

REGIONE PIEMONTE - PROVINCIA DEL VERBANO CUSIO OSSOLA

COMUNE DI DOMODOSSOLA



PROGETTO:

**AMPLIAMENTO SEDE OPERATIVA IDRABLU "DOMO 1"
IN LOCALITÀ REGIONE NOSERE**



ELABORATO:

**RELAZIONE GEOLOGICA
(AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008)**

COMMITTENTE:

**IDRABLU S.P.A.
Via Romita, 13 bis
28845 Domodossola (VB)**

Verbania, gennaio 2017

Dott. Geol. Roberto Michetti

(documento firmato digitalmente)



Studio GeA Geologi Associati

Anna Cristina • Stefano Fardelli • Roberto Michetti
C.so Cairoli, 46 • 28921 Verbania Intra (VB)
Tel.: 0323516236 • Fax: 0323515962
E-mail: studiogea@fastwebnet.it • P.IVA: 01927120038

INDICE

1. PREMESSA	1
2. LOCALIZZAZIONE E DESCRIZIONE SOMMARIA DELL'INTERVENTO	2
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO GENERALE DELL'AREA	6
4. INQUADRAMENTO IDROLOGICO E IDROGEOLOGICO GENERALE DELL'AREA	8
5. PERICOLOSITÀ GEOMORFOLOGICA E RISCHIO IDROGEOLOGICO	10
6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA RAPPRESENTATIVA DEI TERRENI	12
7. VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI	13
8. AZIONE SISMICA	14
9. ASPETTI ESECUTIVI	20
9.1 SCAVI E MOVIMENTI TERRA	20
9.2. FONDAZIONI	21
9.3. IMPERMEABILIZZAZIONI E DRENAGGI	27
10. GESTIONE TERRE E ROCCE DA SCAVO	27
11. CONCLUSIONI	28

1. PREMESSA

Per conto della Società Idrablu S.p.A., gestore del servizio idrico integrato in Val d'Ossola, è stata redatta la presente relazione geologica a corredo del progetto per l'ampliamento della sede operativa "Domo 1" posta in Comune di Domodossola, località Regione Nosere.

Tale studio, che si configura come caratterizzazione e modellazione geologica e geotecnica del sito prevista nelle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008, è da intendersi quale consulenza geologico-tecnica specifica alla progettazione, curata dall'Arch. Maria Elena Rizzoli, che potrà avvalersene in relazione alle scelte progettuali e alle verifiche strutturali, sempre con riferimento alle stesse N.T.C..

A riguardo si è proceduto ad un inquadramento idrogeomorfologico generale dell'area di progetto, basato essenzialmente sulle conoscenze dell'areale circostante, derivate anche da indagini e osservazioni effettuate in corrispondenza di altri interventi ubicati nell'intorno, e approfondite a seguito dei rilievi di terreno appositamente condotti.

In questa fase, i dati così raccolti, tenuti conto anche dell'ubicazione e della tipologia delle opere in progetto, hanno consentito di caratterizzare sufficientemente l'area e di metterne a fuoco i principali aspetti dal punto di vista geologico e geologico-tecnico in relazione a quanto previsto, oltre che di valutare la compatibilità dell'intervento con l'assetto idrogeologico e la stabilità dell'area nel suo insieme.

Per tale motivo non sono state eseguite specifiche prove ed indagini geognostiche, ma le ipotesi di progetto dovranno essere verificate puntualmente in fase esecutiva, adattando eventualmente l'opera alle diverse situazioni riscontrate.

Le risultanze dell'insieme delle indagini svolte, integrate dalle valutazioni emerse a seguito del sopralluogo, dei colloqui con la progettista e della presa visione della documentazione progettuale disponibile, oltre che della cartografia di settore posta a corredo del P.R.G.C. vigente, sono qui di seguito riassunte.

2. LOCALIZZAZIONE E PROPOSTA PROGETTUALE

L'area di progetto si colloca ai margini sudorientali del concentrico di Domodossola, nell'ambito della porzione di territorio in destra idrografica del Fiume Toce compresa tra la S.P. n.166 della Valle Ossola ad ovest e la S.S. n.33 ad est, in località Regione Nosere, nei pressi del centro commerciale "Sempione" (cfr. figura 1).

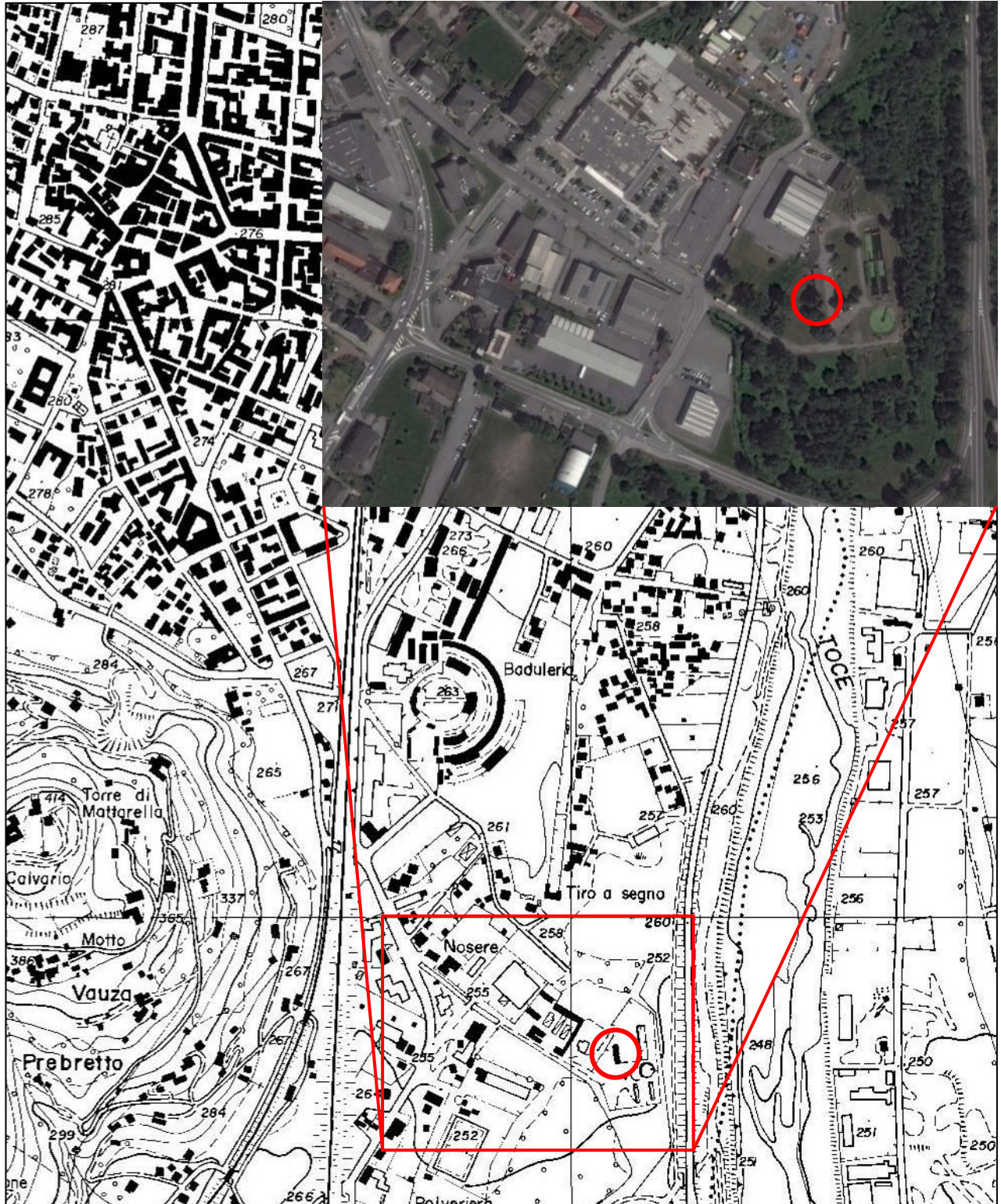


Figura 1 - Corografia su C.T.R., scala 1:10.000. Sezione n. 051080 "Domodossola" con sovrapposizione ubicazione area in esame su foto aerea (Fonte: Google earth).

Si tratta, più specificatamente, della sede operativa di Idrablu denominata "Domo 1", posta in corrispondenza dei terreni identificati al mappale n. 261 del Foglio n.63 del N.C.T., su cui si distribuisce l'impianto di depurazione delle acque fognarie di Domodossola con le annesse strutture di servizio (cfr. figura 2).

