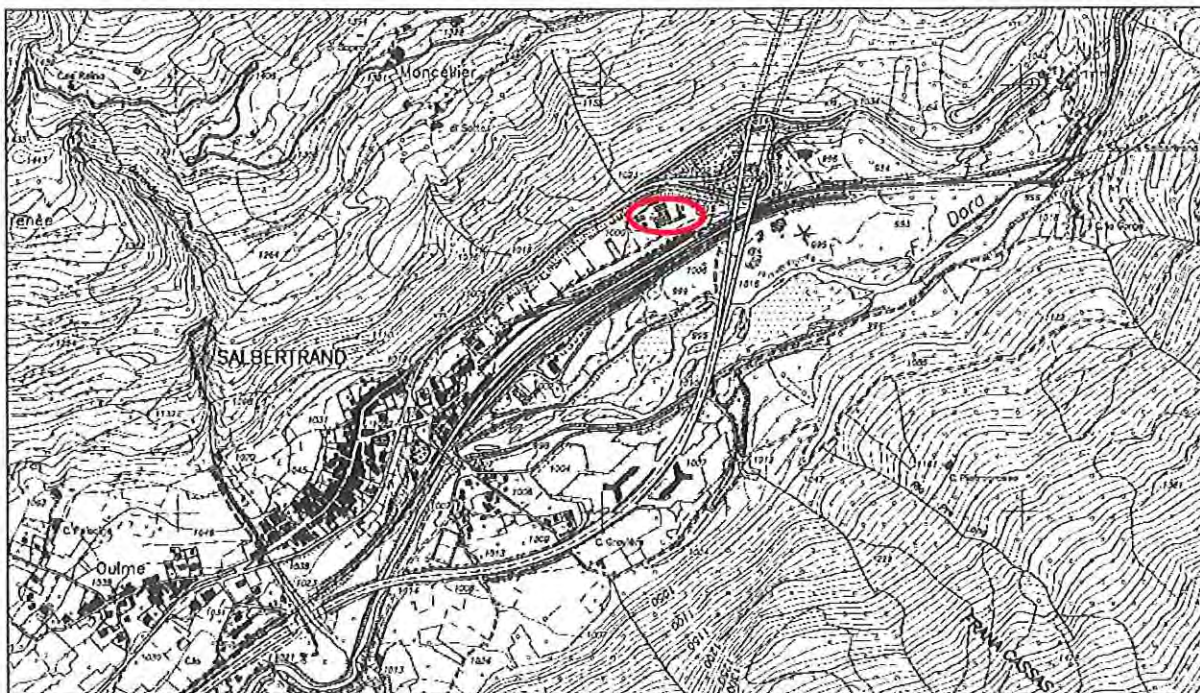
L'area in oggetto è individuabile, in base alla cartografia dell'Istituto Geografico Militare, sulla Tavoletta II S.E. "Oulx", in scala 1:25.000, del F° 54 "Bardonecchia" della Carta Geografica d'Italia, mediante le coordinate UTM: 32T 4993677N 334125E.

Per un inquadramento più dettagliato, si può fare riferimento alla Sezione n. 153110 della Carta Tecnica Regionale, edita in scala 1:10.000 dal Servizio Cartografico della Regione Piemonte, di cui si allega nel seguito un estratto con indicata l'ubicazione del sito in esame.

La quota del piano campagna del terreno sul quale si prevede di effettuare l'intervento è di circa 1.003 m s.l.m..

Il sito in disponibilità è censito al catasto del Comune di Salbertrand sul Foglio n. 21 particelle n. 9, 10, 15, 16, 22, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 34, 35, 37, 38, 39, 40, 41, 43, 45, 46, 47, 48, 49, 52, 53, 54, 55, 57, 58, 70, 164, 259, 263, 271, 281 e 282.

Infine, in riferimento alla Mosaicatura dei Piani Regolatori della Provincia di Torino allegata nel seguito, è emerso che il sito in esame ricade nella zona classificata come **area agricola indifferenziata** (ovvero aree agricole senza particolari limitazioni).



2-1. Estratto della Carta Tecnica Regionale della Regione Piemonte, Sezione 153110, con indicato in rosso il sito in oggetto.



2-2. Estratto della Mappa Catastale del Comune di Salbertrand, Foglio 21, con indicato in verde il confine di proprietà della ditta ACSEL s.p.a. ed in rosso le aree al momento non acquisite.



DESTINAZIONI D'USO PREVALENTI E COMPROMISSIONE TERRITORIALE

R	P	T	M	H	A	
						CONSOLIDATO e/o COMPLETAMENTO
						NUOVO IMPIANTO
						TRASFORMAZIONE
						NON SPECIFICATO
						INDIFFERENZIATO
						FREGIO AMBIENTALE
						VINCOLATO

R - Residenziale
P - Produttivo
T - Terziario
M - Polifunzionale
H - Turistico/Ricettivo
A - Agro-forestale

2-3. Estratto della Mosaicatura dei Piani Regolatori (Provincia di Torino - http://www.provincia.torino.gov.it/territorio/sezioni/urbanistica/d_strumenti_ol/prgc_e_varianti#top) del Comune di Salbertrand, con individuazione (cerchio rosso) del sito in esame.

3. RELAZIONE GEOLOGICA ED IDROGEOLOGICA

3.1 Caratteristiche geologiche e stratigrafiche

3.1.1 Inquadramento geologico e geomorfologico

L'area sulla quale sorge il sito in studio è ubicata nel Comune di Salbertrand (TO), e ricade nel Foglio n. 54 "Bardonecchia" della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000, di cui si allega un estratto.

Il sito in esame, così come gran parte dell'abitato di Salbertrand, ricade nel fondovalle alluvionale della Dora Riparia, su formazioni superficiali pleistocenico-attuali estese e potenti, derivanti dall'azione erosiva e deposizionale del glacialismo, dei fenomeni torrentizi, dei fenomeni gravitativi e dall'alterazione fisico-meccanica. La Carta Geologica d'Italia descrive tali depositi come sedimenti ghiaiosi e ghiaioso – sabbiosi, con subordinata locale presenza di blocchi e sporadiche intercalazioni di livelli sabbioso – limosi. Tale struttura comporta, peraltro, la presenza di un sistema acquifero a falde confinate.

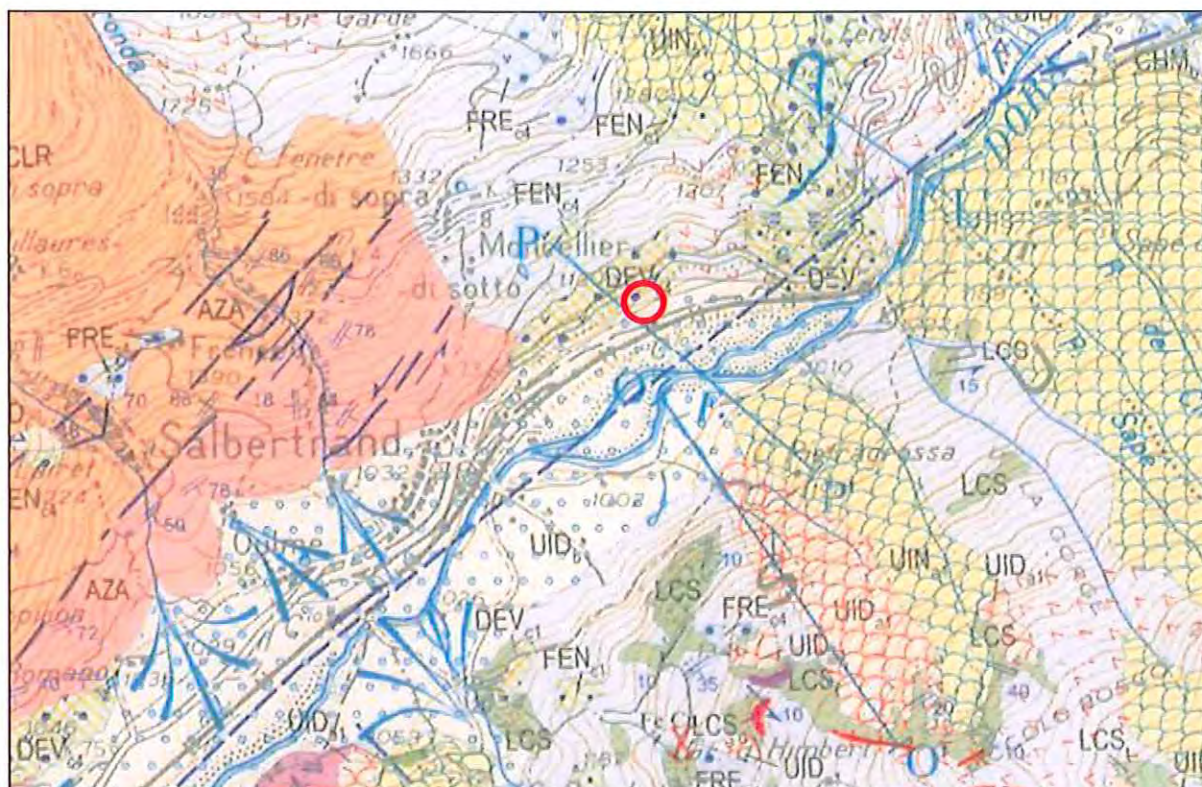
In base a quanto illustrato nella suddetta Carta Geologica, nei pressi del sito in esame il versante sinistro della valle è caratterizzato superficialmente da depositi eterogenei a struttura caotica con basso grado di addensamento e litofacies variabile da diamicton a matrice limoso-sabbiosa, con clasti arrotondati, levigati e striati, ad ammassi di blocchi.

Il substrato roccioso più profondo individuato appartiene al massiccio d'Ambin, costituito da un basamento cristallino pretriassico e da metasedimenti permo-mesozoici di potenza limitata, distinti in Micascisti dei Forneaux, Complesso di Clarea, Complesso d'Ambin e Copertura mesozoica del Massiccio d'Ambin. Nell'area vasta oggetto di studio, in particolare, si distinguono il Complesso di Clarea e il Complesso d'Ambin.

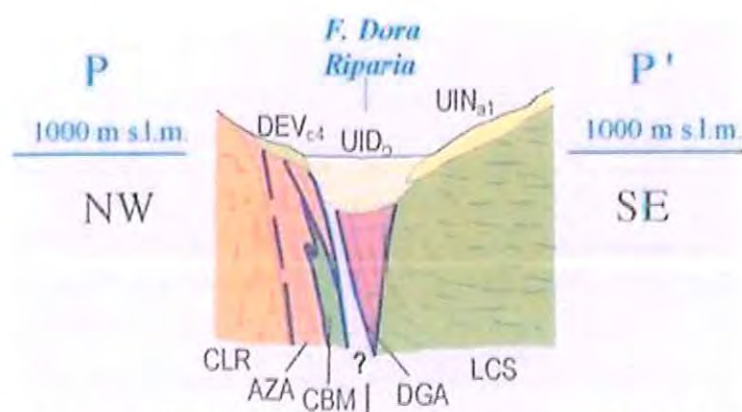
Nello specifico, trattandosi della base del complesso d'Ambin (AZA), è presente un orizzonte discontinuo di metaconglomerati passanti gradualmente a quarziti metaconglomeratiche a matrice carbonatica, caratterizzati dalla presenza di clasti di quarzo biancastro e da rari litici gneissico-micascistosi isorientati parallelamente alla scistosità regionale e immersi in una matrice quarzosa con subordinata mica bianca, che conferisce alla roccia una caratteristica colorazione bianco-lattea.

Inoltre, in prossimità del contatto con il complesso d'Ambin, nei livelli strutturali più elevati del complesso di Clarea (CLR), affiorano micascisti filladici e micascisti trasformati in gneiss minuti albitizzati riequilibrati in facies scisti blu, per la

sostituzione di mica bianca da parte di albite, di età eo-alpina. In questi gneiss è presente un granato euedrale di piccole dimensioni cresciuto in equilibrio con biotite o incluso in peciloblasti a losanga di albite. A sua volta la biotite ha sostituito la clorite.



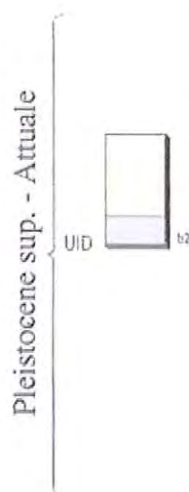
3-1. Individuazione del sito in esame sulla Carta Geologica d'Italia, edita in scala 1:100.000, F° 54 "Bardonecchia" (Progetto CARG, www.isprambiente.gov.it)



3-2. Sezione geologica P'-P' della Carta Geologica d'Italia individuata nelle vicinanze dell'area in oggetto.

COPERTURA PLIOCENICO (?) - QUATERNARIA

UNITA' IN FORMAZIONE NON DISTINTE IN BASE AL BACINO DI PERTINENZA



Unità ubiquitarie

Coltre eluvio-colluviale e detritico-colluviale a spese essenzialmente di substrato particolarmente degradabile (UID₂₂); depositi con struttura di tipo *open work* e *partially open work*, con clasti e blocchi angolosi e scarsa matrice (detrito di falda) (UID₂₃); depositi eterogenei ed eterometrici a struttura caotica e basso grado di addensamento, con litofacies variabili da *diamicton* a matrice limoso-sabbiosa ad ammassi di blocchi (accumuli gravitativi) (UID₂₁); *diamicton* a matrice sabbiosa con intercalazioni sabbioso-gliaiose (depositi di origine mista) (UID); depositi limosi con sporadiche intercalazioni sabbiose e sabbioso-limose (depositi palustri e di torbiera) (UID₂₄); concrezioni carbonatiche massive e/o stratificate (travertini) (UID₂₅); sedimenti ghiaiosi e ghiaioso-sabbiosi, con subordinata locale presenza di blocchi e sporadiche intercalazioni di livelli sabbioso-limosi (depositi fluviali) (UID₂₆); accumuli di origine antropica (UID₂₇).

PLEISTOCENE SUP. - ATTUALE

Depositi glaciali recenti ed attuali

Accumuli caotici di blocchi con struttura di tipo *open-work* e *partially open-work* (*till* di ablazione) (UID₂₈); *diamicton* a matrice sabbioso-limosa con clasti da subangolosi a subarrotondati (*till* indifferenziato) (UID₂₉); *diamicton* a matrice sabbioso-limosa con clasti e blocchi da subangolosi a subarrotondati (*till* di allogamento) (UID₃₀). Sedimenti sabbioso-limosi stratificati (depositi glaciolacustri) (UID₃₁).

