



**Comune di Ozzero (MI)**

#### ELENCO DOCUMENTI

A - Relazione Tecnica Illustrativa;  
B - Relazione sul processo di depurazione, meccanica ed elettrica  
C - Relazione Geologica  
D - Relazione Geotecnica  
E - Relazione di Calcolo delle strutture  
F - Relazione sui Materiali  
G - Tabulati di calcolo  
H - Piano di manutenzione dell'opera  
I - Piano di sicurezza e di coordinamento  
L - Elenco dei prezzi unitari ed analisi  
M - Computo metrico estimativo  
N - Quadro economico  
O - Cronoprogramma  
P - Capitolato Speciale di Appalto e specifiche tecniche

#### ELENCO ELABORATI GRAFICI

E01 – Inquadramento territoriale  
E02 – Planimetria Generale  
E03 – Piano Quotato  
E04 – Rilievo dello stato di fatto  
E05 – Stato di progetto – Piante, Prospetti, Sezioni  
E06 – Stato di progetto – Sezioni Ambientali  
E07 – Stato di progetto – Demolizione e costruzione  
E08 – Stato di progetto – Locale Soffianti  
E09 – Stato di progetto – Progetto Strutturale – Ampliamento Locale Soffianti  
E10 – Stato di progetto – Progetto Strutturale – Nuovo Canale Grigliatura  
E11 – Stato di progetto – Schema meccanico e funzionale  
E12 – Stato di progetto – Linea 2 – Opere Meccaniche  
E13 – Stato di progetto – Pianta collegamenti elettrici  
E14 – Stato di progetto – Schemi elettrici unifilari

#### PROGETTO ESECUTIVO

**Lavori di ripristino della funzionalità della seconda linea di trattamento presso l'impianto di depurazione di Ozzero**

#### D - RELAZIONE GEOTECNICA

**R.U.P**

Ing. Paola Arisi di CAP Holding, iscritto all'Ordine di Milano al n. 17724

#### PROGETTISTA

Ing. Mariarosaria Saulino – Interstudio  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano, Sez. A n. 29380;  
Arch. Silvano Carone – Interstudio  
Ordine Degli Architetti di Milano n. 14229

**PROG. 5712**

**FEBBRAIO 2014**

## Sommario

Sommario.....	1
1 Descrizione del software SISMICAD .....	2
2 Normativa di riferimento .....	4
3 Premessa .....	5
4 Descrizione delle opere in sito.....	6
Risposta sismica locale.....	7
Parametri di analisi .....	9
5 Problemi geotecnici e scelte tipologiche.....	12
Tipologia di fondazione .....	12
5.1 Elementi di fondazione.....	13
5.1.1 Pianta elementi di fondazione .....	13
5.1.2 Fondazioni di travi.....	13
5.1.3 Fondazioni di piastre .....	14
6 Programma delle indagini e delle prove geotecniche .....	14
6.1 Sondaggi del sito .....	14
7 Caratterizzazione geotecnica dei terreni in sito.....	16
7.1 Terreni .....	16
8 Modellazione del sottosuolo e metodi di analisi e di verifica.....	17
9 Verifiche delle fondazioni .....	20
9.1 Verifiche travate C.A. ....	20
9.2 Verifiche piastre e pareti C.A. ....	30
9.3 Pressioni terreno in SLU.....	32
9.4 Pressioni terreno in SLVf/SLUEcc.....	36
9.5 Pressioni terreno in SLE/SLD .....	39
9.6 Cedimenti fondazioni .....	41
9.7 Pressioni terreno.....	43
10 Conclusioni e prescrizioni tecniche .....	44
11 Allegati .....	44

## 1 Descrizione del software SISMICAD

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

### Specifiche Tecniche

Denominazione del software: Sismicad 12.2

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 12.2

Identificatore licenza: SW-8163967

### Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidità finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: - travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidità flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidità assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. - le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; - le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale. - I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. - I pali sono modellati

suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati attraverso aste di di rigidità elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidità alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. - I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

#### **Verifiche delle membrature in c.a.**

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08 o secondo Eurocodice 2. Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione. I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione. Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi. Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8. I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro. Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile. Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione. A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo a OPCM 3431 o D.M. 14-01-08 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

## 2 Normativa di riferimento

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI NTC 2008

CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.

CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI

Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007

NORMA TECNICA UNI EN 1997-1:2005 (EUROCODICE 7 - PROGETTAZIONE GEOTECNICA)

Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.

EUROCODICE 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

D.M. 11/03/1988

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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione (norma possibile se si opera in Zona sismica 4, attuali Classi I e II).

### 3 Premessa

L'impianto di depurazione del Comune di Ozzero è situato in un'area recintata in località Soria Vecchia alla fine di via Galvani nel Comune di Ozzero (MI). L'impianto è situato in un'area caratterizzata prevalentemente da insediamenti di tipo industriale. L'area recintata confina a nord, ovest e sud con un piazzale asfaltato sgombero e ad est con il ricettore finale, la roggia Rile. All'impianto sono recapitate le acque reflue civili ed industriali provenienti da centro abitato di Ozzero e dalla frazione Soria Vecchia. Il refluo subisce dapprima una grigliatura meccanica ad opera di una griglia a pettine, e successivamente destinato ad un monoblocco di trattamento composto dalla sezione di dissabbiatura/disoleatura, ossidazione, sedimentazione ed disinfezione prima dell'invio al ricettore finale, la roggia Rile. La linea fanghi è costituita da un settore di ispessimento ed un settore di stabilizzazione aerobica. I fanghi stabilizzati vengono poi inviati allo smaltimento. L'impianto è inoltre dotato di una vasca dedicata all'essiccamento dei fanghi e di una platea dedicata alle eventuali operazioni di disidratazione. Letti di essiccamento e disidratazione sono attualmente inutilizzate. Vi è inoltre un locale servizi in cui trovano alloggio le due soffianti di processo ed i quadri elettrici.

I lavori strutturali a farsi riguardano la realizzazione di un nuovo canale di grigliatura interrato, ed un nuovo locale servizi da realizzarsi in adiacenza a quello esistente.

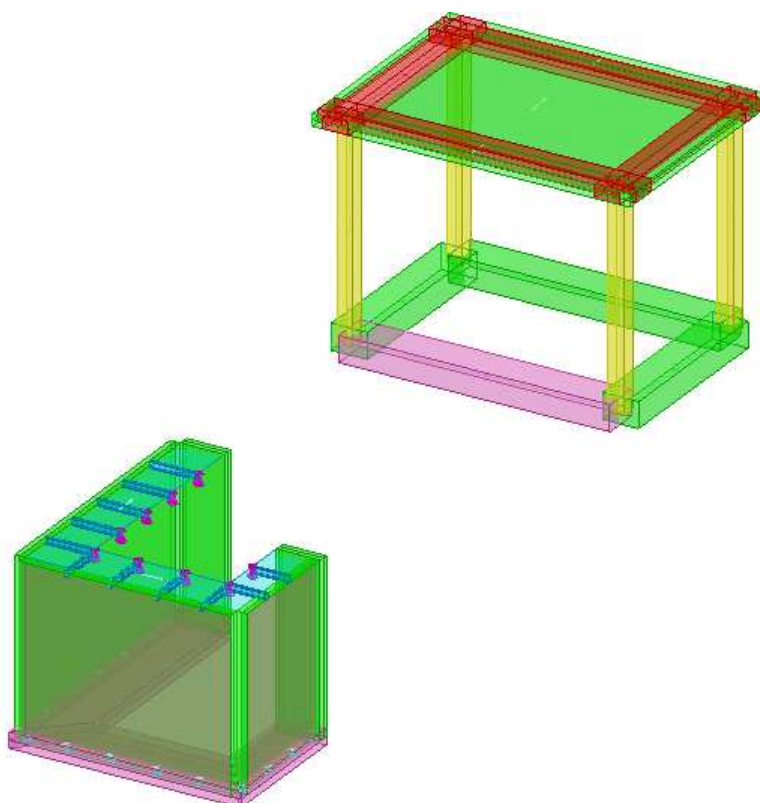


Fig. 1 Struttura

#### 4 Descrizione delle opere in sito

Il progetto prevede la riunificazione dei due collettori in ingresso alla stazione di sollevamento dell'impianto, al fine di recapitarli in un canale di grigliatura prima del sollevamento alle sezioni centrali di trattamento. In testa alla linea sarà installata una stazione di grigliatura fine mediante staccio a tamburo rotante. In adiacenza al locale tecnico esistente verrà realizzato un nuovo locale, nel quale verranno spostati i compressori esistenti ed installato un nuovo compressore insonorizzato a servizio di entrambe le linee. Al fine di garantire la grigliatura di tutti i reflui in ingresso all'impianto di depurazione, il progetto prevede la riunificazione dei collettori in un unico canale da costruire in adiacenza all'esistente stazione di sollevamento. Il canale sarà costruito sui lati est-sud ed ovest mediante la realizzazione di una nuova soletta in calcestruzzo armato dello spessore di 20 cm e da pareti perimetrali dello stesso spessore. Le nuove opere verranno congiunte alla struttura esistente mediante giunti chimici. Il nuovo canale avrà sezione variabile da 50 cm interni sul lato est a 80 cm sul lato ovest, ove verrà posta in opera la nuova griglia automatica. Il fondo canale avrà una pendenza media di 3.5% al fine di garantire il corretto deflusso dei liquami. Il canale sarà dotato di griglia verticale automatica GR.01 per la grigliatura di tutti i reflui in ingresso. La macchina avrà luce di filtrazione di 2 cm e sarà realizzata in acciaio inox AISI304. Lo scarico del grigliato avverrà automaticamente ad un'altezza di 1,50 m dal piano di campagna. L'installazione della griglia è stato studiato al fine di permettere agevolmente la futura installazione di una coclea di compattazione ed allontanamento del grigliato. La coclea di trasporto e compattazione non è oggetto del presente appalto. Ai lati della griglia il canale sarà dotato di copertura grigliata di acciaio zincato rimovibile. La raccolta dei grigliati avverrà su platea in cemento dotata di raccolta dei percolati che verranno reimmessi in testa al nuovo canale di grigliatura. La platea sarà dotata di tre pozzetti di raccolta dei percolati, posizionati rispettivamente in corrispondenza della raccolta dei grigliati grossolani, della raccolta dei grigliati fini e della raccolta delle sabbie. I percolati raccolti verranno inviati nel nuovo canale a monte della nuova grigliatura, mediante tubazioni interrate in PVC di 125. Ai fini dell'intercettazione delle condotte principali, in ingresso al depuratore, il progetto prevede la realizzazione di un nuovo pozzetto interrato sul lato ovest di intercettazione della condotta proveniente dalla zona industriale. Sul lato est l'intercettazione dei reflui avverrà mediante la costruzione del nuovo canale in adiacenza alla stazione di sollevamento ed al pozzetto esistente di ispezione dei reflui provenienti dal centro abitato. Solo a seguito della realizzazione del nuovo canale si prevede la demolizione del pozzetto esistente. All'interno della vasca di sollevamento si prevede l'allargamento del foro di ingresso, attualmente circolare con diametro 80 cm e il taglio del setto centrale di separazione della vasca il cui profilo inferiore verrà abbassato di 30 cm. Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo locale tecnico di alloggiamento dei compressori di processo. Il nuovo locale verrà realizzato sul lato ovest dell'attuale locale tecnico. Le due strutture verranno congiunte l'una all'altra. Si prevede la realizzazione di una nuova platea, con vespaio aerato di ghiaione. La struttura del locale sarà in pilastri e travi di cemento armato ed i tamponamenti perimetrali in blocchi di calcestruzzo e argilla espansa. I muri perimetrali verranno intonacati sia internamente che esternamente. La copertura sarà realizzata in laterocemento adiacente alla soletta esistente. Al fine di garantire la perfetta impermeabilizzazione della copertura, il progetto prevede l'impermeabilizzazione completa di tutta la soletta, compresa l'esistente, mediante guaina. Tale guaina dovrà essere risvoltata anche sui profili della gronda ed adeguatamente sormontata per garantire la perfetta tenuta. Verranno inoltre realizzati i canali di gronda perimetrali in profili di acciaio zincato. Lo scarico si prevede a terra mediante due pluviali circolari sempre in acciaio zincato. Internamente si prevede la realizzazione della pavimentazione in piastrelle di gres ceramico. L'ingresso al locale sarà garantito da porta di ingresso a due ante in profilati di acciaio, di luce adeguata alle operazioni di manutenzione od eventuali operazioni straordinarie, quali la possibile estrazione dei compressori di processo. Il locale sarà inoltre dotato sul lato sud di serramento in alluminio. Le dimensioni esterne del nuovo locale saranno le seguenti:

Lunghezza 5,55 m

Larghezza 4,55 m

Altezza 3,10 m

Con la realizzazione del nuovo locale, sarà possibile dedicare il manufatto esistente esclusivamente alle operazioni di

gestione delle operazioni sui quadri elettrici e ad eventuali brevi mansioni d'ufficio. Il nuovo locale ospiterà gli attuali due compressori esistenti ed un terzo nuovo compressore cabinato insonorizzato. Tutti i compressori potranno alimentare entrambe le linee di trattamento.

La struttura in oggetto è stata analizzata secondo la norma D.M. 14-01-08 (N.T.C.), considerandola come tipo di costruzione 2. In particolare si è prevista, in accordo con il committente, una vita nominale dell'opera di  $V_n=50$  anni per una classe d'uso III, e quindi una vita di riferimento di 75 anni (§2.4.3).

L'opera è edificata in località Milano, Ozzero, Soria Vecchia - Latitudine (deg) 45,3587°; Longitudine (deg) 8,914° (N 45° 21' 31"; E 8° 54' 50") ED50 (coordinate esatte: 45,3587 8,914), punto che risulta corrispondere come zonazione sismica ad una Zona 4.

La pericolosità sismica di base del sito di costruzione è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa al suolo in condizioni ideali su sito di riferimento rigido e superficie topografica orizzontale. Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali, come previsto nell'allegato A della norma. I tre parametri fondamentali (accelerazione  $a_g$ , fattore di amplificazione  $F_o$  e periodo  $T^*C$ ) si ricavano per ciascun nodo del reticolo di riferimento in funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  previsto, espresso in anni; quest'ultimo è noto una volta fissate la vita di riferimento  $V_r$  della costruzione e la probabilità di superamento attesa nell'arco della vita di riferimento. Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{Vr}$  cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati sono riportate nella tabella 3.2.I del §3.2.1 della norma; i valori di  $P_{Vr}$  forniti in tabella possono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere (cfr. anche il §3.2.1).

Nella presente progettazione si sono considerati i seguenti parametri sismici:

<b>PVr SLD (%)</b>	63
<b>Tr SLD</b>	75.43
<b>Ag/g SLD</b>	0.0249
<b>Fo SLD</b>	2.577
<b>Tc* SLD</b>	0.201
<b>PVr SLV (%)</b>	10
<b>Tr SLV</b>	711.84
<b>Ag/g SLV</b>	0.0474
<b>Fo SLV</b>	2.695
<b>Tc* SLV</b>	0.294

#### Risposta sismica locale

Le condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera e le condizioni topografiche 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. Gli effetti stratigrafici sono legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno. Gli effetti topografici sono invece legati alla configurazione topografica del piano campagna ed alla possibile focalizzazione delle onde sismiche in punti particolari (pendii, creste). Nella presente progettazione l'effetto della risposta sismica locale è stato valutato individuando la categoria di sottosuolo di riferimento corrispondente alla situazione in sito e considerando le condizioni topografiche locali (§3.2.2). Per la valutazione del coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$  la caratterizzazione geotecnica condotta nel volume significativo consente di identificare il sottosuolo prevalente nella categoria C - sabbie ed argille medie. Si riporta per completezza la corrispondente descrizione indicata nella norma (Tab. 3.2.II e Tab. 3.2.III). Per la valutazione del coefficiente di amplificazione topografica  $S_t$ , viste le condizioni in sito e l'orografia della zona, si è attribuita la categoria topografica T1. Si riporta per completezza la corrispondente descrizione indicata nella norma (Tab. 3.2.IV).

**Categoria T1:** Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$

In base alle categorie scelte si sono infine adottati i seguenti coefficienti di amplificazione e spettrali:

**Ss orizzontale SLD**

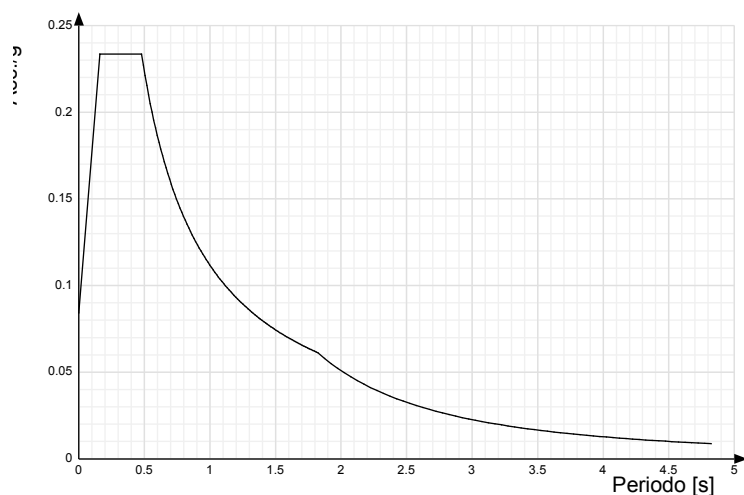
1.5



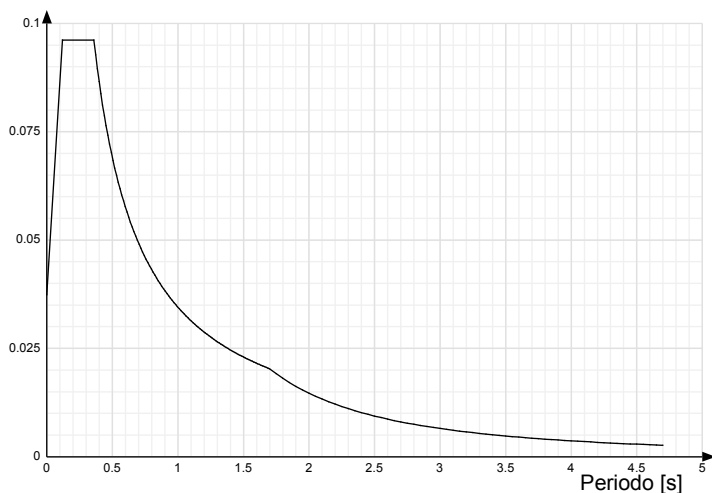
Tb orizzontale SLD	0.12	[s]
Tc orizzontale SLD	0.359	[s]
Td orizzontale SLD	1.7	[s]
Ss orizzontale SLV	1.5	
Tb orizzontale SLV	0.154	[s]
Tc orizzontale SLV	0.462	[s]
Td orizzontale SLV	1.79	[s]

Si riportano infine gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali per gli stati limite considerati.

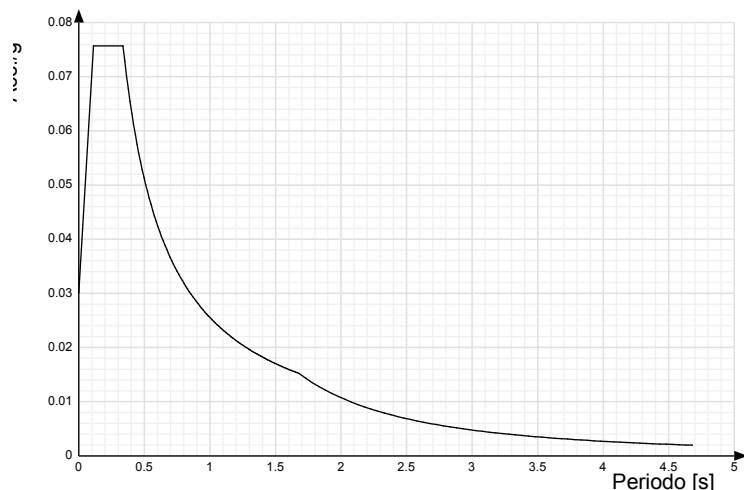
Viene mostrato lo spettro di risposta elastico "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLC § 3.2.3.2.1 (3.2.4)".



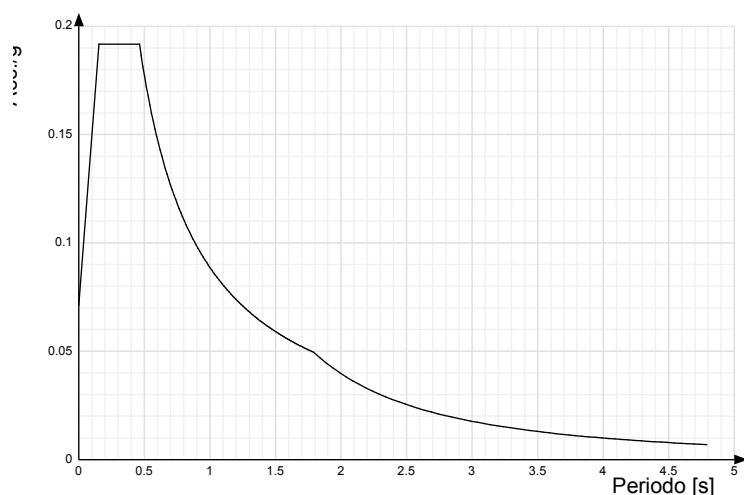
Viene mostrato lo spettro di risposta elastico "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 3.2.3.2.1 (3.2.4)".



Viene mostrato lo spettro di risposta elastico "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLO § 3.2.3.2.1 (3.2.4)".



Viene mostrato lo spettro di risposta elastico "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV § 3.2.3.2.1 (3.2.4)".



Parametri di analisi

Si è condotta una analisi di tipo Lineare dinamica su una costruzione di calcestruzzo.