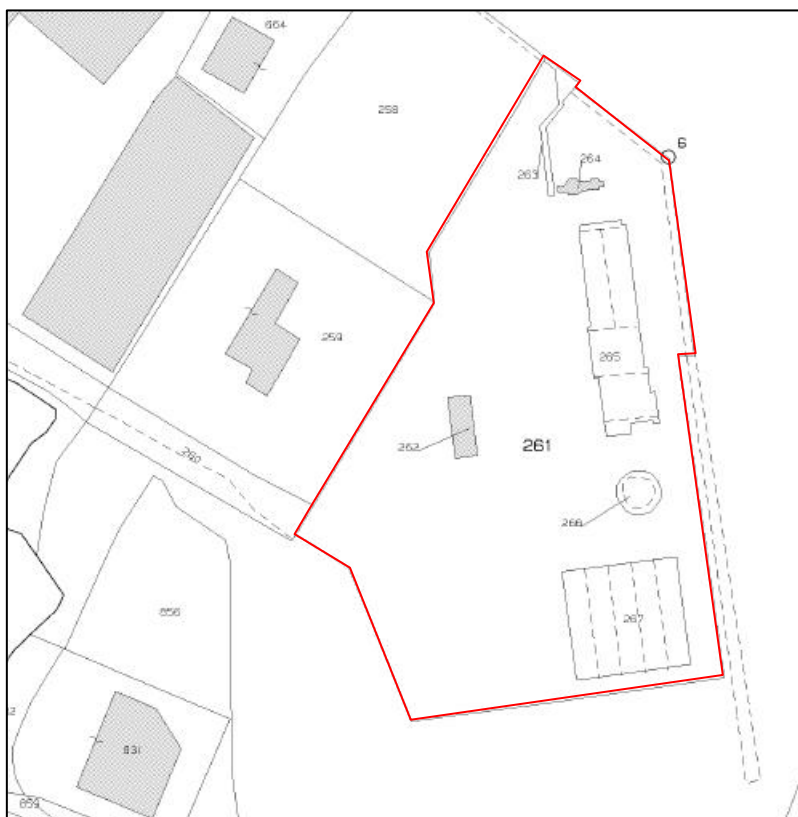


Figura 2 – Estratto da N.C.T., Foglio n.63 (Scala 1:2.000), con perimetrazione mappale n.261 su cui si distribuisce la sede operativa "Domo 1" di Idrablu.

In sintesi, l'intervento in questione, illustrato con maggior dettaglio negli elaborati di progetto a cui si rimanda (cfr. figura 3), prevede esclusivamente un circoscritto ampliamento dello stabile (mappale n.262) che ospita gli uffici, i servizi/spogliatoi per il personale, nonché l'officina e il magazzino, oltre che la centrale termica e la cabina elettrica (cfr. foto 1).



Foto 1 – Panoramica da est dell'impianto di depurazione presso la sede operativa "Domo 1" di Idrablu con al centro, sullo sfondo, il fabbricato di progetto.

Trattasi di un corpo di fabbrica a sagoma in pianta rettangolare, di superficie lorda pari a circa 198 m², allungato secondo una direzione grossomodo nord sud, ad un piano fuori terra (ad eccezione della "torretta" corrispondente alla cabina elettrica che si eleva all'estremità meridionale), con copertura piana, privo di volumi interrati (cfr. foto 2).



Foto 2
Fabbricato di progetto (vista da sudest).

Detto ampliamento sarà in sostanza rappresentato dalla formazione di un "blocco servizi" (docce e WC ad uso del personale) ricavato mediante costruzione di una nuova porzione in continuità con l'esistente sul prospetto ovest, a tergo della cabina elettrica, ove è al momento presente una scaletta metallica esterna (cfr. foto 3), e che avrà dimensioni lorde pari a circa 7,20x4,80 m² (oltre ad un camminamento perimetrale), anch'esso ad un solo piano fuori terra e sempre con copertura piana (che sarà perimetrata da una ringhiera di protezione e accessibile attraverso una nuova scaletta metallica esterna); non sono previsti volumi interrati.



Foto 3
Prospetto sud ovest del fabbricato oggetto di intervento con schematica individuazione dell'ingombro del previsto ampliamento.



Figura 3 - Estratti da tavola 6 di progetto: "Confronto" (scala ridotta).

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO GENERALE DELL'AREA

Il sito in esame, come accennato, si colloca nella zona a sud est dell'abitato di Domodossola, nell'insieme distribuito alla base dei versanti montani delimitanti in destra idrografica la piana alluvionale della Val d'Ossola, solcata dal F. Toce.

All'altezza del medesimo abitato, in particolare, la fascia pedemontana di raccordo tra i fianchi vallivi ed il fondovalle è costituita dall'evidente conoide alluvionale del Torrente Bogna, su cui sorge il nucleo principale del capoluogo ossolano, e caratterizzato da una tipica morfologia "a ventaglio", con una acclività che va gradualmente riducendosi andando dall'apice verso valle, sino praticamente ad annullarsi nelle porzioni marginali e distali, come nel caso della zona comprendente l'area di previsto intervento.

Questa, infatti, si colloca attorno ai 250 m s.l.m. nell'ambito di una porzione di territorio subpianeggiante, per la quale si riconosce, nell'insieme, una seppur minima pendenza verso sud, sud est, riconducibile ai margini più meridionali del settore distale, in destra idrografica, del medesimo conoide del Torrente Bogna (che attualmente scorre invece a nord dell'abitato di Domodossola), al limite (peraltro difficilmente identificabile in modo preciso) con la piana alluvionale fluviale.

A livello locale sono poi presenti varie ondulazioni e dislivelli, in genere contenuti, per lo più legati alle diffuse trasformazioni antropiche, viabilistiche ed edificatorie; la stessa superficie pianeggiante, su cui si distribuisce l'impianto di depurazione presso la sede operativa "Domo 1" di Idrablu, occupa di fatto un'area a suo tempo riquotata (come la gran parte delle aree commerciali-artigianali circostanti) rispetto al piano campagna originale, cosicché si osserva come esternamente alla recinzione della medesima area, esista un dislivello variabile (sino a un massimo di 2,5÷3 metri sul lato orientale) rispetto ai terreni naturali immediatamente ad est e a sud, anch'essi sub pianeggianti, cui si raccorda mediante brevi scarpatine ad acclività contenuta (dell'ordine dei 30°÷35°); subito a valle (est, sud-est) è poi presente il rilevato della S.S. n.33 e del relativo svincolo di Domodossola (cfr. foto 4).



Foto 4

Fascia di terreno immediatamente ad est della recinzione a confine dell'area occupata dalla sede operativa "Domo 1" di Idrablu (in primo piano il canale di scarico del depuratore); sullo sfondo il rilevato della S.S. n.33.

Da un punto di vista strettamente geologico, al di là quindi dei riporti connessi con le suddette trasformazioni antropiche, l'areale in cui si inserisce anche lo stesso lotto di intervento, è in generale caratterizzato, al di sotto di uno strato superficiale di spessore irregolare (mediamente attorno al metro) rappresentato da una coltre detritico eluviale (terra nera) ad elevato contenuto organico, dalla presenza di antichi depositi alluvionali qui verosimilmente riconducibili principalmente alle potenti alluvioni del F.Toce, oltre che alla passata attività torrentizia del Torrente Bogna.

I depositi formati dai corsi d'acqua montani quali il Torrente Bogna allo sbocco nel fondovalle, sono caratterizzati da una tipica struttura conoidale con deposizione caratterizzata da un grado di selezione in base alle dimensioni: materiale più grossolano (ghiaie e sabbie grossolane con trovanti e frequente disposizione caotica) nella zona di apice e più fine (sabbie medio-fini sino a limi sabbiosi) nella zona più distale.

La struttura è in genere formata da lenti o livelli alternati, in conseguenza della diversa energia dell'episodio alluvionale che ne ha determinato la deposizione, con strati inclinati o suborizzontali nelle zone più distali, come nel caso in esame, dove i sedimenti torrentizi, data la progressiva diminuzione del loro spessore allontanandosi dall'area di maggiore alimentazione, vengono a costituire una struttura pellicolare, sovrapposta o anche interdigitata alle alluvioni del F.Toce.

Queste ultime costituiscono quasi tutta l'ampia zona di fondovalle e sono rappresentate da notevolissimi spessori di sedimenti, qui di natura prevalentemente ghiaioso-sabbiosa; localmente possono essere presenti livelli di sabbie più fini sino a limi sabbiosi e limi, dovuti alla deposizione in antiche aree di lanca.

Per quanto riguarda, infine, il substrato roccioso, questo non è direttamente osservabile nell'area di intervento e nei suoi immediati dintorni, essendo posto, in ambito di fondovalle, a profondità notevoli (e che quindi non verrà ovviamente interessato dagli interventi in progetto); esso risulta invece diffusamente affiorante o subaffiorante (quando coperto da limitate porzioni di depositi detritico-eluviali e di versante) in corrispondenza dei fianchi vallivi circostanti, dove, all'altezza di Domodossola, è rappresentato da rocce metamorfiche appartenenti alla zona "*Moncucco-Orselina-Isorno*" (*Pennidico Superiore*), costituita da litotipi di differente natura (paragneiss e micascisti con orizzonti di anfiboliti, con intercalazioni più o meno estese date da ortogneiss granitici).