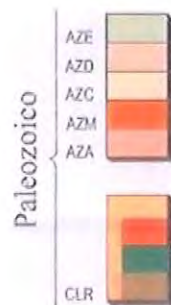
ALLOGRUPPO DI SALBERTRAND



Alloformazione di Devés

Diamicton a matrice limosa con clasti arrotondati, levigati e striati (*till* di allogamento) (DEV₂₄); *diamicton* a matrice limoso-sabbiosa con clasti da subangolosi ad arrotondati (*till* indifferenziato) (DEV₂₅); *diamicton* poco addensati con clasti subangolosi e subarrotondati (*till* di ablazione) (DEV₂₆). Clasti di metabasiti, micascisti, calcescisti, dolomie, marmi, quarziti e gneiss sani o poco alterati, ad eccezione di quelli carbonatici, da alterati a molto alterati; sedimenti sabbioso-limosi stratificati (depositi glaciolacustri) (DEV₂₇).

Basamento pretriassico



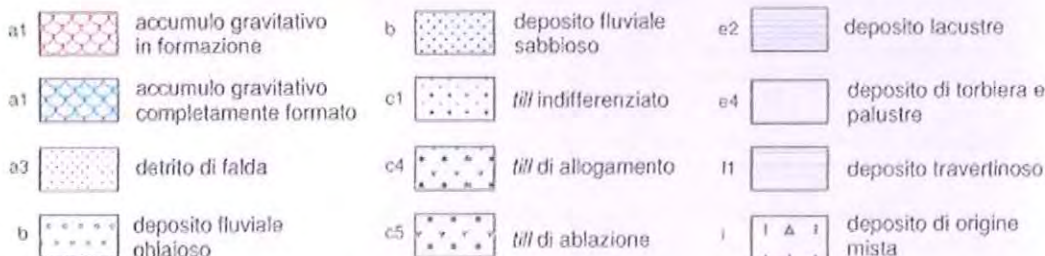
Complesso d'Amblin

Metaconglomerati a ciottoli di quarzo e rari litici, passanti a quarziti metaconglomeratiche a matrice carbonatica (AZA). Micascisti quarzosi; quarziti; metaconglomerati; micascisti a glaucofane, mica chiara, clorite e carbonati, con rari livelli decimetrici di marmi (AZM). Gneiss leucocrati massicci a giadeite (AZC). Gneiss occhialini ad albite e clorite (AZD). Micascisti quarzosi a clorite (AZE), con rari *boudins* di scisti glaucofanici (AZE').

Complesso di Clarea

Micascisti e gneiss minuti albitizzati pervasivamente riequilibrati in facies scisti blu di età eo-alpina (CLR); micascisti con tessiture e paragenesi in facies anfibolitica di età pre-alpina preservate (CLR₂); metabasiti indifferenziate con relitti di associazioni metamorfiche pre-alpine (CLR₃); ortogneiss polimetamorfici (CLR₄).

Sovrassimboli delle formazioni superficiali



3-3. Estratto della Legenda della Carta Geologica d'Italia, Foglio n.54 "Bardonecchia"

3.1.2 Indagini geognostiche in sito

Allo scopo di ricostruire con maggiore dettaglio la situazione stratigrafica a piccola scala, nei primi metri di profondità, si è fatto riferimento a quanto osservato direttamente in occasione del sopralluogo svolto presso il sito in oggetto.

È stata osservata la presenza di uno strato significativo di terreno di riporto misto al di sotto della pavimentazione dell'area di interesse, impiegata già in passato per fini cantieristici; tale strato di terreno presenta una potenza tanto variabile, tra la zona di monte e valle, da aver individuato il substrato in posto unicamente presso il punto di indagine n.3 (il punto di rilievo situato a valle al di fuori dell'area pavimentata), ad una profondità di circa 1,20 m di profondità, e forse, presso il punto di indagine n. 1. Si ritiene, dunque, che l'area pavimentata sia stata realizzata in seguito a risagomatura della scarpata preesistente e volta alla realizzazione di un'area di piazzale pianeggiante.

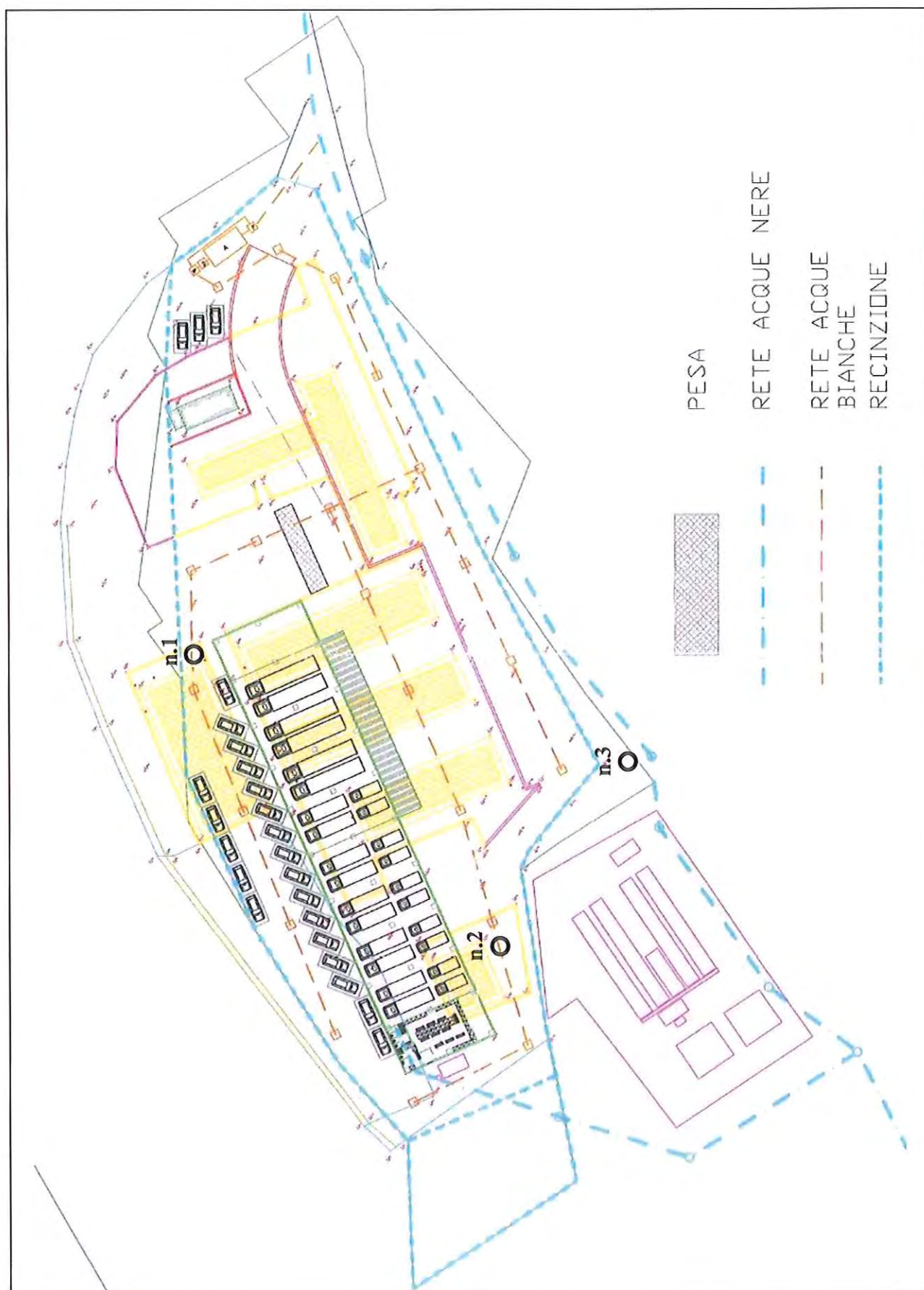
Al di sotto del suddetto strato di riporto, a partire da 1,20 m di profondità circa, è stato intercettato il sedimento sabbioso-limoso con ghiaia e ghiaietto. Si tratta probabilmente della coltre alluvionale quaternaria che ha ricoperto gran parte del fondovalle della Dora Riparia.

Per concludere, in relazione alla profondità massima indagata pari a 1,95 m dal p.c., si segnala di non aver intercettato la falda superficiale.

m	a m	Litologia punto di indagine n.1
0,00	1,20	Terreno di riporto (ghiaia a spigoli vivi, frammenti di calcestruzzo in abbondante matrice limosa molto sciolta, colore nocciola e grigia).
1,20	1,95	Frammenti di calcescisti parzialmente alterati in abbondante matrice limosa, colore nocciola scuro (probabile, ma non certo, "diamicton a matrice limosa" in posto)

da m	a m	Litologia punto di indagine n.2
0,00	0,25	Terreno agrario
0,25	1,35	Terreno di riporto (detrito colore nocciola anche grossolano con rari frammenti edilizi in abbondante matrice limosa, colore nocciola chiaro, asciutta e mediamente addensata).
1,35	/	Presenza di grandi blocchi di riporto in pietra e/o calcestruzzo (che ostacolano il proseguimento dell'indagine)

da m	a m	Litologia punto di indagine n.3
0,00	1,00	Terreno di riporto (ghiaia e ciottoli in abbondante matrice limosa con frammenti rocciosi).
1,00	1,20	Terreno agrario limoso colore nocciola con scheletro residuo.
1,20	1,35	Sabbia limosa con ghiaia e ghiaietto





3-4. Realizzazione dei pozzetti di indagine: a sinistra punto di indagine n.1, a destra punto di indagine n.3.

3.2 Idrogeologia

3.2.1 Caratteristiche idrogeologiche generali

È noto da letteratura che il substrato dell'Alta Valle Susa, nei pressi del sito in oggetto, è caratterizzata dalla presenza di due principali unità idrogeologiche, un'unità superficiale e un'unità inferiore ad essa.

Si osserva che a causa della limitata estensione aerale e verticale dei setti impermeabili, costituiti dai depositi limoso – argillosi, la separazione tra i sistemi di falda ivi presenti risulta non uniforme dando origine ad un acquifero con sistema multi falda in pressione. Difatti, al di sotto della falda freatica superficiale avente superficie libera in equilibrio con il corso d'acqua (Dora Riparia), le successive falde risultano in pressione e condizionate dall'alternanza tra i livelli ghiaioso - sabbiosi e i livelli di carattere limoso.

Nel complesso, lo strato di depositi quaternari sciolti, di origine glaciale /alluvionale, definisce l'acquifero a conducibilità idraulica primaria ($1 \cdot 10^{-3} / 1 \cdot 10^{-5}$ m/s) poggiato sull'acquiclude impermeabile rappresentato dal substrato roccioso, che, in quest'area specifica è composto dai micascisti e gneiss del Complesso d'Ambin ($1 \cdot 10^{-8}$ m/s).

La dinamica fluviale particolarmente accentuata della Dora Riparia caratterizza profondamente il fondovalle in esame, difatti, l'alveo si presenta piuttosto largo tra Pont Ventoux e la stretta di Serre-la-Voute a causa del verificarsi di processi di alluvionamento ed erosione violenta. La dinamica della Dora è, pertanto, di tipo essenzialmente fluviale (piene ed esondazioni in concomitanza a fenomeni piovosi prolungati, tendenza al sovralluvionamento), contrariamente al comportamento dei suoi tributari che risulta prettamente torrentizio.

Sulla base delle correlazioni piezometriche desunte in letteratura e dei sopralluoghi effettuati in sito, nella zona in esame la quota assoluta della falda dovrebbe essere prossima a 999 m s.l.m., vale a dire a circa 4 m di profondità. L'indagine conoscitiva eseguita in sito, difatti, ha pienamente confermato tale valore, dal momento che non è stata intercettata la falda per l'intera profondità di indagine (pari a 1,35 m).

3.2.2 Analisi del rischio idraulico

Come si è visto in precedenza, la circolazione idrica superficiale dell'area vasta in oggetto risulta determinata dalle dinamiche fluviali del Fiume Dora Riparia, per cui è stato valutato il rischio idraulico associato dal momento che scorre a circa 250 m dal sito in esame.

A tale riguardo, si può fare riferimento agli studi condotti dall'Autorità di Bacino del F. Po, con sede a Parma, nell'ambito del Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (P.S.F.F.) e del successivo Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.).

Il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali è stato redatto, ai sensi dell'art. 17, c.6/ter, della L. 18 maggio 1989, n. 183, dall'Autorità di Bacino del f. Po, con sede a Parma, ed approvato con D.P.C.M. del 24.07.1998 (G.U. n. 262 del 9/11/1998); esso è lo strumento per la delimitazione della regione fluviale, funzionale a consentire, attraverso la programmazione di azioni (opere, vincoli, direttive), il conseguimento di un assetto fisico del corso d'acqua compatibile con la sicurezza idraulica, l'uso della risorsa idrica, l'uso del suolo (a fini insediativi, agricoli e industriali) e la salvaguardia delle componenti naturali e ambientali.

L'ambito territoriale di riferimento del piano stralcio è costituito dal sistema idrografico dell'asta del Po e dei suoi affluenti; la classificazione delle Fasce Fluviali, evidenziata da apposito segno grafico nelle tavole grafiche appartenenti al piano stralcio stesso, è la seguente:

- Fascia di deflusso della piena ("*Fascia A*"), costituita dalla porzione di alveo che è sede prevalente del deflusso della corrente per la piena di riferimento (per la quale viene assunto un tempo di ritorno $Tr = 200$ anni), ovvero che è costituita dall'insieme delle forme fluviali riattivabili durante gli stati di piena;
- Fascia di esondazione ("*Fascia B*"), esterna alla precedente, costituita dalla porzione di alveo interessata da inondazione al verificarsi della piena di riferimento; il limite di tale fascia si estende fino al punto in cui le quote naturali del terreno sono superiori ai livelli idrici corrispondenti alla piena di riferimento ($Tr = 200$ anni) ovvero sino alle opere idrauliche esistenti o programmate di controllo delle inondazioni (argini o altre opere di contenimento); con l'accumulo temporaneo in tale fascia di parte del volume di piena si attua la laminazione dell'onda di piena con riduzione delle portate di colmo;

- Area di inondazione per piena catastrofica (*"Fascia C"*), costituita dalla porzione di territorio esterna alla precedente (Fascia B), che può essere interessata da inondazione al verificarsi di eventi di piena più gravosi di quella di riferimento

Relativamente al f. Po ed ai suoi affluenti, le fasce fluviali sono state delimitate dall'Autorità di Bacino in funzione degli elementi conoscitivi (caratteristiche geomorfologiche, dinamica evolutiva, opere idrauliche, caratteristiche naturali, ambientali, culturali e i vincoli amministrativi) che caratterizzano la regione fluviale di ciascun corso d'acqua.