Le parti strutturali in c.a. sono inquadrabili nella tipologia Strutture a telaio  $q_0=3.0 \cdot \alpha_U/\alpha_1$ , con rapporto  $\alpha_U/\alpha_1$  corrispondente a Strutture a telaio di un piano  $\alpha_U/\alpha_1=(1.0+1.1)/2$ .

Si è considerata una classe di duttilità CD"B", a cui corrispondono per la struttura in esame i seguenti fattori di struttura:

<b>Fattore di struttura per sisma X</b>	2.52
<b>Fattore di struttura per sisma Y</b>	2.52
<b>Fattore di struttura per sisma Z</b>	1.5

Altri parametri che influenzano l'azione sismica di progetto sono riassunti in questo prospetto:

<b>Smorzamento viscoso (%)</b>	5
<b>Rotazione del sisma</b>	0
	[deg]
<b>Quota dello '0' sismico</b>	0
	[cm]

Nell'analisi dinamica modale si sono analizzati 3 modi di vibrare valutati secondo il metodo di Ritz.

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nell'localizzazione delle masse, la normativa richiede di attribuire al centro di massa una eccentricità accidentale (§7.2.6), in aggiunta alla eccentricità naturale

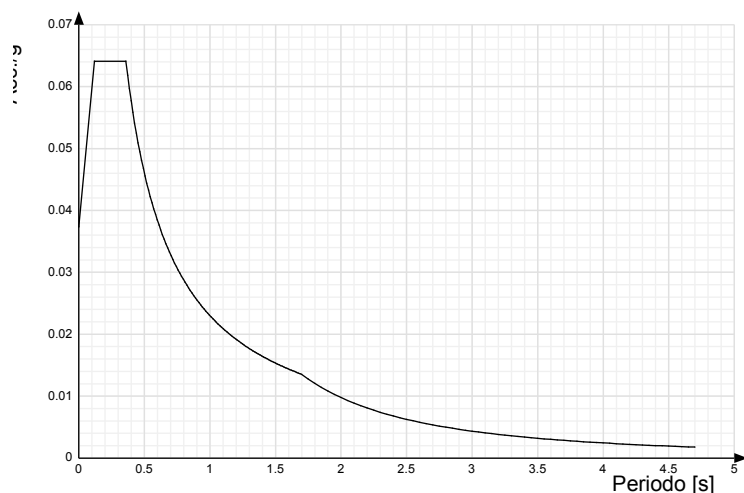
della costruzione, mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo.

Nella struttura in oggetto si è applicata una eccentricità accidentale secondo il seguente prospetto:

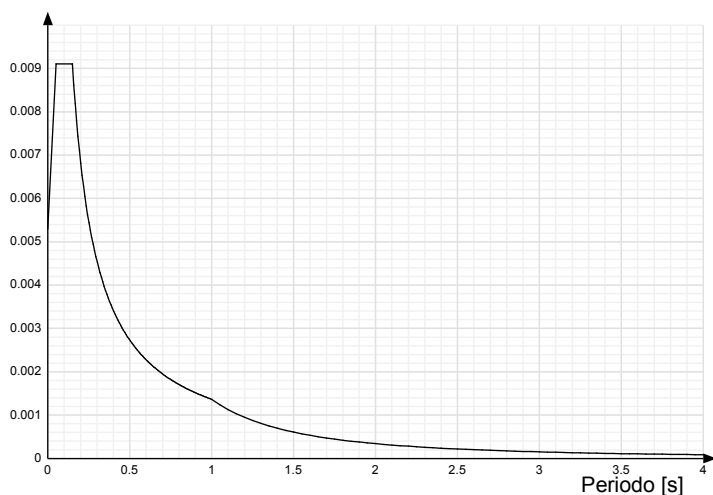
Eccentricità X (per sisma Y) livello "quota fondo pozzetto"	0	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "quota fondo pozzetto"	0	[cm]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Fondazione"	0	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Fondazione"	0	[cm]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano campagna"	0	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano campagna"	0	[cm]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "copertura"	22.5	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "copertura"	30.8	[cm]

Si riportano infine gli spettri di risposta di progetto delle componenti orizzontali per gli stati limite considerati.

Viene mostrato lo spettro di progetto "Spettro di risposta di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 7.3.7.1".

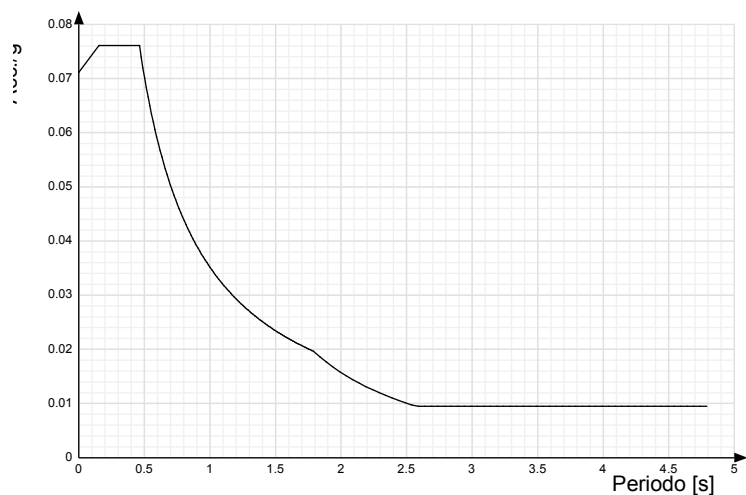


Viene mostrato lo spettro di progetto "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLD § 7.3.7.1".



Viene mostrato lo spettro di progetto "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5".

Questo spettro è valido anche per l'altra componente orizzontale, essendo coincidente.



Viene mostrato lo spettro di progetto "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLV § 3.2.3.5".

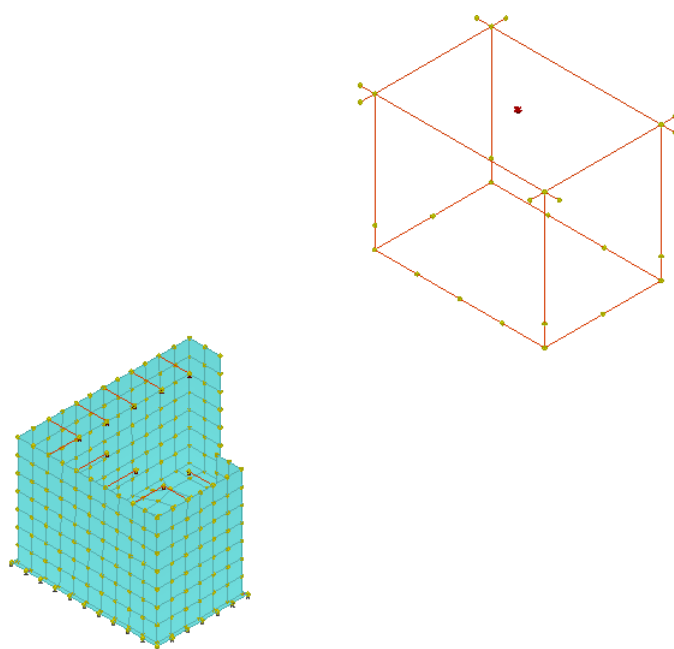
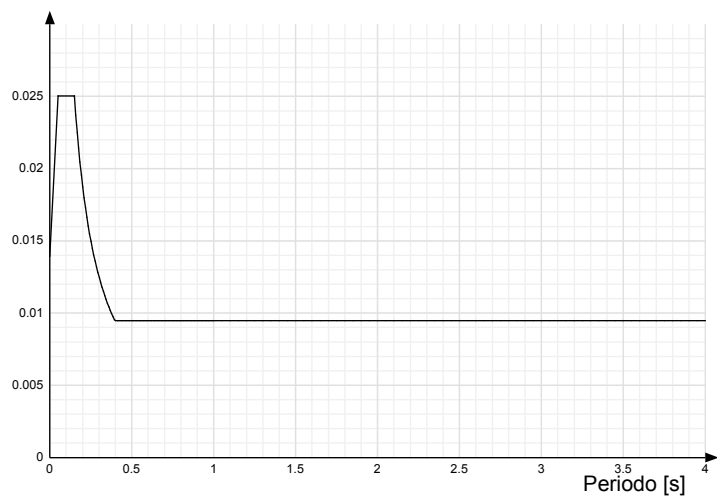


Fig.2 Modello

## 5 Problemi geotecnici e scelte tipologiche

### Tipologia di fondazione

Nella modellazione si è considerata la presenza di fondazioni superficiali, schematizzando il suolo con un letto di molle elastiche di assegnata rigidezza. In direzione orizzontale si è considerata una rigidezza pari a 0.5 volte quella verticale.

I valori di default dei parametri di modellazione del suolo, cioè quelli adottati dove non diversamente specificato, sono i seguenti:.

<b>Coefficiente di sottofondo verticale per fondazioni superficiali (default)</b>	0.5	[daN/cm <sup>3</sup> ]
<b>K punta palo (default)</b>	4	[daN/cm <sup>3</sup> ]
<b>Pressione limite punta palo (default)</b>	10	[daN/cm <sup>2</sup> ]

Per elementi nei quali si sono valutati i parametri geotecnici in funzione della stratigrafia sottostante si sono adottate le seguenti formulazioni di letteratura:

<b>Metodo di calcolo della K verticale</b>	Vesic
<b>Metodo di calcolo della capacità portante</b>	Vesic
<b>Metodo di calcolo della pressione limite punta palo</b>	Vesic

La resistenza limite offerta dai pali in direzione orizzontale e verticale è funzione dell'attrito e della coesione che si può sviluppare all'interfaccia con il terreno. Oltre ai dati del suolo, descritti nelle seguenti stratigrafie, hanno influenza anche i seguenti parametri:

<b>Coefficiente di sicurezza portanza fondazioni superficiali</b>	2.3
<b>Coefficiente di sicurezza scorrimento fondazioni superficiali</b>	1.1
<b>Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, punta</b>	1.15
<b>Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale compressione</b>	1.15
<b>Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale trazione</b>	1.25
<b>Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, punta</b>	1.35
<b>Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale compressione</b>	1.15
<b>Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale trazione</b>	1.25
<b>Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, punta</b>	1.35
<b>Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale compressione</b>	1.15
<b>Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale trazione</b>	1.25
<b>Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate</b>	1.7

## 5.1 Elementi di fondazione

### 5.1.1 Pianta elementi di fondazione



Fig. 3: rappresentazione in pianta di tutti gli elementi strutturali di fondazione

### 5.1.2 Fondazioni di travi

**Descrizione breve:** Descrizione breve usata nelle tabelle dei capitoli delle travi di fondazione.

**Stratigrafia:** Stratigrafia del terreno nel punto medio in pianta dell'elemento.

**Sondaggio:** È possibile indicare esplicitamente un sondaggio definito nelle preferenze oppure richiedere di estrapolare il sondaggio dalla definizione del sito espressa nelle preferenze.

**Estradosso:** Distanza dalla quota superiore del sondaggio misurata in verticale con verso positivo verso l'alto. [cm]

**Deformazione volumetrica:** Valore della deformazione volumetrica impiegato nel calcolo della pressione limite a rottura con la formula di Vesic. Il valore è adimensionale. Accetta anche il valore di default espresso nelle preferenze.

**K verticale:** Coefficiente di sottofondo verticale del letto di molle. [daN/cm<sup>3</sup>]

**Limite compressione:** Pressione limite di plasticizzazione a compressione del letto di molle. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Limite trazione:** Pressione limite di plasticizzazione a trazione del letto di molle. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Sbordo magrone:** Allargamento dell'impronta della trave dovuta al magrone: nel calcolare la reazione del terreno la larghezza della trave sarà incrementata del doppio dello sbordo. [cm]

**Terreno riporto:** Caratteristiche dell'eventuale terreno di riporto presente lateralmente all'elemento di fondazione. Esso costituisce un sovraccarico agente sul piano di posa.

Descrizione breve	Stratigrafia			K verticale	Limite compressione	Limite trazione	Sbordo magrone	Terreno riporto
	Sondaggio	Estradosso	Deformazione volumetrica					
FT1	Sondaggio 1	0		Da Stratigrafia (1.174)	Da Stratigrafia (3.998)	Da Stratigrafia (0)	15	Default (Ghiaia); Default (50); 0
FT2	Sondaggio 1	0		Da Stratigrafia (1.129)	Da Stratigrafia (3.929)	Da Stratigrafia (0)	15	Default (Ghiaia); Default (50); 0

### 5.1.3 Fondazioni di piastre

- Descrizione breve:** Descrizione breve usata nelle tabelle dei capitoli delle piastre di fondazione.
- Stratigrafia:** Stratigrafia del terreno nel punto medio in pianta dell'elemento.
- Sondaggio:** È possibile indicare esplicitamente un sondaggio definito nelle preferenze oppure richiedere di estrapolare il sondaggio dalla definizione del sito espressa nelle preferenze.
- Estradosso:** Distanza dalla quota superiore del sondaggio misurata in verticale con verso positivo verso l'alto. [cm]
- Deformazione volumetrica:** Valore della deformazione volumetrica impiegato nel calcolo della pressione limite a rottura con la formula di Vesic. Il valore è adimensionale. Accetta anche il valore di default espresso nelle preferenze.
- K verticale:** Coefficiente di sottofondo verticale del letto di molle. [daN/cm<sup>3</sup>]
- Limite compressione:** Pressione limite di plasticizzazione a compressione del letto di molle. [daN/cm<sup>2</sup>]
- Limite trazione:** Pressione limite di plasticizzazione a trazione del letto di molle. [daN/cm<sup>2</sup>]

Descrizione breve	Stratigrafia			K verticale	Limite compressione	Limite trazione
	Sondaggio	Estradosso	Deformazione volumetrica			
FS1	Sondaggio 1	0		Da Stratigrafia (0.86)	Da Stratigrafia (28.22)	Da Stratigrafia (0)
FS2	Sondaggio 1	0		Da Stratigrafia (0.689)	Da Stratigrafia (27.163)	Da Stratigrafia (0)
FS3	Sondaggio 1	0		Da Stratigrafia (0.698)	Da Stratigrafia (27.687)	Da Stratigrafia (0)

## 6 Programma delle indagini e delle prove geotecniche

Sono state eseguite in data 09/01/2014 le seguenti prove geotecniche in situ:

- n. 2 prove penetrometriche dinamiche tipo SCPT spinte sino alla profondità massima di 6,00 m da p.c.;
- n. 1 prova sismica MASW.

### 6.1 Sondaggi del sito

Nome attribuito al sondaggio: Sondaggio 1

Coordinate planimetriche del sondaggio nel sistema globale scelto: 0, 0

Quota della sommità del sondaggio (P.C.) nel sistema globale scelto: 0

I valori sono espressi in cm

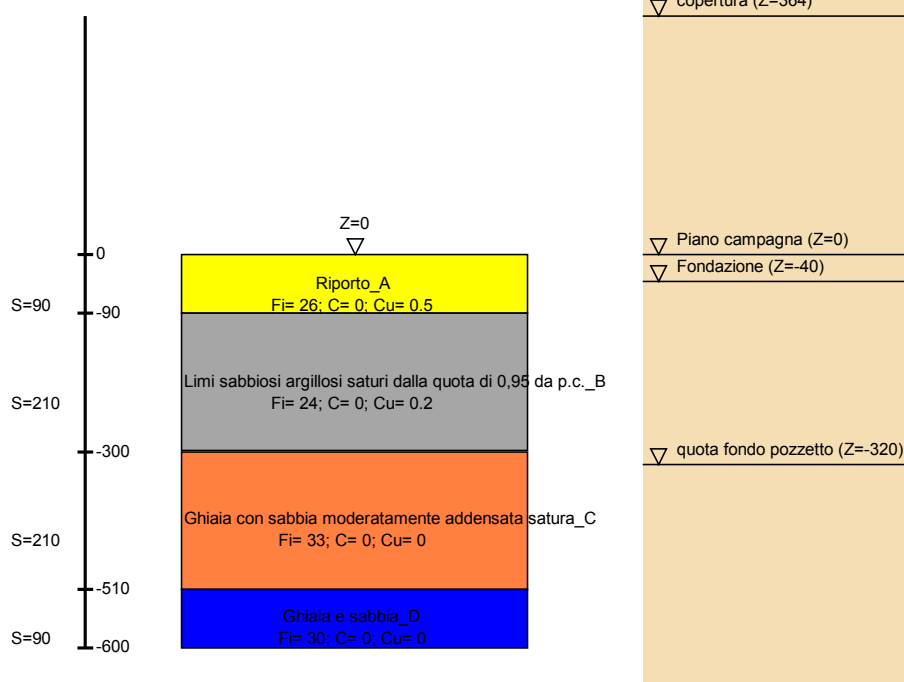


Fig 4.: Sondaggio 1

## Stratigrafie

**Terreno:** Terreno mediamente uniforme presente nello strato.

**Sp.:** Spessore dello strato. [cm]

**Kor,i:** Coefficiente K orizzontale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm<sup>3</sup>]

**Kor,s:** Coefficiente K orizzontale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm<sup>3</sup>]

**Kve,i:** Coefficiente K verticale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm<sup>3</sup>]

**Kve,s:** Coefficiente K verticale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm<sup>3</sup>]

**Eel,s:** Modulo elastico al livello superiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Eel,i:** Modulo elastico al livello inferiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Eed,s:** Modulo edometrico al livello superiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Eed,i:** Modulo edometrico al livello inferiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/cm<sup>2</sup>]

**CC,s:** Coefficiente di compressione vergine CC al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**CC,i:** Coefficiente di compressione vergine CC al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**CR,s:** Coefficiente di ricomprensione CR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**CR,i:** Coefficiente di ricomprensione CR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**EO,s:** Indice dei vuoti EO al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

**EO,i:** Indice dei vuoti EO al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

**OCR,s:** Indice di sovraconsolidazione OCR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

**OCR,i:** Indice di sovraconsolidazione OCR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.



Terreno	Sp.	Kor,i	Kor,s	Kve,i	Kve,s	Eel,s	Eel,i	Eed,s	Eed,i	CC,s	CC,i	CR,s	CR,i	EO,s	EO,i	OCR,s	OCR,i
Riporto_A	90	0.5	0.5	0.5	0.5	150	150	50	50	0	0	0	0	0	0	1	1
Limi sabbiosi argillosi saturi dalla quota di 0,95 da p.c._B	210	1.5	1	1	1	40	40	50	50	0	0	0	0	0	0	1	1
Ghiaia con sabbia moderatamente addensata satura_C	210	1.5	1	1	1	240	240	68	68	0	0	0	0	0	0	1	1
Ghiaia e sabbia_D	90	1.5	1	1	1	140	140	50	50	0	0	0	0	0	0	1	1

## 7 Caratterizzazione geotecnica dei terreni in sito

Dal punto di vista geomorfologico il territorio è caratterizzato da alcuni lineamenti chiaramente riferibili alle passate divagazioni fluviali, che qui hanno lasciato un'impronta indelebile della loro azione. E' possibile distinguere nella pianura una parte alta ed una parte bassa. L'alta pianura si presenta sotto forma di ripiani sopraelevati di una decina di metri sul livello generale; è formata dai più antichi livelli deposizionali situati ai piedi delle Alpi. Tali depositi, denominati "Diluvium antico", sono coevi alla glaciazione Mindeliana e sono caratterizzati dalla presenza del Ferretto, una copertura argillosa giallo-rossastra dello spessore di qualche metro, di natura eluviale. Il livello generale della pianura è invece formato da terreni databili con le glaciazioni del Riss e del Würm e denominati "Diluvium Recente". (media pianura) Lungo le aste dei principali corsi d'acqua attuali si hanno fasce di depositi terrazzati composti da alluvioni fresche, denominate "Alluvium", di età contemporanea e posteriore alla glaciazione Würmiana.

### 7.1 Terreni

<b>Descrizione:</b>	Descrizione o nome assegnato all'elemento.
<b>Coesione:</b>	Coesione del terreno. [daN/cm2]
<b>Coesione non drenata:</b>	Coesione non drenata (Cu) del terreno. [daN/cm2]
<b>Attrito interno:</b>	Angolo di attrito interno del terreno. [deg]
<b>Delta:</b>	Angolo di attrito all'interfaccia terreno-cl. [deg]
<b>Adesione:</b>	Coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cl. Il valore è adimensionale.
<b>K0:</b>	Coefficiente di spinta a riposo del terreno. Il valore è adimensionale.
<b>Gamma naturale:</b>	Peso specifico naturale del terreno in sito, assegnato alle zone non immerse. [daN/cm3]
<b>Gamma saturo:</b>	Peso specifico saturo del terreno in sito, assegnato alle zone immerse. [daN/cm3]
<b>E:</b>	Modulo elastico longitudinale del terreno. [daN/cm2]
<b>Poisson:</b>	Coefficiente di Poisson del terreno. Il valore è adimensionale.

Descrizione	Coesione	Coesione non drenata	Attrito interno	Delta	Adesione	K0	Gamma naturale	Gamma saturo	E	Poisson
Riporto_A	0	0.5	26	0	1	0.56	0.0019	0.00215	150	0.3
Limi sabbiosi argillosi saturi dalla quota di 0,95 da p.c._B	0	0.2	24	0	1	0.59	0.0016	0.0018	40	0.3
Ghiaia con sabbia moderatamente addensata satura_C	0	0	33	0	1	0.46	0.00195	0.0022	240	0.31
Ghiaia e sabbia_D	0	0	30	0	1	0.5	0.0018	0.002	140	0.33

## 8 Modellazione del sottosuolo e metodi di analisi e di verifica

### Modello di fondazione

Le travi di fondazione sono modellate tramite uno specifico elemento finito che gestisce il suolo elastico alla Winkler. Le fondazioni a plinto superficiale sono modellate con un numero elevato di molle verticali elastiche agenti su nodi collegati rigidamente al nodo centrale. Le fondazioni a platea sono modellate con l'inserimento di molle verticali elastiche agenti nei nodi delle mesh.