4. INQUADRAMENTO IDROLOGICO E IDROGEOLOGICO GENERALE DELL'AREA

Dal punto di vista dell'idrografia superficiale il corpo idrico principale presente nella porzione di territorio comprendente l'area di progetto è rappresentato dal Fiume Toce, che qui percorre il fondovalle con andamento all'incirca N-S, più di 200 metri ad est della stessa area del depuratore (oltre il rilevato della S.S. n.33), con alveo delimitato da difese spondali date da scogliere in blocchi squadrati.

A lato dell'ingresso alla sede operativa di Idrablu, si osserva poi l'alveo del Rio Bacenetto, che sottende una serie di colatori che drenano le pendici dei versanti settentrionali del Moncucco (Rio della Crosa, Rio della Zancalina, Rio di Santa Marta, ecc.). e che, in località Nosere, defluisce verso est, sud est con alveo canalizzato ed in più tratti tominato.

Nello specifico, il tratto che segue al centro commerciale, proprio all'altezza dell'area in esame devia marcatamente verso sud est, con sezioni d'alveo, che aumentano di larghezza (5÷6 m), definite da opere di regimazione longitudinali, date da difese spondali costituite da scogliere in blocchi da cava (cfr. foto 5 e 6).



Foto 5-6 - Panoramica verso monte e verso valle dell'alveo canalizzato del Rio Bacenetto nel tratto che defluisce verso sud est in fregio alla strada di accesso all'ingresso alla sede operativa "Domo 1" di Idrablu.

Più in generale, in relazione alle acque superficiali non incanalate, la descritta morfologia, subpianeggiante, unitamente alla scarsa permeabilità dei terreni di copertura, possono determinare, in caso di precipitazioni intense e/o prolungate, locali fenomeni di ristagno in corrispondenza delle zone più ribassate o di circoscritte aree intercluse (es. la fascia compresa tra il depuratore e il rilevato della S.S.n.33); inoltre, specie se in concomitanza di piene fluviali, si possono verificare difficoltà di deflusso lungo i tratti terminali del reticolo idrografico afferente al Fiume Toce, in ambito di fondovalle, a causa delle minime pendenze (come avvenuto per lo stesso Rio Bacenetto in occasione dell'evento alluvionale dell'ottobre 2000 con allagamento delle aree prossime alla sua immissione nel F.Toce nei pressi della località "Siberia").

Per quanto attiene gli aspetti idrogeologici, i terreni alluvionali descritti, generalmente molto sciolti e privi di orizzonti impermeabili di sufficiente spessore e continuità orizzontale, con una permeabilità che varia notevolmente, da medio-alta o addirittura altissima (sedimenti alluvionali ghiaioso grossolani con coefficiente di conducibilità idraulica indicativamente pari a $10^{-3} < k < 10^{-2}$ cm/s), a bassa (depositi prevalentemente sabbioso-limosi con $10^{-4} < k < 10^{-7}$ cm/s), sono sede di una falda freatica abbastanza superficiale.

Tale falda è alimentata dall'infiltrazione superficiale sulle aree non impermeabilizzate e dalle perdite di subalveo del F.Toce e dei suoi tributari provenienti dai versanti circostanti.

Il livello freatico presenta forti oscillazioni in relazione a prolungati periodi piovosi con conseguente ricarica dell'acquifero, cui contribuiscono anche le forti variazioni di portata dei corsi d'acqua a regime torrentizio.

A tal proposito, è noto che la superficie piezometrica su tutta la piana si trova a profondità ridotte, spesso pari a pochi metri, e che addirittura, in corrispondenza di piene del F.Toce, può innalzarsi fino a raggiungere o superare, in alcune zone più depresse, la superficie topografica.

Il verso di flusso è indicativamente rivolto a sud, sud-est (cioè verso il F.Toce) per le zone di conoide in destra idrografica del Torrente Bogna, mentre in ambito di fondovalle è diretta prevalentemente in direzione N-S, in ogni caso con isopiezometriche molto distanziate e, quindi, bassa velocità di flusso delle acque sotterranee.

In tale contesto, per l'area in esame, stante le condizioni geologico-geomorfologiche descritte ed i ridotti gradienti ipotizzabili per la falda in questa porzione di territorio (e non essendo previsti piani interrati), è possibile escludere particolari problematiche connesse con acque sotterranee nel caso della costruzione della nuova porzione in ampliamento così come da progetto; è da ritenere, infatti, che il livello freatico permanente si collochi, in normali condizioni, a profondità pari almeno a qualche metro ($>3 \div 4$ m) dal piano campagna naturale.

Tuttavia, in situazioni particolari, come in concomitanza di eventi di piena fluviale eccezionali, si possono verificare locali risalite della frangia capillare sino a quote prossime al piano campagna naturale in conseguenza di minime soggiacenze dello stesso livello freatico.

Inoltre, non si può escludere del tutto la possibilità che in corrispondenza degli scavi, ancorché di profondità contenuta, specie se eseguiti durante periodi piovosi, si possa riscontrare la presenza di acqua, quantomeno alle profondità maggiori, anche solo sotto forma di venute effimere in corrispondenza di percorsi preferenziali legati a livelli a differente permeabilità o connesse a possibili infiltrazioni, da affrontarsi, all'occorrenza, attraverso un adeguato drenaggio degli scavi stessi.

5. PERICOLOSITÀ GEOMORFOLOGICA E RISCHIO IDROGEOLOGICO

L'analisi dei processi geomorfologici osservabili su un'area è fondamentale per identificare l'eventuale pericolosità ed il grado di rischio connesso con l'esecuzione di un'opera in corrispondenza dell'area stessa; in particolare, tale valutazione riguarda sia fenomeni riconducibili alla dinamica gravitativa, sia alla dinamica legata alle acque di scorrimento superficiale, incanalate e non incanalate, o anche all'eventuale presenza di acque sotterranee.

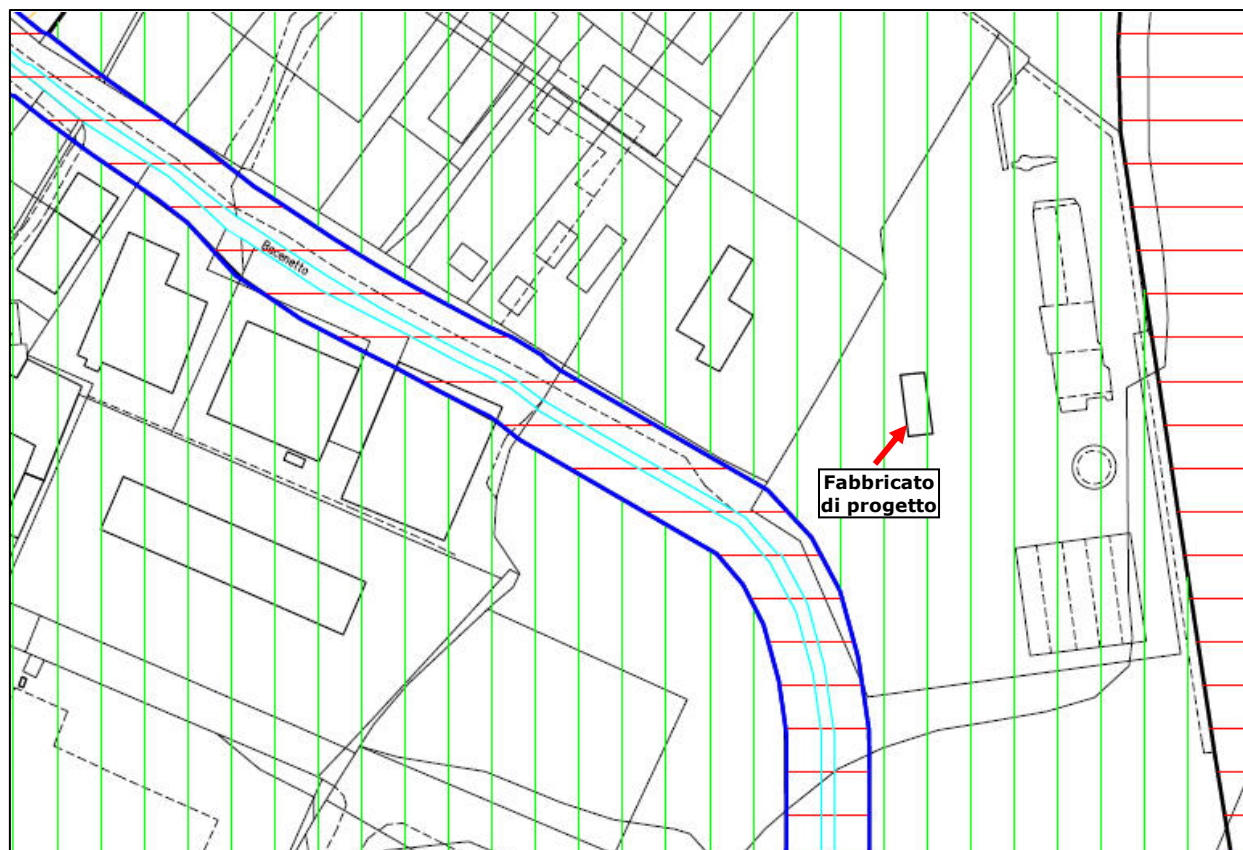
Nello specifico, nell'area in esame, data la sua collocazione in ambito di fondovalle e la morfologia pressoché pianeggiante, non sono state riscontrate evidenze di fattori di dissesto di tipo gravitativo.

