



Comune di Pray

Provincia di Biella

Regione Piemonte



INTERVENTO DI RIFUNZIONALIZZAZIONE DELL'ASTA DEL
TORRENTE SESSERA DALLA CONFLUENZA CON IL FIUME
SESIA ALLA FRAZIONE ZUCCARO

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA LOTTO 1

OGGETTO

RELAZIONE GEOTECNICA

TIMBRI E FIRME

SRIA
s.r.l.
STUDIO ROSSO
INGEGNERI ASSOCIATI

VIA ROSOLINO PILO 11 - 10143 TORINO
TEL. +39 011 43 77 242 - FAX +39 011 48 31 038
info@sria.it
www.sria.it



dott. geol. Marco ZANTONELLI
Ordine dei Geologi Regione Piemonte
Posizione n. 175
Cod. Fisc. ZNT MRC 61R10 B041A

RAGGRUPPAMENTO

Capogruppo: Studio Rosso Ingegneri Associati S.r.l. sede legale Torino in Via Rosolino Pilo n. 11
Mandante: SEAcop sede legale Torino in Corso Palestro n. 9
Mandante: Mello Rella & Associati Ingegneria sede legale Valdengo in Via Roma n. 39
Mandante: Studio Associato Insieme Ingegneria sede legale Varallo in Corso Roma n. 17
Mandante: Studio Tecnico Ing. Marco Fauda sede legale Borgosesia (VC) in Via Duca d'Aosta n. 53
Mandante: Geol. Marco Zantonelli sede legale Borgosesia (VC) in Via Vittorio Veneto n. 5
Mandante: Studio Associato Risorsaterra sede legale Biella (BI) in Via C.A.Coda, 22/e

CONTROLLO QUALITÀ

DESCRIZIONE	EMISSIONE
DATA	AGO/2019
COD. LAVORO	356/SR
TIPOL. LAVORO	F
SETTORE	G
N. ATTIVITÀ	01
TIPOL. ELAB.	RS
TIPOL. DOC.	E
ID ELABORATO	03
VERSIONE	0

REDATTO

geol. marco ZANTONELLI

CONTROLLATO

ing. Luca MAGNI

APPROVATO

ing. Maurizio ROSSO

ELABORATO

3



REGIONE PIEMONTE – Provincia di Biella
Comune di Pray

*Intervento di rifunionalizzazione dell'asta del torrente Sessera dalla
confluenza con il fiume Sesia alla frazione Zuccaro*

Progetto di fattibilità tecnica ed economica – Lotto 1



STUDIO ROSSO
INGEGNERI ASSOCIATI

**A cura di Dott. Geol.
Marco Zantonelli**

INDICE

1. PREMESSA	2
2. MODELLO GEOTECNICO	3
2.1 CARATTERI GEOTECNICI DEI TERRENI	3
3. MODELLO SISMICO	6
3.1 ELEMENTI GENERALI	6
3.2 INFORMAZIONI BIBLIOGRAFICHE	6
3.3 ELEMENTI SISMICI CONDIZIONANTI DA PRGC e MICROZONE OMOGENEE	7
3.4 DEFINIZIONE CATEGORIA DI SUOLO	7
3.5 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE	8
4. VERIFICHE GEOTECNICHE DI MASSIMA	9
4.1 IPOTESI VERIFICHE SLU	9
4.2 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE KW O DI WINKLER	11
5. CONCLUSIONI	13



REGIONE PIEMONTE – Provincia di Biella
Comune di Pray

*Intervento di rifunionalizzazione dell'asta del torrente Sessera dalla
confluenza con il fiume Sesia alla frazione Zuccaro*

Progetto di fattibilità tecnica ed economica – Lotto 1



STUDIO ROSSO
INGEGNERI ASSOCIATI

**A cura di Dott. Geol.
Marco Zantonelli**

1. PREMESSA

La presente relazione geotecnica è stata resa a supporto del progetto degli interventi delle opere ritenute prioritarie e funzionali alla mitigazione del rischio nei tratti a maggior criticità idraulica (Lotto 1) relativi a “Intervento di rifunionalizzazione dell'asta del torrente Sessera dalla confluenza con il fiume Sesia alla frazione Zuccaro”, volto alla sistemazione idraulica dell'alveo del torrente Sessera e finalizzato alla riduzione del rischio idraulico, alla mitigazione dell'erosione spondale e alla stabilizzazione delle dinamiche di esondazione dell'alveo inciso e di piena.