### Verifica di scorrimento

La verifica di scorrimento della fondazione superficiale viene eseguita considerando le caratteristiche del terreno immediatamente sottostante al piano di posa della fondazione, ricavato in base alla stratigrafia associata all'elemento, e trascurando, a favore di sicurezza, l'eventuale spinta passiva laterale.

Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

Lo scorrimento di una fondazione avviene nel momento in cui le componenti delle forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno vincono l'attrito e la coesione terreno-fondazione e, qualora fosse presente, la spinta passiva laterale.

Il coefficiente di sicurezza a scorrimento si ottiene dal rapporto tra le forze stabilizzanti di progetto ( $R_d$ ) e quelle instabilizzanti ( $E_d$ ):

$$R_d = (N \cdot \tan(\varphi) + c_a \cdot B \cdot L + \alpha \cdot S_p) / \gamma_{Rs}$$

$$|E_d = \sqrt{T_x^2 + T_y^2}$$

dove:

$N$  = risultante delle forze normali al piano di scorrimento;

$T_x, T_y$  = componenti delle forze tangenziali al piano di scorrimento;

$\tan(\varphi)$  = coefficiente di attrito terreno-fondazione;

$c_a$  = aderenza alla base, pari alla coesione del terreno di fondazione o ad una sua frazione;

$B, L$  = dimensioni della fondazione;

$\alpha$  = fattore di riduzione della spinta passiva;

$S_p$  = spinta passiva dell'eventuale terreno laterale;

$\gamma_{Rs}$  = fattore di sicurezza parziale per lo scorrimento;

Le normative prevedono che il fattore di sicurezza a scorrimento  $FS = R_d/E_d$  sia non minore di un prefissato limite.

### Verifica di capacità portante

La verifica di capacità portante della fondazione superficiale viene eseguita mediante formulazioni di letteratura geotecnica considerando le caratteristiche dei terreni sottostanti al piano di posa della fondazione, ricavati in base alla stratigrafia associata all'elemento. Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti. La verifica viene fatta raffrontando la portanza di progetto ( $R_d$ ) con la sollecitazione di progetto ( $E_d$ ); la prima deriva dalla portanza calcolata con metodi della letteratura geotecnica, ridotta da opportuni fattori di sicurezza parziali; la seconda viene valutata ricavando la risultante della sollecitazione scaricata al suolo con una integrazione delle pressioni nel tratto di calcolo. Le normative prevedono che il fattore di sicurezza alla capacità portante, espresso come rapporto tra il carico ultimo di progetto della fondazione ( $R_d$ ) ed il carico agente ( $E_d$ ), sia non minore di un prefissato limite. La portanza di una fondazione rappresenta il carico ultimo trasmissibile al suolo prima di arrivare alla rottura del terreno. Le formule di calcolo presenti in letteratura sono nate per la fondazione nastroforme indefinita ma aggiungono una serie di termini correttivi per considerare le effettive condizioni al contorno della fondazione, esprimendo la capacità portante ultima in termini di

pressione limite agente su di una fondazione equivalente soggetta a carico centrato. La determinazione della capacità portante ai fini della verifica è stata condotta secondo il metodo di Vesic, che viene descritto nei paragrafi successivi.

### Metodo di Vesic

La capacità portante valutata attraverso la formula di Vesic risulta, nel caso generale:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ( $\phi = 0$ ) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

$\gamma'$  = peso di volume efficace dello strato di fondazione;

$B$  = larghezza efficace della fondazione ( $B = B_f - 2e$ );

$L$  = lunghezza efficace della fondazione ( $L = L_f - 2e$ );

$c$  = coesione dello strato di fondazione;

$c_u$  = coesione non drenata dello strato di fondazione;

$q$  = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante;

$s_c, s_q, s_\gamma$  = fattori di forma della fondazione;

$d_c, d_q, d_\gamma$  = fattori di profondità del piano di posa della fondazione;

$i_c, i_q, i_\gamma$  = fattori di inclinazione del carico;

$b_c, b_q, b_\gamma$  = fattori di inclinazione della base della fondazione;

$g_c, g_q, g_\gamma$  = fattori di inclinazione del piano campagna;

Nel caso di piano di campagna inclinato ( $\beta > 0$ ) e  $\phi = 0$ , Vesic propone l'aggiunta, nella formula sopra definita, del termine

$$0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma_{\text{inclinato}}} \quad \text{con } N_{\gamma_{\text{inclinato}}} = -2 \cdot \sin \beta$$

Per la teoria di Vesic i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \phi; \quad N_q = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi)}; \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_a \cdot N_c}; \quad i_q = \left( 1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \tan \phi} \right)^m;$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \tan \phi} \right)^{m+1}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - \tan \beta)^2; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b_q = (1 - \eta \cdot \tan \phi)^2; \quad b_\gamma = b_q$$

$$k = \frac{D}{B_f} \quad \left( \text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1 \right); \quad k = \arctg \left( \frac{D}{B_f} \right) \quad \left( \text{se } \frac{D}{B_f} > 1 \right); \quad m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

$\phi$  = angolo di attrito dello strato di fondazione;

ca = aderenza alla base della fondazione;

nu = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale (nu = 0 se orizzontale);

beta = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione dal piano campagna;

### Influenza degli strati sulla capacità portante

Le formulazioni utilizzate per la portanza prevedono la presenza di uno stesso terreno nella zona interessata dalla potenziale rottura. In prima approssimazione lo spessore di tale zona è pari a:

$$H = \frac{1}{2} \cdot B \cdot \tan(45^\circ + \phi / 2)$$

In presenza di stratificazioni di terreni diversi all'interno di tale zona, il calcolo diventa più complesso; non esiste una metodologia univoca per questi casi, differenti autori hanno proposto soluzioni diverse a seconda dei casi che si possono presentare. In prima approssimazione, nel caso di stratificazioni, viene trovata una media delle caratteristiche dei terreni, pesata sullo spessore degli strati interessati. Nel caso in cui il primo strato incontrato sia coesivo viene anche verificato che la compressione media agente sulla fondazione non superi la tensione limite di espulsione, circostanza che provocherebbe il rifluimento del terreno da sotto la fondazione, rendendo impossibile la portanza.

La tensione limite di espulsione qult per terreno coesivo viene calcolata come:

$$q_{ult} = 4c + q$$

dove c è la coesione e q è il sovraccarico agente sul piano di posa.

### Influenza del sisma sulla capacità portante

La capacità portante nelle combinazioni sismiche viene valutata mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica. L'effetto inerziale prodotto dalla struttura in elevazione sulla fondazione può essere considerato tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione (rapporto tra forze T parallele al piano di posa e carico normale N) e dell'eccentricità (rapporto tra momento M e carico normale N) delle azioni in fondazione, e produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite, oltre alla riduzione dell'area efficace. L'effetto cinematico si manifesta per effetto dell'inerzia delle masse del suolo sotto la fondazione come una riduzione della resistenza teorica calcolata in condizioni statiche; tale riduzione è in funzione del coefficiente sismico orizzontale kh, cioè dell'accelerazione normalizzata massima attesa al suolo, e delle caratteristiche del suolo. L'effetto è più marcato su terreni granulari, mentre nei suoli coesivi è poco rilevante.

Per tener conto nella determinazione del carico limite di tali effetti inerziali vengono introdotti nelle combinazioni sismiche anche i fattori correttivi e (earthquake), valutati secondo Paolucci e Pecker:

$$e_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0.35}; \quad e_c = 1 - 0.32 \cdot k_h; \quad e_\gamma = e_q$$

## 9 Verifiche delle fondazioni

Nelle verifiche nei confronti degli Stati Limite ultimi SLU strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali:

DA1.1 - Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

DA1.2 - Approccio 2:

- Combinazione 1: (A1+M1+R3)

Le seguenti verifiche delle fondazioni sono state condotte secondo l'approccio [2].

### 9.1 Verifiche travate C.A.

x: distanza da asse appoggio sinistro [cm]

Asup: area efficace di armatura longitudinale superiore [cm<sup>2</sup>]

cs: distanza tra bordo superiore e baricentro dell'armatura superiore [cm]

Ainf: area efficace di armatura longitudinale inferiore [cm<sup>2</sup>]

ci: distanza tra bordo inferiore e baricentro dell'armatura inferiore [cm]

Mela: momento flettente elastico [daN\*cm]

comb.: combinazione che produce Mela

MEd: momento flettente di progetto [daN\*cm]

MRd: momento ultimo [daN\*cm]

x/d: distanza asse neutro dal bordo compresso / altezza utile

Ast: area delle staffe (cmq/cm) [cm<sup>2</sup>]

Afp+: area di staffe equivalenti da sagomati per taglio positivo [cm<sup>2</sup>]

Afp-: area di staffe equivalenti da sagomati per taglio negativo [cm<sup>2</sup>]

VEd: taglio di progetto [daN]

VRcd: resistenza a taglio per rottura delle bielle compresse [daN]

VRd: resistenza a taglio in assenza di staffatura [daN]

VRsd: resistenza a taglio per la presenza di armatura [daN]

teta: angolo di inclinazione delle bielle compresse [deg]

ver.: stato di verifica (vuoto = verificato)

Mese.R: momento flettente in combinazione rara [daN\*cm]

Comb.: combinazione

sigma c.: tensione nel c.a [daN/cm<sup>2</sup>]

sigma f.: tensione nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]

Mese.QP: momento flettente in combinazione quasi permanente [daN\*cm]

srmi: interasse tra le fessure al lembo inferiore [cm]

wkiR: apertura caratteristica delle fessure al lembo inferiore in combinazione rara [cm]

wkiF: apertura caratteristica delle fessure al lembo inferiore in combinazione frequente [cm]

wkiQP: apertura caratteristica delle fessure al lembo inferiore in combinazione quasi permanente [cm]

srms: interasse tra le fessure al lembo superiore [cm]

wksR: apertura caratteristica delle fessure al lembo superiore in combinazione rara [cm]

wksF: apertura caratteristica delle fessure al lembo superiore in combinazione frequente [cm]

wksQP: apertura caratteristica delle fessure al lembo superiore in combinazione quasi permanente [cm]

sigma t.max: massima pressione in fondazione [daN/cm<sup>2</sup>]

sigma t.min: minima pressione in fondazione [daN/cm<sup>2</sup>]

N: fattore di capacità portante, distinto nei 3 tipi (c, q, g)

S: fattore correttivo per la forma della fondazione, distinto nei 3 tipi (c, q, g)

D: fattore correttivo per la profondità del piano di posa, distinto nei 3 tipi (c, q, g)

I: fattore correttivo per l'inclinazione del carico, distinto nei 3 tipi (c, q, g)

B: fattore correttivo per l'inclinazione del piano di posa, distinto nei 3 tipi (c, q, g)

G: fattore correttivo per l'inclinazione del pendio, distinto nei 3 tipi (c, q, g)

E: fattore correttivo per l'inerzia sismica del suolo, distinto nei 3 tipi (c, q, g)

Tipo: tipologia del fattore di portanza, per coesione (c), sovraccarico (q) o attrito (g): [daN/cm<sup>2</sup>]

Le unità di misura delle verifiche elencate nel capitolo sono in [cm, daN, deg] ove non espressamente specificato.

### Trave di fondazione a "Fondazione" 1-2

#### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio B450C fyk= 4500

Calcestruzzo C25/30 fck,cub (cubica)= 300 fck (cilindrica)= 249

Pressione ammissibile in fondazione= 0.65

#### OUTPUT CAMPATE

campata n. 1 tra i fili 1 e 2, asta n. 9,10,11

sezione rettangolare H tot. 50 B 70 Cs 2 Ci 2

sovraresistenza 0%

#### Verifiche in stato limite ultimo

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	comb.	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VEd	comb.	VRcd	VRd	VRsd	teta	ver.
0	7.7	3.5	7.7	3.5	61884	SLV F08	35753	1353713	0.078	0	0	0	-4871	SLU 35	103338	12113	0	45	
0	7.7	3.5	7.7	3.5	-166775	SLV F09	-186094	-1353713	0.078										
15	7.7	3.5	7.7	3.5	11442	SLV F08	11442	1353713	0.078	0.106	0	0	-4505	SLU 35	103338	12113	-17294	45	
15	7.7	3.5	7.7	3.5	-203238	SLV F09	-203238	-1353713	0.078										
175	7.7	3.5	7.7	3.5	-619528	SLU 35	-643910	-1353713	0.078	0.106	0	0	-1393	SLV F08	103338	12113	-17294	45	
350	7.7	3.5	7.7	3.5	-619528	SLU 35	-643910	-1353713	0.078	0.106	0	0	1393	SLV F05	103338	12113	17294	45	
510	7.7	3.5	7.7	3.5	11442	SLV F05	11442	1353713	0.078	0.106	0	0	4505	SLU 35	103338	12113	17294	45	
510	7.7	3.5	7.7	3.5	-203233	SLV F012	-203233	-1353713	0.078										
525	7.7	3.5	7.7	3.5	61880	SLV F05	35750	1353713	0.078	0	0	0	4871	SLU 35	103338	12113	0	45	
525	7.7	3.5	7.7	3.5	-166771	SLV F012	-186091	-1353713	0.078										

#### Verifiche in esercizio e pressioni in fondazione

x	Mese.R	Comb	sigma c.	sigma f.	Mese.QP	Comb	sigma c.	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQ P	sigma t.max	sigma t.min	ver.
0	-96862	8	3	47	-75171	1	2									-0.46	-0.21	
15	-121262	8	4	59	-95898	1	3									-0.46	-0.21	
175	-470440	8	15	227	-392937	1	13									-0.38	-0.17	
350	-470440	8	15	227	-392937	1	13									-0.38	-0.17	
510	-121259	8	4	59	-95896	1	3									-0.46	-0.21	
525	-96862	8	3	47	-75171	1	2									-0.46	-0.21	

## Verifica di capacità portante sul piano di posa

### Combinazioni non sismiche

Lunghezza impronta (direzione x locale): 525

Larghezza impronta (direzione y locale): 100

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 36

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -21015

Resistenza di progetto: 42171

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2.3

Coefficiente di sicurezza normalizzato (Rd/Ed): 2.01

### Parametri utilizzati nel calcolo

Forza risultante agente in direzione x: 0

Forza risultante agente in direzione y: 0

Forza risultante agente in direzione z: -21015

Momento risultante agente attorno x: -10177

Momento risultante agente attorno y: 0

Inclinazione del carico in direzione x: 0

Inclinazione del carico in direzione y: 0

Eccentricità del carico in direzione x: 0

Eccentricità del carico in direzione y: 0

Larghezza efficace ( $B'=B-2\cdot e$ ): 99

Lunghezza efficace ( $L'=L-2\cdot e$ ): 525

Sovraccarico di progetto: 0.1

Peso specifico di progetto del suolo: 0.0016

Angolo di attrito di progetto: 24

### Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
19.32	1.09	1.2	1	1	1	1	Coesione
9.6	1.08	1.16	1	1	1	1	Sovraccarico
9.44	0.92	1	1	1	1	1	Attrito

## Verifica di capacità portante sul piano di posa

### Combinazioni sismiche

Lunghezza impronta (direzione x locale): 525

Larghezza impronta (direzione y locale): 100

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 3

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -15696

Resistenza di progetto: 37031

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2.3

Coefficiente di sicurezza normalizzato (Rd/Ed): 2.36

### Parametri utilizzati nel calcolo

Forza risultante agente in direzione x: 118

Forza risultante agente in direzione y: 500

Forza risultante agente in direzione z: -15696

Momento risultante agente attorno x: -24823

Momento risultante agente attorno y: 43397

Inclinazione del carico in direzione x: 0

Inclinazione del carico in direzione y: 2

Eccentricità del carico in direzione x: 3

Eccentricità del carico in direzione y: -2

Larghezza efficace ( $B'=B-2\cdot e$ ): 97

Lunghezza efficace ( $L'=L-2\cdot e$ ): 519

Sovraccarico di progetto: 0.1

Peso specifico di progetto del suolo: 0.0016

Angolo di attrito di progetto: 24

Accelerazione normalizzata massima al suolo: 0.02

Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
19.32	1.09	1.2	0.94	1	1	0.99	Coesione
9.6	1.08	1.16	0.94	1	1	0.98	Sovraccarico
9.44	0.93	1	0.91	1	1	0.98	Attrito

Coefficiente di sicurezza minimo per resistenza a flessione 2,00

Coefficiente di sicurezza minimo per resistenza a taglio 3,84

Coefficiente di sicurezza minimo per tensioni in combinazione rara 2,41

Coefficiente di sicurezza minimo per tensioni in combinazione quasi permanente 4,94

Coefficiente di sicurezza minimo per fessurazione 999,00

Coefficiente di sicurezza minimo per pressione sul terreno 1,40

## Trave di fondazione a "Fondazione" 1-3

### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio B450C  $f_{yk}=4500$

Calcestruzzo C25/30  $f_{ck,cub}(\text{cubica})=300$   $f_{ck}(\text{cilindrica})=249$

Pressione ammissibile in fondazione= 0.65

### OUTPUT CAMPATE

campata n. 1 tra i fili 1 e 3, asta n. 8,7

sezione rettangolare H tot. 50 B 70 Cs 2 Ci 2

sovrarresistenza 0%

### Verifiche in stato limite ultimo

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	comb.	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VEd	comb.	VRcd	VRd	VRsd	teta	ver.
0	7.7	3.5	7.7	3.5	118048	SLV FO13	95275	1353713	0.078	0	0	0	-4113	SLU 35	103338	12113	0	45	
0	7.7	3.5	7.7	3.5	-95415	SLV FO4	-110689	-1353713	0.078										
15	7.7	3.5	7.7	3.5	75877	SLV FO15	75877	1353713	0.078	0.106	0	0	-3715	SLU 35	103338	12113	-17329	45	
15	7.7	3.5	7.7	3.5	-125172	SLV FO2	-125172	-1353713	0.078										
120	7.7	3.5	7.7	3.5	-290546	SLU 35	-310120	-1353713	0.078	0.106	0	0	-1426	SLV FO13	103338	12113	-17329	45	
240	7.7	3.5	7.7	3.5	-279687	SLU 35	-302478	-1353713	0.078	0.106	0	0	1511	SLV FO2	103338	12113	17329	45	
345	7.7	3.5	7.7	3.5	76618	SLV FO4	76618	1353713	0.078	0.106	0	0	3320	SLU 35	103338	12113	17329	45	
345	7.7	3.5	7.7	3.5	-124491	SLV FO13	-124491	-1353713	0.078										
360	7.7	3.5	7.7	3.5	114280	SLV FO2	94056	1353713	0.078	0	0	0	3616	SLU 26	103338	12113	0	45	
360	7.7	3.5	7.7	3.5	-99122	SLV FO15	-111849	-1353713	0.078										



**Verifiche in esercizio e pressioni in fondazione**

x	Mese.R	Comb.	sigma c.	sigma f.	Mese.QP	Comb.	sigma c.	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	sigma t.max	sigma t.min	ver.
0	-7707	1	0	4	-7707	1	0									-0.48	-0.22	
15	-27715	8	1	13	-24647	1	1									-0.48	-0.22	
120	-230419	8	7	111	-192380	1	6									-0.44	-0.21	
240	-225324	8	7	109	-187285	1	6									-0.41	-0.21	
345	-27004	8	1	13	-23937	1	1									-0.4	-0.22	
360	-8896	1	0	4	-8896	1	0									-0.4	-0.22	

**Verifica di capacità portante sul piano di posa**
**Combinazioni non sismiche**

Lunghezza impronta (direzione x locale): 360

Larghezza impronta (direzione y locale): 100

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 35

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -15445

Resistenza di progetto: 27878

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2.3

Coefficiente di sicurezza normalizzato (Rd/Ed): 1.81

**Parametri utilizzati nel calcolo**

Forza risultante agente in direzione x: 0

Forza risultante agente in direzione y: -5

Forza risultante agente in direzione z: -15445

Momento risultante agente attorno x: 15049

Momento risultante agente attorno y: -86081

Inclinazione del carico in direzione x: 0

Inclinazione del carico in direzione y: 0

Eccentricità del carico in direzione x: -6

Eccentricità del carico in direzione y: 1

Larghezza efficace ( $B'=B-2\cdot e$ ): 98

Lunghezza efficace ( $L'=L-2\cdot e$ ): 349

Sovraccarico di progetto: 0.1

Peso specifico di progetto del suolo: 0.0016

Angolo di attrito di progetto: 24

Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
19.32	1.14	1.2	1	1	1	1	Coesione
9.6	1.13	1.16	1	1	1	1	Sovraccarico
9.44	0.89	1	1	1	1	1	Attrito

**Verifica di capacità portante sul piano di posa**
**Combinazioni sismiche**

Lunghezza impronta (direzione x locale): 360

Larghezza impronta (direzione y locale): 100

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 6

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -11234

Resistenza di progetto: 24465

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2.3

Coefficiente di sicurezza normalizzato (Rd/Ed): 2.18

#### Parametri utilizzati nel calcolo

Forza risultante agente in direzione x: -147

Forza risultante agente in direzione y: -384

Forza risultante agente in direzione z: -11234

Momento risultante agente attorno x: 22010

Momento risultante agente attorno y: -87274

Inclinazione del carico in direzione x: 0

Inclinazione del carico in direzione y: -2

Eccentricità del carico in direzione x: -8

Eccentricità del carico in direzione y: 2

Larghezza efficace ( $B'=B-2\cdot e$ ): 96

Lunghezza efficace ( $L'=L-2\cdot e$ ): 344

Sovraccarico di progetto: 0.1

Peso specifico di progetto del suolo: 0.0016

Angolo di attrito di progetto: 24

Accelerazione normalizzata massima al suolo: 0.02

#### Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
19.32	1.14	1.2	0.93	1	1	0.99	Coesione
9.6	1.12	1.16	0.94	1	1	0.98	Sovraccarico
9.44	0.89	1	0.91	1	1	0.98	Attrito