Anche rispetto alle acque superficiali incanalate non sono stati rilevati, per la stessa area di previsto intervento, particolari elementi di pericolosità legati alla presenza di corsi d'acqua; il Fiume Toce scorre ad elevata distanza, al di là (est) del rilevato della S.S. n.33, mentre il Rio Bacenetto che, come descritto, defluisce verso sud est all'altezza dell'ingresso all'area del depuratore, non presenta evidenze di una particolare dinamica erosiva e/o di trasporto che possa arrivare ad interessare il sito di progetto, tenuto conto, tra l'altro, delle distanze e dei dislivelli esistenti rispetto alla quota di imposta dello stesso fabbricato di previsto ampliamento (è altresì presumibile che la presenza di più tratti caratterizzati da attraversamenti e tombinature, che intersecano la viabilità e le aree urbanizzate più a monte, condizionino necessariamente i deflussi a valle, specie in caso di eventi alluvionali).

Per quanto concerne invece le acque superficiali non incanalate, sempre in relazione all'area di progetto, non si sono neppure riscontrate evidenze di ristagni significativi né difficoltà di drenaggio, fenomeni invece possibili, in occasione di periodi caratterizzati da precipitazioni brevi e/o intense, nell'ambito di locali avvallamenti, o di porzioni più depresse del fondovalle, con anche livelli freatici eccezionalmente prossimi al piano campagna naturale.

Da ultimo, è inoltre da ritenere, in linea generale, che anche le caratteristiche geotecniche dei terreni presenti, seppure da verificarsi puntualmente in fase esecutiva, non determineranno, nell'insieme, condizioni particolarmente penalizzanti la realizzazione di quanto in progetto.

Tali considerazioni trovano sostanzialmente conferma nelle indagini geologiche condotte dal Dott. Geol. Francesco D'Elia a corredo del P.R.G.C. vigente del Comune di Domodossola; in tale analisi, infatti, i terreni di proprietà, in termini di pericolosità geomorfologica e di idoneità all'utilizzazione urbanistica (ai sensi della Circ. P.G.R. n.7/LAP e s.m.i.) sono posti in classe II (seconda), riguardante: "*Settori caratterizzati da condizioni di moderata pericolosità geologica*" (cfr. figura 4).



	CLASSE II	<p>Settori caratterizzati da condizioni di moderata pericolosità geologica</p> <ul style="list-style-type: none"> • Settori caratterizzati da acclività media potenzialmente soggetti a fenomeni di dissesto • Aree potenzialmente inondabili da acque a bassa energia e dell'altezza di qualche decimetro. • Aree caratterizzate da difficoltà di drenaggio, potenzialmente soggette a ristagno d'acqua • Aree in cui i terreni di fondazione richiedano una verifica delle caratteristiche geotecniche
--	------------------	--

Figura 4

Estratto da P.R.G.C. del Comune di Domodossola: Tav. 10-2 "Carta della zonizzazione e dell'idoneità urbanistica", a cura Dott. Geol. Francesco D'Elia (scala ridotta) e stralcio della relativa legenda; con soprassegno è stata individuata la localizzazione del fabbricato di progetto, ricadente in classe II.

In tale contesto, date le descritte condizioni idrogeomorfologiche al contorno, allo stato attuale, si ritiene possibile esprimere, in termini di fattibilità, un giudizio di non interferenza dell'intervento in progetto nei riguardi dei moderati elementi di pericolosità geomorfologica evidenziati, tenuto conto anche della prevista quota di imposta del fabbricato oggetto di ampliamento.

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA RAPPRESENTATIVA DEI TERRENI

I descritti sedimenti alluvionali, siano essi di pertinenza torrentizia e/o fluviale, che caratterizzano l'ambito di fondovalle comprendente l'area oggetto di indagine, presentano generalmente caratteristiche geotecniche discrete per quanto riguarda le ghiaie e le sabbie grossolane, mentre sono da considerarsi meno buone, o addirittura scadenti, le caratteristiche geotecniche connesse con livelli sabbiosi più fini, con anche una componente limosa in percentuale significativa, in funzione anche della possibile periodica presenza di acqua.

In questa fase, sulla base delle risultanze di precedenti indagini condotte in contesti simili, oltre che dei dati di letteratura, è possibile fornire per i terreni medesimi la seguente caratterizzazione geotecnica rappresentativa:

- angolo di resistenza al taglio: $\varphi = 30^\circ \div 36^\circ$
- coesione: $C_u = 0.0 \div 0.3 \text{ kg/cm}^2$
- porosità: $n = 30\% \div 40\%$
- peso specifico: $\gamma_g = 2.65 \text{ t/m}^3$
- peso di volume del terreno asciutto: $\gamma_a = 1.59 \div 1.85 \text{ t/m}^3$
- peso di volume del terreno saturo: $\gamma_s = 1.99 \div 2.15 \text{ t/m}^3$
- peso di volume del terreno immerso: $\gamma_i = 0.99 \div 1.15 \text{ t/m}^3$

Tabella 1 – Parametrizzazione geotecnica rappresentativa di terreni di origine alluvionale.

Si tenga comunque presente che i passaggi tra le varie litologie risultano spesso sfumati, con una certa variabilità sia orizzontale che verticale, anche in spazi limitati.

Si è tuttavia detto come in corrispondenza dei terreni su cui insistono le strutture dell'impianto di depurazione e, quindi, anche il fabbricato di progetto, sia stato a suo tempo riportato del materiale per la sopraelevazione dell'originario piano campagna a creare un piano finito che appare, ad oggi, stabile e consolidato, e su cui sono stati verosimilmente impostati, a suo tempo, anche le strutture esistenti che, allo stato attuale, non presentano particolari lesioni o evidenze di fenomeni di cedimento (ivi compreso lo stesso edificio interessato dall'ampliamento).

Per detti riporti, su cui sarà conseguentemente direttamente impostata anche la porzione in ampliamento, presumibilmente costituiti da materiali prevalentemente sabbioso-ghiaiosi grossolani con anche ciottoli, si possono presupporre proprietà geotecniche quantomeno pari a quelle sopra riportate per i depositi alluvionali naturali sottostanti.

É pertanto da ritenere, in sostanza, che, data anche la tipologia delle opere in progetto, in termini di caratteristiche geotecniche dei terreni di possibile ritrovamento, non sussistano situazioni particolarmente penalizzanti la loro esecuzione, fermo restando l'opportunità di procedere, preventivamente alla fase esecutiva, ad una verifica (ad esempio mediante l'esecuzione di scavi geognostici a mezzo escavatore meccanico) delle ipotesi qui formulate circa la natura dei terreni di imposta fondazionale.

Saranno in ogni caso da escludersi eventuali residui di coltre detritico-eluviale, nonché riporti non caratterizzati da adeguata composizione, granulometria e grado di compattazione, poiché, per l'elevata porosità e compressibilità, si rendono inadatti ai fini geotecnici e, quindi, da asportare preventivamente.

7. VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Le N.T.C. di cui al D.M. 14.01.2008, impongono che per la progettazione geotecnica le verifiche agli stati limite ultimi siano condotte utilizzando per i valori geotecnici dei terreni i cosiddetti *valori caratteristici*, derivati da una stima ragionata e cautelativa del valore che determina l'occorrenza di un particolare stato limite (cfr. capitolo 6.2.2 delle N.T.C.), o ricavati statisticamente quale soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei risultati desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove (rif. EC7).

Nelle istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sulle stesse N.T.C., viene al proposito riportato come nelle valutazioni che il geotecnico deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno (es. fondazioni superficiali, portata laterale di un palo, pendii, fronti di scavo), con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti, mentre valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno (es.: fronti di scavo di modesta ampiezza, portata di base di un palo, plinti e travi non collegati), con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità.

Nel caso in oggetto, scartato l'approccio probabilistico in assenza di dati sperimentali, nella trattazione degli aspetti esecutivi di cui al successivo capitolo 9 (fondazioni), si è ritenuto comunque ragionevole, data anche l'entità contenuta dei lavori dal punto di vista geologico-tecnico, far riferimento alle citate istruzioni del CSLP, proponendo, come parametri geotecnici caratteristici dei depositi sabbioso-ghiaiosi di ipotizzata imposta fondazionale i valori medi dei *ranges* indicati al precedente capitolo e di seguito riassunti, specificando che si è considerata una coesione comunque nulla, trattandosi di un parametro con valori in genere assai ridotti nel caso di materiali incoerenti e che può comunque essere annullato da infiltrazioni d'acqua e, quindi, costituire un contributo solo apparente alla effettiva capacità portante dei terreni stessi:

	ϕ' (°)	c' (Kg/cm ²)	γ_a (t/m ³)
Terreni prevalentemente sabbioso-ghiaiosi grossolani con ciottoli in percentuale variabile	33	0,0	1,80

Tabella n.2 - Parametri caratteristici proposti per terreni prevalentemente ghiaioso-sabbiosi di ipotizzata imposta fondazionale.