Il Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico del bacino del fiume Po, denominato anche P.A.I., adottato dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del F. Po con la Deliberazione n. 1/99, nella seduta dell'11.05.1999, disciplina infatti:

- le azioni riguardanti la difesa idrogeologica e della rete idrografica del bacino del Po, con contenuti interrelati con quelli del primo e secondo Piano Stralcio delle Fasce Fluviali;
- l'estensione della delimitazione e della normazione ora detta ai corsi d'acqua della restante parte del bacino, assumendo in tal modo i caratteri e i contenuti di secondo Piano Stralcio delle Fasce Fluviali.

Come illustrato nell'allegato estratto di cartografia, tratta dal sito *web* dell'Autorità di Bacino del F. Po, il sito in esame, oggetto del presente studio, ricade esternamente alla perimetrazione della Fascia C, ossia della *"area di inondazione per piena catastrofica"* (tempo di ritorno $Tr = 500$ anni), pertanto risulta estraneo a rischi connessi con la dinamica fluviale.

Estratto da:



AUTORITA' DI BACINO DEL FIUME PO

PARMA

Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI)

Interventi sulla rete idrografica e sui versanti

Legge 18 maggio 1989, n. 183, art. 17, comma 6-ter

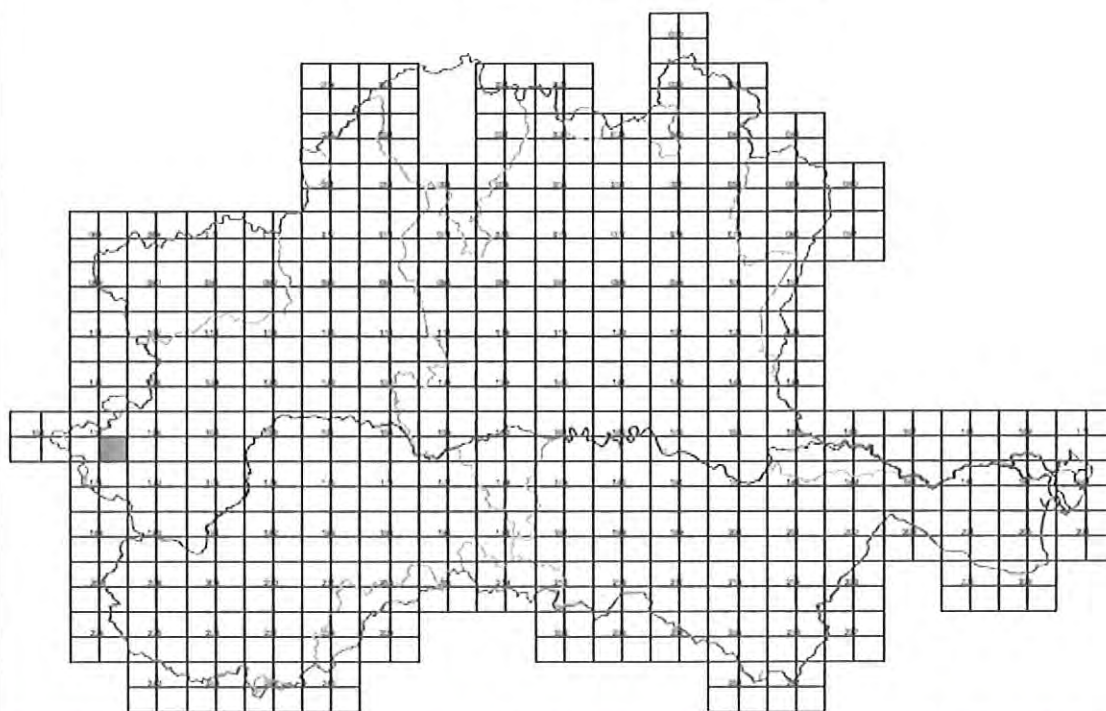

Tavole di delimitazione delle fasce fluviali

FOGLIO 153 SEZ. II - Oulx

DORA RIPARIA 09

Scala 1:25.000




0 Km 1 Km 2 Km

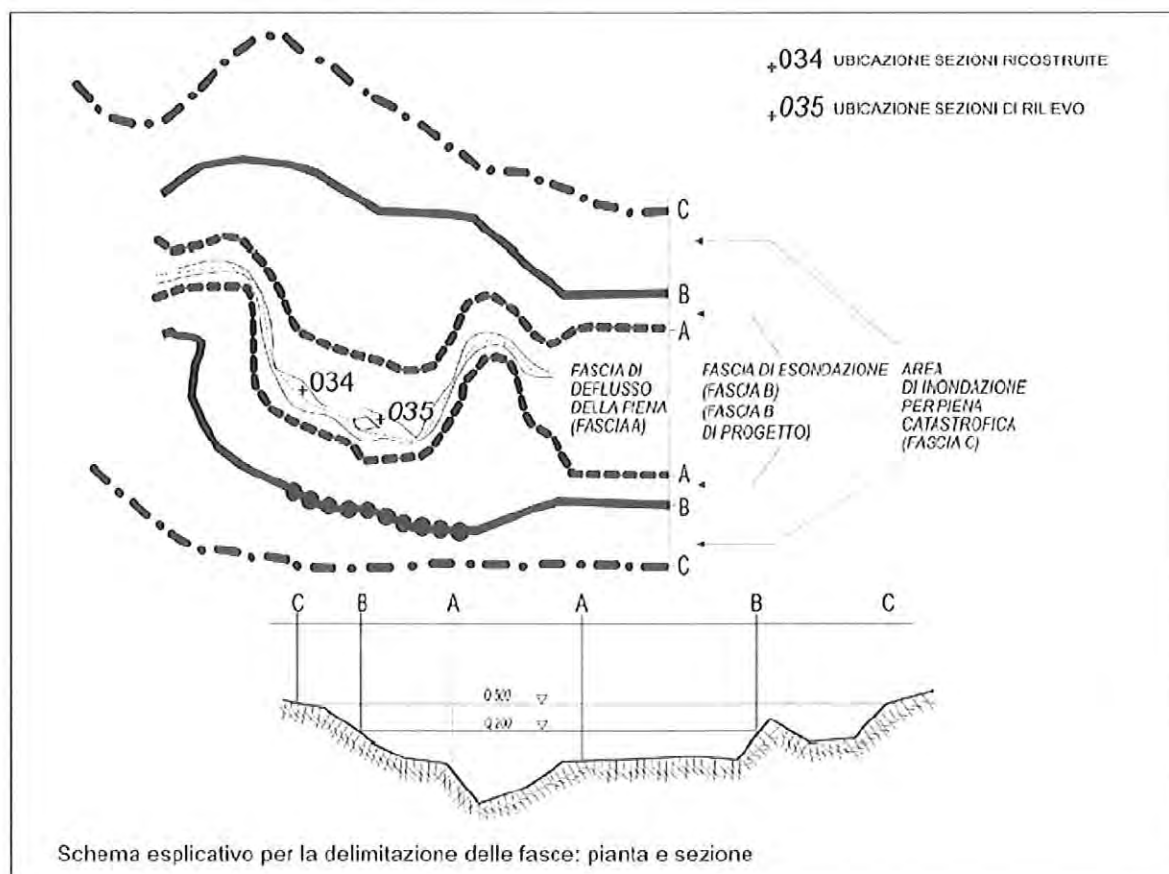


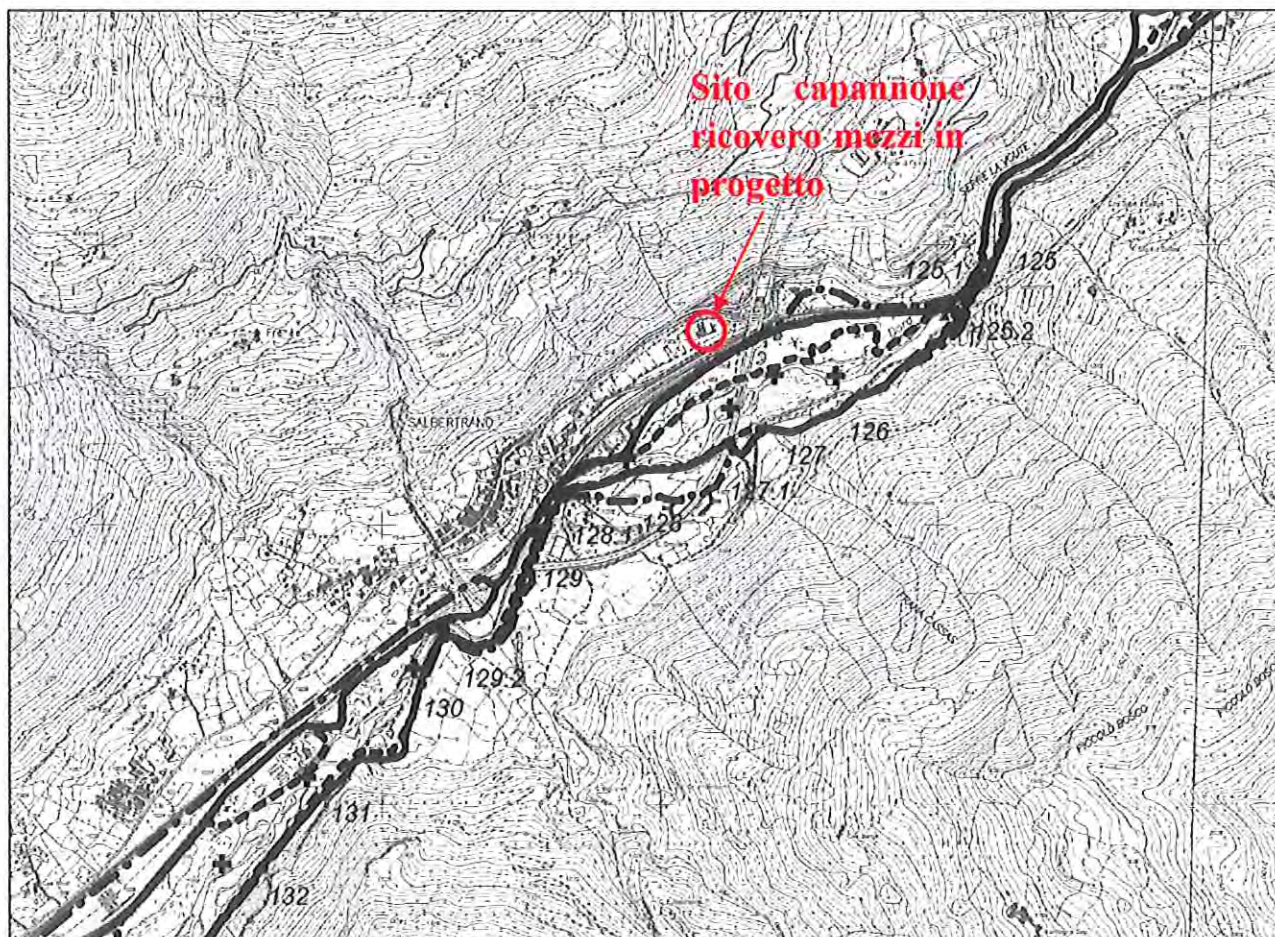
AVVERTENZA - Il PAI e altri strumenti di pianificazione di bacino, inerenti l'assetto idrogeologico, contengono rappresentazioni cartografiche delle parti di territorio soggette ad ulteriori vincoli, relativi al dissesto idrogeologico. Per una lettura integrata di tali eventuali vincoli, riguardanti il territorio raffigurato nella presente carta, occorre fare riferimento a tutte le cartografie della pianificazione per l'assetto idrogeologico. Inoltre si raccomanda una verifica degli strumenti di pianificazione delle Regioni e delle Province.

Deliberazione n. 9/2007

LEGENDA

	limite (*) tra la Fascia A e la Fascia B
	limite (*) tra la Fascia B e la Fascia C
	limite (*) esterno della Fascia C
	limite (*) di progetto tra la Fascia B e la Fascia C





Estratto da:
Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI)
Tavole di delimitazione delle fasce fluviali
Foglio 153 Sez. II – Oulx (Dora Riparia 09)

Fonte: sito web dell'Autorità di Bacino del F. Po (<http://www.adbpo.it>)

4. ANALISI SISMICA

4.1 Finalità e principi della zonazione sismica

La normativa sismica a cui si deve fare riferimento, per l'intervento in progetto, è costituita dal D.M. 14.01.2008 *“Norme Tecniche per le Costruzioni”* (NTC), con la relativa Circolare esplicativa del Consiglio Superiore LL.PP. 02.02.2009, n. 617: *“Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”* (G.U. n. 47 del 26.02.2009).

Tali norme disciplinano la progettazione di opere di fondazione e di sostegno dei terreni soggette ad azioni sismiche, nonché i requisiti cui devono soddisfare i siti di costruzione ed i terreni di fondazione in presenza di tali azioni.

Lo scopo delle norme è di assicurare che, in caso di terremoto, sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi di protezione civile.

Per effetto delle modifiche e degli aggiornamenti introdotti dal D.M. 14.01.2008 *“Norme Tecniche per le Costruzioni”* (NTC), con la relativa Circolare esplicativa del Consiglio Superiore LL.PP. 02.02.2009, n. 617: *“Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”* (G.U. n. 47 del 26.02.2009), l'azione sismica viene ora valutata in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido a superficie orizzontale, procedendo all'analisi sito per sito e costruzione per costruzione, e non più riferendosi ad una zona sismica territorialmente coincidente con singole entità amministrative, ad un'unica forma spettrale e ad un periodo di ritorno prefissato ed uguale per tutte le costruzioni, come avveniva invece in precedenza.

Diversamente dalle 4 zone previste in passato, la pericolosità sismica di un sito è ora descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. Nelle NTC tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato *“periodo di riferimento”* (V_R) e la probabilità di accadimento è denominata *“probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento”* (P_{V_R}).

Ai fini della determinazione delle azioni sismiche di progetto nei modi previsti dalle NTC, la pericolosità sismica del territorio nazionale è quindi definita convenzionalmente facendo riferimento ad un sito interessato da depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati (di categoria C), con superficie topografica

orizzontale (di categoria T1), in condizioni di campo libero, cioè in assenza di manufatti.