Coefficiente di sicurezza minimo per resistenza a flessione 4,20

Coefficiente di sicurezza minimo per resistenza a taglio 4,66

Coefficiente di sicurezza minimo per tensioni in combinazione rara 4,99

Coefficiente di sicurezza minimo per tensioni in combinazione quasi permanente 10,25

Coefficiente di sicurezza minimo per fessurazione 999,00

Coefficiente di sicurezza minimo per pressione sul terreno 1,35

#### Trave di fondazione a "Fondazione" 2-4

##### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio B450C  $f_{yk}=4500$

Calcestruzzo C25/30  $f_{ck,cub}=300$   $f_{ck,cilindrica}=249$

Pressione ammissibile in fondazione= 0.65

##### OUTPUT CAMPATE

campata n. 1 tra i fili 2 e 4, asta n. 1,2

sezione rettangolare H tot. 50 B 70 Cs 2 Ci 2

sovrarresistenza 0%

**Verifiche in stato limite ultimo**

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	comb.	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VEd	comb.	VRcd	VRd	VRsd	teta	ver.
0	7.7	3.5	7.7	3.5	118017	SLV FO16	95246	1353713	0.078	0	0	0	-4113	SLU 35	103338	12113	0	45	
0	7.7	3.5	7.7	3.5	-95385	SLV FO1	-110659	-1353713	0.078										
15	7.7	3.5	7.7	3.5	75905	SLV FO14	75905	1353713	0.078	0.106	0	0	-3715	SLU 35	103338	12113	-17329	45	
15	7.7	3.5	7.7	3.5	-125204	SLV FO3	-125204	-1353713	0.078										
120	7.7	3.5	7.7	3.5	-290549	SLU 35	-310123	-1353713	0.078	0.106	0	0	-1426	SLV O16	103338	12113	-17329	45	
240	7.7	3.5	7.7	3.5	-279687	SLU 35	-302478	-1353713	0.078	0.106	0	0	1511	SLV FO3	103338	12113	17329	45	
345	7.7	3.5	7.7	3.5	76588	SLV FO1	76588	1353713	0.078	0.106	0	0	3320	SLU 35	103338	12113	17329	45	
345	7.7	3.5	7.7	3.5	-124462	SLV FO16	-124462	-1353713	0.078										
360	7.7	3.5	7.7	3.5	114311	SLV FO3	94085	1353713	0.078	0	0	0	3616	SLU 26	103338	12113	0	45	
360	7.7	3.5	7.7	3.5	-99153	SLV FO14	-111878	-1353713	0.078										

**Verifiche in esercizio e pressioni in fondazione**

x	Mese.R	Comb.	sigma c.	sigma f.	Mese.QP	Comb.	sigma c.	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	sigma t.max	sigma t.min	ver.
0	-7707	1	0	4	-7707	1	0									-0.48	-0.22	
15	-27717	8	1	13	-24649	1	1									-0.48	-0.22	
120	-230421	8	7	111	-192382	1	6									-0.44	-0.21	
240	-225324	8	7	109	-187285	1	6									-0.41	-0.21	
345	-27004	8	1	13	-23937	1	1									-0.4	-0.22	
360	-8896	1	0	4	-8896	1	0									-0.4	-0.22	

**Verifica di capacità portante sul piano di posa**
**Combinazioni non sismiche**

Lunghezza impronta (direzione x locale): 360

Larghezza impronta (direzione y locale): 100

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 36

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -15445

Resistenza di progetto: 27878

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2.3

Coefficiente di sicurezza normalizzato (Rd/Ed): 1.81

**Parametri utilizzati nel calcolo**

Forza risultante agente in direzione x: 0

Forza risultante agente in direzione y: 5

Forza risultante agente in direzione z: -15445

Momento risultante agente attorno x: -15049

Momento risultante agente attorno y: -86081

Inclinazione del carico in direzione x: 0

Inclinazione del carico in direzione y: 0

Eccentricità del carico in direzione x: -6

Eccentricità del carico in direzione y: -1

Larghezza efficace ( $B'=B-2\cdot e$ ): 98

Lunghezza efficace ( $L'=L-2\cdot e$ ): 349

Sovraccarico di progetto: 0.1

Peso specifico di progetto del suolo: 0.0016

Angolo di attrito di progetto: 24

## Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
19.32	1.14	1.2	1	1	1	1	Coesione
9.6	1.13	1.16	1	1	1	1	Sovraccarico
9.44	0.89	1	1	1	1	1	Attrito

**Verifica di capacità portante sul piano di posa**
**Combinazioni sismiche**

Lunghezza impronta (direzione x locale): 360

Larghezza impronta (direzione y locale): 100

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 7

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -11234

Resistenza di progetto: 24465

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2.3

Coefficiente di sicurezza normalizzato (Rd/Ed): 2.18

**Parametri utilizzati nel calcolo**

Forza risultante agente in direzione x: -147

Forza risultante agente in direzione y: 384

Forza risultante agente in direzione z: -11234

Momento risultante agente attorno x: -22010

Momento risultante agente attorno y: -87282

Inclinazione del carico in direzione x: 0

Inclinazione del carico in direzione y: 2

Eccentricità del carico in direzione x: -8

Eccentricità del carico in direzione y: -2

Larghezza efficace ( $B' = B - 2 \cdot e$ ): 96

Lunghezza efficace ( $L' = L - 2 \cdot e$ ): 344

Sovraccarico di progetto: 0.1

Peso specifico di progetto del suolo: 0.0016

Angolo di attrito di progetto: 24

Accelerazione normalizzata massima al suolo: 0.02

## Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
19.32	1.14	1.2	0.93	1	1	0.99	Coesione
9.6	1.12	1.16	0.94	1	1	0.98	Sovraccarico
9.44	0.89	1	0.91	1	1	0.98	Attrito

Coefficiente di sicurezza minimo per resistenza a flessione 4,20

Coefficiente di sicurezza minimo per resistenza a taglio 4,66

Coefficiente di sicurezza minimo per tensioni in combinazione rara 4,99

Coefficiente di sicurezza minimo per tensioni in combinazione quasi permanente 10,25

Coefficiente di sicurezza minimo per fessurazione 999,00

Coefficiente di sicurezza minimo per pressione sul terreno 1,35

## Trave di fondazione a "Fondazione" 3-4

### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio B450C fyk= 4500

Calcestruzzo C25/30 fck,cub (cubica)= 300 fck (cilindrica)= 249

Pressione ammissibile in fondazione= 0.65

### OUTPUT CAMPATE

campata n. 1 tra i fili 3 e 4, asta n. 6,5,4,3

sezione rettangolare H tot. 50 B 70 Cs 2 Ci 2

sovrarresistenza 0%

### Verifiche in stato limite ultimo

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	comb.	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VEd	comb.	VRcd	VRd	VRsd	teta	ver.
0	7.7	3.5	7.7	3.5	67175	SLV FO11	38501	1353713	0.078	0	0	0	-5380	SLU 35	103338	12113	0	45	
0	7.7	3.5	7.7	3.5	-161476	SLV FO6	-183340	-1353713	0.078										
15	7.7	3.5	7.7	3.5	11858	SLV FO11	11858	1353713	0.078	0.106	0	0	-4978	SLU 35	103338	12113	-17294	45	
15	7.7	3.5	7.7	3.5	-202817	SLV FO6	-202817	-1353713	0.078										
175	7.7	3.5	7.7	3.5	-667409	SLU 35	-694479	-1353713	0.078	0.106	0	0	-1500	SLU 35	103338	12113	-17294	45	
350	7.7	3.5	7.7	3.5	-667409	SLU 35	-694479	-1353713	0.078	0.106	0	0	1500	SLU 35	103338	12113	17294	45	
510	7.7	3.5	7.7	3.5	11858	SLV FO10	11858	1353713	0.078	0.106	0	0	4978	SLU 35	103338	12113	17294	45	
510	7.7	3.5	7.7	3.5	-202822	SLV FO7	-202822	-1353713	0.078										
525	7.7	3.5	7.7	3.5	67179	SLV FO10	38504	1353713	0.078	0	0	0	5380	SLU 35	103338	12113	0	45	
525	7.7	3.5	7.7	3.5	-161480	SLV FO7	-183343	-1353713	0.078										

### Verifiche in esercizio e pressioni in fondazione

x	Mese.R	Comb.	sigma c.	sigma f.	Mese.QP	Comb.	sigma c.	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	sigma t.max	sigma t.min	ver.
0	-94110	8	3	45	-72419	1	2									-0.39	-0.21	
15	-120843	8	4	58	-95480	1	3									-0.38	-0.21	
175	-504156	8	16	244	-426653	1	14									-0.29	-0.17	
350	-504156	8	16	244	-426653	1	14									-0.29	-0.17	
510	-120846	8	4	58	-95482	1	3									-0.38	-0.21	
525	-94110	8	3	45	-72419	1	2									-0.39	-0.21	

### Verifica di capacità portante sul piano di posa

#### Combinazioni non sismiche

Lunghezza impronta (direzione x locale): 525

Larghezza impronta (direzione y locale): 100

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 35

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -16732

Resistenza di progetto: 42693

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2.3

Coefficiente di sicurezza normalizzato (Rd/Ed): 2.55

#### Parametri utilizzati nel calcolo

Forza risultante agente in direzione x: 0

Forza risultante agente in direzione y: 0

Forza risultante agente in direzione z: -16732

Momento risultante agente attorno x: -744

Momento risultante agente attorno y: 0

Inclinazione del carico in direzione x: 0

Inclinazione del carico in direzione y: 0

Eccentricità del carico in direzione x: 0

Eccentricità del carico in direzione y: 0

Larghezza efficace ( $B'=B-2\cdot e$ ): 100

Lunghezza efficace ( $L'=L-2\cdot e$ ): 525

Sovraccarico di progetto: 0.1

Peso specifico di progetto del suolo: 0.0016

Angolo di attrito di progetto: 24

Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
19.32	1.09	1.2	1	1	1	1	Coesione
9.6	1.08	1.16	1	1	1	1	Sovraccarico
9.44	0.92	1	1	1	1	1	Attrito

#### Verifica di capacità portante sul piano di posa

##### Combinazioni sismiche

Lunghezza impronta (direzione x locale): 525

Larghezza impronta (direzione y locale): 100

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 13

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -12841

Resistenza di progetto: 36578

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2.3

Coefficiente di sicurezza normalizzato ( $R_d/E_d$ ): 2.85

##### Parametri utilizzati nel calcolo

Forza risultante agente in direzione x: -118

Forza risultante agente in direzione y: -500

Forza risultante agente in direzione z: -12841

Momento risultante agente attorno x: 17542

Momento risultante agente attorno y: -43399

Inclinazione del carico in direzione x: 0

Inclinazione del carico in direzione y: -2

Eccentricità del carico in direzione x: -3

Eccentricità del carico in direzione y: 1

Larghezza efficace ( $B'=B-2\cdot e$ ): 97

Lunghezza efficace ( $L'=L-2\cdot e$ ): 518

Sovraccarico di progetto: 0.1

Peso specifico di progetto del suolo: 0.0016

Angolo di attrito di progetto: 24

Accelerazione normalizzata massima al suolo: 0.02

## Fattori di capacità portante

N	S	D	I	B	G	E	Tipo
19.32	1.09	1.2	0.92	1	1	0.99	Coesione
9.6	1.08	1.16	0.93	1	1	0.98	Sovraccarico
9.44	0.92	1	0.89	1	1	0.98	Attrito

Coefficiente di sicurezza minimo per resistenza a flessione 1,85

Coefficiente di sicurezza minimo per resistenza a taglio 3,47

Coefficiente di sicurezza minimo per tensioni in combinazione rara 2,25

Coefficiente di sicurezza minimo per tensioni in combinazione quasi permanente 4,55

Coefficiente di sicurezza minimo per fessurazione 999,00

Coefficiente di sicurezza minimo per pressione sul terreno 1,68

## 9.2 Verifiche piastre e pareti C.A.

nod.: nodo del modello FEM

sez.: tipo di sezione (o = orizzontale, v = verticale)

B: base della sezione

H: altezza della sezione

Af+: area di acciaio dal lato B (inferiore per le piastre))

Af-: area di acciaio dal lato A (superiore per le piastre))

c+: copriferro dal lato B (inferiore per le piastre))

c-: copriferro dal lato A (superiore per le piastre))

sc: tensione sul calcestruzzo in esercizio

comb ; c: combinazione di carico

c.s.: coefficiente di sicurezza

N: sforzo normale di calcolo

M: momento flettente di calcolo

Mu: momento flettente ultimo

Nu: sforzo normale ultimo

sf: tensione sull'acciaio in esercizio

Wk: apertura caratteristica delle fessure

Sm: distanza media fra le fessure

st: sigma a trazione nel calcestruzzo in condizioni non fessurate

fck: resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo

fcd: resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo

fctd: resistenza a trazione di calcolo del calcestruzzo

Hcr: altezza critica

q.Hcr: \*quota della sezione alla altezza critica

hw: altezza della parete

lw: lunghezza della parete

n.p.: numero di piani

hs: altezza dell'interpiano

Mxd: momento di progetto attorno all'asse x (fuori piano)

Myd: momento di progetto attorno all'asse y (nel piano)

NEd: sforzo normale di progetto

MEd: Momento flettente di progetto di progetto

VEd: sforzo di taglio di progetto

Ngrav.: sforzo normale dovuto ai carichi gravitazionali

NReale.: sforzo normale derivante dall'analisi

VRcd: resistenza a taglio dovuta alle bielle di calcestruzzo

epsilon: coefficiente di maggiorazione del taglio derivante dall'analisi

alfaS:  $MEd/(VEd \cdot l_w)$  formula 7.4.15

At: area tesa di acciaio

roh: rapporto tra area della sezione orizzontale dell'armatura di anima e l'area della sezione di calcestruzzo

rov: rapporto tra area della sezione verticale dell'armatura di anima e l'area della sezione di calcestruzzo

VRsd: resistenza a taglio della sezione con armature

Somma(Asj)- Ai: somma delle aree delle barre verticali che attraversano la superficie di scorrimento

csi: altezza della parte compressa normalizzata all'altezza della sezione

Vdd: contributo dell'effetto spinotto delle armature verticali

Vfd: contributo della resistenza per attrito

Vid: contributo delle armature inclinate presenti alla base

VRd,s: valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento

l: luce netta della trave di collegamento

h: altezza della trave di collegamento

b: spessore della trave di collegamento

d: altezza utile della trave di collegamento

Asi: area complessiva della armatura a X

M,plast: momenti resistenti della trave a filo appoggio

T,plast: sforzi di taglio nella trave derivanti da gerarchia delle resistenze

## Platea a "quota fondo pozzetto"

Valori in daN, cm

C25/30: rck 300

fyk 4500

### Verifica di stato limite ultimo

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
12	o	100	30	4.5	4.5	4.8	4.8	4.402	32 SLU	0	105975	0	466471
	v	50	30	2.3	2.3	3.6	3.6	26.312	32 SLU	0	-8909	0	-234412
13	o	100	30	4.5	4.5	4.8	4.8	4.510	32 SLU	0	103439	0	466471
	v	50	30	2.3	2.3	3.6	3.6	19.007	32 SLU	0	-12333	0	-234412

### Combinazione rara

combinazione tara																		
nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	st	
Sm(mm)	c																	
12	o	100	30	4.5	4.5	4.8	4.8	-13.0	5 ra	0.00E00	7.98E04	753.6	5 ra	0.00E00	7.98E04	0.00	5.2	0.0
1 ra																		
	v	50	30	2.3	2.3	3.6	3.6	-2.0	5 ra	0.00E00	-6.69E03	120.5	5 ra	0.00E00	-6.69E03	0.00	0.9	0.0
ra																		
13	o	100	30	4.5	4.5	4.8	4.8	-12.6	5 ra	0.00E00	7.78E04	734.7	5 ra	0.00E00	7.78E04	0.00	5.1	0.0
1 ra																		
	v	50	30	2.3	2.3	3.6	3.6	-2.7	5 ra	0.00E00	-9.26E03	166.8	5 ra	0.00E00	-9.26E03	0.00	1.2	0.0
ra																		

### Combinazione frequente

Simultaneous measurements																		
nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	st	
Sm(mm)		c																
12	o	100	30	4.5	4.5	4.8	4.8	-12.3	2 fr	0.00E00	7.59E04	716.7	2 fr	0.00E00	7.59E04	0.00	4.9	0.0
1 fr																		
	v	50	30	2.3	2.3	3.6	3.6	-1.8	2 fr	0.00E00	-6.30E03	113.5	2 fr	0.00E00	-6.30E03	0.00	0.8	0.0
fr																		
13	o	100	30	4.5	4.5	4.8	4.8	-12.0	2 fr	0.00E00	7.38E04	696.7	2 fr	0.00E00	7.38E04	0.00	4.8	0.0
1 fr																		
	v	50	30	2.3	2.3	3.6	3.6	-2.6	2 fr	0.00E00	-8.73E03	157.2	2 fr	0.00E00	-8.73E03	0.00	1.1	0.0
fr																		

### Combinazione quasi permanente

Serijski izračun kvaliteta površina																		
nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	st	
Sm(mm)		c																
12	o	100	30	4.5	4.5	4.8	4.8	-12.2	2 q.	0.00E00	7.51E04	708.5	2 q.	0.00E00	7.51E04	0.00	4.9	0.0
1 q.																		
	v	50	30	2.3	2.3	3.6	3.6	-1.8	2 q.	0.00E00	-6.21E03	111.9	2 q.	0.00E00	-6.21E03	0.00	0.8	0.0
q.																		
13	o	100	30	4.5	4.5	4.8	4.8	-11.8	2 q.	0.00E00	7.29E04	688.3	2 q.	0.00E00	7.29E04	0.00	4.7	0.0
1 q.																		



q. v 50 30 2.3 2.3 3.6 3.6 -2.5 2 q. 0.00E00 -8.61E03 155.1 2 q. 0.00E00 -8.61E03 0.00 1.1 0.0 2

#### Verifiche geotecniche

Dati geometrici dell'impronta di calcolo

Forma dell'impronta di calcolo: rettangolare di area equivalente

Area di ingombro esterno minore: 247500

Angolo di rotazione corrispondente all'ingombro minore (deg): 0

Rapporto di forma trovato (area ingombro esterno/area fondazione): 2.27

Coordinata X del centro impronta: 1554

Coordinata Y del centro impronta: 394

Coordinata Z del centro impronta: -350

Lato minore B dell'impronta: 298

Lato maggiore L dell'impronta: 365

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 108850

Verifica di scorrimento sul piano di posa - Combinazioni non sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 14

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Forza risultante agente in direzione x: -379.63

Forza risultante agente in direzione y: 1022.01

Forza risultante agente in direzione z: -27476.23

Inclinazione del carico in direzione x (deg): -0.79

Inclinazione del carico in direzione y (deg): 2.13

Angolo di attrito di progetto (deg): 33

Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 1090.24

Resistenza di progetto: 16221.16

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1.1

Coefficiente di sicurezza normalizzato  $k_s$  min (Rd/Ed): 14.88

#### Verifica di scorrimento sul piano di posa - Combinazioni sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 12

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Forza risultante agente in direzione x: -311.03

Forza risultante agente in direzione y: 950.41

Forza risultante agente in direzione z: -25132.72

Inclinazione del carico in direzione x (deg): -0.71

Inclinazione del carico in direzione y (deg): 2.17

Angolo di attrito di progetto (deg): 33

Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 1000.01

Resistenza di progetto: 14837.62

Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1.1

Coefficiente di sicurezza normalizzato  $k_s$  min (Rd/Ed): 14.84

### 9.3 Pressioni terreno in SLU

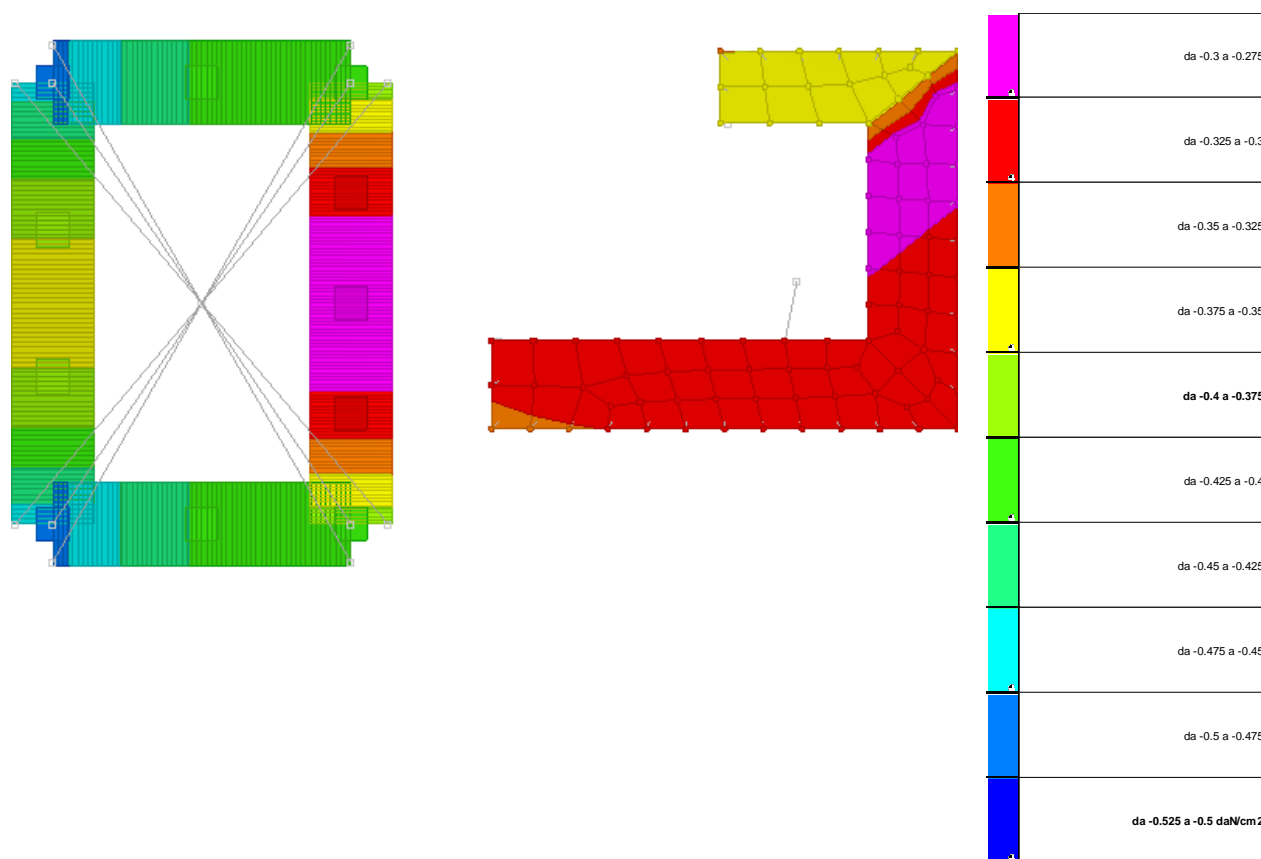


Fig 5: rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglia SLU.