8. AZIONE SISMICA

L'introduzione della nuova classificazione sismica del territorio nazionale di cui all'OPCM n.3274/2003, ha portato alla suddivisione dello stesso in 4 "zone sismiche" contraddistinte da un diverso valore del parametro a_g , definito come "*accelerazione orizzontale massima convenzionale su suolo di categoria A*" ed espresso come frazione dell'accelerazione di gravità g ; in particolare (cfr. D.G.R. n.11-13058 del 19/01/2010) il Comune di Domodossola è posto in "Zona 3" ($0,15 g > a_g \geq 0,05 g$).

In tale quadro, per le verifiche strutturali con il metodo agli stati limite di cui alle recenti Norme tecniche per le Costruzioni oggetto del D.M. 14.01.2008, occorrerà tenere in conto degli effetti connessi con l'azione sismica secondo i criteri riportati nelle stesse N.T.C..

La principale novità introdotta dalla nuova normativa nella valutazione della pericolosità sismica riguarda, in sintesi, il concetto di amplificazione locale del fenomeno (effetti di sito), cioè dell'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie che dipendono, in sostanza, dalla diversa rigidezza del sottosuolo in funzione delle proprietà dei terreni, e dalle pendenze nel caso di pendii (amplificazione topografica), e la cui valutazione è possibile attraverso studi di risposta sismica locale.

Laddove non si disponga di studi di tal tipo si può far riferimento alla classificazione dei terreni di fondazione proposta dalla suddetta normativa, che definisce le differenti categorie di depositi in funzione della stima della velocità media delle onde sismiche di taglio (V_s) degli strati di terreno dei primi 30 metri di sottosuolo ($V_{s,30}$), nonché del numero medio di N_{SPT} ottenuti in una prova penetrometrica standard nei terreni prevalentemente a grana grossa o, ancora, della coesione non drenata C_u nei terreni prevalentemente a grana fine.

Le differenti categorie di profilo stratigrafico che si possono così definire sono riassunte nella seguente tabella n.3.

Categoria	Descrizione del profilo stratigrafico	Parametri		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT,30}$ (colpi/30 cm)	$c_{u,30}$ (kPa)
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $v_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.	> 800	-	-
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $v_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).	360 – 800	> 50	> 250
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori da valori di $v_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_u < 250$ kPa nei terreni a grana fina).	180 – 360	15 - 50	70 – 250
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori da valori di $v_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_u < 70$ kPa nei terreni a grana fina).	< 180	< 15	< 70
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $v_{s,30} > 800$ m/s).			
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $v_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato spesso almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 metri di torba o di argille altamente organiche.	< 100	-	10 – 20
S2	Depositi di terreno suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.			

Tabella n.3

Categorie di sottosuolo (cfr. "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008, punto 3.2.2); le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni.

Nel caso specifico, pur non disponendo di valori dei parametri sopra riportati direttamente riferiti ai terreni di imposta fondazionale delle nuove strutture in progetto e dei terreni di pertinenza circostanti, per la definizione del loro profilo sismico si è ritenuto sufficientemente attendibile far riferimento a specifiche prove condotte dallo scrivente nell'ambito del medesimo contesto di conoide/piana alluvionale.

In particolare si è considerato l'esito dell'indagine sismica eseguita presso il Cimitero di Domodossola, quindi poco più a nord ovest rispetto all'area in esame, dove è stata svolta una prospezione sismica di superficie secondo la procedura denominata MASW (*Multichannel Analysis Surface Waves*) mediante la quale è stato possibile definire il valore " V_s " medio negli strati superficiali di terreno (primi 30 m, $V_{s,30}$), ottenendo un valore di **346 m/s**, cui consegue, sulla base della classificazione individuata nella precedente tabella 3, una categoria di sottosuolo di fondazione di tipo C.

Ciò detto, la definizione del moto sismico sul piano di fondazione può avvenire in termini di ordinate (T_B , T_C , T_D) dello spettro di risposta elastico $S_e(T)$ con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , inteso come prodotto della vita nominale di una costruzione (V_N) per un coefficiente d'uso C_U , funzione della classe d'uso della medesima costruzione, e riportati entrambi ai capitoli 2.4.1 e 2.4.3. del D.M. 14.01.2008 (è ammesso, in alternativa, l'uso di accelerogrammi).

Le forme spettrali riferite alle tre componenti ortogonali in cui si può decomporre il moto, due orizzontali, eguali ed indipendenti, ed una verticale, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , sono valutabili a partire dai seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*_C = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nell'allegato B alle Norme tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008, sono riportate le tabelle dei parametri a_g , F_0 , T^*_C per differenti valori del tempo di ritorno T_R , che definiscono l'azione sismica per i punti del reticolo di riferimento, questi ultimi assunti in termini di latitudine e longitudine.

Il reticolo di riferimento su scala nazionale è pubblicato sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/> dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici mette a sua volta a disposizione *on line* un software denominato "*Spettri NTC*" (versione 1.0.3.) che consente la definizione degli spettri di risposta a partire dalle coordinate di un sito e dal calcolo dei relativi valori dei parametri sopra indicati.

Nel caso specifico, le coordinate U.T.M. del sito oggetto di intervento, sono all'incirca le seguenti:

♦ latitudine: 46,103060 ♦ longitudine: 8,301949

Per tali coordinate, nell'ipotesi di una costruzione con vita nominale $V_N = 50$ anni e coefficiente d'uso $C_U = 1$ (Classe d'uso II), da cui $V_R = 50$ anni, il suddetto programma fornisce i seguenti valori dei parametri a_g , F_0 , T^*_C per vari periodi di ritorno e per i diversi tipi di verifiche allo stato limite previsti dalle nuove N.T.C.:

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T^*_C (s)
SLO	30	0,023	2,459	0,177
SLD	50	0,030	2,467	0,199
SLV	475	0,073	2,534	0,290
SLC	975	0,091	2,584	0,303

con (cfr. capitolo 3.2.1. del D.M. 14.01.2008):

SLO = Stato Limite di Operatività

SLD = Stato Limite di Danno

SLV = Stato Limite di salvaguardia della Vita

SLC = Stato Limite di Crollo

Tabella n.4

Valori dei parametri a_g , F_0 , T^*_C per vari periodi di ritorno e per i diversi tipi di verifiche allo stato limite.

Tali valori, a seconda del tipo di stato limite considerato, sono alla base delle espressioni utili alla ricostruzione delle ordinate dello spettro elastico in accelerazione delle componenti orizzontali secondo le relative espressioni riportate nelle N.T.C. al capitolo 3.2.3.2.2. e seguenti del D.M. 14 gennaio 2008, da considerare nelle verifiche strutturali connesse con l'opera in oggetto.

Le medesime espressioni sono peraltro funzione del coefficiente S che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche in funzione dei parametri caratteristici che definiscono l'amplificazione stratigrafica (S_s e C_c) e quella topografica (S_T).

Nell'ipotesi di un sottosuolo di categoria C i valori di S_s e C_c assumono le seguenti espressioni (cfr. capitolo 3.2.3.2.1 D.M. '08):

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 F_0 \cdot a_g / g \leq 1,50$	$1,05 (T^*_{C})^{-0,33}$

Con riferimento alla tabella 4 sopra riportata, si ottiene:

STATO LIMITE	T_R (anni)	S_s	C_c
SLO	30	1,50	1,858
SLD	50	1,50	1,788
SLV	475	1,50	1,580
SLC	975	1,50	1,556

Tabella n.5

Valori dei parametri caratteristici S_s e C_c che definiscono l'amplificazione stratigrafica per vari periodi di ritorno e per i diversi tipi di verifiche allo stato limite nel caso di sottosuolo di categoria C.

Rispetto alla topografia, data la morfologia descritta per l'area in oggetto ed i suoi immediati dintorni, è possibile escludere un'amplificazione topografica, riconducendo i medesimi terreni alla cosiddetta categoria T1: "superficie pianeggiante, pendii e rilievi con inclinazione media $< 15^\circ$ ", cui corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1$.

Da ultimo, le norme tecniche per la progettazione in condizioni sismiche prevedono la verifica della stabilità del sito in cui è ubicato un manufatto nei confronti della liquefazione, da intendersi come riferita ai fenomeni associati a perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche e che agiscono in condizioni non drenate.

Detto che risulta che non siano mai avvenuti fenomeni di liquefazione di terreni a seguito di eventi sismici nell'ambito del fondovalle ossolano e, più in generale, dell'intero territorio provinciale e regionale (e neppure nella zona sismogenetica del vicino vallesse), le medesime norme (cfr. capitolo 7.11.3.4.2 delle N.T.C.), riportano le circostanze in cui tale verifica può essere omessa.

Tra queste vi è il requisito per cui si abbiano "accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g".