I caratteri del moto sismico su sito di riferimento rigido orizzontale sono descritti dalla distribuzione sul territorio nazionale delle seguenti grandezze, sulla base delle quali sono compiutamente definite le forme spettrali per la generica P_{VR} :

- a_g = accelerazione massima al sito;
- F_o = 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.

Il valore di a_g è desunto direttamente dalla pericolosità di riferimento (attualmente fornita dallo INGV – Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia), mentre F_o e T_c^* sono calcolati in modo che gli spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento forniti dalle NTC approssimino al meglio i corrispondenti spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento derivanti dalla pericolosità di riferimento.

I valori di a_g , F_o e T_c^* sono riportati nell'allegato B alle NTC, nel quale di essi si fornisce la rappresentazione in termini di andamento medio in funzione del periodo di ritorno (T_R) per l'intero territorio nazionale.

4.2 Stati limite di riferimento

Ai sensi del par. 3.2.1. delle NTC, gli stati limite di riferimento nei confronti delle azioni sismiche, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Come specificato nella relativa Circolare esplicativa del Consiglio Superiore LL.PP. 02.02.2009, n. 617: *“Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”* (G.U. n. 47 del 26.02.2009), le modifiche apportate dalle NTC alle precedenti disposizioni, definite in un quadro operativo finalizzato a sfruttare al meglio la puntuale definizione della pericolosità di cui si dispone, hanno portato a fare riferimento a 4 stati limite per l'azione sismica.

Sono stati dunque portati a due gli Stati Limite di Esercizio (SLE), facendo precedere lo Stato Limite di Danno (SLD) - ridefinito come stato limite da rispettare per garantire inagibilità solo temporanee nelle condizioni postsismiche - dallo Stato Limite di immediata Operatività (SLO), particolarmente utile come riferimento progettuale per le opere che debbono restare operative durante e subito dopo il terremoto (ospedali, caserme, centri della protezione civile, etc.), in tal modo articolando meglio le prestazioni della struttura in termini di esercizio.

Gli stati limite di esercizio sono così definiti:

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

In modo analogo, sono stati portati a due gli Stati Limite Ultimi (SLU) facendo seguire allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), individuato definendo puntualmente lo stato limite ultimo, lo Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC),

particolarmente utile come riferimento progettuale per alcune tipologie strutturali (strutture con isolamento e dissipazione di energia) e, più in generale, nel quadro complessivo della progettazione antisismica.

Più precisamente, gli stati limite ultimi sono così definiti:

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

I quattro stati limite così definiti consentono di individuare quattro situazioni diverse che, al crescere progressivo dell'azione sismica, ed al conseguente progressivo superamento dei quattro stati limite ordinati per azione sismica crescente (**SLO**, **SLD**, **SLV**, **SLC**), fanno corrispondere una progressiva crescita del danneggiamento all'insieme di struttura, elementi non strutturali ed impianti, per individuare così univocamente ed in modo quasi "continuo" le caratteristiche prestazionali richieste alla generica costruzione.

Ai quattro stati limite sono stati attribuiti (Cfr.: Tabella 3.2.I delle NTC) valori della probabilità di superamento P_{VR} pari rispettivamente a 81%, 63%, 10% e 5%, valori che restano immutati qualunque sia la classe d'uso della costruzione considerata; tali probabilità, valutate nel periodo di riferimento V_R proprio della costruzione considerata, consentono di individuare, per ciascuno stato limite, l'azione sismica di progetto corrispondente.

4.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Ai sensi del par. 2.4.3. delle NTC, le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U .

A tale proposito, la vita nominale V_N di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I delle NTC.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 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

Nel caso in esame, quale vita nominale del manufatto da ristrutturare, costituito da un capannone ad uso ricovero mezzi e relativi uffici, si è adottato un valore di $V_N = 50$ anni.

Per quanto riguarda invece la classe d'uso, in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise, secondo le NTC, in classi d'uso così definite:

- *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 nell'allegata Tab. 2.4.II delle NTC:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

Nel caso in esame, il manufatto in progetto, avente finalità di deposito mezzi con uffici annessi, può essere attribuito alla classe d'uso II (così come indicato chiaramente nel paragrafo C2.4.1 della Circ. 02/02/2009 NTC), per cui si è adottato un valore di $C_U = 1,0$.

Il periodo di riferimento V_R che si ricava risulta quindi pari a:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,0 = 50 \text{ anni.}$$

Una volta valutato il periodo di riferimento V_R della costruzione (espresso in anni), ottenuto come prodotto tra la vita nominale V_N fissata all'atto della progettazione ed il coefficiente d'uso C_U che compete alla classe d'uso nella quale la costruzione ricade (par. 2.4 delle NTC), si ricava poi, per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , il periodo di ritorno T_R del sisma.

Si utilizza a tal fine la relazione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = -C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR}).$$

4.4 Categoria di risposta sismica del sottosuolo

In assenza di indagini di microzonazione sismica a scala di pianificazione territoriale, al momento non ancora disponibili per l'area in esame, in base alle NTC per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III delle NTC).

Le condizioni di riferimento citate in precedenza, infatti, non corrispondono in generale a quelle effettive. È necessario, pertanto, tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera ed anche delle condizioni topografiche, poiché entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale.

Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della "risposta sismica locale", termine con il quale si intende l'azione sismica quale essa emerge in "superficie" a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido a causa di effetti stratigrafici e topografici.

Dal punto di vista degli effetti stratigrafici, ai fini della classificazione dell'azione sismica di progetto, già prevista ai sensi della precedente O.P.C.M. 20.03.2003 n. 3274 ed aggiornata dalle NTC, si definiscono delle categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione, ricordando che i valori da utilizzare per V_s , N_{SPT} e c_u sono valori medi relativi a ciascuno strato.

Più dettagliatamente, la normativa distingue le seguenti 5 categorie di terreni di fondazione (Tab. 3.2.II delle NTC):

- A. formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di V_{S30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m;
- B. depositi di sabbie e ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa);
- C. depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{S30} compresi tra 180 m/ e 360 m/s ($15 < N_{SPT} < 50$, $70 \text{ kPa} < c_u < 250 \text{ kPa}$);

- D. depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di $V_{S30} < 180$ m/s ($N_{SPT} < 15$, $c_u < 70$ kPa);
- E. profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di V_{S30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su un substrato di materiale più rigido con $V_{S30} > 800$ m/s.

In aggiunta a queste categorie, se ne definiscono altre due per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare (Tab. 3.2.III delle NTC):

- S.1 depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($PI > 40$) e contenuto di acqua, caratterizzati da valori di $V_{S30} < 100$ m/s ($10 < c_u < 20$ kPa);
- S.2 depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualunque altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

Nelle definizioni precedenti, il termine V_{S30} è la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio, che viene calcolata con la seguente espressione:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore, espresso in m, e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori. Il sito viene classificato sulla base del valore di V_{S30} , se disponibile, altrimenti sulla base del valore di N_{SPT} .

Nel caso in esame si dispone dei dati delle osservazioni dirette, che mostrano la presenza di materiale sabbioso limoso con ghiaia e ghiaietto, non particolarmente addensato, a partire da 1,4 metri circa di profondità, con valori di resistenza alla penetrazione presumibilmente compresi fra 10 e 30 colpi /piede. Le informazioni geologiche, desumibili dalle documentazioni geologiche preesistenti, confermano che il comportamento geotecnico osservato nel corso dell'indagine in sito si mantiene pressoché inalterato, tendente ad un sensibile miglioramento con l'approfondimento per la presenza di sedimenti più addensati. La presenza locale di una matrice argillosa discontinua, non altera in misura significativa il comportamento delle onde sismiche, trattandosi di argille di media consistenza (anch'esse, pertanto, caratterizzate da velocità sismiche attribuibili alla classe "D").

In definitiva per la classificazione sismica del terreno di fondazione si può fare affidamento sulle caratteristiche granulometriche osservate e sui valori misurati dalle penetrometrie, pertanto, i terreni oggetto del presente studio si possono classificare come “D”.

Per quanto riguarda invece gli effetti topografici per condizioni topografiche complesse sarebbe necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale; nel caso di configurazioni superficiali semplici, come nel caso in esame, si può adottare la classificazione riportata nella Tab. 3.2.IV delle NTC:

Tab. 3.2.IV – Categorie topografiche

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

Nel caso in esame, trattandosi di una zona pianeggiante, la categoria topografica può essere assunta come pari a **T1**.

4.5 Azione sismica locale

Al fine di determinare i parametri, legati all'azione sismica, che influiscono nel calcolo della capacità portante dei terreni di fondazione, che verrà sviluppata nel capitolo successivo, si è poi provveduto a valutare anche, in prima approssimazione, il periodo fondamentale T_1 che può essere associato alla struttura in progetto.

Come illustrato al par. 7.3.3.2. delle NTC, per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, il periodo fondamentale T_1 può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 \times H^{3/4}$$

dove H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e C_1 vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura. Nel caso in esame, ipotizzando una struttura con telaio in calcestruzzo armato dell'altezza di circa 9,0 metri, si ottiene un periodo fondamentale $T = 0,39$ s.

Si è fatto riferimento ai dati desumibili da *Geostru software parametri sismici on line*, per la determinazione dei coefficienti sismici nei quattro stati limiti (SLO, SLD, SLV, SLC) e dei parametri sismici

- a_g = accelerazione massima al sito
- F_o = 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;
- β_s = fattore di riduzione dell'accelerazione massima al sito, definito dalla tabella 7.11.I delle N.T.C.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

In particolare, per l'applicazione nelle successive verifiche geotecniche allo stato limite della salvaguardia della vita, risultano importanti i parametri evidenziati con cerchiatura rossa, che moltiplicati fra loro forniscono il parametro di inerzia sismica della struttura, K_{hk} :

$$K_{hk} = \beta_s * a_g * S_s * S_t = 0,0531$$

Per quanto riguarda, invece, lo spettro di risposta allo stato limite di salvaguardia della vita, dal quale è possibile desumere il parametro $S_d(T_c)$ (ordinata del grafico in corrispondenza del periodo di vibrazione caratteristico della struttura T_c), questo è stato ricavato dal programma "*Spettri-NTC.ver.1.0.3*" realizzato dal Ministero delle Infrastrutture – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nel caso in esame si ottiene $S_d(T_c) = 0,228$.

Lo stesso parametro, denominato K_{hi} , coefficiente di inerzia della struttura, entra nelle formule per la valutazione del carico ammissibile, rappresentando il rapporto fra spinta orizzontale e spinta verticale trasmesse al terreno dalla struttura sovrastante in condizioni sismiche.

Dallo spettro sismico in direzione verticale si ricava infine il coefficiente sismico in senso verticale, K_v , che risulta pari a $K_v = 0,045$.

Si tratta di un valore modesto: in condizioni di stato limite la componente verticale dell'accelerazione sismica risulta pari rispettivamente al 4,5% dell'accelerazione di gravità.

Nel seguito si riportano le schermate relative a ciascuna fase del software utilizzato con indicazione dei valori introdotti per la determinazione dell'azione sismica di progetto.

Cerca Posizione

Via n°

Comune Cap

Provincia Cerca

Coordinate WGS84

Latitudine °

Longitudine ° Cerca

Isole v

Determinazione dei parametri sismici

(1)* Coordinate WGS84
Lat. ° Long. °

(1)* Coordinate ED50
Lat. ° Long. °

Classe dell'edificio
Il. Affollamento normale, Assenza di funz. pubbliche e soci

Vita nominale
(Opere provvisorie <= 10, Opere ordinarie >= 50, Grandi opere >= 100)

Interpolazione Calcola

Immagini ©2013 - Termini e condizioni d'uso

45.077157, 6.892548

☒ Visualizza vertici della maglia di appartenenza

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F _o	T _c [*] [s]
Operatività (SLO)	30	0,037	2,444	0,203
Danno (SLD)	50	0,048	2,434	0,223
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,123	2,477	0,267
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,156	2,505	0,275
Periodo di riferimento per l'azione sismica:		50		

Calcolo dei coefficienti sismici

☐ Muri di sostegno ☐ Paratie

☒ Stabilità dei pendii e fondazioni

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo v

Categoria topografica v

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss *				
Amplificazione stratigrafica	1,80	1,80	1,80	1,80
Co *				
Coeff. funz categoria	2,78	2,65	2,42	2,38
St *				
Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00
<input type="checkbox"/> Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s²] <input type="text" value="0,6"/>				

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,013	0,017	0,053	0,067
kv	0,007	0,009	0,027	0,034
A _{max} [m/s²]	0,651	0,850	2,170	2,757
Beta	0,200	0,200	0,240	0,240

(1)* Il software converte i dati dal sistema WGS84 al sistema ED50, prima di elaborare i risultati è comunque possibile inserire direttamente le coordinate nel sistema ED50. I punti sulla mappa sono da considerarsi esclusivamente in coordinate WGS84.