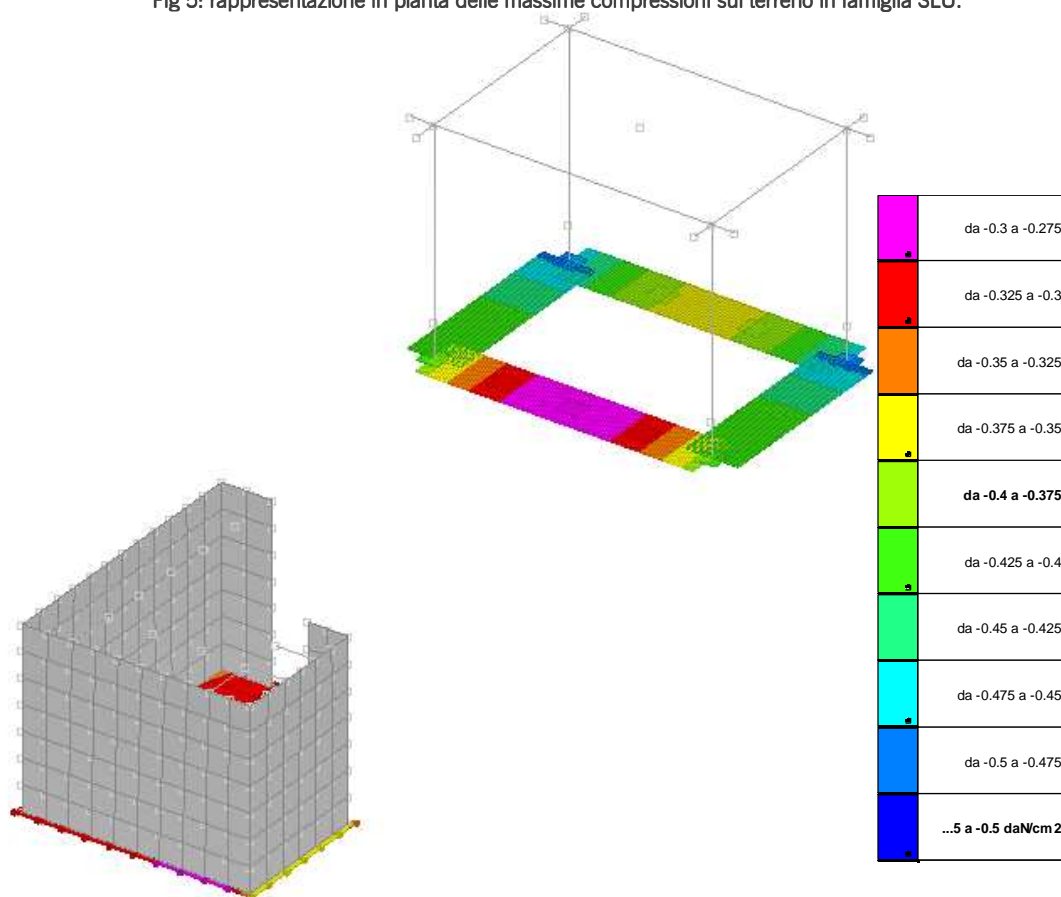


Fig. 6 Pressioni terreno minime

**Nodo:** Nodo che interagisce col terreno.  
**Ind.:** Indice del nodo.  
**Pressione minima:** Situazione in cui si verifica la pressione minima nel nodo.  
**Cont.:** Nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione minima.  
**uz:** Spostamento massimo verticale del nodo. [cm]  
**Valore:** Pressione minima sul terreno del nodo. [daN/cm<sup>2</sup>]  
**Pressione massima:** Situazione in cui si verifica la pressione massima nel nodo.  
**Cont.:** Nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione massima.  
**uz:** Spostamento minimo verticale del nodo. [cm]  
**Valore:** Pressione massima sul terreno del nodo. [daN/cm<sup>2</sup>]

Compressione estrema massima -0.48321 al nodo di indice 295, di coordinate x = 342, y = 164, z = -65, nel contesto SLU 35.  
Spostamento estremo minimo -0.47636 al nodo di indice 3, di coordinate x = 1279, y = 169, z = -335, nel contesto SLU 32.  
Spostamento estremo massimo -0.14377 al nodo di indice 300, di coordinate x = 702, y = 427, z = -65, nel contesto SLU 1.

Nodo	Pressione minima	Pressione massima				
Ind.	Cont.	uz	Valore	Cont.	uz	Valore
3	SLU 32	-0.47636	-0.32833	SLU 1	-0.32753	-0.22575
4	SLU 32	-0.47441	-0.32698	SLU 1	-0.32606	-0.22474
5	SLU 32	-0.47281	-0.32588	SLU 1	-0.32481	-0.22387
6	SLU 32	-0.47131	-0.32485	SLU 1	-0.32362	-0.22305
7	SLU 32	-0.46985	-0.32384	SLU 1	-0.32245	-0.22225
8	SLU 32	-0.46838	-0.32283	SLU 1	-0.32127	-0.22144
9	SLU 32	-0.4669	-0.32181	SLU 1	-0.3201	-0.22063
10	SLU 32	-0.46541	-0.32078	SLU 1	-0.31892	-0.21982
11	SLU 32	-0.4639	-0.31974	SLU 1	-0.31774	-0.219
12	SLU 32	-0.46235	-0.31868	SLU 1	-0.31654	-0.21817
13	SLU 32	-0.46077	-0.31759	SLU 1	-0.31531	-0.21733
14	SLU 32	-0.45926	-0.31654	SLU 1	-0.31413	-0.21651
15	SLU 32	-0.45814	-0.3196	SLU 1	-0.31318	-0.21848
29	SLU 32	-0.45579	-0.31415	SLU 1	-0.31194	-0.215
30	SLU 32	-0.46557	-0.3209	SLU 1	-0.31986	-0.22047
31	SLU 32	-0.46313	-0.31921	SLU 1	-0.31813	-0.21927
32	SLU 32	-0.46083	-0.31763	SLU 1	-0.31645	-0.21811
33	SLU 32	-0.45432	-0.31694	SLU 1	-0.31087	-0.21687
34	SLU 32	-0.45894	-0.31632	SLU 1	-0.31502	-0.21713
35	SLU 32	-0.45753	-0.31535	SLU 1	-0.3139	-0.21636
36	SLU 32	-0.45612	-0.31438	SLU 1	-0.31278	-0.21559
37	SLU 32	-0.45474	-0.31343	SLU 1	-0.31167	-0.21482
38	SLU 32	-0.45346	-0.31255	SLU 1	-0.31062	-0.21409
39	SLU 32	-0.45312	-0.3161	SLU 1	-0.30989	-0.21619
40	SLU 32	-0.46232	-0.31865	SLU 1	-0.31785	-0.21908
41	SLU 32	-0.46543	-0.3208	SLU 1	-0.32008	-0.22062
42	SLU 32	-0.46878	-0.32311	SLU 1	-0.32244	-0.22224
45	SLU 32	-0.45141	-0.31492	SLU 1	-0.30891	-0.2155
46	SLU 32	-0.45638	-0.31456	SLU 1	-0.31379	-0.21628
47	SLU 32	-0.45299	-0.31222	SLU 1	-0.31141	-0.21464
48	SLU 32	-0.44881	-0.3131	SLU 1	-0.30746	-0.21449
49	SLU 32	-0.45079	-0.31071	SLU 1	-0.3098	-0.21353
50	SLU 32	-0.44919	-0.30961	SLU 1	-0.30856	-0.21268
51	SLU 32	-0.44817	-0.3089	SLU 1	-0.30769	-0.21208
52	SLU 32	-0.44742	-0.30839	SLU 1	-0.307	-0.2116
53	SLU 32	-0.44726	-0.30828	SLU 1	-0.30672	-0.21141
54	SLU 32	-0.44844	-0.31284	SLU 1	-0.30681	-0.21404
55	SLU 32	-0.4463	-0.31134	SLU 1	-0.30565	-0.21323
57	SLU 32	-0.46113	-0.31783	SLU 1	-0.31729	-0.21869
59	SLU 32	-0.45626	-0.31448	SLU 1	-0.31398	-0.21641
60	SLU 32	-0.45145	-0.31116	SLU 1	-0.31073	-0.21417
61	SLU 32	-0.44756	-0.30848	SLU 1	-0.30806	-0.21233
62	SLU 32	-0.44457	-0.30642	SLU 1	-0.30597	-0.21089
63	SLU 32	-0.4424	-0.30493	SLU 1	-0.3044	-0.20981
64	SLU 32	-0.44097	-0.30394	SLU 1	-0.30328	-0.20903
65	SLU 32	-0.44023	-0.30343	SLU 1	-0.30259	-0.20856
66	SLU 32	-0.4403	-0.30348	SLU 1	-0.3024	-0.20843
67	SLU 32	-0.44161	-0.30807	SLU 1	-0.30299	-0.21137
68	SLU 32	-0.44171	-0.30814	SLU 1	-0.30285	-0.21127
69	SLU 32	-0.44382	-0.30962	SLU 1	-0.30376	-0.21191
71	SLU 32	-0.44093	-0.3076	SLU 1	-0.30211	-0.21076
72	SLU 32	-0.43742	-0.30515	SLU 1	-0.30004	-0.20931
73	SLU 32	-0.43462	-0.3032	SLU 1	-0.29844	-0.2082
75	SLU 32	-0.43913	-0.30635	SLU 1	-0.30066	-0.20975
77	SLU 32	-0.43601	-0.30417	SLU 1	-0.29886	-0.20849

Nodo	Pressione minima	Pressione massima				
Ind.	Cont.	uz	Valore	Cont.	uz	Valore
78	SLU 32	-0.43246	-0.30169	SLU 1	-0.29679	-0.20705
79	SLU 32	-0.42883	-0.29916	SLU 1	-0.29467	-0.20557
81	SLU 32	-0.43436	-0.30302	SLU 1	-0.29751	-0.20755
82	SLU 32	-0.43117	-0.30079	SLU 1	-0.29567	-0.20627
83	SLU 32	-0.42764	-0.29833	SLU 1	-0.29362	-0.20484
84	SLU 32	-0.42388	-0.2957	SLU 1	-0.29143	-0.2033
86	SLU 32	-0.42952	-0.29964	SLU 1	-0.29431	-0.20532
87	SLU 32	-0.42642	-0.29748	SLU 1	-0.29255	-0.20409
88	SLU 32	-0.42316	-0.29521	SLU 1	-0.29068	-0.20278
89	SLU 32	-0.41966	-0.29277	SLU 1	-0.28866	-0.20137
91	SLU 32	-0.42461	-0.29622	SLU 1	-0.29107	-0.20306
92	SLU 32	-0.41926	-0.29248	SLU 1	-0.28811	-0.20099
93	SLU 32	-0.4218	-0.29426	SLU 1	-0.28951	-0.20197
94	SLU 32	-0.41619	-0.29034	SLU 1	-0.28635	-0.19976
95	SLU 32	-0.41638	-0.29047	SLU 1	-0.2862	-0.19966
97	SLU 32	-0.41965	-0.29276	SLU 1	-0.2878	-0.20077
98	SLU 32	-0.41705	-0.29094	SLU 1	-0.28639	-0.19979
99	SLU 32	-0.41468	-0.35654	SLU 1	-0.28658	-0.24641
101	SLU 32	-0.41333	-0.35539	SLU 1	-0.28529	-0.2453
102	SLU 32	-0.41255	-0.35471	SLU 1	-0.28435	-0.24449
103	SLU 32	-0.41348	-0.35552	SLU 1	-0.28453	-0.24464
104	SLU 32	-0.41309	-0.35518	SLU 1	-0.28397	-0.24416
105	SLU 32	-0.41464	-0.28926	SLU 1	-0.28467	-0.19859
108	SLU 32	-0.41473	-0.28932	SLU 1	-0.28454	-0.1985
109	SLU 32	-0.41078	-0.35319	SLU 1	-0.28385	-0.24406
110	SLU 32	-0.41039	-0.35286	SLU 1	-0.28326	-0.24355
111	SLU 32	-0.41025	-0.35274	SLU 1	-0.28281	-0.24317
112	SLU 32	-0.41055	-0.35299	SLU 1	-0.28267	-0.24304
113	SLU 32	-0.4107	-0.35313	SLU 1	-0.28248	-0.24288
114	SLU 32	-0.41198	-0.35423	SLU 1	-0.28297	-0.2433
115	SLU 32	-0.41067	-0.3531	SLU 1	-0.28224	-0.24267
123	SLU 32	-0.40685	-0.34981	SLU 1	-0.2811	-0.2417
124	SLU 32	-0.40714	-0.35006	SLU 1	-0.281	-0.24161
125	SLU 32	-0.40765	-0.35051	SLU 1	-0.28105	-0.24165
126	SLU 32	-0.4082	-0.35098	SLU 1	-0.28112	-0.24171
127	SLU 32	-0.4087	-0.3514	SLU 1	-0.28115	-0.24174
128	SLU 32	-0.40924	-0.35187	SLU 1	-0.28121	-0.24179
129	SLU 32	-0.41003	-0.35254	SLU 1	-0.28142	-0.24197
295	SLU 35	-0.4117	-0.48321	SLU 1	-0.18596	-0.21827
296	SLU 35	-0.35884	-0.42117	SLU 1	-0.17503	-0.20543
297	SLU 35	-0.34359	-0.40328	SLU 1	-0.18594	-0.21824
298	SLU 35	-0.27528	-0.31072	SLU 1	-0.1556	-0.17563
299	SLU 35	-0.33463	-0.3777	SLU 1	-0.14915	-0.16835
300	SLU 35	-0.24869	-0.2807	SLU 1	-0.14377	-0.16228
301	SLU 35	-0.33463	-0.3777	SLU 1	-0.14915	-0.16835
302	SLU 35	-0.27528	-0.31072	SLU 1	-0.1556	-0.17563
303	SLU 35	-0.4117	-0.48321	SLU 1	-0.18596	-0.21827
304	SLU 35	-0.35884	-0.42117	SLU 1	-0.17503	-0.20543
305	SLU 35	-0.34359	-0.40328	SLU 1	-0.18594	-0.21824

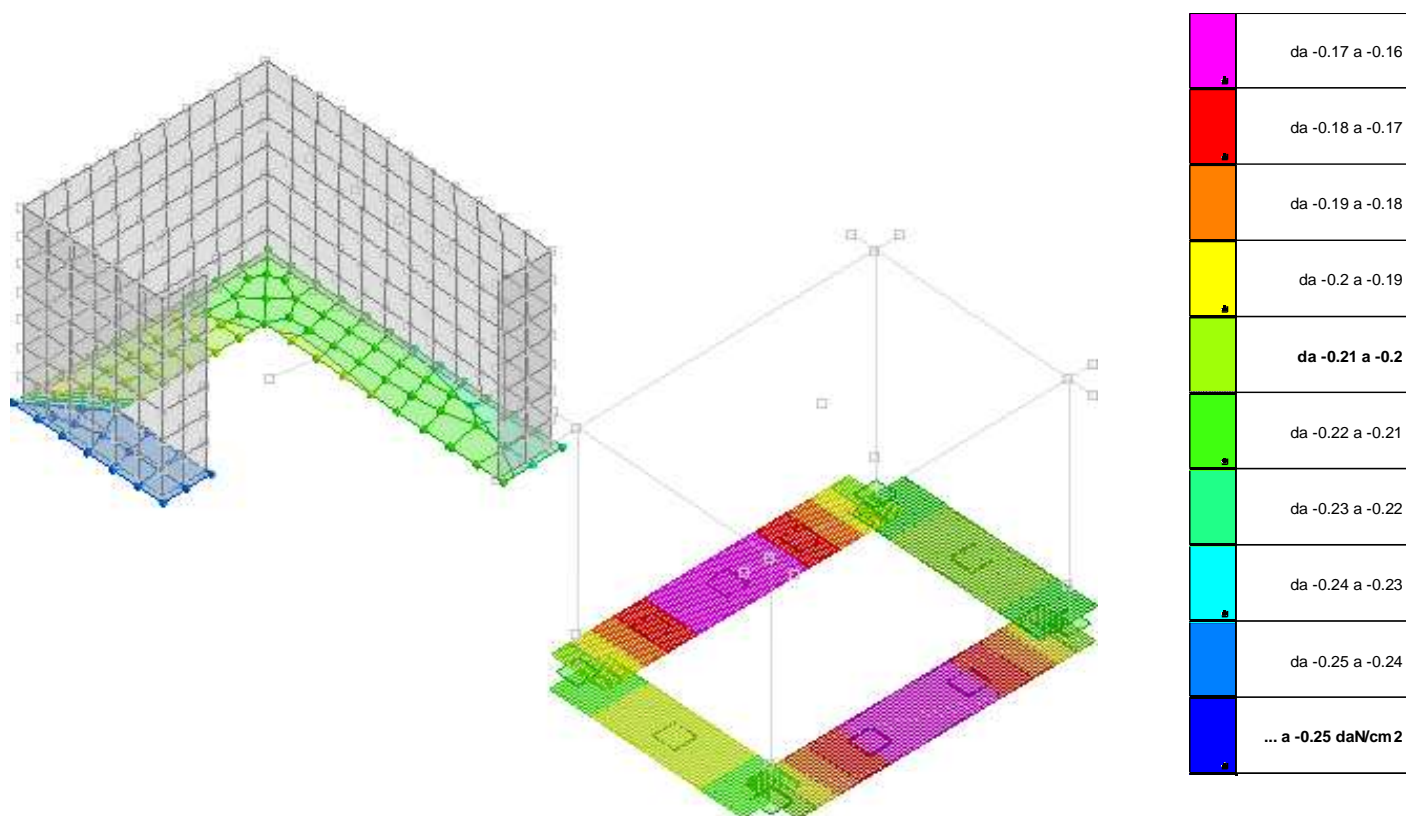


Fig. 7 Pressioni terreno massime

#### 9.4 Pressioni terreno in SLVf/SLUEcc

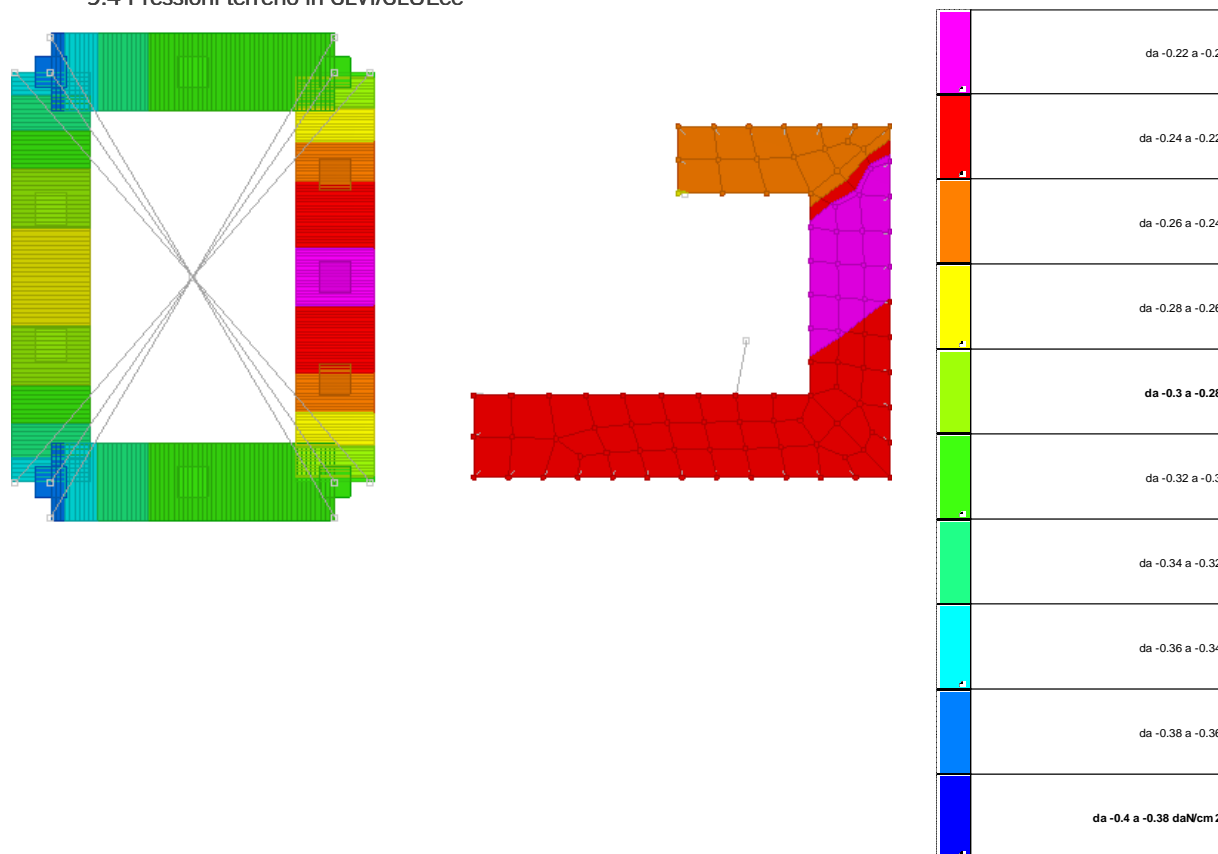


Fig. 8: rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglie SLVf/SLUEcc.