Nel caso specifico, considerando a_g riferito allo stato limite SLV, risulterebbe:

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,5 \cdot 1 \cdot 0,073 \text{ g} \cong 0,11 \text{ g}$$

valore che, seppur di poco, non rispetta la suddetta condizione e, quindi, non consente di escludere, in linea teorica, la liquefazione.

Un'altra possibilità prevista dalla normativa per l'esclusione della verifica alla liquefazione è che i terreni in esame abbiano una distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure di seguito riportate rispettivamente nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ (figura 5a) e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$ (figura 5b):

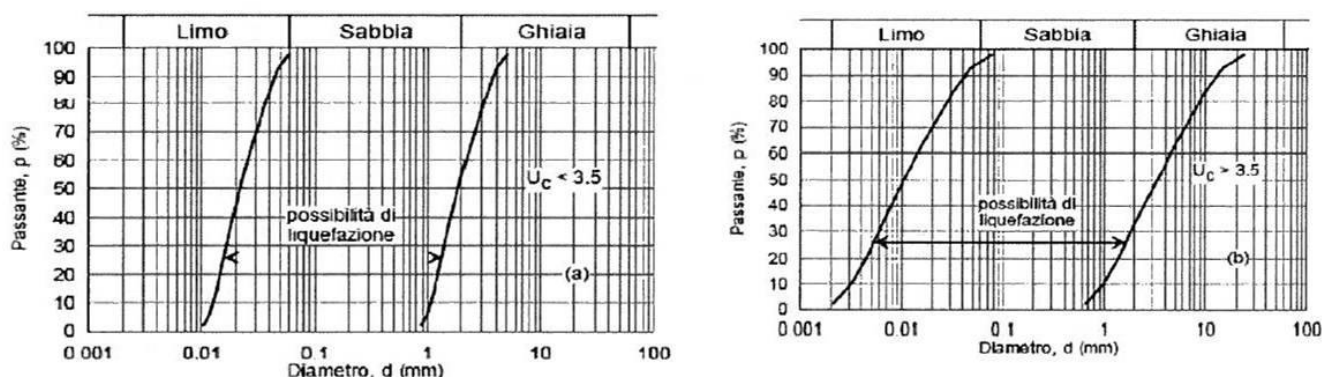


Figure 5a e 5b

Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione (cfr. "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008, punto 7.11.3.4.2).

Nel caso del sito in esame, pur non disponendo di dati di analisi granulometriche sui depositi presenti, è però da ritenere che gli stessi terreni abbiano nel complesso una componente grossolana (ghiaie) tale da ricadere al di fuori dei fusi granulometrici relativi a terreni suscettibili di liquefazione.

Un ulteriore presupposto, sempre previsto dalle NTC'08 per l'esclusione dalla verifica alla liquefazione è quella di "eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5"; a riguardo, tenuto conto che per la definizione del contributo di sorgenti sismogenetiche a distanza R capaci di generare terremoti di magnitudo M , si può ricorrere all'operazione di disaggregazione bidimensionale in coppie di valori M - R , nel caso in esame si è fatto riferimento alla pubblicazione "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica" della Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile (settembre 2008), ottenendo, dalla disaggregazione di a_g per il Comune di Domodossola, la seguente coppia di valori M - R :

Comuni_MR						
Cod Istat	Comune	DentroVicino	Mmedia	Rmedia	Mmoda	Rmoda
1103028	Domodossola	V	5.15	29	4.75	25

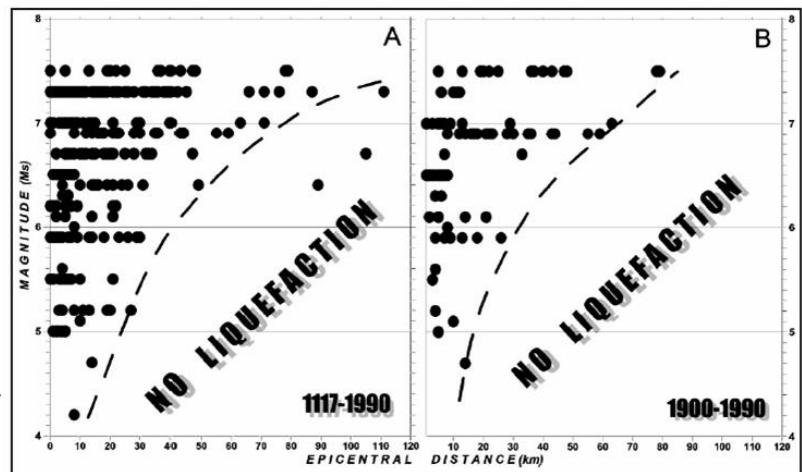
Considerando il valore modale, che contribuisce maggiormente alla pericolosità di un sito, ed utilizzando la seguente relazione di attenuazione della magnitudo momento Mw (Sabetta e Pugliese, 1996):

$$M_w = 0.673 M_s + 1.938$$

si ottiene un valore di $M_s = 4.18$ (onde superficiali).

Con riferimento al grafico seguente (figura 6), sempre ripreso dalla citata pubblicazione della Protezione Civile, si può osservare che con eventi di magnitudo M_s prossimi a 5 non si hanno effetti di liquefazione dei terreni a distanze superiori a circa 20 km e pertanto, avendo nel caso in oggetto $R = 25$ Km, sussistono condizioni tali da poter escludere la verifica alla liquefazione per il sito di prevista edificazione.

Figura 6
Casi osservati di fenomeni di liquefazione in termini di M_s e distanza epicentrale (da Galli, 2000).



9. ASPETTI ESECUTIVI

Le problematiche geologico-tecniche connesse con la realizzazione del previsti ampliamento, così come da progetto, appaiono ridotte e sostanzialmente riconducibili a normali cautele costruttive.

In ogni caso, partendo dal presupposto che, come già premesso, la validità delle ipotesi progettuali dovrà essere comunque controllata in corso d'opera, considerando, oltre ai dati raccolti in fase di progetto, anche quelli ottenuti con misure e osservazioni durante i lavori e adattando eventualmente le opere alle diverse situazioni riscontrate, vengono qui di seguito esposte alcune considerazioni geologico-tecniche e raccomandazioni di progetto.

9.1 SCAVI E MOVIMENTI TERRA

Gli scavi necessari per la realizzazione di quanto in progetto, che non prevede la formazione di volumi interrati, avranno presumibilmente entità contenuta, essendo finalizzati allo scotico dei terreni eluviali più superficiali e alla predisposizione di un adeguato piano di imposta delle nuove fondazioni.

Conseguentemente, data anche la morfologia pianeggiante dell'area di intervento, si tratterà di scavi limitati in ampiezza e di profondità presumibilmente attorno al metro dall'attuale p.c., e che potranno essere condotti con metodi tradizionali.

In termini generali l'esecuzione degli stessi scavi dovrà comunque avvenire nel rispetto delle norme di sicurezza, ed i movimenti di terreno dovranno essere limitati allo stretto necessario, con la creazione di pendenze di scavo adeguate, ponendo particolare attenzione laddove si opererà in aderenza alle strutture portanti del fabbricato esistente, al fine di non comprometterne la stabilità, oltre che per non danneggiare fondazioni che si intendesse conservare e/o riprendere nell'ambito degli interventi previsti; in tal senso, converrà opportunamente valutare, all'occorrenza, il ricorso ad una tecnica di scavo a campioni di ampiezza limitata.

Andranno inoltre adottati gli accorgimenti tecnici e provvisori più indicati per garantire il drenaggio e lo smaltimento di eventuali acque interstiziali o di scorrimento superficiale che potrebbero interessare gli scavi stessi a seguito di precipitazioni durante la loro esecuzione.

Le medesime cautele andranno assunte a maggior ragione qualora, a differenza di quanto previsto in questa fase, si rendesse necessaria l'esecuzione di scavi di maggior entità ($>1,0 \div 1,5$ m), nell'eventualità di terreni geotecnicamente adatti alla posa di nuove fondazioni posti più in profondità.

In fase esecutiva andranno comunque adattate le metodologie di scavo e le caratteristiche geometriche degli scavi alle eventuali diverse situazioni riscontrate, al fine di garantire, in primo luogo, la sicurezza operativa e, più in generale, la stabilità dell'insieme opera-terreno.

9.2. FONDAZIONI

Il progetto prevede di impostare la nuova porzione in ampliamento su strutture fondazionali di tipo continuo; le considerazioni svolte ai punti precedenti circa il contesto litostratigrafico e geotecnico che caratterizza l'area di intervento, confermano la fattibilità di tale soluzione.

Il relativo piano di posa dovrà essere comunque realizzato entro terreni ghiaioso-sabbiosi sufficientemente compatti ed inalterati, previa totale asportazione dello strato detritico-eluviale più superficiale, ed escludendo materiali rimaneggiati e/o riportati non caratterizzati da idonea composizione, granulometria e grado di compattazione connessi con i passati utilizzi e modellamenti antropici dell'area.