(2)* Il file creato con "Salva file" può essere importato automaticamente negli applicativi GeoStru.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE LATITUDINE

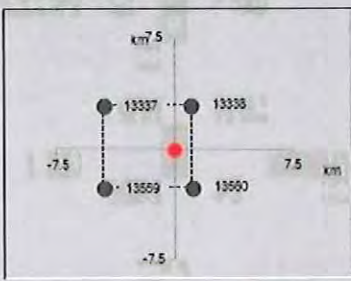
☐ Ricerca per comune

REGIONE PROVINCIA COMUNE


Elaborazioni grafiche
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione
 media ponderata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE


SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>

Elaborazioni
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametrazione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO
 ---□--- Strategia per costruzioni ordinarie
 ---■--- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** ▼ info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **D** ▼ info $S_s = 1.800$ $C_d = 2.421$ info

Categoria topografica **T1** ▼ info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\gamma = 1.000$ info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s **3** Regol. in altezza **no** ▼ info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q **1.5** $\gamma = 0.667$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶

Spettri di risposta

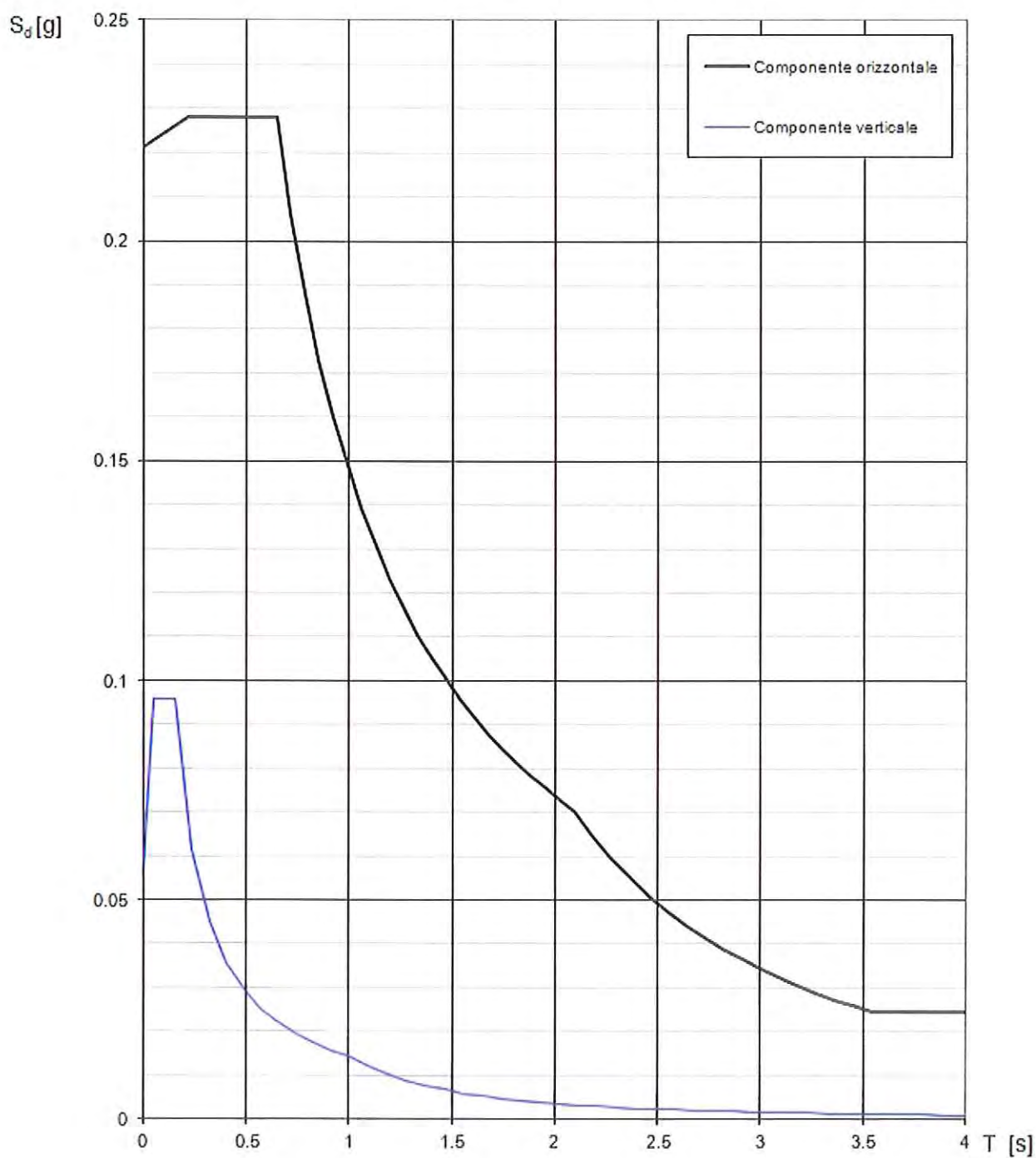
$S_{a,h}$ [g]
 $S_{a,v}$ [g]
 S_e [g]

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

T [s] 4

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_r	0.123 g
F_a	2.477
T_a	0.267 s
S_s	1.800
C_r	2.421
S_T	1.000
q	2.400

Parametri dipendenti

S	1.800
η	0.417
T_B	0.215 s
T_C	0.645 s
T_D	2.091 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_1 \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (S + S_s)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_a / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_r \cdot T_a \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_r / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_o(T) = a_r \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_o(T) = a_r \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_o(T) = a_r \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_o(T) = a_r \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0.000	0.221
$T_B \leftarrow$	0.215	0.228
$T_C \leftarrow$	0.645	0.228
	0.714	0.206
	0.783	0.188
	0.852	0.173
	0.921	0.160
	0.990	0.149
	1.059	0.139
	1.127	0.131
	1.196	0.123
	1.265	0.116
	1.334	0.110
	1.403	0.105
	1.472	0.100
	1.540	0.096
	1.609	0.091
	1.678	0.088
	1.747	0.084
	1.816	0.081
	1.885	0.078
	1.954	0.075
	2.022	0.073
$T_D \leftarrow$	2.091	0.070
	2.182	0.065
	2.273	0.060
	2.364	0.055
	2.455	0.051
	2.546	0.048
	2.637	0.044
	2.728	0.041
	2.818	0.039
	2.909	0.036
	3.000	0.034
	3.091	0.032
	3.182	0.030
	3.273	0.029
	3.364	0.027
	3.455	0.026
	3.546	0.025
	3.636	0.025
	3.727	0.025
	3.818	0.025
	3.909	0.025
	4.000	0.025

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{av}	0.058 g
S_w	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_w	1.172
S	1.000
η	0.667

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.058
T_B	0.050	0.096
T_C	0.150	0.096
	0.235	0.061
	0.320	0.045
	0.405	0.036
	0.490	0.029
	0.575	0.025
	0.660	0.022
	0.745	0.019
	0.830	0.017
	0.915	0.016
T_D	1.000	0.014
	1.094	0.012
	1.188	0.010
	1.281	0.009
	1.375	0.008
	1.469	0.007
	1.563	0.006
	1.656	0.005
	1.750	0.005
	1.844	0.004
	1.938	0.004
	2.031	0.003
	2.125	0.003
	2.219	0.003
	2.313	0.003
	2.406	0.002
	2.500	0.002
	2.594	0.002
	2.688	0.002
	2.781	0.002
	2.875	0.002
	2.969	0.002
	3.063	0.002
	3.156	0.001
	3.250	0.001
	3.344	0.001
	3.438	0.001
	3.531	0.001
	3.625	0.001
	3.719	0.001
	3.813	0.001
	3.906	0.001
	4.000	0.001

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_w \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F = 1,35 \cdot F_w \cdot \left(\frac{a}{g} \right)^{0,4} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_o(T) = a_{av} \cdot S \cdot \eta \cdot F \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_o(T) = a_{av} \cdot S \cdot \eta \cdot F \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_o(T) = a_{av} \cdot S \cdot \eta \cdot F \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_o(T) = a_{av} \cdot S \cdot \eta \cdot F \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

5. RELAZIONE GEOTECNICA

5.1 Deduzione dei parametri geotecnici

5.1.1 Angolo di resistenza al taglio e peso di volume

In riferimento alle osservazioni stratigrafiche effettuate in sito in sede di sopralluogo, già descritte nei paragrafi precedenti, e dai dati di letteratura, sono stati desunti i parametri geotecnici del terreno di fondazione.

Ammettendo che le fondazioni della struttura in progetto poggino al di sotto dello strato di riporto, il terreno di fondazione può essere mediamente classificato come intermedio fra SM (sabbie limose) e SP (sabbie ghiaiose).

Il grado di addensamento risulta tuttavia piuttosto basso, e, come desumibile da prove effettuate in sito, può essere assunto pari al $45 \div 50\%$ circa.

Con tali dati, ed utilizzando il diagramma riportato nel seguito ⁽¹⁾, si deduce un *angolo di resistenza al taglio* ϕ stimabile in circa 32° , mentre la coesione deve essere considerata nulla. Tenendo conto, tuttavia, della non linearità dell'involuppo di rottura, conviene assumere un valore di angolo di attrito lievemente ridotto, e pertanto si porrà $\phi = 30^\circ$. La coesione deve, invece, essere considerata nulla.

Dallo stesso diagramma si può desumere un *peso di volume secco* pari a $1,6 \text{ t/m}^3$, con una *porosità efficace* di 0,4. Conseguentemente il *peso di volume saturo* risulta $1,6 + 0,4 \times 1 = 2,0 \text{ t/m}^3$. Si adotterà, pertanto, come media il valore $\gamma_{\text{sat}} = 2,0 \text{ t/m}^3$. Da esso, detraendo la spinta di galleggiamento, si ottiene il *peso di volume "alleggerito"* $\gamma_1' = 1,0 \text{ t/m}^3$.

⁽¹⁾ Elaborato dall'U.S. Naval Publ. and Forms Center di Philadelphia, abitualmente noto come NAV-FAC.

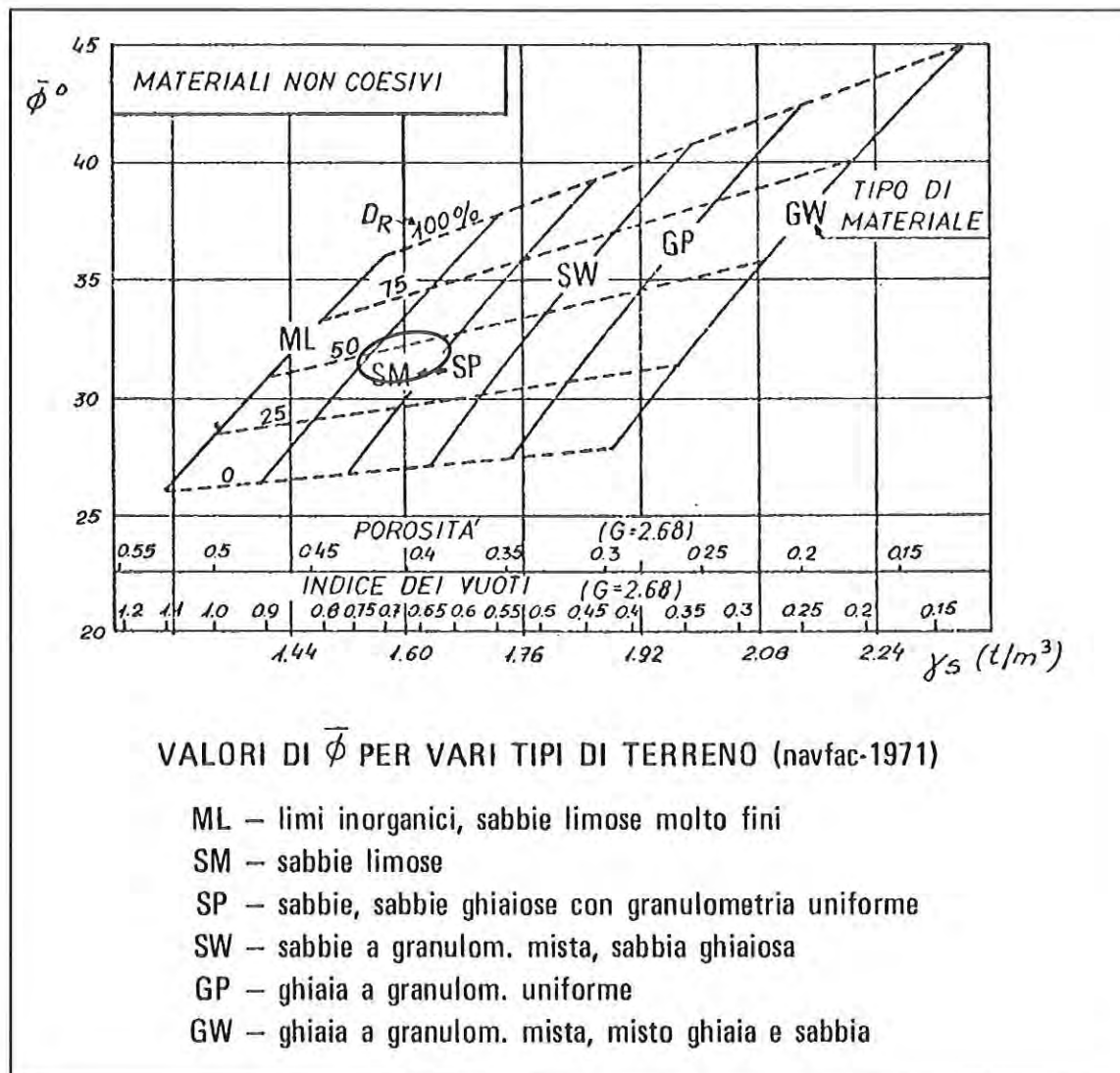


Grafico di correlazione fra i principali parametri geotecnici dei terreni secondo l'U.S. Naval Publ. and Form Centers of Philadelphia, comunemente noto come "NAV-FAC", con evidenziata la zona indicativa di proiezione del terreno in esame.

5.1.2 Parametri pseudoelastici

Il comportamento meccanico di un terreno si discosta in modo significativo dalla semplice teoria dell'elasticità e soprattutto da un comportamento elastico lineare, per il quale si prevede che la deformazione sia sempre proporzionale al carico applicato indipendentemente dall'entità dello stesso. Per tale motivo, in linea con le tendenze più recenti presenti nel campo della geologia tecnica, la valutazione dei carichi ammissibili che si svilupperà nei capitoli seguenti è stata basata su formule semiempiriche, che meglio si adattano ai dati sperimentalmente osservati.

Tuttavia poiché la maggior parte dei software informatici per il calcolo strutturale prevedono, all'interfaccia fra fondazione e terreno, la schematizzazione del terreno con parametri sintetici che simulano un comportamento elastico lineare, risulta opportuno, esclusivamente per tali scopi, definire i valori medi dei parametri pseudoelastici idonei a rappresentare il comportamento d'insieme del terreno in esame.

Resta comunque inteso che i carichi di fondazione ottenuti con le eventuali simulazioni numeriche basate sui parametri pseudoelastici non dovranno comunque superare i carichi massimi ammissibili illustrati negli specifici paragrafi della presente relazione.

- **Modulo elastico (E)**

Il comportamento di un corpo è definito elastico se le deformazioni prodotte da un sistema di forze ad esso applicato scompaiono una volta rimosse tali forze. In particolare, se la relazione sforzo-deformazione è di tipo lineare, il comportamento è indicato come "elastico lineare", mentre è definito "elastico-non lineare" se la stessa relazione non è costante ma dipende dal livello di sforzo o di deformazione. Il *modulo di elasticità normale E* (detto anche modulo di deformabilità) fu introdotto da Young nel 1807, che definì: *"Il modulo di elasticità di una sostanza il peso per unità di area di una colonna di quella stessa sostanza in grado di produrre un determinato accorciamento riferito alla lunghezza originaria della colonna"*.