Nel corso della presente fase di indagine, si è provveduto ad effettuare una prima caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dalle opere in progetto, oltre ad una prima modellizzazione sismica, rimandando alla successiva esecuzione di indagini geognostiche per una più precisa caratterizzazione di entrambi gli aspetti.



2. MODELLO GEOTECNICO

2.1 CARATTERI GEOTECNICI DEI TERRENI

Per una precisa classificazione geotecnica dei terreni descritti, ci si è innanzitutto richiamati alla classificazione H.R.B. AASHO (1945) che, come è noto, è quella maggiormente usata nel campo dell'Ingegneria Stradale e corrisponde al sistema classificativo dell'Amministrazione delle Strade Statunitensi. Nell'ambito di tale classificazione i terreni di copertura limosi, localmente presenti al di sopra dei corpi alluvionali grossolani, sono ascrivibili al gruppo A-6 o A-7, i quali comprendono terreni plastici, normalmente inidonei per la realizzazione di riporti, rilevati e riempimenti. Al contrario i terreni ghiaioso-sabbiosi grossolani ed eterometrici inalterati sono ascrivibili al gruppo A-1 (A-1-a o A-1-b), il quale raggruppa terreni non plastici caratterizzati da soddisfacenti requisiti per la realizzazione di riporti, rilevati, riempimenti, particolarmente idonei per lavorazioni a livello di stabilizzato.

I valori di massima dei relativi **parametri fondamentali** dei terreni presenti in sito sono stati condotti riferendosi, per i terreni penetrabili, agli esiti di prove penetrometriche eseguite in situazioni confrontabili. In particolare ci si è rifatti a dati tabellari proposti dalla Ditta SUNDA CONSULTANS, nonché a ripetute prove correlative con le attrezzature standard SPT ed SCPT (F. VANNELLI - E. BENASSI, 1983) ed infine alle note valutazioni di MEYERHOF (1956). I valori assunti tengono conto della riduzione dell'angolo di resistenza al taglio tabellare ottenuta con il metodo di BOLTON (1985). I dati estrapolati dalle prove penetrometriche sono stati inoltre interfacciati con gli esiti di prove di Laboratorio condotte sui terreni analoghi. Relativamente all'attribuzione dei valori dei **parametri geotecnici fondamentali** ai terreni ghiaioso-sabbiosi si è stato fatto principalmente riferimento ad esperienze personali condotte in contesti confrontabili (esecuzione di back-analysis), nonché a dati dedotti dalla bibliografia tecnica (cf. P. COLOMBO, 1975; R. LANCELOTTO, 1987).

Per rendere più agevole la trattazione si è ritenuto opportuno raggruppare i terreni affioranti nel settore, sulla base di criteri di omogeneità di comportamento fisico, in **Classi Geotecniche Geomeccaniche**. Per ciascuna classe si è innanzitutto ritenuto opportuno esprimere i valori medi dei parametri geotecnici o geomeccanici, nonché indicazioni di carattere qualitativo sull'escavabilità e di carattere quantitativo sull'attitudine alla stabilità presso fronti di scavo e pendii naturali, secondo quanto desunto da specifiche pubblicazioni scientifiche (cf. IPPOLITO et. al., 1975). Si sono così indicate **pendenze di sicurezza** da adottarsi per scavi aperti entro ai vari terreni interessati dall'opera. A tale proposito si deve tenere conto che nei terreni sciolti non immersi in falda un non trascurabile apporto alla stabilità è offerto dalla **"coesione apparente" (Ca)** (LANCELOTTO, 1987), il quale è particolarmente significativo a carico della frazione più fine. Tale condizione fisico-meccanica è ben dimostrabile dall'esistenza, in situazioni analoghe, di scavi con fronte subverticale di significativa altezza, i quali si mantengono stabili anche per tempi lunghi. Si è stimato oggettivamente sulla base di back-analysis l'entità della coesione apparente per ciascuno dei terreni sciolti considerati, valutato come massimo nei terreni a



granulometria più fine. Tale contributo è da valutare solo per scavi in rapido avanzamento, poichè si annulla nel tempo tanto più rapidamente in terreni a granulometria grossolana. Inoltre, poichè la “coesione apparente” consta di forze adesive causate da fenomeni di capillarità, per i terreni in falda si può ritenere che tale apporto alla stabilità si azzeri.