A riguardo, in relazione alla capacità portante di terreni quali quelli di presunto ritrovamento, si sottolinea come il carico di rottura, o capacità portante del terreno, è rappresentato dal carico massimo per cui il terreno stesso, sollecitato da una particolare geometria di fondazione, entra in una fase plastica nella quale il cedimento è accompagnato da una rottura del terreno per taglio.

Il carico di rottura o carico limite non è una caratteristica intrinseca del terreno, ma è funzione delle sue caratteristiche meccaniche, della profondità del piano di fondazione, della forma e della dimensione della superficie di carico.

Ciò premesso, il dimensionamento delle fondazioni dovrà essere condotto secondo il metodo di verifica agli stati limite, seguendo le procedure previste dalla citate Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Per stato limite si intende, in sostanza, il superamento della condizione per la quale l'opera non soddisfa più alle esigenze per le quali è stata progettata; in particolare si distinguono: verifiche allo stato limite ultimo (SLU), cioè capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, e verifiche allo stato limite di esercizio (SLE), cioè capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (cedimenti, fessurazioni, ecc.).

In tutti i casi, tali verifiche non presuppongono più il rispetto di un fattore di sicurezza come invece previsto dal D.M. 11 marzo 1988, bensì che vengano soddisfatte le seguenti disuguaglianze:

- verifiche SLU:

$$E_d \leq R_d$$

con:

E_d = insieme delle azioni di progetto o dell'effetto delle azioni (permanenti, variabili, eccezionali e sismiche), ottenuto moltiplicando il valore caratteristico di ciascuna azione per il proprio coefficiente parziale di sicurezza γ_F ;

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, ottenuta moltiplicando ciascuno dei parametri di resistenza forniti dal terreno per un coefficiente parziale γ_M , con anche introduzione di un coefficiente parziale γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

- verifiche SLE:

$$E_d \leq C_d$$

con:

E_d = valore di progetto dell'effetto delle azioni (es.: cedimenti)

C_d = valore limite prescritto dell'effetto delle azioni (es.: cedimento ammissibile)

Nel caso di fondazioni superficiali le verifiche agli stati limite ultimi devono essere svolte sia dal punto di vista geotecnico (GEO) che strutturale (STR).

Le verifiche geotecniche possono essere condotte secondo diversi approcci, ciascuno dei quali tiene conto di diversi coefficienti parziali definiti sia per le azioni (A1, A2), che per i parametri geotecnici dei terreni (M1, M2) che per le resistenze (R1, R2, R3), ed in particolare:

Approccio 1

- Combinazione 1:(A1+M1+R1)

- Combinazione 2:(A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3)

I valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni (A1, A2), ai parametri geotecnici (M1, M2) ed alle resistenze (R1, R2, R3) in funzione delle varie combinazioni, sono riportate nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, di cui ai capitoli 6.2. e 6.4. delle Norme Tecniche sulle Costruzioni e di seguito riportate:

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

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

Figura 7 – Estratto da N.T.C. '08, capitoli 6.2 e 6.4: Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nel caso specifico, una vera e propria verifica di tipo SLU, presupporrebbe la conoscenza delle azioni (carichi permanenti, carichi accidentali, azione sismica, ecc.), della effettiva geometria prevista per la fondazione, dell'eccentricità della stessa, nonché dell'eventuale inclinazioni dei carichi.

Fatte tali premesse, è possibile peraltro proporre una stima predimensionale della capacità portante limite Q_{lim} dei terreni in questione in funzione dei diversi approcci sopra riportati, così da consentire allo strutturista di verificare, una volta stabiliti i carichi agenti nelle diverse situazioni, la sussistenza della condizione: $E_d \leq R_d$.

Allo scopo si può partire dalla seguente formula di Brinch - Hansen (1970), con l'aggiunta anche dei fattori correttivi z_c, z_q, z_γ , da utilizzarsi per tener conto delle condizioni sismiche:

$$Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot z_\gamma + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot z_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot z_q \quad (1)$$

dove:

B = larghezza della fondazione

C = coesione

D = profondità di incasso

γ = peso di volume

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio ϕ

s_c, s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione

d_c, d_q = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa

i_c, i_q, i_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico

b_c, b_q, b_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione

g_c, g_q, g_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna

z_c, z_q, z_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'azione sismica

Come riportato al precedente capitolo 7, in base alle citate istruzioni del CSLP sulle N.T.C., si è proposto di assumere, quali parametri geotecnici caratteristici, i seguenti valori medi derivati dai ranges indicati al capitolo 6:

- angolo di resistenza al taglio caratteristico: $\phi'_k = 33^\circ$
- coesione caratteristica: $c_k = 0,0 \text{ Kg/cm}^2$
- peso di volume caratteristico: $\gamma_k = 1,80 \text{ t/m}^3$

dove, come già sottolineato, si è comunque considerato che terreni prevalentemente sabbioso-ghiaiosi siano praticamente privi di coesione efficace ($c = 0,0 \text{ Kg/cm}^2$), trattandosi tra l'altro di un parametro che può venire ridotto da infiltrazioni d'acqua e, quindi, costituire un contributo solo apparente alla effettiva capacità portante dei terreni stessi; ne consegue che la (1) assume la seguente espressione semplificata:

$$Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot z_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot z_q$$

Non considerando, inoltre, il contributo dovuto all'incasso, cioè ponendo $D = 0 \text{ m}$, per tener conto dell'eventualità di un rinterro delle fondazioni non eseguito omogeneamente su tutti i lati e/o comunque non realizzato con materiali adeguatamente costipati, la medesima formula si semplifica ulteriormente:

$$Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot z_\gamma \quad (2)$$

Per una fondazione impostata su una base pianeeggiante (da cui $b_v=1$), con anche un piano campagna orizzontale ($g_v=1$), e con un carico centrato verticale (senza carichi inclinati, da cui $i_v=1$), la medesima espressione diventa:

$$Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot z_{\gamma}$$

con:

$$z_{\gamma} = (1 - K_h / \tan \varphi)^{0.35} \text{ dove } K_h = S \cdot a_g / g \text{ (Paolucci e Pecker, 1997)}$$

Nell'ipotesi esemplificativa di una fondazione a trave continua di lunghezza pari a $L=7,20$ m (all'incirca corrispondente a quella della dimensione maggiore della porzione in ampliamento), di seguito si riportano gli esiti delle valutazioni condotte introducendo i parametri geotecnici di progetto, derivati applicando ai valori caratteristici proposti i coefficienti di riduzione parziale previsti dai differenti criteri di calcolo, nel caso di differenti larghezze B ($0,80 \div 1,00 \div 1,20$ m).

Approccio 1 - Combinazione 1: (A1+M1+R1)

Dato che in tale combinazione i coefficienti parziali per i parametri geotecnici M1 sono pari a 1, si considera:

$$\varphi'_k = \varphi'_d \text{ (angolo di resistenza al taglio di progetto)} = 33^\circ$$

$$\gamma_k = \gamma_d \text{ (peso di volume di progetto)} = 1,8 \text{ t/m}^3$$

posto che per $\varphi'_d = 33^\circ$ si ha $N_{\gamma} = 35,19$ (Vesic, 1975), ne deriva:

B (m)	L (m)	D (m)	s_{γ}	Capacità portante limite $Q_{lim} \text{ (t/m}^2\text{)}$ ($R1 = 1$)	z_{γ}	Capacità portante limite in condizioni sismiche $q_{lim} \text{ (t/m}^2\text{)}$ ($R1 = 1$)
0,80	7,20	0,00	1,04	26,3	0,937	24,6
1,00			1,05	33,2	0,937	31,1
1,20			1,06	40,3	0,937	37,8

Tabella n.6

Valori di capacità portante limite su terreni sabbioso-ghiaiosi per una fondazione continua di differente larghezza B , lunghezza L ed incasso D , secondo l'approccio 1 – combinazione 1 di cui alle NTC'08.

Poiché nel tipo di combinazione in esame, per le fondazioni superficiali, il coefficiente parziale è $R1=1$, non sono previste ulteriori riduzioni (si osservi come tale combinazione porti generalmente a valori di capacità portante elevati; essa è considerata più adatta per le verifiche SLU strutturali).

Approccio 1 - Combinazione 2: (A2+M2+R2)

La differenza rispetto al caso precedente è che per ciascuno dei parametri di resistenza caratteristici del terreno vanno applicati dei coefficienti parziali di sicurezza; in particolare, per il peso di volume il coefficiente parziale è pari a $\gamma_{\gamma} = 1$, mentre per il valore della tangente dell'angolo di resistenza al taglio, si deve considerare un fattore di riduzione pari a 1.25, cosicché si ha:

$\varphi'_d = \arctan (\tan \varphi'_k / 1,25) \cong 27,4^\circ$ (da cui $N_v = 15,33$; Vesic, 1975)

$\gamma_k = \gamma_d = 1,8 \text{ t/m}^3$

In tale approccio è poi previsto un fattore parziale per le resistenze pari a $R2=1.8$, cosicché, per la medesima geometria di fondazione, si ottiene:

B (m)	L (m)	D (m)	s_v	Capacità portante limite $Q_{lim} \text{ (t/m}^2\text{)}$ ($R2 = 1,8$)	z_v	Capacità portante limite in condizioni sismiche $q_{lim} \text{ (t/m}^2\text{)}$ ($R2 = 1,8$)
0,80	7,20	0,00	1,03	6,3	0,920	5,8
1,00			1,04	8,0	0,920	7,3
1,20			1,05	9,6	0,920	8,8

Tabella n.7

Valori di capacità portante limite su terreni sabbioso-ghiaiosi per una fondazione continua di differente larghezza B, lunghezza L ed incasso D, secondo l'approccio 1 – combinazione 2 di cui alle NTC'08.