**Nodo:** Nodo che interagisce col terreno.  
**Ind.:** Indice del nodo.  
**Pressione minima:** Situazione in cui si verifica la pressione minima nel nodo.  
**Cont.:** Nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione minima.  
**uz:** Spostamento massimo verticale del nodo. [cm]  
**Valore:** Pressione minima sul terreno del nodo. [daN/cm<sup>2</sup>]  
**Pressione massima:** Situazione in cui si verifica la pressione massima nel nodo.  
**Cont.:** Nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione massima.  
**uz:** Spostamento minimo verticale del nodo. [cm]  
**Valore:** Pressione massima sul terreno del nodo. [daN/cm<sup>2</sup>]

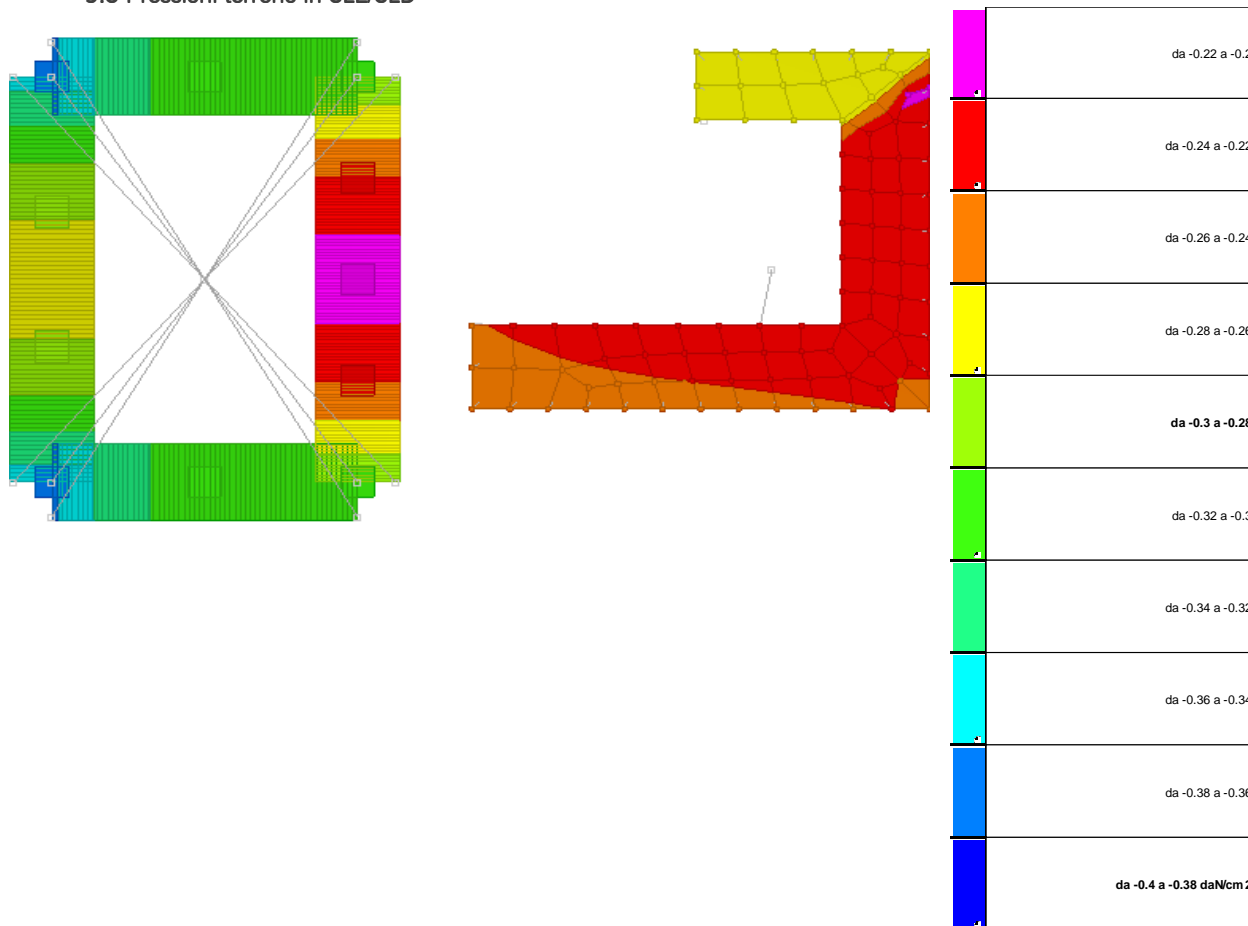
Compressione estrema massima -0.36891 al nodo di indice 303, di coordinate x = 342, y = 689, z = -65, nel contesto SLV fondazioni 3.  
Spostamento estremo minimo -0.34781 al nodo di indice 3, di coordinate x = 1279, y = 169, z = -335, nel contesto SLV fondazioni 1.  
Spostamento estremo massimo -0.1487 al nodo di indice 300, di coordinate x = 702, y = 427, z = -65, nel contesto SLV fondazioni 3.

Nodo	Pressione minima	Pressione massima				
Ind.	Cont.	uz	Valore	Cont.	uz	Valore
3	SLV FO 1	-0.34781	-0.23973	SLV FO 15	-0.34501	-0.2378
4	SLV FO 1	-0.34615	-0.23859	SLV FO 15	-0.3437	-0.23689
5	SLV FO 1	-0.34474	-0.23761	SLV FO 15	-0.34262	-0.23615
6	SLV FO 1	-0.3434	-0.23669	SLV FO 15	-0.34162	-0.23546
7	SLV FO 1	-0.34208	-0.23578	SLV FO 15	-0.34064	-0.23479
8	SLV FO 1	-0.34076	-0.23487	SLV FO 15	-0.33966	-0.23411
9	SLV FO 1	-0.33943	-0.23396	SLV FO 15	-0.33867	-0.23343
10	SLV FO 5	-0.33818	-0.23309	SLV FO 11	-0.3376	-0.23269
11	SLV FO 5	-0.33699	-0.23227	SLV FO 11	-0.33645	-0.23189
12	SLV FO 5	-0.33587	-0.2315	SLV FO 11	-0.33518	-0.23102
13	SLV FO 1	-0.33476	-0.23073	SLV FO 15	-0.33385	-0.2301
14	SLV FO 1	-0.33376	-0.23004	SLV FO 15	-0.3325	-0.22918
15	SLV FO 1	-0.33302	-0.23232	SLV FO 15	-0.33142	-0.23121
29	SLV FO 1	-0.33125	-0.22832	SLV FO 15	-0.33016	-0.22756
30	SLV FO 1	-0.33927	-0.23384	SLV FO 15	-0.33761	-0.23269
31	SLV FO 1	-0.33733	-0.23251	SLV FO 15	-0.33593	-0.23154
32	SLV FO 1	-0.33545	-0.23121	SLV FO 15	-0.33436	-0.23046
33	SLV FO 1	-0.33023	-0.23038	SLV FO 15	-0.32898	-0.2295
34	SLV FO 1	-0.33385	-0.23011	SLV FO 15	-0.33308	-0.22957
35	SLV FO 5	-0.33261	-0.22925	SLV FO 11	-0.33213	-0.22892
36	SLV FO 5	-0.33148	-0.22847	SLV FO 11	-0.33105	-0.22818
37	SLV FO 5	-0.33045	-0.22776	SLV FO 11	-0.3299	-0.22738
38	SLV FO 1	-0.32955	-0.22714	SLV FO 15	-0.32876	-0.2266
39	SLV FO 1	-0.32939	-0.22797	SLV FO 15	-0.32792	-0.22876
40	SLV FO 1	-0.33709	-0.23234	SLV FO 15	-0.33528	-0.23109
41	SLV FO 1	-0.3396	-0.23407	SLV FO 15	-0.3374	-0.23255
42	SLV FO 1	-0.34225	-0.2359	SLV FO 15	-0.33967	-0.23412
45	SLV FO 1	-0.32815	-0.22892	SLV FO 15	-0.32688	-0.22804
46	SLV FO 1	-0.33259	-0.22924	SLV FO 15	-0.33118	-0.22826
47	SLV FO 1	-0.32993	-0.2274	SLV FO 15	-0.32885	-0.22666
48	SLV FO 1	-0.32626	-0.2276	SLV FO 15	-0.32533	-0.22696
49	SLV FO 1	-0.32812	-0.22616	SLV FO 15	-0.32735	-0.22563
50	SLV FO 1	-0.32674	-0.2252	SLV FO 15	-0.32627	-0.22488
51	SLV FO 5	-0.32584	-0.22459	SLV FO 11	-0.32551	-0.22436
52	SLV FO 5	-0.32525	-0.22418	SLV FO 11	-0.32483	-0.22389
53	SLV FO 1	-0.32513	-0.22409	SLV FO 15	-0.32455	-0.22369
54	SLV FO 1	-0.32599	-0.22742	SLV FO 15	-0.32466	-0.22649
55	SLV FO 1	-0.32446	-0.22635	SLV FO 15	-0.32339	-0.2256
57	SLV FO 1	-0.33668	-0.23206	SLV FO 15	-0.33423	-0.23037
59	SLV FO 1	-0.33297	-0.2295	SLV FO 15	-0.33089	-0.22807
60	SLV FO 1	-0.32933	-0.22699	SLV FO 15	-0.3276	-0.2258
61	SLV FO 1	-0.32633	-0.22492	SLV FO 15	-0.32494	-0.22397
62	SLV FO 1	-0.32398	-0.2233	SLV FO 15	-0.32292	-0.22257
63	SLV FO 1	-0.32221	-0.22208	SLV FO 15	-0.32145	-0.22156
64	SLV FO 1	-0.32094	-0.22121	SLV FO 15	-0.32048	-0.22089
65	SLV FO 5	-0.3202	-0.2207	SLV FO 11	-0.31997	-0.22054
66	SLV FO 5	-0.32017	-0.22068	SLV FO 11	-0.31985	-0.22046
67	SLV FO 1	-0.32112	-0.22402	SLV FO 15	-0.32049	-0.22358
68	SLV FO 1	-0.32119	-0.22407	SLV FO 15	-0.32036	-0.22349
69	SLV FO 1	-0.32263	-0.22507	SLV FO 15	-0.32142	-0.22423
71	SLV FO 1	-0.32059	-0.22365	SLV FO 15	-0.31961	-0.22296
72	SLV FO 1	-0.31811	-0.22192	SLV FO 15	-0.31734	-0.22138
73	SLV FO 1	-0.31613	-0.22054	SLV FO 15	-0.31558	-0.22015
75	SLV FO 1	-0.31922	-0.22269	SLV FO 15	-0.31814	-0.22194
77	SLV FO 1	-0.31704	-0.22117	SLV FO 15	-0.31615	-0.22055
78	SLV FO 1	-0.31454	-0.21943	SLV FO 15	-0.31386	-0.21895

Nodo	Pressione minima	Pressione massima				
Ind.	Cont.	uz	Valore	Cont.	uz	Valore
79	SLV FO 1	-0.31199	-0.21765	SLV FO 15	-0.31151	-0.21732
81	SLV FO 1	-0.31576	-0.22028	SLV FO 15	-0.3148	-0.21961
82	SLV FO 1	-0.31354	-0.21873	SLV FO 15	-0.31275	-0.21818
83	SLV FO 1	-0.31108	-0.21701	SLV FO 15	-0.31046	-0.21658
84	SLV FO 1	-0.30845	-0.21518	SLV FO 15	-0.30802	-0.21488
86	SLV FO 1	-0.31228	-0.21785	SLV FO 15	-0.31138	-0.21722
87	SLV FO 1	-0.31014	-0.21636	SLV FO 15	-0.3094	-0.21584
88	SLV FO 1	-0.30787	-0.21478	SLV FO 15	-0.30729	-0.21437
89	SLV FO 1	-0.30544	-0.21308	SLV FO 15	-0.30503	-0.21279
91	SLV FO 1	-0.30875	-0.21539	SLV FO 15	-0.3079	-0.2148
92	SLV FO 1	-0.30507	-0.21283	SLV FO 15	-0.30453	-0.21245
93	SLV FO 1	-0.30682	-0.21405	SLV FO 15	-0.30613	-0.21356
94	SLV FO 5	-0.30296	-0.21135	SLV FO 11	-0.30254	-0.21106
95	SLV FO 1	-0.303	-0.21138	SLV FO 15	-0.30249	-0.21103
97	SLV FO 1	-0.3052	-0.21291	SLV FO 15	-0.30438	-0.21234
98	SLV FO 1	-0.30341	-0.21167	SLV FO 15	-0.30278	-0.21122
99	SLV FO 1	-0.30266	-0.26023	SLV FO 15	-0.30195	-0.25962
101	SLV FO 5	-0.30144	-0.25918	SLV FO 11	-0.30084	-0.25867
102	SLV FO 5	-0.30061	-0.25846	SLV FO 11	-0.30012	-0.25805
103	SLV FO 5	-0.30106	-0.25885	SLV FO 11	-0.30055	-0.25842
104	SLV FO 5	-0.30067	-0.25852	SLV FO 11	-0.30007	-0.258
105	SLV FO 1	-0.30165	-0.21043	SLV FO 15	-0.30097	-0.20997
108	SLV FO 1	-0.30166	-0.21044	SLV FO 15	-0.30089	-0.2099
109	SLV FO 1	-0.29982	-0.25779	SLV FO 15	-0.29908	-0.25715
110	SLV FO 5	-0.29931	-0.25735	SLV FO 11	-0.29868	-0.25681
111	SLV FO 5	-0.299	-0.25708	SLV FO 11	-0.29843	-0.25659
112	SLV FO 5	-0.29903	-0.25711	SLV FO 11	-0.29847	-0.25663
113	SLV FO 5	-0.29902	-0.2571	SLV FO 11	-0.2984	-0.25657
114	SLV FO 5	-0.2998	-0.25777	SLV FO 11	-0.29909	-0.25716
115	SLV FO 5	-0.29892	-0.25701	SLV FO 11	-0.29823	-0.25642
123	SLV FO 1	-0.29695	-0.25532	SLV FO 15	-0.29618	-0.25466
124	SLV FO 5	-0.29695	-0.25532	SLV FO 11	-0.29629	-0.25475
125	SLV FO 5	-0.29715	-0.2555	SLV FO 11	-0.29652	-0.25495
126	SLV FO 5	-0.29738	-0.25569	SLV FO 11	-0.29678	-0.25517
127	SLV FO 5	-0.29761	-0.25589	SLV FO 11	-0.29695	-0.25532
128	SLV FO 5	-0.29789	-0.25613	SLV FO 11	-0.29714	-0.25548
129	SLV FO 5	-0.29833	-0.2565	SLV FO 11	-0.2975	-0.25579
295	SLV FO 2	-0.31431	-0.36891	SLV FO 15	-0.23398	-0.27463
296	SLV FO 6	-0.26095	-0.30629	SLV FO 11	-0.21858	-0.25655
297	SLV FO 13	-0.2689	-0.31561	SLV FO 4	-0.18857	-0.22133
298	SLV FO 13	-0.2153	-0.24301	SLV FO 4	-0.15852	-0.17892
299	SLV FO 2	-0.25277	-0.2853	SLV FO 15	-0.20171	-0.22767
300	SLV FO 14	-0.19243	-0.2172	SLV FO 3	-0.1487	-0.16784
301	SLV FO 3	-0.25277	-0.2853	SLV FO 14	-0.2017	-0.22767
302	SLV FO 16	-0.2153	-0.24301	SLV FO 1	-0.15852	-0.17892
303	SLV FO 3	-0.31431	-0.36891	SLV FO 14	-0.23398	-0.27463
304	SLV FO 7	-0.26095	-0.30629	SLV FO 10	-0.21858	-0.25655
305	SLV FO 16	-0.2689	-0.31561	SLV FO 1	-0.18858	-0.22133



### 9.5 Pressioni terreno in SLE/SLD



**Fig. 9: rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglie SLE/SLD.**

<b>Nodo:</b>	Nodo che interagisce col terreno.
<b>Ind.:</b>	Indice del nodo.
<b>Pressione minima:</b>	Situazione in cui si verifica la pressione minima nel nodo.
<b>Cont.:</b>	Nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione minima.
<b>uz:</b>	Spostamento massimo verticale del nodo. [cm]
<b>Valore:</b>	Pressione minima sul terreno del nodo. [daN/cm <sup>2</sup> ]
<b>Pressione massima:</b>	Situazione in cui si verifica la pressione massima nel nodo.
<b>Cont.:</b>	Nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione massima.
<b>uz:</b>	Spostamento minimo verticale del nodo. [cm]
<b>Valore:</b>	Pressione massima sul terreno del nodo. [daN/cm <sup>2</sup> ]

Compressione estrema massima -0.36368 al nodo di indice 303, di coordinate x = 342, y = 689, z = -65, nel contesto SLO 3.  
 Spostamento estremo minimo -0.36125 al nodo di indice 3, di coordinate x = 1279, y = 169, z = -335, nel contesto SLE rara 5.  
 Spostamento estremo massimo -0.15121 al nodo di indice 300, di coordinate x = 702, y = 427, z = -65, nel contesto SLO 3.

Nodo	Pressione minima	Pressione massima				
Ind.	Cont.	uz	Valore	Cont.	uz	Valore
3	SLE RA 5	-0.36125	-0.24899	SLE RA 1	-0.33023	-0.22761
4	SLE RA 5	-0.35975	-0.24795	SLE RA 1	-0.32876	-0.2266
5	SLE RA 5	-0.35851	-0.2471	SLE RA 1	-0.32751	-0.22573
6	SLE RA 5	-0.35735	-0.24631	SLE RA 1	-0.32632	-0.22491
7	SLE RA 5	-0.35623	-0.24553	SLE RA 1	-0.32515	-0.22411
8	SLE RA 5	-0.35509	-0.24474	SLE RA 1	-0.32398	-0.2233
9	SLE RA 5	-0.35395	-0.24396	SLE RA 1	-0.32281	-0.22249
10	SLE RA 5	-0.3528	-0.24316	SLE RA 1	-0.32163	-0.22169
11	SLE RA 5	-0.35163	-0.24236	SLE RA 1	-0.32045	-0.22087
12	SLE RA 5	-0.35044	-0.24154	SLE RA 1	-0.31925	-0.22004
13	SLE RA 5	-0.34922	-0.2407	SLE RA 1	-0.31803	-0.2192
14	SLE RA 5	-0.34806	-0.2399	SLE RA 1	-0.31684	-0.21838
15	SLE RA 5	-0.34718	-0.2422	SLE RA 1	-0.3159	-0.22038
29	SLE RA 5	-0.34545	-0.2381	SLE RA 1	-0.31462	-0.21685
30	SLE RA 5	-0.35303	-0.24333	SLE RA 1	-0.32252	-0.2223
31	SLE RA 5	-0.35117	-0.24204	SLE RA 1	-0.32077	-0.22109
32	SLE RA 5	-0.34941	-0.24083	SLE RA 1	-0.31908	-0.21993