Si riferiscono a seguito i caratteri relativi a ciascuna delle classi geotecniche e geomeccaniche distinte.

CLASSE 1 - Terreni alluvionali ghiaioso-sabbiosi affioranti presso i corpi alluvionali di fondovalle del F. Sesia. Sulla base dei riscontri di cui al punto precedente, nonché in riferimento a test di Backanalysis per le facies più grossolane sono rispettivamente assoggettabili ai seguenti rispettivi valori medi dei parametri geotecnici:

CLASSE 1		
Terreni alluvionali ghiaioso-sabbiosi inalterati		
Parametro	simbolo	Valore
Peso su volume	γ'	1.95 t/mc
Angolo di resistenza al taglio	ϕ'	34°
Coesione	c'	0.00 t/mq
Coesione apparente	Ca	0.10 t/mq

Risultano facilmente escavabili solo ove non includano trovanti, mentre il contributo alla stabilità presso fronti di scavo è garantita per pendenze di norma non superiori a 35°. Nel breve termine, in assenza di falda, la sagomatura di fronti di scavo può essere condotta con pendenze anche rispettivamente pari a 45-50°, dato il contributo della coesione apparente. Diversamente, in presenza di falda, la sagoma dello scavo deve risultare inferiore a 30°, ove non si provveda al suo sostegno.

Caratteri analoghi possono essere attribuiti ai terreni di riporto utilizzati nella formazione del terrapieno, i quali hanno prevalente taglia granulometrica ghiaioso-sabbiosa.

CLASSE 2 - Terreni di copertura limoso-sabbiosi derivanti da tracimazioni tardive. Per essi sono proponibili i seguenti valori medi dei parametri geotecnici, derivati da tests condotti con apparecchiature penetrometriche in contesti confrontabili (SERGENTI, 1993):

CLASSE 2		
Terreni sommitali limoso-sabbiosi sciolti		
Parametro	simbolo	Valore
peso su volume	γ'	1.70 t/mc
Angolo di resistenza al taglio	ϕ'	25°
Coesione	C'	0.00 t/mq
Coesione apparente	Ca	0.30 t/mq



Sono facilmente escavabili ma scarsamente stabili su pendii naturali aventi pendenze superiori a 20-25°. Nel breve termine, la coesione apparente consente sagomatura di fronti di scavo aventi pendenze pari a 40-45° circa, in assenza di falda.

La Bibliografia di riferimento assegna a terreni limoso-argillosi, quali i terreni sommitali, pendenze di sicurezza comprese fra 18° e 35°.

Le osservazioni espresse al riguardo dell'insieme dei terreni sciolti considerati fanno riferimento a condizioni anidre (assenza di falda). Nell'eventualità di condizioni sature, l'apporto alla stabilità si riduce indicativamente del 30%.

CLASSE 3 - Rocce di varia natura da fresche ad alterate, localmente fratturate. Le rocce presentano generalmente requisiti geomeccanici buoni in relazione alle problematiche in esame, anche se si deve osservare che ove risultino particolarmente fratturate si può andare incontro a rischi di distacco di elementi lapidei in presenza di fronti assai acclivi. Tenuto conto di tale premessa, tale litotipo non pone generalmente alcun problema in ordine alla stabilità di opere di presidio, di opere di difesa idraulica ed alla stessa stabilità dei pendii e delle scarpate.

roccia gneissica

peso su volume

$\gamma = 2.50-2.70 \text{ t/mc}$

resistenza alla compressione

$E_d = 530 \text{ Kg/cm}^2$ (scadenti e di scarto)

resistenza al taglio

$T = 220 - 310 \text{ Kg/cm}^2$ (scadenti)

roccia granitoide/dioritica

peso su volume

$\gamma = 2.55-2.90 \text{ t/mc}$

resistenza alla compressione

$E_d = 572 - 1.000 \text{ Kg/cm}^2$ (scadenti e di scarto)

resistenza al taglio

$T = 100 - 150 \text{ Kg/cm}^2$ (scadenti 32 Kg/cm²)

roccia vulcanitica porfirica

peso su volume

$\gamma = 2.45-2.70 \text{ t/mc}$

resistenza alla compressione

$E_d = 620 - 1.000 \text{ Kg/cm}^2$ (scadenti e di scarto)

resistenza al taglio

$T = 120 \text{ Kg/cm}^2$ (scadenti 81 Kg/cm²)

Operando in tali litotipi si riscontrano considerevoli difficoltà di scavo, ma è altresì possibile determinare sagomature dei fronti praticamente subverticali.