Approccio 2 - (A1+M1+R3)

In questa combinazione i valori di capacità portante limite calcolati come nel caso dell'approccio 1 – combinazione 1, devono però essere divisi per un coefficiente parziale pari a $R3 = 2,3$, da cui:

B (m)	L (m)	D (m)	s_v	Capacità portante limite $Q_{lim} \text{ (t/m}^2\text{)}$ ($R3 = 2,3$)	z_v	Capacità portante limite in condizioni sismiche $q_{lim} \text{ (t/m}^2\text{)}$ ($R3 = 2,3$)
0,80	7,20	0,00	1,04	11,4	0,937	10,7
1,00			1,05	14,4	0,937	13,5
1,20			1,06	17,5	0,937	16,4

Tabella n.8

Valori di capacità portante limite su terreni sabbioso-ghiaiosi per una fondazione continua di differente larghezza B, lunghezza L ed incasso D, secondo l'approccio 2 di cui alle NTC'08.

Si ribadisce, in ogni caso, come tali valutazioni (oltre che confermate nelle ipotesi geotecniche al contorno qui assunte rispetto alla natura dei terreni di fondazione) dovranno essere verificate da parte del progettista una volta definita l'effettiva entità delle azioni di progetto, elemento che consentirà, inoltre, di eseguire le verifiche agli stati limite di esercizio, individuando il cedimento ammissibile.

A riguardo, una stima di eventuali assestamenti, pur non disponendo di dati analitici derivati da specifiche prove di laboratorio, può essere in prima battuta ottenuta facendo riferimento al grafico riportato in figura 8, in cui i possibili cedimenti, nel caso di fondazioni di larghezza B (m), vengono espressi in mm per Kg/cm^2 di carico in funzione del numero di "colpi piede" (N_{spt}) di prove penetrometriche standard attribuibile ai terreni di fondazione (Burland et alii, 1977).

In particolare, nel caso di depositi alluvionali prevalentemente sabbioso-ghiaiosi per i quali si può presupporre un valore di N_{spt} compreso tra 10 e 30, per una fondazione di larghezza pari, ad esempio, a $B = 1$ m, si avrebbe un cedimento attorno ai $6 \div 7$ mm per Kg/cm^2 di carico.

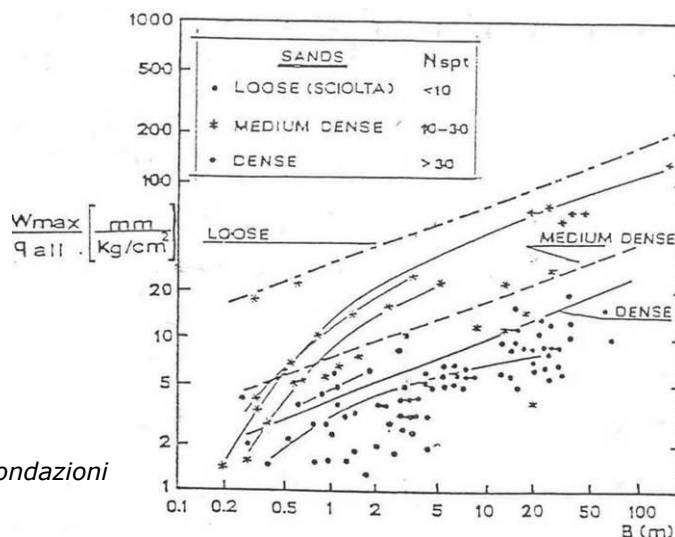


Figura 8
Stima dei cedimenti in funzione di N_{spt} per fondazioni dirette di larghezza B (Burland et alii, 1977).

Più in generale, in casi quali quello in esame, data la presumibile natura scarsamente coesiva dei materiali di ipotizzata nuova imposta fondazionale, si può presupporre che eventuali cedimenti, ancorchè minimi, saranno comunque per lo più di natura istantanea, manifestandosi conseguentemente in corso d'opera.

Tuttavia, è noto che, a parità di pressioni di esercizio, i cedimenti sono più elevati nel caso di fondazioni larghe, in quanto risulta maggiore lo spessore di terreno assoggettato alle pressioni indotte dall'opera; si ritiene quindi opportuno contenere i carichi ammissibili per le fondazioni di maggior larghezza, nell'eventualità di fondazioni di diversa impronta su terreni incoerenti, per evitare cedimenti differenziali.

Quale ulteriore cautela, nell'ipotesi di nuovi elementi direttamente collegati a strutture esistenti (verosimilmente già assestati nel tempo), le nuove parti dovranno essere strutturalmente realizzata in modo da evitare lesioni al contatto a seguito di cedimenti differenziali; ciò potrà avvenire, ad esempio, con l'impiego di idonei giunti di dilatazione o dimensionando i nuovi elementi portanti e collegando strutturalmente le due parti in modo da evitare o ridurre al minimo tali possibili assestamenti; un simile accorgimento andrà previsto anche nel caso in cui si avessero parti di una medesima nuova struttura fondate su terreni non omogenei.

9.3. IMPERMEABILIZZAZIONI E DRENAGGI

Pur non essendo previsti volumi interrati, allo scopo di isolare, nel suo complesso, il nuovo "blocco servizi" da possibili infiltrazioni di acque sotterranee, converrà predisporre per le parti a contatto con il terreno (fondazioni, basamento/pavimentazione), opportune impermeabilizzazioni (ad esempio guaine isolanti di tipo bituminoso o geomembrane composite o bentonitiche) e/o intercapedini, in maniera da intercettare anche le eventuali acque di infiltrazione superficiale percolanti nei terreni durante lunghi periodi piovosi, ed evitare fenomeni di umidità (compreso locali risalite capillari).

Gli scarichi di eventuali drenaggi, nonché quelli delle opere di raccolta delle acque piovane, dovranno essere realizzati con pendenze adeguate, in modo tale da evitare ristagni a tergo dei muri e delle fondazioni, o nelle aree circostanti, adducendo le stesse acque alle opere di smaltimento connesse con le reti di urbanizzazione della zona, se esistenti e a distanza e quote compatibili, o disperdendole attraverso idonei sistemi puntuali quali subirrigazioni o pozzi perdenti adeguatamente dimensionati e ubicati.

10. GESTIONE TERRE E ROCCE DA SCAVO

I materiali derivanti dagli scavi per l'esecuzione dell'intervento in progetto, ancorchè contenuti, dovranno essere gestiti nel rispetto dei disposti di cui al D.Lgs. 152/06 e s.m.i..

Al proposito, in base al quadro normativo ad oggi vigente, il proponente può scegliere di gestire i materiali di risulta dagli scavi secondo i seguenti scenari:

1. smaltimento in qualità di rifiuti;
2. reimpiego per rinterro diretto nel medesimo sito di escavazione ai sensi dell'art. 185 del D.Lgs. 152/06;
3. reimpiego come sottoprodotti ai sensi dell'art. 184bis del D. Lgs. 152/2006, secondo i disposti dell'art. 41 bis del D.L. 21/06/2013 n.69 convertito in Legge n.98 del 09/08/2013.

In tutti i casi dovranno essere garantite la tutela ambientale e la tracciabilità dei materiali movimentati.

11. CONCLUSIONI

Al termine delle considerazioni riassunte ai punti precedenti è possibile affermare che, alle condizioni sopra esposte, l'ampliamento del fabbricato di cui al mappale n. 262 del Fg. n.63 del N.C.T. del Comune di Domodossola, località Regione Nosere, presso la sede operativa "Domo 1" di Idrablu S.p.A., così come attualmente ipotizzato nei documenti di progetto, risulterà compatibile con l'assetto idrogeomorfologico locale, sia in termini di stabilità dell'area di previsto intervento che di fattibilità dal punto di vista geologico-tecnico, concordemente, peraltro, con le valutazioni di cui all'analisi geologica posta a corredo del P.R.G.C. vigente.

Quanto in oggetto andrà comunque realizzato nel rispetto delle indicazioni riportate ai punti precedenti e delle norme previste dallo stesso strumento urbanistico, eseguendo i lavori a regola d'arte e tenendo sempre in preminente considerazione, in ogni fase e circostanza, la stabilità generale dell'area e dell'insieme opera-terreno, ivi compreso il corpo di fabbrica esistente.

Verbania, gennaio 2017

Roberto Michetti

Geologo

(documento firmato digitalmente)