Nel caso in esame, il modulo elastico (E) può essere correlato ai risultati delle prove penetrometriche mediante la relazione di *Bowles* (1988), assimilando prudenzialmente il materiale ad una sabbia limosa:

$$E = 300 \cdot (N_{spt} + 6) \quad (\text{kPa})$$

Avendo adottato il valore $N_{spt} = 10$, per il terreno di fondazione limoso - sabbioso in esame, si ottiene $E = 4,8 \text{ MPa}$, ovvero, in unità tecniche tradizionali:

$$E = 48 \text{ kg/cm}^2$$

- **Coefficiente di Poisson (ν)**

Il *coefficiente di Poisson* (ν) è dato dal rapporto fra la deformazione in senso trasversale e quella in senso longitudinale rispetto alla direzione dello sforzo applicato (nell'ipotesi di compressione uniassiale ad espansione laterale libera). Il valore del suddetto coefficiente può essere ricavato con la seguente formula:

$$\nu = \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z}$$

dove ε_z = deformazione longitudinale e ε_x = deformazione normale.

Il valore di ν nei materiali ordinari è compreso fra 0 (assenza di deformazione trasversale) e 0,5 (deformazione senza variazione di volume). Per materiali granulari come quelli in esame si può assumere mediamente $\nu = 0,2$

- **Modulo di elasticità tangenziale (G)**

Il *modulo di elasticità tangenziale* (G) fornisce il rapporto fra la deformazione di un solido elastico e lo sforzo tangenziale che lo ha indotto. Se un cubetto di materiale viene assoggettato a tensioni esclusivamente tangenziali, le corrispondenti deformazioni angolari risultano legate a tali tensioni tramite il *modulo di elasticità tangenziale* G , che è in relazione con i due parametri precedentemente trattati per mezzo della seguente formula:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Utilizzando il valore del *modulo elastico* medio e del *coefficiente di Poisson* ricavati in precedenza si ottiene il seguente valore di modulo di elasticità tangenziale: $G = 20 \text{ kg/cm}^2$.

5.2 Valutazione della resistenza del terreno (R_d) agli Stati Limite Ultimi (SLU)

5.2.1 Scelta degli approcci progettuali

A fronte del metodo delle “tensioni ammissibili” previsto dal precedente DM 11.03.1988, le NTC di cui al D.M. 14.01.2008 fanno riferimento a tre principali stati limite ultimi:

- lo *stato limite di equilibrio*, EQU, considera la struttura, il terreno o l'insieme terreno-struttura come corpi rigidi, ed è da utilizzare ad esempio per le verifiche a ribaltamento dei muri di sostegno;
- lo *stato limite di resistenza della struttura*, STR, da prendersi in considerazione per tutti i dimensionamenti strutturali;
- lo *stato limite di resistenza del terreno*, GEO, che deve essere preso a riferimento per il dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione e di sostegno e, più in generale, delle strutture che interagiscono direttamente con il terreno.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero

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

con $\gamma_E = \gamma_F$ e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

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

Come precisato nel paragrafo 2.6.1 delle NTC, nelle verifiche GEO possono essere adottati due diversi approcci progettuali:

- nell'Approccio progettuale 1 (DA1) si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali, riguardanti le azioni, la resistenza dei materiali e la resistenza complessiva del sistema:
 - la combinazione 1 è generalmente vincolante per il dimensionamento nelle verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo strutturale (STR);
 - la combinazione 2 risulta invece generalmente condizionante per il dimensionamento geotecnico; in essa si fa riferimento ai coefficienti parziali del gruppo A2 della tabella 2.6.I. delle NTC ed ai coefficienti parziali dei materiali e delle resistenze di natura geotecnica indicati nel citato paragrafo per tale combinazione (A2+M2+R2);
- nell'Approccio progettuale 2 (DA2) si considera un'unica combinazione di coefficienti parziali e, per le azioni, si fa riferimento ai coefficienti parziali indicati allo scopo nel cap. 6 delle NTC (A1+M1+R3).

Nell'ambito del presente studio, come concordato con il Committente, si provvederà alla valutazione della resistenza del terreno (R_d) agli stati limite ultimi (SLU) secondo l'Approccio 1. Pur essendo noto a priori che, nelle verifiche relative alla capacità portante effettuate con tale approccio, la condizione più restrittiva è data di regola dalla Combinazione 2, per completezza espositiva si farà riferimento anche alla Combinazione 1.

5.2.2 Formulazioni analitiche utilizzate

Per procedere materialmente al calcolo, si è operato sulla base dei parametri geotecnici discussi nel precedente capitolo, in particolare per quanto riguarda il valore (in termini di parametri caratteristici e di progetto) dell'angolo di resistenza al taglio, così da ricavare la capacità portante del terreno di fondazione presente presso il sito in esame secondo una soluzione alla *Brinch-Hansen* (1970), come illustrato da *Bowles* (1991), introducendo l'ulteriore correzione connessa al coefficiente sismico "z" in aggiunta agli ordinari coefficienti di forma, di approfondimento, di inclinazione del carico, ecc.

Il modello di calcolo adottato prevede la rottura del terreno di fondazione con la creazione di una superficie di scivolamento estesa.

Assumendo il piano di fondazione orizzontale, ed essendo nullo il contributo della resistenza per coesione, la formula di *Brinch-Hansen* si riduce all'espressione:

$$q_{lim} = 1/2 \cdot \gamma'_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot z_\gamma + \gamma'_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot z_q$$

dove:

γ'_1, γ'_2 = peso di volume efficace del terreno, rispettivamente intorno alla fondazione e al di sotto di essa;

B = larghezza della fondazione;

s_γ, s_q = fattori di forma della fondazione, che tuttavia, in condizioni sismiche, si assumono pari a 1.

d_γ, d_q = fattori di approfondimento della fondazione.

i_γ, i_q = inclinazione del carico. In condizioni ordinarie dipendono dal rapporto fra carichi orizzontali (comprensivi di spinta sismica) e carichi verticali; in assenza di spinte statiche orizzontali, dipendono unicamente dall'inerzia sismica della struttura K_{hi} .

s_γ, s_q = fattori di forma della fondazione, che tuttavia, in condizioni sismiche, si assumono pari a 1.

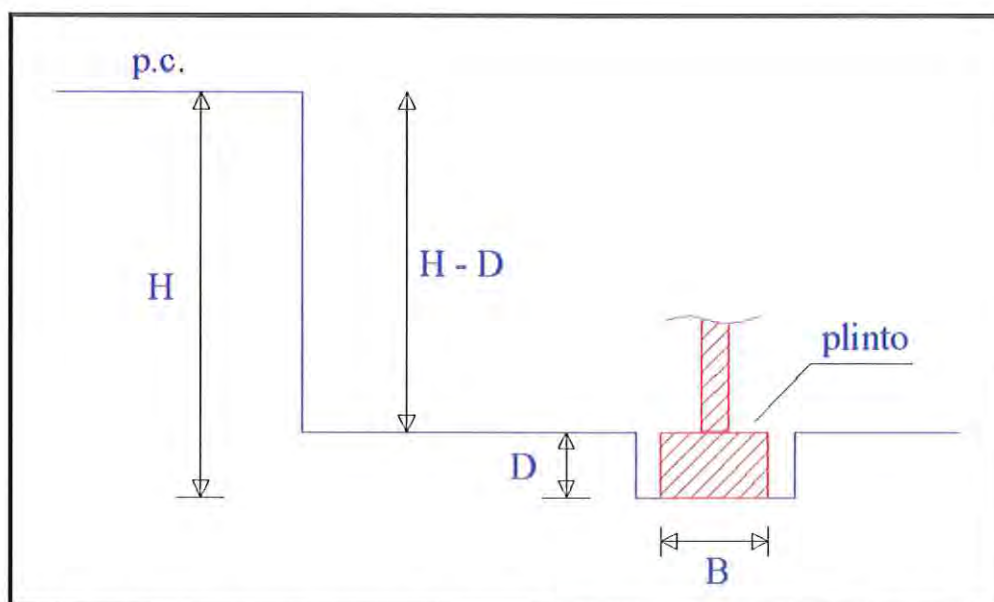
$z_\gamma = z_q$ = fattori di riduzione per effetto sismico, funzioni dell'inerzia sismica del terreno K_{hk} e dell'angolo di attrito ϕ .

D = profondità di incasso della fondazione rispetto al terreno circostante;

N_q, N_γ = fattori di capacità portante, funzione dell'angolo di attrito ϕ .

Nel calcolo, il fattore D rappresenta l'approfondimento della fondazione rispetto al piano campagna circostante, conseguente allo scavo per lo sbancamento generale dell'area, ed interviene nel calcolo come fattore "migliorativo", per tramite della pressione di sovraccarico che agisce ai bordi della fondazione. Nel caso in esame, poiché la pavimentazione del capannone è prevista all'incirca alla quota del piano campagna attuale, il valore $H-D$ sarà posto pari a 0, e pertanto l'approfondimento D dei singoli plinti corrisponderà alla profondità H rispetto al piano campagna.

Il calcolo è stato sviluppato in maniera parametrica, facendo variare sistematicamente tali due grandezze, e riportando i risultati in forma di tabella riepilogativa (tab. 1) al fine di avvalorare ulteriormente tale scelta dimensionale. Non risulta necessario tabulare i risultati in funzione del rapporto B/L (essendo L la lunghezza del manufatto di fondazione) dato che tale rapporto è influente sul risultato (in condizioni non sismiche esso influisce solo sui fattori di forma, che tuttavia, in condizioni sismiche, si assumono prudenzialmente pari ad 1).



5-1. Schema per la parametrizzazione delle caratteristiche geometriche e dimensionali delle fondazioni

5.2.3 Coefficienti riduttivi parziali

In riferimento alle NTC 2008, si riportano in allegato le seguenti tabelle relative ai coefficienti parziali per le azioni ed effetti in ambito geotecnico.

Sulla base di quanto indicato in tabella 5.2.II, per le verifiche secondo la combinazione 1, essendo $M_1 = 1$, si è utilizzato direttamente l'angolo di attrito di 30° desunto dalle valutazioni precedenti (lasciando, ovviamente, allo strutturista l'introduzione dei coefficienti aggravanti sui carichi, secondo la tabella A1). Per le verifiche secondo la combinazione 2 è stato adottato un angolo di attrito ridotto $\phi_{rid} = 24,79^\circ$, tale che $\tan(\phi)/\tan(\phi_{rid}) = 1,25$, e si è poi introdotto un coefficiente riduttivo globale $R_2 = 1,8$ sul risultato ottenuto in termini di capacità portante.

Tabella 5-1. 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
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 5-2. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 5-3. 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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

5.2.4 Risultati ottenuti

I risultati ottenuti nel calcolo sono riportati sulla seguente tabella 1. Per completezza espositiva si è riportato anche il risultato ottenibile con l'approccio 2 (colonna "A1-M1-R3"), anche se, come precedentemente descritto, nelle considerazioni che seguono si farà riferimento all'approccio 1, ed in particolare alla combinazione 2 (colonna "A2-M2-R2").

A fronte del risultato ottenuto, si deve tenere presente che, in terreni granulari come quelli in esame, si possono avere cedimenti delle fondazioni tali da ingenerare lesioni nella sovrastruttura anche prima che si abbia la vera e propria "rottura" del piano di posa delle fondazioni, ipotizzata dalla teoria di *Terzaghi*.

Una corretta valutazione della resistenza del terreno è pertanto funzionale anche alle limitazioni legate all'entità dei cedimenti ammissibili, che sono alla base del metodo di calcolo incentrato sugli stati limite di esercizio (SLE), che verrà sviluppato nel paragrafo successivo.

TABELLA 1
Valutazione carichi ammissibili
Metodo di Brinch-Hansen

	ϕ (°)	ϕ (rad)	N_c	N_q	z
p. caratteristici	30.00	0.524	15.07	18.40	0.967
p. ridotti	24.79	0.43	6.53	10.43	0.958

B (m)	D (m)	Carico ammissibile		
		A1-M1-R1	A2-M2-R2	A1-M1-R3
0.25	1.50	417	133	181
0.50	1.50	412	130	179
0.75	1.50	407	128	177
1.00	1.50	405	126	176
1.25	1.50	403	125	175
1.50	1.50	421	130	183
0.25	1.75	488	155	212
0.50	1.75	482	152	210
0.75	1.75	477	150	208
1.00	1.75	474	148	206
1.25	1.75	471	147	205
1.50	1.75	470	146	205
0.25	2.00	558	178	243
0.50	2.00	552	175	240
0.75	2.00	547	173	238
1.00	2.00	543	170	236
1.25	2.00	540	169	235
1.50	2.00	538	167	234
0.25	2.25	629	200	273
0.50	2.25	623	198	271
0.75	2.25	618	195	269
1.00	2.25	613	193	267
1.25	2.25	609	191	265
1.50	2.25	607	189	264
0.25	2.50	700	223	304
0.50	2.50	693	220	302
0.75	2.50	688	217	299
1.00	2.50	683	215	297
1.25	2.50	679	213	295
1.50	2.50	676	211	294
0.25	2.75	770	245	335
0.50	2.75	764	243	332
0.75	2.75	758	240	330
1.00	2.75	753	237	327
1.25	2.75	749	235	326
1.50	2.75	745	233	324
0.25	3.00	841	268	366
0.50	3.00	835	265	363
0.75	3.00	829	262	360
1.00	3.00	823	260	358
1.25	3.00	819	258	356
1.50	3.00	815	256	354

Inerzia terreno Khk	R1	R2	R3
0.0531	1.0	1.8	2.3

Inerzia struttura Khi	i_f	i_q
0.228	0.419	0.546

γ (kN/m ³)	
20.00	(intorno alla fond.)
10.00	(sotto la fond.)

5.3 Verifiche di ammissibilità dei cedimenti del terreno (Cd) agli Stati limite di esercizio (SLE)

5.3.1 Carichi ammissibili in funzione dei cedimenti massimi tollerati

Sulla base di quanto previsto dalle NTC di cui al D.M. 14.01.2008, per le opere e i sistemi geotecnici gli stati limite di esercizio (SLE) si riferiscono al raggiungimento di valori critici di spostamenti e rotazioni, assoluti e/o relativi, e/o di distorsioni che possano compromettere la funzionalità dell'opera. È quindi necessario valutare, utilizzando i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze dei materiali, gli spostamenti e le rotazioni delle opere, nonché il loro andamento nel tempo.

Nel caso particolare di opere di fondazione, si può dire che, per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti sul piano di posa. Le componenti verticali degli spostamenti (cedimenti) assumono in genere valori diversi sul piano di posa del manufatto: si definisce quindi cedimento differenziale la differenza dei cedimenti tra punti di una stessa fondazione, di fondazioni distinte con sovrastrutture comuni e di fondazioni distinte con sovrastrutture staticamente indipendenti.