3. MODELLO SISMICO

3.1 ELEMENTI GENERALI

Tutti i territori considerati rientravano tra i Comuni a “*pericolosità sismica minima*” ai sensi dell’Ord. 3274 del 20/03/03, in quanto ricadenti nella **ZONA SISMICA 4**. Tale classificazione è stata confermata con la “*nuova classificazione sismica del territorio piemontese*”, approvata con D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010.

3.2 INFORMAZIONI BIBLIOGRAFICHE

L’analisi del materiale bibliografico ha riguardato l’analisi della a Zonazione sismogenetica ZS9 (C. Meletti e G. Valensise, 2004), nell’ambito del quale i settori in esame risultano prossimi alla **Zona Sismogenetica 902** ed alla **Zona Sismogenetica 909**. La prima zona completa in particolare l’arco settentrionale delle Alpi Occidentali, al confine con il territorio elvetico (Vedasi **FIGURA 2**).

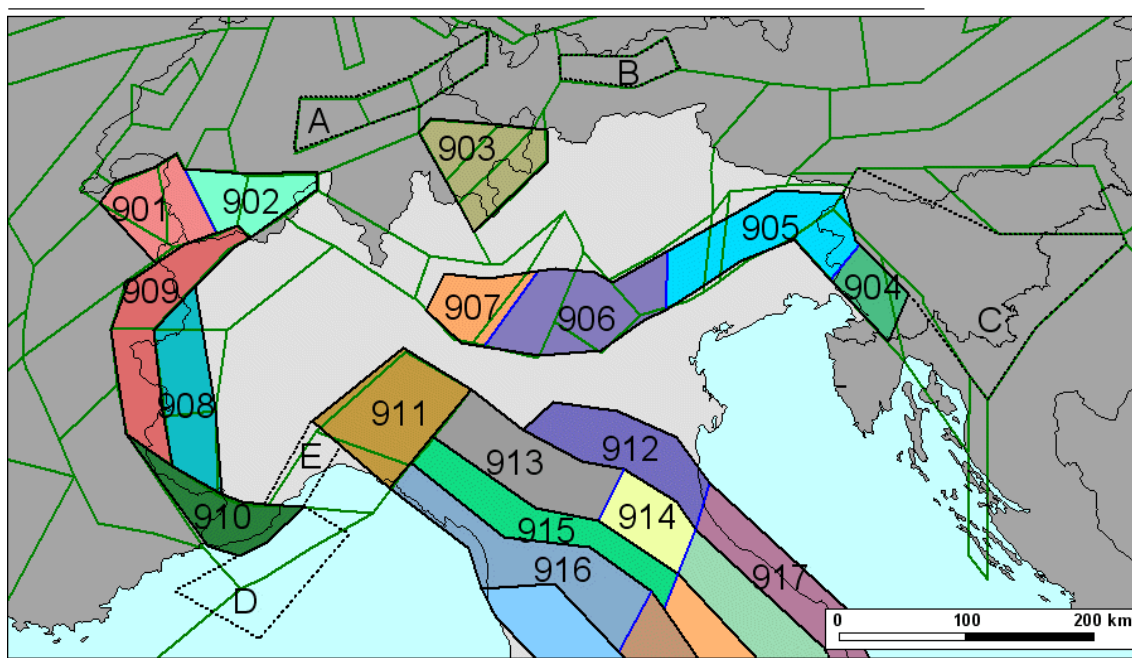


FIGURA 1 – Estratto da Zonizzazione ZS9

Per la Zona Sismogenetica 902 viene individuata una profondità efficace delle sorgenti sismogenetiche compresa tra 8-12 Km, con magnitudo massima (M_d) pari a 3,8, con n° 2 eventi di $M_d > 3,0$.