Nodo	Pressione minima	Pressione massima				
Ind.	Cont.	uz	Valore	Cont.	uz	Valore
33	SLE RA 5	-0.34433	-0.24021	SLE RA 1	-0.31354	-0.21873
34	SLE RA 5	-0.34796	-0.23983	SLE RA 1	-0.31766	-0.21894
35	SLE RA 5	-0.34687	-0.23908	SLE RA 1	-0.31654	-0.21818
36	SLE RA 5	-0.34578	-0.23833	SLE RA 1	-0.31542	-0.21741
37	SLE RA 5	-0.34471	-0.23759	SLE RA 1	-0.31432	-0.21664
38	SLE RA 5	-0.34372	-0.23691	SLE RA 1	-0.31327	-0.21592
39	SLE RA 5	-0.3434	-0.23956	SLE RA 1	-0.31257	-0.21806
40	SLE RA 5	-0.35059	-0.24165	SLE RA 1	-0.32047	-0.22089
41	SLE RA 5	-0.35297	-0.24328	SLE RA 1	-0.32271	-0.22243
42	SLE RA 5	-0.35551	-0.24504	SLE RA 1	-0.32509	-0.22407
45	SLE RA 5	-0.34213	-0.23868	SLE RA 1	-0.31157	-0.21736
46	SLE RA 5	-0.3461	-0.23855	SLE RA 1	-0.31638	-0.21806
47	SLE RA 5	-0.34352	-0.23677	SLE RA 1	-0.31398	-0.21641
48	SLE RA 5	-0.3402	-0.23733	SLE RA 1	-0.31008	-0.21632
49	SLE RA 5	-0.34184	-0.23561	SLE RA 1	-0.31236	-0.21529
50	SLE RA 5	-0.3406	-0.23476	SLE RA 1	-0.31113	-0.21444
51	SLE RA 5	-0.33981	-0.23421	SLE RA 1	-0.31026	-0.21385
52	SLE RA 5	-0.33921	-0.2338	SLE RA 1	-0.30958	-0.21338
53	SLE RA 5	-0.33907	-0.2337	SLE RA 1	-0.30931	-0.21319
54	SLE RA 5	-0.33987	-0.2371	SLE RA 1	-0.30946	-0.21588
55	SLE RA 5	-0.33828	-0.23599	SLE RA 1	-0.30826	-0.21505
57	SLE RA 5	-0.34973	-0.24105	SLE RA 1	-0.31989	-0.22048
59	SLE RA 5	-0.34604	-0.23851	SLE RA 1	-0.31654	-0.21818
60	SLE RA 5	-0.3424	-0.236	SLE RA 1	-0.31326	-0.21592
61	SLE RA 5	-0.33945	-0.23396	SLE RA 1	-0.31057	-0.21406
62	SLE RA 5	-0.33718	-0.2324	SLE RA 1	-0.30847	-0.21261
63	SLE RA 5	-0.33552	-0.23126	SLE RA 1	-0.30689	-0.21152
64	SLE RA 5	-0.33441	-0.23049	SLE RA 1	-0.30577	-0.21075
65	SLE RA 5	-0.33383	-0.23009	SLE RA 1	-0.30509	-0.21028
66	SLE RA 5	-0.33385	-0.23011	SLE RA 1	-0.30491	-0.21016
67	SLE RA 5	-0.3348	-0.23357	SLE RA 1	-0.30553	-0.21314
68	SLE RA 5	-0.33485	-0.2336	SLE RA 1	-0.30541	-0.21306
69	SLE RA 5	-0.33638	-0.23467	SLE RA 1	-0.30637	-0.21373
71	SLE RA 5	-0.33424	-0.23317	SLE RA 1	-0.30468	-0.21255
72	SLE RA 5	-0.33162	-0.23134	SLE RA 1	-0.30257	-0.21108
73	SLE RA 5	-0.32954	-0.22989	SLE RA 1	-0.30093	-0.20993
75	SLE RA 5	-0.33284	-0.2322	SLE RA 1	-0.30324	-0.21154
77	SLE RA 5	-0.33052	-0.23058	SLE RA 1	-0.3014	-0.21026
78	SLE RA 5	-0.32788	-0.22873	SLE RA 1	-0.29928	-0.20878
79	SLE RA 5	-0.32517	-0.22685	SLE RA 1	-0.29711	-0.20727
81	SLE RA 5	-0.32924	-0.22969	SLE RA 1	-0.30005	-0.20932
82	SLE RA 5	-0.32687	-0.22803	SLE RA 1	-0.29817	-0.20801
83	SLE RA 5	-0.32424	-0.2262	SLE RA 1	-0.29607	-0.20655
84	SLE RA 5	-0.32144	-0.22424	SLE RA 1	-0.29383	-0.20498
86	SLE RA 5	-0.32559	-0.22714	SLE RA 1	-0.29681	-0.20706
87	SLE RA 5	-0.32329	-0.22553	SLE RA 1	-0.29501	-0.20581
88	SLE RA 5	-0.32087	-0.22384	SLE RA 1	-0.29309	-0.20447
89	SLE RA 5	-0.31826	-0.22203	SLE RA 1	-0.29102	-0.20302
91	SLE RA 5	-0.32189	-0.22455	SLE RA 1	-0.29354	-0.20478
92	SLE RA 5	-0.31792	-0.22179	SLE RA 1	-0.29049	-0.20265
93	SLE RA 5	-0.3198	-0.2231	SLE RA 1	-0.29194	-0.20366
94	SLE RA 5	-0.31564	-0.22019	SLE RA 1	-0.28869	-0.2014
95	SLE RA 5	-0.31575	-0.22027	SLE RA 1	-0.28857	-0.20131
97	SLE RA 5	-0.31814	-0.22194	SLE RA 1	-0.29023	-0.20247
98	SLE RA 5	-0.31622	-0.2206	SLE RA 1	-0.28878	-0.20146
99	SLE RA 5	-0.31466	-0.27055	SLE RA 1	-0.28883	-0.24834
101	SLE RA 5	-0.3136	-0.26963	SLE RA 1	-0.28756	-0.24725
102	SLE RA 5	-0.31294	-0.26907	SLE RA 1	-0.28664	-0.24645
103	SLE RA 5	-0.31359	-0.26963	SLE RA 1	-0.28686	-0.24664
104	SLE RA 5	-0.31325	-0.26934	SLE RA 1	-0.28632	-0.24618
105	SLE RA 5	-0.31438	-0.21932	SLE RA 1	-0.28705	-0.20025
108	SLE RA 5	-0.31442	-0.21935	SLE RA 1	-0.28693	-0.20017
109	SLE RA 5	-0.3117	-0.268	SLE RA 1	-0.28608	-0.24598
110	SLE RA 5	-0.31136	-0.26771	SLE RA 1	-0.2855	-0.24548
111	SLE RA 5	-0.31121	-0.26758	SLE RA 1	-0.28509	-0.24512
112	SLE RA 5	-0.31139	-0.26773	SLE RA 1	-0.28497	-0.24502
113	SLE RA 5	-0.31146	-0.2678	SLE RA 1	-0.2848	-0.24487
114	SLE RA 5	-0.31239	-0.26859	SLE RA 1	-0.28532	-0.24532
115	SLE RA 5	-0.31141	-0.26775	SLE RA 1	-0.28457	-0.24468
123	SLE RA 5	-0.30871	-0.26544	SLE RA 1	-0.28331	-0.24359
124	SLE RA 5	-0.30889	-0.26559	SLE RA 1	-0.28323	-0.24353

Nodo	Pressione minima	Pressione massima				
Ind.	Cont.	uz	Valore	Cont.	uz	Valore
125	SLE RA 5	-0.30924	-0.26589	SLE RA 1	-0.28331	-0.24359
126	SLE RA 5	-0.30962	-0.26621	SLE RA 1	-0.2834	-0.24367
127	SLE RA 5	-0.30995	-0.2665	SLE RA 1	-0.28346	-0.24372
128	SLE RA 5	-0.31032	-0.26682	SLE RA 1	-0.28354	-0.24379
129	SLE RA 5	-0.31087	-0.26729	SLE RA 1	-0.28377	-0.24399
295	SLO 2	-0.30985	-0.36368	SLO 15	-0.23844	-0.27986
296	SLE RA 8	-0.26256	-0.30817	SLO 11	-0.2206	-0.25892
297	SLO 13	-0.26445	-0.31038	SLO 4	-0.19303	-0.22656
298	SLO 13	-0.2121	-0.23941	SLO 4	-0.16171	-0.18253
299	SLO 2	-0.24987	-0.28204	SLO 15	-0.2046	-0.23093
300	SLO 14	-0.18991	-0.21436	SLO 3	-0.15121	-0.17068
301	SLO 3	-0.24988	-0.28204	SLO 14	-0.2046	-0.23093
302	SLO 16	-0.2121	-0.23941	SLO 1	-0.16171	-0.18253
303	SLO 3	-0.30985	-0.36368	SLO 14	-0.23844	-0.27986
304	SLE RA 8	-0.26256	-0.30817	SLO 10	-0.2206	-0.25892
305	SLO 16	-0.26445	-0.31038	SLO 1	-0.19303	-0.22656

## 9.6 Cedimenti fondazioni

**Nodo:** Nodo che interagisce col terreno.

**Ind.:** Indice del nodo.

**Spostamento nodale massimo:**

Situazione in cui si verifica lo spostamento massimo verticale nel nodo calcolato dal solutore ad elementi finiti. Lo spostamento massimo con segno è quello con valore massimo lungo l'asse Z, dove valori positivi rappresentano spostamenti verso l'alto.

**Cont.:** Nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce lo spostamento.

**uz:** Spostamento verticale del nodo calcolato dal solutore ad elementi finiti. Lo spostamento è dotato di segno. [cm]

**Press.:** Pressione sul terreno corrispondente allo spostamento. Valori positivi indicano trazione, valori negativi indicano compressione. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Spostamento nodale minimo:**

Situazione in cui si verifica lo spostamento minimo verticale del nodo calcolato dal solutore ad elementi finiti. Lo spostamento minimo con segno è quello con valore minimo lungo l'asse Z, dove valori negativi rappresentano spostamenti verso il basso.

**Cont.:** Nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce lo spostamento.

**uz:** Spostamento verticale del nodo calcolato dal solutore ad elementi finiti. Lo spostamento è dotato di segno. [cm]

**Press.:** Pressione sul terreno corrispondente allo spostamento. Valori positivi indicano trazione, valori negativi indicano compressione. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Cedimento elastico:** Cedimento teorico elastico massimo.

**Cont.:** Nome breve della combinazione di carico in cui è stato calcolato il cedimento teorico elastico massimo.

**v.:** Valore del cedimento teorico elastico massimo. [cm]

**Cedimento edometrico:** Cedimento teorico edometrico massimo.

**Cont.:** Nome breve della combinazione di carico in cui è stato calcolato il cedimento teorico edometrico massimo.

**v.:** Valore del cedimento teorico edometrico massimo. [cm]

**Cedimento di consolidazione:** Cedimento teorico di consolidazione massimo.

**Cont.:** Nome breve della combinazione di carico in cui è stato calcolato il cedimento teorico di consolidazione massimo.

**v.:** Valore del cedimento teorico di consolidazione massimo. [cm]

Spostamento estremo minimo -0.36125 al nodo di indice 3, di coordinate x = 1279, y = 169, z = -335, nel contesto SLE rara 5.

Spostamento estremo massimo -0.15121 al nodo di indice 300, di coordinate x = 702, y = 427, z = -65, nel contesto SLO 3.

Nodo	Spostamento nodale massimo	Spostamento nodale minimo	Cedimento elastico	Cedimento edometrico	Cedimento di consolidazione							
Ind.	Cont.	uz	Press.	Cont.	uz	Press.	Cont.	v.	Cont.	v.	Cont.	v.
3	SLE RA 1	-0.33023	-0.22761	SLE RA 5	-0.36125	-0.24899						
4	SLE RA 1	-0.32876	-0.2266	SLE RA 5	-0.35975	-0.24795						
5	SLE RA 1	-0.32751	-0.22573	SLE RA 5	-0.35851	-0.2471						
6	SLE RA 1	-0.32632	-0.22491	SLE RA 5	-0.35735	-0.24631						
7	SLE RA 1	-0.32515	-0.22411	SLE RA 5	-0.35623	-0.24553						
8	SLE RA 1	-0.32398	-0.2233	SLE RA 5	-0.35509	-0.24474						
9	SLE RA 1	-0.32281	-0.22249	SLE RA 5	-0.35395	-0.24396						
10	SLE RA 1	-0.32163	-0.22169	SLE RA 5	-0.3528	-0.24316						
11	SLE RA 1	-0.32045	-0.22087	SLE RA 5	-0.35163	-0.24236						
12	SLE RA 1	-0.31925	-0.22004	SLE RA 5	-0.35044	-0.24154						
13	SLE RA 1	-0.31803	-0.2192	SLE RA 5	-0.34922	-0.2407						
14	SLE RA 1	-0.31684	-0.21838	SLE RA 5	-0.34806	-0.2399						
15	SLE RA 1	-0.3159	-0.22038	SLE RA 5	-0.34718	-0.2422						
29	SLE RA 1	-0.31462	-0.21685	SLE RA 5	-0.34545	-0.2381						
30	SLE RA 1	-0.32252	-0.2223	SLE RA 5	-0.35303	-0.24333						
31	SLE RA 1	-0.32077	-0.22109	SLE RA 5	-0.35117	-0.24204						
32	SLE RA 1	-0.31908	-0.21993	SLE RA 5	-0.34941	-0.24083						

Nodo	Spostamento nodale massimo	Spostamento nodale minimo	Cedimento elastico	Cedimento edometrico	Cedimento di consolidazione							
Ind.	Cont.	uz	Press.	Cont.	uz	Press.	Cont.	v.	Cont.	v.	Cont.	v.
33	SLE RA 1	-0.31354	-0.21873	SLE RA 5	-0.34433	-0.24021						
34	SLE RA 1	-0.31766	-0.21894	SLE RA 5	-0.34796	-0.23983						
35	SLE RA 1	-0.31654	-0.21818	SLE RA 5	-0.34687	-0.23908						
36	SLE RA 1	-0.31542	-0.21741	SLE RA 5	-0.34578	-0.23833						
37	SLE RA 1	-0.31432	-0.21664	SLE RA 5	-0.34471	-0.23759						
38	SLE RA 1	-0.31327	-0.21592	SLE RA 5	-0.34372	-0.23691						
39	SLE RA 1	-0.31257	-0.21806	SLE RA 5	-0.3434	-0.23956						
40	SLE RA 1	-0.32047	-0.22089	SLE RA 5	-0.35059	-0.24165						
41	SLE RA 1	-0.32271	-0.22243	SLE RA 5	-0.35297	-0.24328						
42	SLE RA 1	-0.32509	-0.22407	SLE RA 5	-0.35551	-0.24504						
45	SLE RA 1	-0.31157	-0.21736	SLE RA 5	-0.34213	-0.23868						
46	SLE RA 1	-0.31638	-0.21806	SLE RA 5	-0.3461	-0.23855						
47	SLE RA 1	-0.31398	-0.21641	SLE RA 5	-0.34352	-0.23677						
48	SLE RA 1	-0.31008	-0.21632	SLE RA 5	-0.3402	-0.23733						
49	SLE RA 1	-0.31236	-0.21529	SLE RA 5	-0.34184	-0.23561						
50	SLE RA 1	-0.31113	-0.21444	SLE RA 5	-0.3406	-0.23476						
51	SLE RA 1	-0.31026	-0.21385	SLE RA 5	-0.33981	-0.23421						
52	SLE RA 1	-0.30958	-0.21338	SLE RA 5	-0.33921	-0.2338						
53	SLE RA 1	-0.30931	-0.21319	SLE RA 5	-0.33907	-0.2337						
54	SLE RA 1	-0.30946	-0.21588	SLE RA 5	-0.33987	-0.2371						
55	SLE RA 1	-0.30826	-0.21505	SLE RA 5	-0.33828	-0.23599						
57	SLE RA 1	-0.31989	-0.22048	SLE RA 5	-0.34973	-0.24105						
59	SLE RA 1	-0.31654	-0.21818	SLE RA 5	-0.34604	-0.23851						
60	SLE RA 1	-0.31326	-0.21592	SLE RA 5	-0.3424	-0.236						
61	SLE RA 1	-0.31057	-0.21406	SLE RA 5	-0.33945	-0.23396						
62	SLE RA 1	-0.30847	-0.21261	SLE RA 5	-0.33718	-0.2324						
63	SLE RA 1	-0.30689	-0.21152	SLE RA 5	-0.33552	-0.23126						
64	SLE RA 1	-0.30577	-0.21075	SLE RA 5	-0.33441	-0.23049						
65	SLE RA 1	-0.30509	-0.21028	SLE RA 5	-0.33383	-0.23009						
66	SLE RA 1	-0.30491	-0.21016	SLE RA 5	-0.33385	-0.23011						
67	SLE RA 1	-0.30553	-0.21314	SLE RA 5	-0.3348	-0.23357						
68	SLE RA 1	-0.30541	-0.21306	SLE RA 5	-0.33485	-0.2336						
69	SLE RA 1	-0.30637	-0.21373	SLE RA 5	-0.33638	-0.23467						
71	SLE RA 1	-0.30468	-0.21255	SLE RA 5	-0.33424	-0.23317						
72	SLE RA 1	-0.30257	-0.21108	SLE RA 5	-0.33162	-0.23134						
73	SLE RA 1	-0.30093	-0.20993	SLE RA 5	-0.32954	-0.22989						
75	SLE RA 1	-0.30324	-0.21154	SLE RA 5	-0.33284	-0.2322						
77	SLE RA 1	-0.3014	-0.21026	SLE RA 5	-0.33052	-0.23058						
78	SLE RA 1	-0.29928	-0.20878	SLE RA 5	-0.32788	-0.22873						
79	SLE RA 1	-0.29711	-0.20727	SLE RA 5	-0.32517	-0.22685						
81	SLE RA 1	-0.30005	-0.20932	SLE RA 5	-0.32924	-0.22969						
82	SLE RA 1	-0.29817	-0.20801	SLE RA 5	-0.32687	-0.22803						
83	SLE RA 1	-0.29607	-0.20655	SLE RA 5	-0.32424	-0.2262						
84	SLE RA 1	-0.29383	-0.20498	SLE RA 5	-0.32144	-0.22424						
86	SLE RA 1	-0.29681	-0.20706	SLE RA 5	-0.32559	-0.22714						
87	SLE RA 1	-0.29501	-0.20581	SLE RA 5	-0.32329	-0.22553						
88	SLE RA 1	-0.29309	-0.20447	SLE RA 5	-0.32087	-0.22384						
89	SLE RA 1	-0.29102	-0.20302	SLE RA 5	-0.31826	-0.22203						
91	SLE RA 1	-0.29354	-0.20478	SLE RA 5	-0.32189	-0.22455						
92	SLE RA 1	-0.29049	-0.20265	SLE RA 5	-0.31792	-0.22179						
93	SLE RA 1	-0.29194	-0.20366	SLE RA 5	-0.3198	-0.2231						
94	SLE RA 1	-0.28869	-0.2014	SLE RA 5	-0.31564	-0.22019						
95	SLE RA 1	-0.28857	-0.20131	SLE RA 5	-0.31575	-0.22027						
97	SLE RA 1	-0.29023	-0.20247	SLE RA 5	-0.31814	-0.22194						
98	SLE RA 1	-0.28878	-0.20146	SLE RA 5	-0.31622	-0.2206						
99	SLE RA 1	-0.28883	-0.24834	SLE RA 5	-0.31466	-0.27055						
101	SLE RA 1	-0.28756	-0.24725	SLE RA 5	-0.3136	-0.26963						
102	SLE RA 1	-0.28664	-0.24645	SLE RA 5	-0.31294	-0.26907						
103	SLE RA 1	-0.28686	-0.24664	SLE RA 5	-0.31359	-0.26963						
104	SLE RA 1	-0.28632	-0.24618	SLE RA 5	-0.31325	-0.26934						
105	SLE RA 1	-0.28705	-0.20025	SLE RA 5	-0.31438	-0.21932						
108	SLE RA 1	-0.28693	-0.20017	SLE RA 5	-0.31442	-0.21935						
109	SLE RA 1	-0.28608	-0.24598	SLE RA 5	-0.3117	-0.268						
110	SLE RA 1	-0.2855	-0.24548	SLE RA 5	-0.31136	-0.26771						
111	SLE RA 1	-0.28509	-0.24512	SLE RA 5	-0.31121	-0.26758						
112	SLE RA 1	-0.28497	-0.24502	SLE RA 5	-0.31139	-0.26773						
113	SLE RA 1	-0.2848	-0.24487	SLE RA 5	-0.31146	-0.2678						
114	SLE RA 1	-0.28532	-0.24532	SLE RA 5	-0.31239	-0.26859						
115	SLE RA 1	-0.28457	-0.24468	SLE RA 5	-0.31141	-0.26775						

Nodo	Spostamento nodale massimo	Spostamento nodale minimo	Cedimento elastico	Cedimento edometrico	Cedimento di consolidazione							
Ind.	Cont.	uz	Press.	Cont.	uz	Press.	Cont.	v.	Cont.	v.	Cont.	v.
123	SLE RA 1	-0.28331	-0.24359	SLE RA 5	-0.30871	-0.26544						
124	SLE RA 1	-0.28323	-0.24353	SLE RA 5	-0.30889	-0.26559						
125	SLE RA 1	-0.28331	-0.24359	SLE RA 5	-0.30924	-0.26589						
126	SLE RA 1	-0.2834	-0.24367	SLE RA 5	-0.30962	-0.26621						
127	SLE RA 1	-0.28346	-0.24372	SLE RA 5	-0.30995	-0.2665						
128	SLE RA 1	-0.28354	-0.24379	SLE RA 5	-0.31032	-0.26682						
129	SLE RA 1	-0.28377	-0.24399	SLE RA 5	-0.31087	-0.26729						
295	SLO 15	-0.23844	-0.27986	SLO 2	-0.30985	-0.36368						
296	SLO 11	-0.2206	-0.25892	SLE RA 8	-0.26256	-0.30817						
297	SLO 4	-0.19303	-0.22656	SLO 13	-0.26445	-0.31038						
298	SLO 4	-0.16171	-0.18253	SLO 13	-0.2121	-0.23941						
299	SLO 15	-0.2046	-0.23093	SLO 2	-0.24987	-0.28204						
300	SLO 3	-0.15121	-0.17068	SLO 14	-0.18991	-0.21436						
301	SLO 14	-0.2046	-0.23093	SLO 3	-0.24988	-0.28204						
302	SLO 1	-0.16171	-0.18253	SLO 16	-0.2121	-0.23941						
303	SLO 14	-0.23844	-0.27986	SLO 3	-0.30985	-0.36368						
304	SLO 10	-0.2206	-0.25892	SLE RA 8	-0.26256	-0.30817						
305	SLO 1	-0.19303	-0.22656	SLO 16	-0.26445	-0.31038						

## 9.7 Pressioni terreno

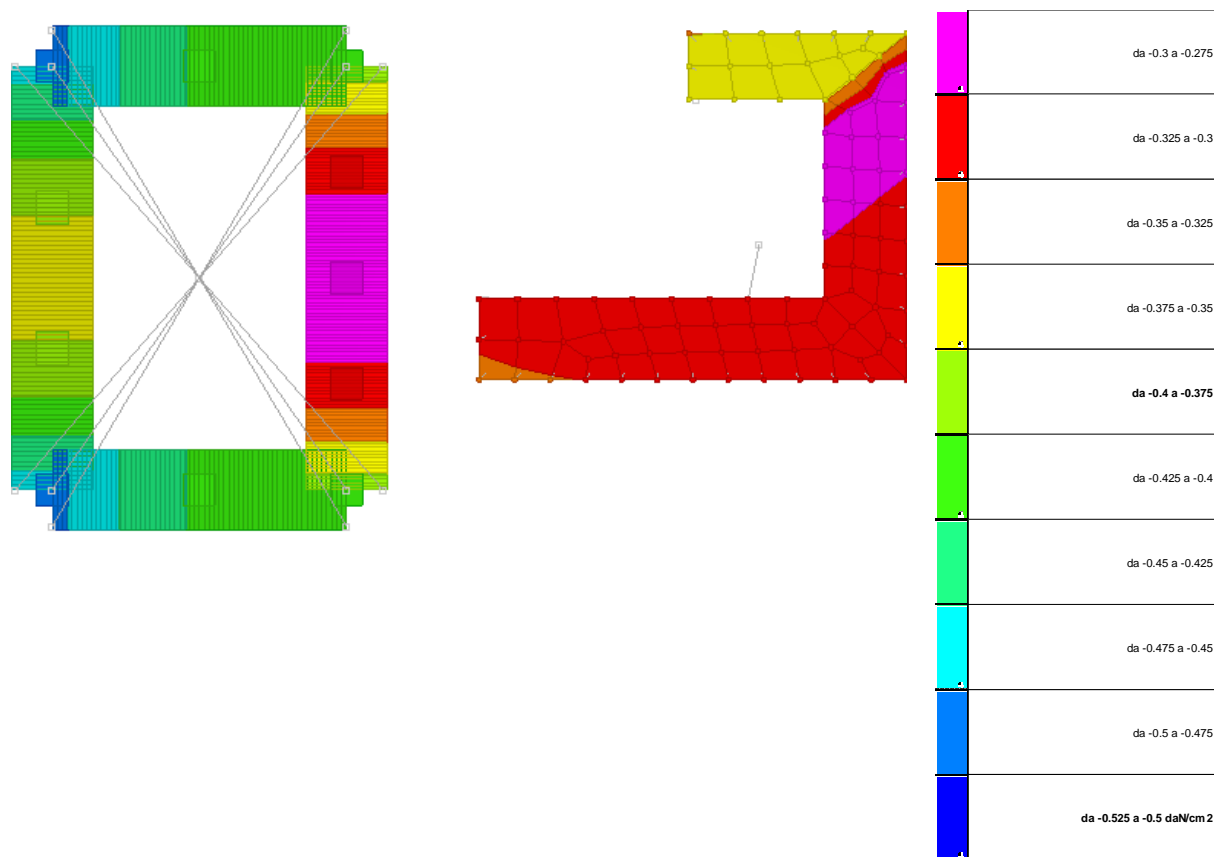


Fig. 10: rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno con involuipi predefiniti.