In base all'evoluzione nel tempo, si distinguono poi i cedimenti immediati e i cedimenti differiti: questi ultimi sono tipici soprattutto di terreni a grana fine, poco permeabili (es. limi argillosi o, argille ecc.) e di terreni organici (torbe o argille torbose).

Secondo quanto previsto dalle NTC per le verifiche allo SLE i valori delle proprietà meccaniche da adoperare nell'analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari.

In terreni a granulometria eterogenea come quello in esame, la relazione tra cedimento e carichi applicati viene solitamente dedotta da correlazioni di tipo empirico, anziché dalle formule legate alla teoria dell'elasticità, che si discostano troppo dal reale comportamento del materiale. In particolare, secondo la teoria elastica, il carico limite per un prefissato cedimento dovrebbe essere inversamente proporzionale alla larghezza B della fondazione, cosa che contrasta con l'esperienza. In effetti, per fondazioni di larghezza limitata la capacità portante può ritenersi pressoché costante, mentre per dimensioni maggiori, all'aumentare della larghezza della fondazione, aumenta anche il valore medio del modulo di deformabilità, in quanto vengono interessati strati di terreno più profondi e compatti.

Inoltre il problema della valutazione dei carichi ammissibili, per fondazioni superficiali (plinti, travi rovesce e platee di fondazione) poste ad una certa profondità dal piano campagna, deve essere affrontato tenendo conto del livello di pressioni efficaci presenti alla quota di imposta delle fondazioni prima dello scavo. In effetti, il carico che la struttura trasmette al terreno può essere suddiviso in un contributo dovuto alla sua ricompressione sino ai livelli tensionali preesistenti lo scavo, ed in uno che esprime invece la compressione del terreno dovuta all'aliquota di pressione eccedente il carico litostatico. Ciò in quanto lo scavo di sbancamento si traduce, di fatto, in un "alleggerimento" del terreno sottostante, in quanto viene a mancare il peso che su di esso veniva esercitato dalla sovrastante colonna di terreno.

Fra i diversi tipi di approccio empirico presenti nella letteratura tecnica, uno dei più diffusi è quello di *Burland e Burbidge* (1984), basato sull'analisi statistica di casi reali, il cedimento può essere espresso nella forma:

$$S_{lim} = f_s \cdot f_h \cdot f_t \cdot [(Q_{amm} - 2/3 \cdot q') \cdot B^{0.7} \cdot I_c]$$

dove:

- S_{lim} : cedimento massimo (mm);
- B : lato della fondazione (m);
- q' : tensione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione [kPa];
- f_s, f_h, f_t : fattori correttivi che tengono conto della forma della fondazione, dello spessore dello strato compressibile e dei cedimenti viscosi;
- I_c : indice di compressibilità così definito: $I_c = 1,706 / (N_{spt})^{1.4}$;
- N_{SPT} : resistenza alla penetrazione (posta, nel nostro caso, pari a 15 colpi/piede).

Per il calcolo della tensione verticale agente q' si deve tenere conto non solo dell'approfondimento D della fondazione rispetto al piano di sbancamento generale, ma anche dell'entità di quest'ultimo, indicato con $H-D$ sulla sezione – tipo riportata alle pagine precedenti. Si ammetterà che, non essendo previsto un piano interrato, la profondità di tale sbancamento corrisponda all'approfondimento D dei plinti.

Occorre tuttavia, preventivamente, definire l'entità del cedimento massimo ammissibile, S_{lim} . A tale scopo, si assume che le strutture a telaio in calcestruzzo accettino senza lesionarsi cedimenti differenziali corrispondenti ad una distorsione angolare massima $\beta_{lim} = 1/500$ (Sowers) e tenendo conto della correlazione statistica (secondo Grant *et al.*, 1974) fra cedimento massimo e distorsione angolare si deduce che il cedimento massimo ammissibile per pinti isolati é:

$$S_{lim} = 15.000 \beta_{lim} = 30 \text{ mm}$$

Anche per le verifiche allo SLE, si è proceduto al calcolo della resistenza del terreno (R_d) sulla base di una parametrizzazione dei rapporti geometrici e dimensionali delle fondazioni. In questo caso, tuttavia, occorre tenere presente del rapporto B/L , fra la larghezza e la lunghezza della fondazione, che influisce sul fattore di forma f_s .

Per la verifica agli stati limite di esercizio non è più necessario introdurre ulteriori fattori riduttivi, avendo già adottato un valore di progetto, adeguatamente cautelativo, per il parametro N_{SPT} , posto pari a 10 colpi/piede.

In questo caso si ottengono i risultati riportati nella tabella 2.

TABELLA 2

Valutazione dei carichi ammissibili con il metodo di Burland-Burbidge
per fondazioni tradizionali di lato B

t = 50 anni

s (mm)	gamma	Nspt	lc
30	20.00	10.00	0.0679

fh	ft	H-D (m)
1.00	1.51	0.10

B	D	Carico ammissibile (kPa)		
		B/L =	B/L =	B/L =
(m)	(m)	0	0.50	1.00

0.25	1.50	516	647	793
0.50	1.50	326	406	497
0.75	1.50	250	311	379
1.00	1.50	209	258	314
1.25	1.50	182	224	272
1.50	1.50	162	200	242

0.25	1.75	519	650	797
0.50	1.75	329	410	500
0.75	1.75	254	315	383
1.00	1.75	212	262	317
1.25	1.75	185	227	275
1.50	1.75	166	203	245

0.25	2.00	522	653	800
0.50	2.00	332	413	503
0.75	2.00	257	318	386
1.00	2.00	215	265	321
1.25	2.00	188	231	278
1.50	2.00	169	206	248

0.25	2.25	526	657	803
0.50	2.25	336	416	507
0.75	2.25	260	321	389
1.00	2.25	219	268	324
1.25	2.25	192	234	282
1.50	2.25	172	210	252

0.25	2.50	529	660	807
0.50	2.50	339	420	510
0.75	2.50	264	325	393
1.00	2.50	222	272	327
1.25	2.50	195	237	285
1.50	2.50	176	213	255

0.25	2.75	532	663	810
0.50	2.75	342	423	513
0.75	2.75	267	328	396
1.00	2.75	225	275	331
1.25	2.75	198	241	288
1.50	2.75	179	216	258

0.25	3.00	536	667	813
0.50	3.00	346	426	517
0.75	3.00	270	331	399
1.00	3.00	229	278	334
1.25	3.00	202	244	292
1.50	3.00	182	220	262

5.3.2 Tabelle riepilogative sui carichi ammissibili

Nella tabella 3 sono riportati, per ciascuna geometria di fondazione, i valori dei carichi ammissibili, assumendo ogni volta il valore più restrittivo fra quelli derivanti dai diversi metodi utilizzati. Gli stessi risultati sono riportati in forma di diagramma nelle pagine che seguono.

Si tratta di valori nella norma, come è lecito attendersi data la natura dei sedimenti presenti e l'influenza della falda acquifera. In generale si ottengono carichi ammissibili che variano all'incirca da un minimo di 125 kPa, per fondazioni nastriformi piuttosto spesse e poco approfondite rispetto al piano di sbancamento, ed un massimo di 268 kPa, per plinti quadrati molto piccoli e approfonditi di 3,0 metri rispetto il piano di sbancamento.

La condizione più restrittiva è, in questo caso, quella derivante dall'ipotesi di rottura del terreno di fondazione. Solo per fondazioni nastriformi o rettangolari molto larghe ed approfondite risulta anche necessario provvedere a limitare i cedimenti. Si rimanda comunque alla tabella ed ai grafici seguenti per la valutazione del carico ammissibile per ciascuna geometria di fondazione.

Si rammenta che, nel caso in esame, l'approfondimento D indicato sulla tabella e sui grafici può intendersi misurato a partire dalla quota del piano di campagna, dal momento che tale profondità corrisponde allo spessore dello strato di riporto, per cui sarà necessario prevedere di poggiare le fondazioni sul substrato inalterato in posto.

Nel caso di plinti di fondazione molto ravvicinati fra loro, i limiti riportati in tabella devono essere rispettati, oltre che dal singolo plinto, anche dal gruppo di plinti considerato nel suo insieme come un unico manufatto (avente dimensioni pari a quelle dell'involuppo dei plinti stessi). Lo stesso dicasi nel caso di cordoli molto ravvicinati fra loro.

Nell'eventualità di fondazioni caratterizzate da geometrie particolari o da carichi eccentrici o con componente orizzontale rilevante, il carico ammissibile dovrà essere specificatamente determinato caso per caso, facendo comunque riferimento ai parametri ed alle metodologie di calcolo riportati nei paragrafi precedenti.

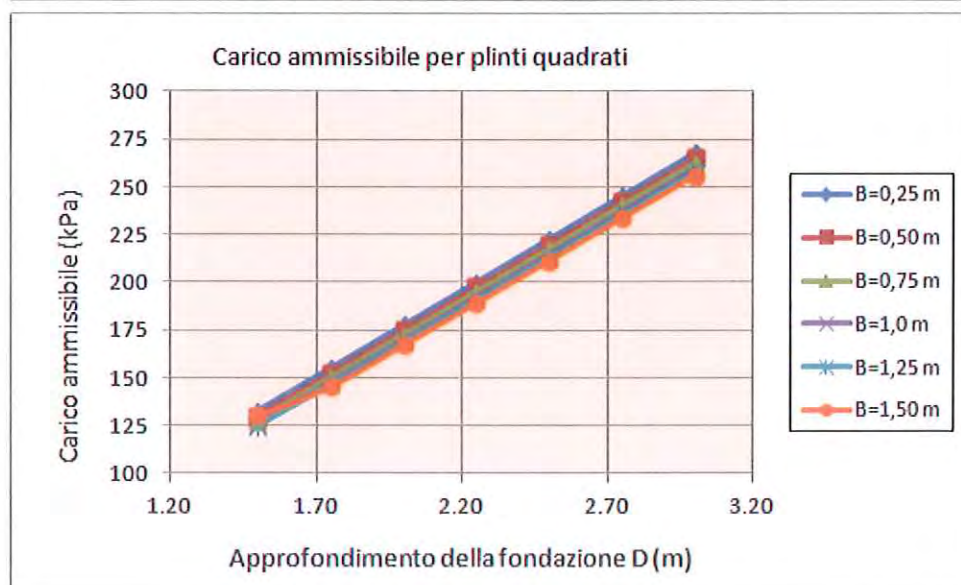
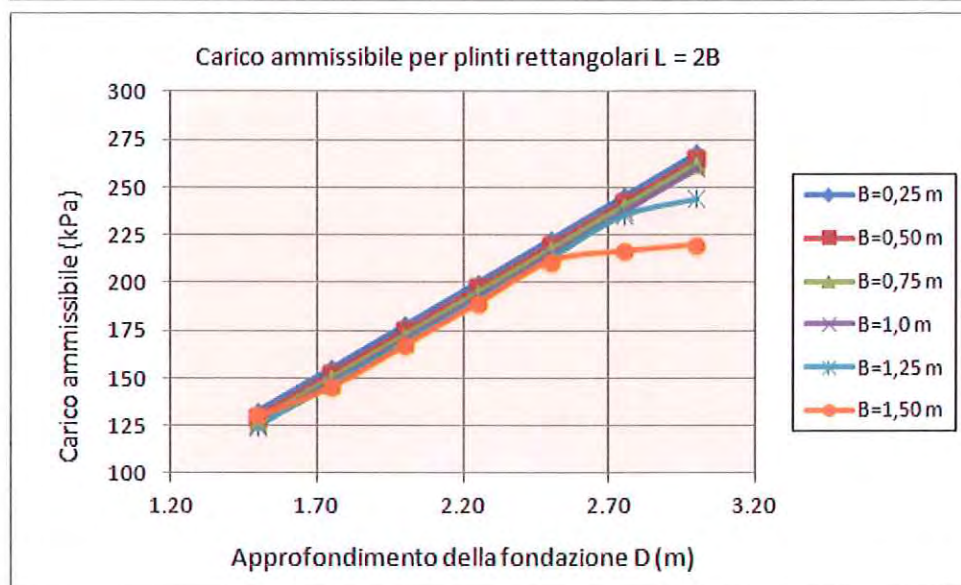
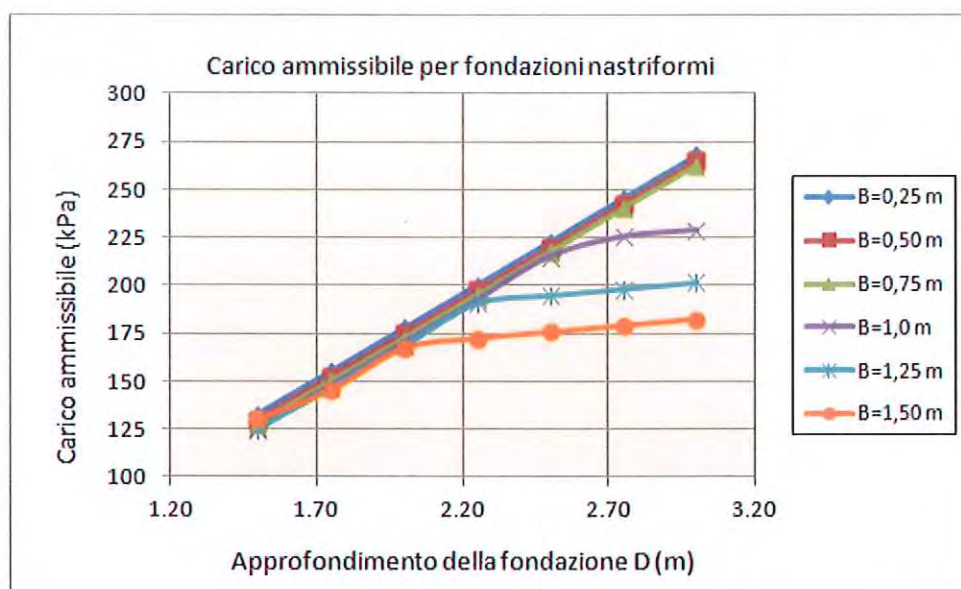
TABELLA 3

Valutazione dei carichi ammissibili per fondazioni di larghezza B

Condizione più restrittiva fra quelle esaminate

t = 50 anni

B (m)	D (m)	Carico ammissibile (kPa)		
		B/L = 0	B/L = 0,5	B/L = 1
0.25	1.50	133	133	133
0.25	1.75	155	155	155
0.25	2.00	178	178	178
0.25	2.25	200	200	200
0.25	2.50	223	223	223
0.25	2.75	245	245	245
0.25	3.00	268	268	268
0.50	1.50	130	130	130
0.50	1.75	152	152	152
0.50	2.00	175	175	175
0.50	2.25	198	198	198
0.50	2.50	220	220	220
0.50	2.75	243	243	243
0.50	3.00	265	265	265
0.75	1.50	128	128	128
0.75	1.75	150	150	150
0.75	2.00	173	173	173
0.75	2.25	195	195	195
0.75	2.50	217	217	217
0.75	2.75	240	240	240
0.75	3.00	262	262	262
1.00	1.50	126	126	126
1.00	1.75	148	148	148
1.00	2.00	170	170	170
1.00	2.25	193	193	193
1.00	2.50	215	215	215
1.00	2.75	225	237	237
1.00	3.00	229	260	260
1.25	1.50	125	125	125
1.25	1.75	147	147	147
1.25	2.00	169	169	169
1.25	2.25	191	191	191
1.25	2.50	195	213	213
1.25	2.75	198	235	235
1.25	3.00	202	244	258
1.50	1.50	130	130	130
1.50	1.75	146	146	146
1.50	2.00	167	167	167
1.50	2.25	172	189	189
1.50	2.50	176	211	211
1.50	2.75	179	216	233
1.50	3.00	182	220	256



5.4 Valutazione del coefficiente di sottofondo

I calcoli strutturali sulle opere di fondazione sono spesso basati su teorie che presuppongono una risposta elastica del terreno in senso verticale (p. es. "*modello di Winkler*"), governata da un parametro detto "*coefficiente di sottofondo*", pari al rapporto fra carico applicato e cedimento ottenuto. Il coefficiente di sottofondo è tradizionalmente indicato con K , e valutato tradizionalmente in kg/cm^3 (rapporto fra il carico unitario di fondazione in kg/cm^2 ed il cedimento risultante in cm), o, secondo il Sistema Internazionale, in kN/m^3 (rapporto fra il carico unitario di fondazione in kPa ed il cedimento risultante in m).