L'accelerazione massima dei sismi attesi è meglio determinabile attraverso il sistema di interrogazione proposto da INGV (2007) – vedasi **FIGURA 2**.

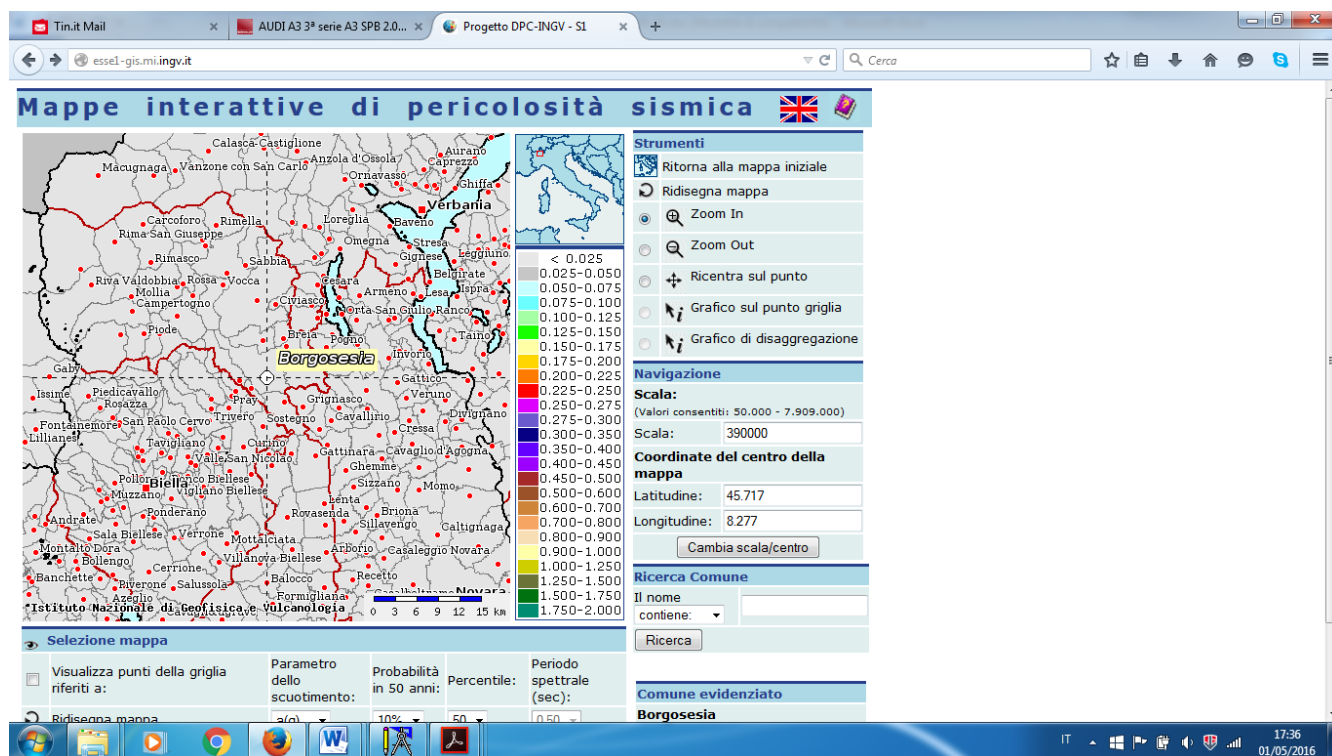


FIGURA 2 – Estratto da Mappa Interattiva INGV (2007)

3.3 ELEMENTI SISMICI CONDIZIONANTI DA PRGC E MICROZONE OMOGENEE

I PRGC dei comuni interessati non prevede al momento la Microzonazione Sismica.