È peraltro importante rilevare che anche nell'ipotesi di un comportamento elastico del terreno, il coefficiente di sottofondo non è una costante caratteristica del terreno: esso sarebbe tale solo in un terreno ideale costituito da prismi verticali elastici non connessi fra loro e privi di qualsiasi interferenza reciproca. In un terreno continuo, invece, gli sforzi di compressione in senso orizzontale e gli sforzi di taglio fanno sì che i cedimenti in ogni punto siano influenzati dallo stato tensionale generale, e pertanto dipendano dalle caratteristiche e dalla forma delle fondazioni, oltre che dalle caratteristiche del terreno. Tendenzialmente tale valore diminuisce all'aumentare delle dimensioni delle fondazioni. Addirittura, secondo la teoria, in un terreno perfettamente elastico ed omogeneo il coefficiente di sottofondo risulta inversamente proporzionale alla larghezza della fondazione.

Nel caso in esame, avendo valutato l'entità dei carichi ammissibili in funzione dei cedimenti tollerabili, è possibile valutare il coefficiente di sottofondo semplicemente dividendo il carico per il cedimento corrispondente. Con riferimento alla precedente tabella 2 si osserva che, in presenza di fondazioni di dimensioni ordinarie, si ottengono cedimenti di circa 0,030 m in presenza di carichi prossimi a $182 \div 813$ kPa. Il coefficiente di fondazione risulta dunque:

$$K \approx 498/0,03 = 16.600 \text{ kN/m}^3$$

5.5 Verifica delle spinte orizzontali

Nell'ipotesi adottata, secondo la quale, in base alle caratteristiche del manufatto da realizzare, non sono previste spinte orizzontali statiche derivanti dalla struttura o dai carichi su di essa gravanti, le uniche forze orizzontali agenti sulla fondazione sono quelle derivanti dal fenomeno sismico. Esse sono pari al carico verticale agente sulla fondazione, moltiplicato per l'inerzia sismica della struttura, K_{hi} .

Per contro, in assenza di coesione, la resistenza allo scorrimento della fondazione è data dall'attrito sulla superficie inferiore della stessa, e dalla spinta passiva agente a tergo del manufatto di fondazione. Quest'ultima sarà cautelativamente trascurata. Pertanto la resistenza allo scivolamento sarà assunta pari al carico verticale agente sulla fondazione, moltiplicato per la tangente dell'angolo di attrito alla base della stessa, che, nel caso in esame, può essere assunto pari a quello desunto per il terreno di fondazione, ovvero 30° .

L'effetto della componente verticale del sisma è quello di ridurre il carico verticale dovuto al peso proprio della struttura, che contribuisce alla resistenza per attrito. Il carico verticale effettivamente agente risulta ridotto di un fattore:

$$1-K_v = 1-0,045 = 0,955$$

Ne consegue che, nelle ipotesi assunte, il fattore di sicurezza allo scivolamento è dato semplicemente dal rapporto:

$$F = (1-K_v) \cdot \tan \phi / K_{hi} = 0,955 \cdot \tan(30^\circ) / 0,228 = 2,42.$$

Si tratta di un valore evidentemente superiore al limite di legge indicato in 1,1.

Si conclude, dunque, che non sussistono problemi connessi con il rischio di scivolamento orizzontale delle fondazioni, indipendentemente dalla forma e dalle dimensioni delle stesse.

5.6 Rischi di liquefazione del terreno di fondazione

Ai sensi dell'art. 7.1.3.4.2. delle NTC2008, poiché l'accelerazione sismica massima attesa al suolo è pari a 0,123 g, e dunque superiore a 0,1 g, è stata svolta la verifica della suscettibilità del terreno alla liquefazione in condizioni sismiche, in quanto l'entità del fenomeno sismico atteso è potenzialmente tale da ingenerare fenomeni di liquefazione, indipendentemente dalle caratteristiche del terreno e dalla profondità della falda.

Si è provveduto, pertanto, ad effettuare il calcolo del fattore di sicurezza a liquefazione con il metodo di Seed e Idriss, utilizzando un apposito programma di calcolo disponibile in rete ⁽²⁾, introducendo i parametri geotecnici e le condizioni di accelerazione sismica desunti ai paragrafi precedenti.

Metodo di calcolo ☒ Seed e Idriss ☐ Tokimatsu e Yoshimi

Immissione Dati	
Profondità di calcolo (m)	9.5
Profondità della falda dal p. o. (m)	5
Peso di volume del terreno (V _{mo})	2
Numero di colpi SPT o SCPT	10
Frazione argillosa (%)	2
Accelerazione sismica massima (g)	0.123

Calcola

Risultati	
Pressione totale del terreno (kg/cmq)	1.90
Pressione efficace del terreno (kg/cmq)	1.45
Fattore correttivo per la frazione argillosa (%)	0.00
Numero di colpi standard corretto N _a	7.907
Resistenza alla liquefazione (R)	0.1171
Sforzo di taglio normalizzato (T)	0.0898
Coefficiente di sicurezza (F _s = R / T)	1.304
Il deposito non è liquefacibile	

Il calcolo viene effettuato in funzione del carico geostatico agente, a sua volta dipendente dalla profondità alla quale si vuole effettuare la verifica. Pertanto la valutazione è stata effettuata per tentativi, variando la profondità fino ad individuare quella cui corrisponde il fattore di sicurezza minimo. Nell'ipotesi cautelativa che la situazione stratigrafica osservata si estenda fino ad elevate profondità, la massima profondità alla quale il deposito non è liquefacibile risulta di 9,6 m, ove si riscontra un fattore di sicurezza pari a 1,304).

Per maggiori profondità, invece, si osservano fattori di sicurezza inferiori e la possibilità che si verifichino fenomeni di liquefazione.

In realtà, tale valutazione sul terreno in esame è puramente accademica, poiché, prudenzialmente, si è voluto verificare

⁽²⁾ "Verifica a liquefazione" disponibile sul sito della Geostru s.r.l.

l'eventuale rischio di liquefazione nel caso in cui la copertura superficiale sabbiosa - limosa avesse uno spessore piuttosto elevato. Anche nell'eventualità che oltre i 9,6 m di profondità fossero ancora presenti depositi limosi sciolti, la loro presenza sarebbe pressoché ininfluyente in superficie, dato che il bulbo di carico delle fondazioni su plinto si esaurisce a profondità alquanto inferiore a tale valore.

6. CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono state descritte le principali caratteristiche geologiche, idrogeologiche, sismiche e geotecniche di un sito posto in comune di Salbertrand, ove è prevista la realizzazione di un capannone ad uso ricovero mezzi e uffici.

L'area in oggetto, attualmente, non presenta particolari problematiche per quanto riguarda gli aspetti geomorfologici, intesi nel senso di stabilità e dinamica evolutiva dei terreni, essendo pressoché pianeggiante. Nel corso dei sopralluoghi effettuati, tuttavia, è stato rilevato uno strato di riporto misto dello spessore di 1,5 metri circa, per cui potrebbero insorgere potenziali dissesti.

A seguito dell'osservazione di indagini dirette eseguite presso il sito stesso, è stata predisposta una modellizzazione geologica del sito, nell'ambito della quale si è provveduto anche ad una quantificazione dei parametri geotecnici dei terreni di fondazione. L'area interessata dal progetto è risultata occupata da un livello di materiale di riporto misto, della potenza di circa 1,5 m, poggiante su depositi fluvio-glaciali, costituiti da sabbie in matrice limosa e ghiaie. Le fondazioni dell'opera in progetto ⁽³⁾ poggeranno sullo strato sabbioso- limoso che caratterizza il substrato in posto rilevato al di sotto del terreno di riporto. Sulla base delle informazioni disponibili, infatti, si ritiene che gli interventi in progetto debbano essere eseguiti nel substrato maggiormente addensato sabbioso – limoso, a regola d'arte e sotto attenta cura della D.L., in modo da garantire al meglio le condizioni di stabilità dell'area.

Il sito è caratterizzato dalla presenza di una falda acquifera del tipo a superficie libera ("falda freatica"), alimentata dagli apporti meteorici superficiali ed in rapporto idraulico diretto con la Dora Riparia, si considera pertanto una profondità della falda all'incirca a 5 m rispetto il piano di campagna.

Sulla base delle conoscenze così acquisite, si è provveduto ad una caratterizzazione e modellazione geologica del sito, così da definire i lineamenti geomorfologici della zona, gli eventuali processi morfologici ed i dissesti in atto o

⁽³⁾ le tabelle dei carichi ammissibili considerano l'ipotesi di fondazione a profondità maggiori a 1,5 m. I valori indicati, quindi, sono da ritenersi validi solo se – come presumibile da considerazioni geologiche generali e dalla documentazione bibliografica, al di sotto di tale profondità si continuasse ad incontrare il sedimento sabbioso – limoso, simile a quello osservato nella parte profonda degli scavi.

potenziali e la loro tendenza evolutiva, la successione litostratigrafica locale e lo schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea.

Per quanto concerne l'analisi sismica, si è fatto riferimento a quanto previsto dalla normativa vigente (*NTC 2008* e Circolare Attuativa del 02/02/2009), rilevando la classe sismica del terreno di fondazione mediante software accreditati (*GeoStru Software*).

Visto il valore dell'accelerazione sismica massima attesa al suolo superiore al valore limite 0,1 g, ai sensi dell'art. 7.1.3.4.2. delle *NTC2008*, è stata svolta la verifica della suscettibilità del terreno alla liquefazione in condizioni sismiche, il cui esito ha indicato la possibilità che possa verificarsi la liquefazione del terreno in esame a partire dalla profondità di 9,6 m, indipendentemente dalle caratteristiche del terreno e dalla profondità della falda.

Dal punto di vista geotecnico, i risultati delle indagini effettuate sono stati, invece, utilizzati per procedere alla caratterizzazione e modellazione geotecnica del terreno di fondazione, con la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo e la determinazione dei valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni.

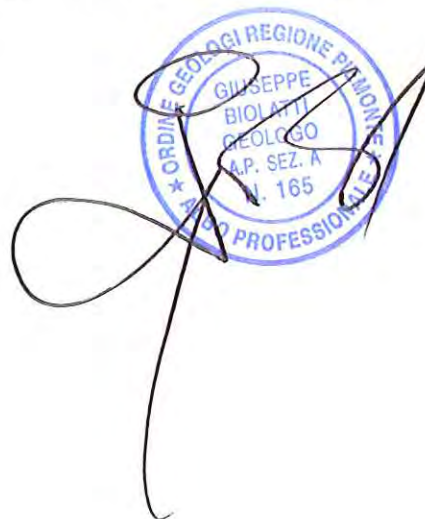
Sulla base della caratterizzazione geotecnica si è provveduto, infine, ad una valutazione parametrica dei carichi di fondazione ammissibili, in funzione della geometria e dell'approfondimento delle fondazioni, considerando l'ipotesi di fondazioni di tipo tradizionale, per definire la tipologia più adatta alle caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione, costituito da sabbie - limose moderatamente addensate.

In definitiva, sulla base dei dati disponibili, delle prove eseguite e dei calcoli svolti, si evince la sostanziale idoneità dell'area, relativamente agli aspetti geomorfologici, geologici e geotecnici, all'intervento proposto, a condizione che le fondazioni vengano realizzate fra la profondità non inferiore a 1,5 m dal piano campagna (per evitare di poggiare sullo strato di riporto sciolto) e non superiore a 3,5 m (per non interferire direttamente con la falda e per evitare che il bulbo di carico possa interferire con gli strati potenzialmente liquefacibili eventualmente presenti in profondità).

Qualora i carichi ammissibili calcolati per le specifiche dimensioni dei plinti fossero insufficienti in rapporto ai carichi agenti, è possibile migliorare ulteriormente le performance della fondazione integrandoli i plinti all'interno di un reticolo di travi rigide, o al limite entro un'unica fondazione su platea, in modo da garantire un maggiore carico ammissibile e limitare i potenziali cedimenti.

Torino, 5 agosto 2013

GEOSTUDIO
ing. geol. Giuseppe BIOLATTI



A circular blue stamp from the "ORDINE GEOLOGI REGIONE PIEMONTE" is partially obscured by a large, stylized handwritten signature in black ink. The stamp contains the text: "GIUSEPPE BIOLATTI", "GEOLOGO", "A.P. SEZ. A", and "N. 165". The outer ring of the stamp reads "ORDINE GEOLOGI REGIONE PIEMONTE" and "PROFESSIONALE".