3.4 DEFINIZIONE CATEGORIA DI SUOLO

Al riguardo della caratterizzazione sismica e della classificazione del terreno di fondazione (D.M. 17/01/2018 “Norme tecniche per le costruzioni”), si è operato “approccio semplificato”, così come previsto dal § 3.2.2. della normativa di riferimento, attribuendo lo stesso alla seguente categoria di suolo di fondazione. Anche in relazione ai dati sismici disponibili, presso i settori siti entro ai Comuni di Coggiola e Portula, si è ritenuto porre lo stesso entro alla seguente categoria di suolo di fondazione:



E - Terreni dei sottosuoli di tipo C (Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti) o D (Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti) per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Per i restanti settori, si è invece ritenuta invece ammissibile la seguente classificazione:

B - Depositi di sabbie o 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_s compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{spt} > 50$, o coesione non drenata $C_u > 250$ kPa).

È prevedibile che nel corso delle successive fasi progettuali si dia corso a specifiche indagini geofisiche atte a meglio definire la categoria dei terreni di fondazioni ed a definire la risposta sismica locale.

3.5 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Attenendosi alla procedura di calcolo degli spettri di risposta sismica del Consiglio Superiore dei lavori Pubblici, si sono ottenuti i seguenti rispettivi esiti:

AZIONE SISMICA (SLU)									
Comune	Categoria Suolo	Vita Costr.	SLV-PVR (10%)	SLC-PVR (5%)	Cat. Top.	S_s (SLC)	C_c (SLC)	S_r (SLC)	a_g
Coggiola	E	50	475	975	T1	1.600	1.906	1.00	0.021
Portula	E	50	475	975	T1	1.600	1.922	1.00	0.037
Pray	B	50	475	975	T1	1.200	1.416	1.00	0.021
Crevacuore	B	50	475	975	T1	1.200	1.416	1.00	0.021
Guardabosone	B	50	475	975	T1	1.200	1.416	1.00	0.021
Borgosesia	B	50	475	975	T1	1.200	1.416	1.00	0.021



4. VERIFICHE GEOTECNICHE DI MASSIMA

4.1 IPOTESI VERIFICHE SLU

Nelle verifiche condotte si è tenuto conto delle seguenti condizioni:

- 1) Caso 1 = FONDAZIONE SCOGLIERA assimilata a TRAVE CONTINUA con lato B = 2,00 m.
- 2) incastro laterale della fondazione (fattore $q * N_q$) considerato per 0,40 m;;
- 3) fondazioni attestata su terreni ghiaioso-sabbioso-ciottolosi (Livello 2);
- 4) assenza di coesione;
- 5) condizioni sature del substrato.

Per la determinazione del valore limite della portanza si è utilizzato il metodo proposto da BRINCH-HANSEN (1961, 1970). Tenendo conto di coesione nulla, la formula può essere così espressa:

$$Q_{lim} = [0.5 * \gamma' * B * N_{\gamma'} * S_{\gamma'} + q' * N_q * S_q + c' * N_c * S_c]$$

dove:

γ'	= peso di volume del terreno
B	= larghezza della fondazione
N_{γ}, N_q, N_c	= fattori di capacità portante $f(\phi)$
S_{γ}, S_q, S_c	= fattori di forma della fondazione
q'	= tensione efficace a livello del piano di campagna
c'	= coesione

I calcoli sono stati eseguiti con applicativo *LOADCAP* della *Ditta GEOSTRU* ed hanno fornito i seguenti risultati:

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Zona	Pray (BI)
Lat./ Long. [WGS84]	45.675472/8.227299
Larghezza fondazione	2.0 m
Lunghezza fondazione	15.0 m
Profondità piano di posa	1.0 m
Altezza di incastro	0.5 m
Profondità falda	1.0



SISMA

Accelerazione massima (ag/g) 0.045
Effetto sismico secondo NTC 2018

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolid. azione secondaria	Descrizione
1.0	17.0	18.0	25.0	0.0	0.0	49033.25	0.0	0.0	0.0	0.0	
8.0	19.5	20.5	33.0	0.0	0.0	8500.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	Carico limite	120.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

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

SLU (Caso 1)

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26.09
Fattore [Nc]	38.64
Fattore [Ng]	32.59
Fattore forma [Sc]	1.08
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.07
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.96
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0



Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	572.43 kN/m ²
=====	

Per il calcolo del *valore di progetto della resistenza* (**Rd**) si è utilizzato l'Approccio 2 : (A1 + M1 + R3), dove:

$$R_d = Q_{lim} * B / \gamma_r$$

dove:

$$\gamma_r (R3) = 2,3$$

Da cui:

$$R_d = Q_{lim} * B / \gamma_r$$

CASO 1

$$R_d = Q_{lim} * B / \gamma_r = 572,43 * 2,00 / 2,3 = 497,76 \text{ KN / m}$$

In considerazione della natura prevedibilmente omogenea dei terreni presenti in sito, si valuta che i cedimenti ipotizzabili potranno risultare di modesta rilevanza e caratterizzati da ridotta componente differenziale, tale da non compromettere l'efficienza delle strutture, anche in relazione alla entità ordinaria delle tensioni trasmesse al terreno. Sarà in ogni caso demandato al Progettista eventuale verifica effettiva dei cedimenti.

Si è omessa la verifica alla liquefazione dei terreni, in relazione a quanto ammesso dalle NTC 2018 (ag < 0,1 g).

4.2 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE KW O DI WINKLER

Per la definizione del modulo di Winkler, si propone la relazione di Vesic (1961) che correla kw con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione:

$$kw \text{ (kg/cm}^2\text{)} = (1/B) \times 0.65 \times [(E_t \times B^4)/(E_f \times l_f)]^{(1/12)} \times E_t / (1 - p^2);$$

con:



E_t (kg/cm²)= modulo di deformazione dello strato di fondazione;

E_f (kg/cm²)= modulo elastico della fondazione;

I_f (cm⁴) =momento d'inerzia della fondazione;

B (cm)=lato corto della fondazione 200,00 cm;

ν =rapporto di Poisson.

Poiché il prodotto $0.65 \times [(E_t \times B^4)/(E_f \times I_f)]^{(1/12)}$ ha generalmente un valore prossimo all'unità, la relazione può essere semplificata come segue:

$$k_w \text{ (kg/cm)} = (1/B) \times E_t / (1 - \nu^2)$$

dalla quale si potrà ricavare il valore di k_w in funzione della larghezza B della fondazione, sostituendo i seguenti valori:

E_t = modulo di deformazione dello strato di fondazione $\cong 300,00$ Kg/cm²;

ν = rapporto di Poisson = 0,30.

Da cui:

$$K_w \cong 1,648 \text{ Kg/cm}$$



5. CONCLUSIONI

L'indagine geotecnica ha evidenziato che, nell'ambito dei settori in esame, gli aspetti litologici e geotecnici non appaiono sfavorevoli nell'ottica fondazionale, considerata la possibilità di raggiungere a modesta profondità terreni alluvionali ghiaioso-sabbioso-ciottolosi a livello del piano delle fondazioni. Non si esclude possa essere raggiunto localmente il substrato lapideo. Resta inteso che competerà al Progettista strutturale la scelta in merito al dimensionamento definitivo delle opere fondazionali.

Per garantire la massima efficienza esecutiva delle opere sarà inoltre opportuno rispettare le seguenti prescrizioni particolari:

- si consiglia di realizzare gli scavi di sbancamento con la massima rapidità in periodi contrassegnati da scarsi apporti idrici, al fine di evitare il fastidioso rammollimento dei terreni limosi di copertura;
- nell'esecuzione degli scavi andrà previsto il sostegno dei fronti oltre la profondità di 1.50 m; gli scavi di sbancamento dovranno essere in tal caso difesi dall'azione delle acque di pioggia apponendo teli impermeabili;
- si consiglia di realizzare gli interventi di scavo con la massima rapidità in periodi contrassegnati da scarsi apporti idrici, al fine di evitare il fastidioso rammollimento dei terreni limosi di copertura;
- il terreno limoso superficiale andrà protetto dall'azione delle acque di pioggia, al fine di garantire il mantenimento dei migliori requisiti meccanici;
- qualora si riscontrassero condizioni stratigrafiche difformi in senso peggiorativo rispetto a quanto determinato, andrà valutata l'adozione di eventuali strategie alternative;
- si precisa in ogni caso che, affinché i dati geotecnici relazionati siano validi e pertinenti, le opere di prossima esecuzione dovranno essere eseguite in conformità ai dettami progettuali ed alle precauzioni predette;
- eventuali modifiche alle soluzioni oggetto di verifica, imputabili a situazioni di cui al punto precedente, dovranno essere analizzate anche sotto il profilo geotecnico.