## 10 Conclusioni e prescrizioni tecniche

Le ipotesi di calcolo assunte nelle analisi numeriche contenute nella presente relazione di calcolo corrispondono ai dati geometrici di progetto; i risultati di calcolo hanno fornito sollecitazioni compatibili con le tensioni ammissibili assunte del terreno dedotte dalle soddisfacenti analisi geotecniche in sito, di cui alla relazione geologica e geotecnica redatta che si allega al progetto.

In relazione all'output ottenuto e sulla base degli accertamenti e delle verifiche eseguite localmente e per ogni singolo elemento, si ritengono soddisfacenti i risultati ottenuti per cui si afferma che le opere strutturali di cui al presente progetto strutturale, sono rispondenti alle normative sismiche vigenti.

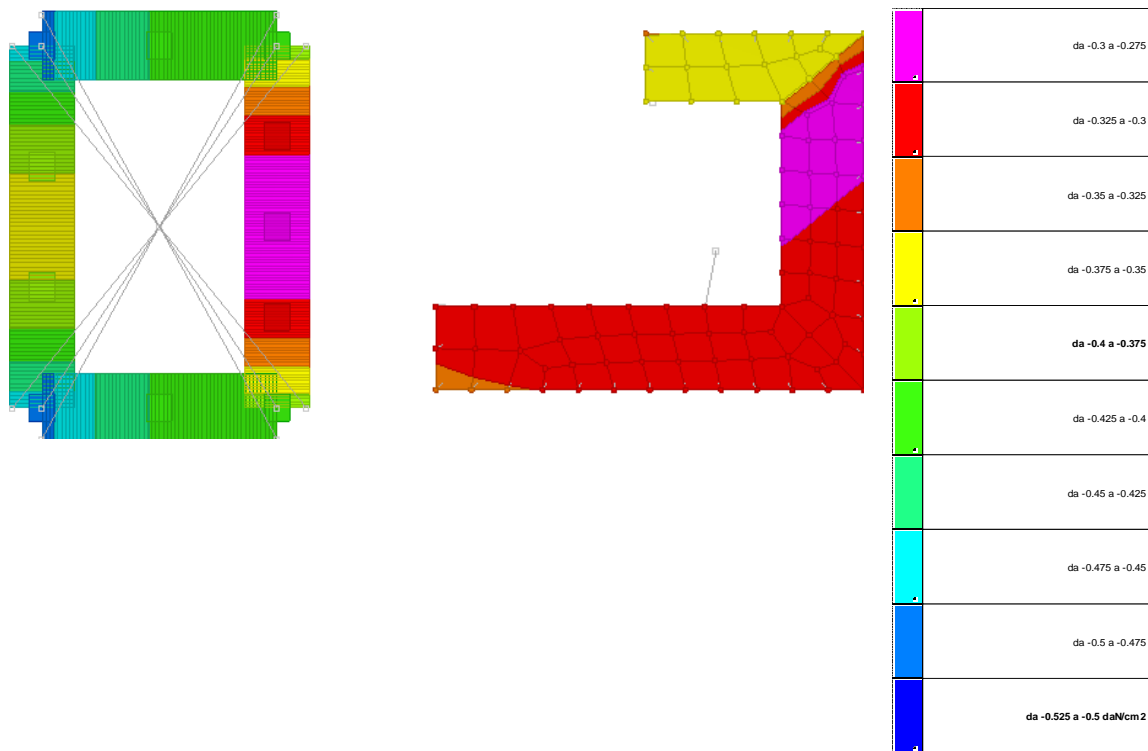


Fig.11 Pressioni terreno

## 11 Allegati

- Relazione specialistica Geotecnica redatta da AMEC Environment & Infrastructure GmbH

Sesto San Giovanni (MI) Febbraio 14

Il Progettista delle strutture

Ing. Mariarosaria Saulino

**CAP Holding S.p.A.**

**Depuratore di Ozzero (MI)**

**REALIZZAZIONE INTERVENTI DI RIPRISTINO FUNZIONALE  
DEL DEPURATORE DI OZZERO (MI)**

**RELAZIONE GEOTECNICA**

**ai sensi del D.M. 14.01.2008 “Norme tecniche per le costruzioni”**

Preparato da:



**AMEC Environment & Infrastructure GmbH**

Piazza Don Mapelli, 1

20099, Sesto San Giovanni (MI)



Preparato per:

**CAP Holding S.p.A.**

Via del Mulino, 2

20090 Assago (MI)

Febbraio 2014

AMEC Project # 57844004IT



**CAP Holding S.p.A.**

**Depuratore di Ozzero (MI)**

**REALIZZAZIONE INTERVENTI DI RIPRISTINO FUNZIONALE  
DEL DEPURATORE DI OZZERO (MI)**

**RELAZIONE GEOTECNICA**

**ai sensi del D.M. 14.01.2008 “Norme tecniche per le costruzioni”**

Preparato da:



**AMEC Environment & Infrastructure GmbH**

Piazza Don Mapelli, 1

20099, Sesto San Giovanni (MI)

Preparato per:

**CAP Holding S.p.A.**

Via del Mulino, 2

20090 Assago (MI)

Febbraio 2014

AMEC Project # 57844004IT

## INDICE

<b>1.0 INTRODUZIONE.....</b>	<b>1</b>
1.1 Premessa.....	1
1.2 Caratteristiche generali dell'intervento .....	1
<b>2.0 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO .....</b>	<b>2</b>
<b>3.0 AZIONE SISMICA (MODELLO SISMICO DEL SITO) .....</b>	<b>4</b>
3.1 Pericolosità di riferimento per il territorio nazionale e regionale.....	4
3.2 Prova sismica MASW .....	5
3.2.1 Strumentazione .....	7
3.2.2 Elaborazione dei dati .....	8
3.2.3 Determinazione della categoria di suolo di fondazione .....	9
3.2.4 Determinazione dell'amplificazione stratigrafica.....	11
3.2.5 Determinazione dell'amplificazione topografica .....	11
3.3 Definizione dell'azione sismica .....	11
3.3.1 Pericolosità sismica di sito.....	14
<b>4.0 INDAGINI GEOGNOSTICHE .....</b>	<b>18</b>
4.1 Prove penetrometriche dinamiche continue tipo SCPT .....	19
4.2 Litostratigrafia e caratteristiche geotecniche del sottosuolo.....	24
4.2.1 Modello geologico di riferimento .....	24
<b>5.0 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI OPERE DI FONDAZIONE .....</b>	<b>28</b>
5.1 Carico limite di fondazione sui terreni .....	29
5.2 Calcolo coefficienti sismici.....	33
<b>6.0 CONCLUSIONI .....</b>	<b>44</b>



## **ALLEGATI**

- |                   |   |
|-------------------|---|
| <b>Allegato 1</b> | Corografia dell'area  |
| <b>Allegato 2</b> | Planimetria del sito con ubicazione opere da realizzarsi e indagini geognostiche condotte |
| <b>Allegato 3</b> | Log prove penetrometriche   |

## **NORMATIVA DI RIFERIMENTO E BIBLIOGRAFIA**

- Decreto Ministeriale 14.01.2008 - Testo unico “Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Istruzioni per l'applicazione delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14.01.2008. Circolare 2 Febbraio 2009 e succ. mod. ed integrazioni;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale.;
- Eurocodice 8 (1998) - Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture Parte 5 : fondazioni, strutture di contenimento e aspetti geotecnici (2003);
- Eurocodice 7.1 (1997) - Progettazione geotecnica – Parte I: regole generali UNI;
- Eurocodice 7.3 (2002) - Progettazione geotecnica – Parte II: progettazione assistita con prove in sito (2002).

## **1.0 INTRODUZIONE**

### **1.1 Premessa**

Il presente documento è stato elaborato da AMEC Environment & Infrastructure GmbH (AMEC) per conto di CAP Holding S.p.A. (di seguito CAP) e costituisce la relazione geotecnica a corredo del progetto di ripristino e potenziamento delle strutture relative all'ampliamento del locale soffianti ed il nuovo canale di grigliatura grossolana intorno alla stazione di sollevamento dell'impianto di depurazione del comune di Ozzero (MI). In Allegato 1 si presenta la corografia del sito in esame.

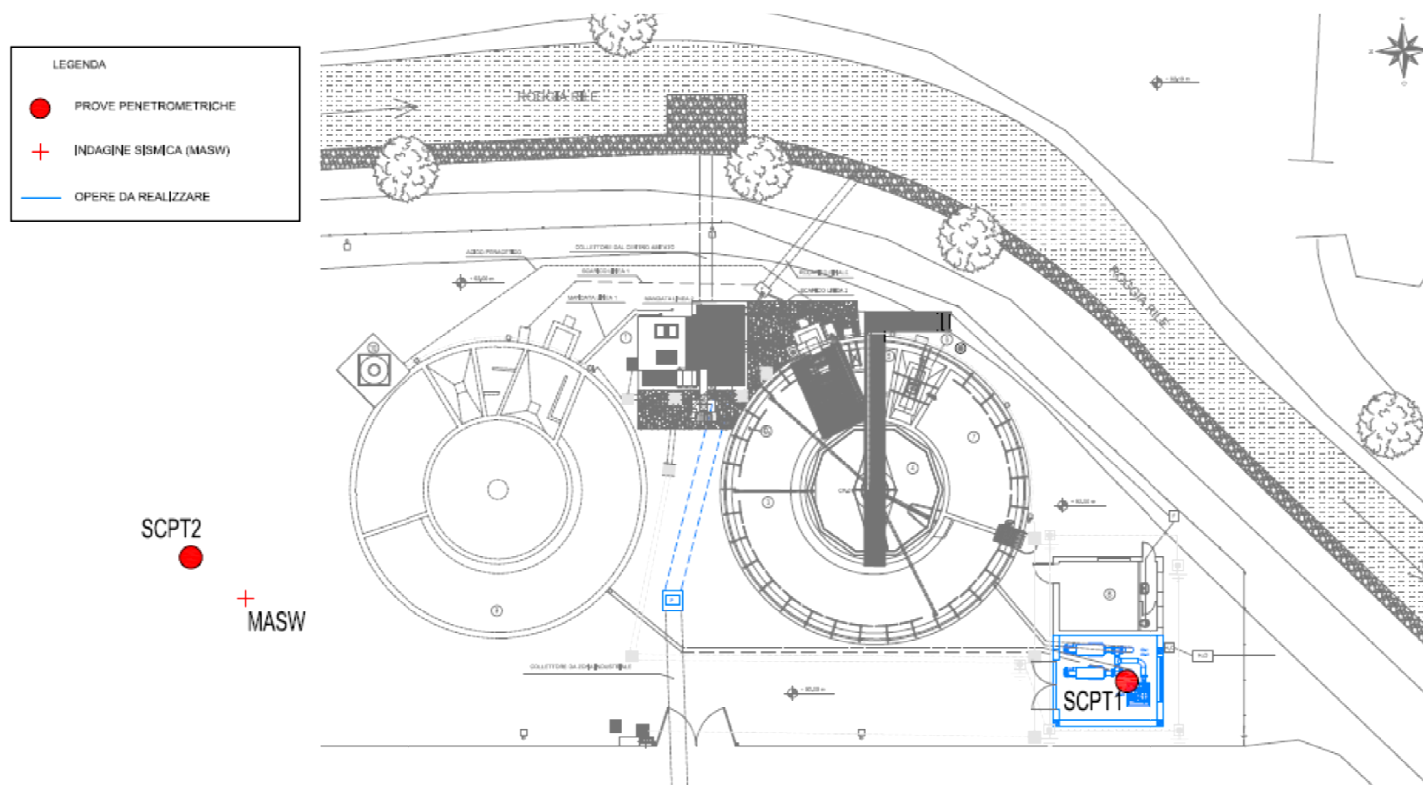
Lo studio è stato condotto in ottemperanza alla vigente normativa DM 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" (Cap. 6 Progettazione geotecnica e Cap. 7 Progettazione per azioni sismiche).

### **1.2 Caratteristiche generali dell'intervento**

Gli interventi di ripristino funzionale dell'impianto di depurazione di Ozzero constano nella realizzazione delle opere di seguito indicate:

- ampliamento del locale soffianti;
- nuovo canale di grigliatura grossolana intorno alla stazione di sollevamento.

Nella figura sotto riportata sono indicate le opere da realizzarsi (in azzurro) e le indagini geognostiche condotte (prove penetrometriche e indagine sismica di tipo MASW).



**Figura 1:** Planimetria del sito con opere da realizzarsi ed indagini effettuate

## 2.0 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il sito di intervento oggetto del presente studio è ubicato in comune di Ozzero (MI), in via L. Galvani, ad una quota di circa 91,0 m slm, in un'area delimitata e circoscritta, su cui sorge l'attuale impianto di depurazione comunale. In particolare l'area si dispone in destra idrografica del torrente Rile, (che ne delimita il confine est) che in questa zona di pianura presenta un andamento sinuoso.



**Figura 2:** Ubicazione del sito (fonte: Google Earth)

L'area circostante è pianeggiante a destinazione prevalentemente artigianale/industriale ed agricola in area periferica esterna all'abitato.

Geograficamente, l'area oggetto di studio è rappresentata nella CTR RL (Carta Tecnica Regionale della Regione Lombardia) alla scala 1:10.000 nella sezione A6e5 con coordinate baricentriche dell'area (WGS 84): 45°35'87" latitudine N, 8°91'40" longitudine E.

Dal punto di vista geologico l'area è descritta a scala regionale nel foglio n.44 "Novara" della CGI (Carta Geologica D'Italia) alla scala 1:100.000 (Fig. 3) ed in maggior dettaglio nella Carta Geolitologica alla scala 1: 10.000 dello studio geologico a corredo del vigente PGT comunale.



Alluvioni fluvioglaciali e fluviali ciottolose, non alterate, terrazzate, a terreni grigio-bruni.



Alluvioni ghiaiose, sabbiose, limose limitate al fondo dei solchi vallivi secondari e non ricollegabili agli apparati morenici **PLUVIALE WÜRM**.  
Alluvioni fluvioglaciali ghiaioso-ciottolose (Terrazzi superiori del Ticino) e fluviali prevalentemente sabbioso-limose (a valle del limite settentrionale dei fontanili), con debole strato di alterazione brunastro. **WÜRM**.

Figura 3: Stralcio Carta Geologica, Foglio 44.

### 3.0 AZIONE SISMICA (MODELLO SISMICO DEL SITO)

L'azione sismica di progetto si definisce a partire dalla "Pericolosità Sismica di base", che rappresenta in senso probabilistico, lo scuotimento atteso in un dato sito, in un dato intervallo di tempo (finestra temporale).

La Pericolosità Sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero (field free) su sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale (di categoria A), con prefissate probabilità di eccedenza  $P_{v_r}$ , nel periodo di riferimento  $V_r$ .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{v_r}$ , 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.

#### 3.1 Pericolosità di riferimento per il territorio nazionale e regionale

- Ordinanza del P.C.M. n° 3274 del 20/03/2003 che emana i "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione del territorio nazionale e di normative tecniche (G.U. n.105 del 08/05/2003).
- Ordinanza del P.C.M. n° 3519 del 28/04/2006 che emana i "criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone (G.U. n.108 del 11/05/2006)".

L'emanazione di successive ordinanze (Ordinanza di protezione civile n° 3379 del 05/11/2004, Ordinanza del P.C.M. n° 3431 del 03/05/2005, Ordinanza del P.C.M. n° 3452 del 01/08/2005, legge n. 31/08 del 28/02/2008), hanno preceduto la definitiva obbligatorietà all'applicazione del D.M. 14 Gennaio 2008 " Norme Tecniche sulle costruzioni" (Cap 3.2 Azione sismica) per la valutazione della "pericolosità sismica di base" del sito interessato da nuove opere di costruzione.

- D.G.R. della Regione Lombardia, n. 7/14964 del 7/11/2003 “ Disposizioni preliminari per l’attuazione dell’Ordinanza Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- Il D.G.R. della Regione Lombardia, n. 11/2616 del 30/11/2011: aggiornamento dei “Criteri e indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio”.

La norma nazionale prevede di definire l’accelerazione sismica al suolo, sulla base di una mappatura del territorio italiano a cura dell’INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia), riportante le accelerazioni massime attese al suolo.

La porzione di territorio in cui ricade l’area in studio è definita a bassa sismicità, ovvero il comune di Ozzero è classificato in zona sismica 4

Si riporta la tabella che individua ciascuna zona secondo i valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo ( $a_g$ ), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Zona sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [ $a_g/g$ ]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [ $a_g/g$ ]
1	> 0.25	0.35
2	0.15 – 0.25	0.25
3	0.05 – 0.15	0.15
4	< 0.05	0.05

### 3.2 Prova sismica MASW

La MASW (Multichannel Analysis of Seismic Waves), è una metodologia di indagine geofisica che consente l’individuazione di frequenza, ampiezza, lunghezza d’onda e velocità di propagazione delle onde sismiche superficiali (principalmente onde di Rayleigh) generate artificialmente.

L’analisi delle onde superficiali permette la determinazione delle velocità delle onde di taglio verticali ( $V_s$ ) nei terreni al di sotto dello stendimento sismico.



L'indagine è realizzata con un accelerometro tridimensionale a stazione singola a più tiri. La fonte di energia, a battuta e rumore sismico, produce treni d'onda che attraversano il terreno con percorsi, velocità e frequenze variabili. Il passaggio del treno d'onda sollecita la massa inerziale presente nel geofono, l'impulso così prodotto viene convertito in segnale elettrico e acquisito dal sismografo. Il risultato è un sismogramma che contiene molteplici informazioni quali tempo di arrivo ai geofoni rispetto all'istante di energizzazione, frequenze e relative ampiezze dei treni d'onda.

La successiva elaborazione consente di ottenere un diagramma 1D (profondità/velocità onde di taglio) tramite modellizzazione ed elaborazione matematica con algoritmi capaci di minimizzare le differenze tra i modelli elaborati e i dati di partenza. Il diagramma, riferibile al centro della linea sismica, rappresenta un valor medio della sezione di terreno interessata all'indagine di lunghezza circa corrispondente a quella della linea sismica e profondità variabile principalmente in funzione delle caratteristiche dei materiali attraversati e della geometria dello stendimento.

Il metodo MASW sfrutta le caratteristiche di propagazione delle onde di Rayleigh per ricavare le equivalenti velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ), essendo le onde di Rayleigh prodotte dall'interazione delle onde di taglio verticali e delle onde di volume ( $V_p$ ).

Le onde di Rayleigh si propagano secondo fronti d'onda cilindrici, producendo un movimento ellittico delle particelle durante il transito. Con i metodi di energizzazione usuali i due terzi dell'energia prodotta viene trasportata dalle onde di Rayleigh a fronte di meno di un terzo suddiviso tra le rimanenti tipologie di onde. Inoltre le onde di Rayleigh sono meno sensibili delle onde P e S alla dispersione in funzione della distanza e con un'attenuazione geometrica inferiore.

Onde di Rayleigh ad alte frequenze e piccole lunghezze d'onda trasportano informazioni relative agli strati più superficiali mentre quelle a basse frequenze e lunghezze d'onda maggiori interessano anche gli strati più profondi. In pratica il metodo MASW di tipo attivo opera in intervalli di frequenze comprese tra 5 e 70 Hz circa, permettendo di indagare una profondità massima variabile, in funzione delle caratteristiche dei terreni interessati, tra 30 e 50 metri.

Il sito di indagine è collocato in area non urbanizzata, non caratterizzata da particolari fonti di rumore antropico in grado di interferire in modo significativo con il segnale sismico.

### 3.2.1 Strumentazione

Il sistema di acquisizione è costituito da un sismografo tridimensionale mod. Gemini-2 per acquisizione dati con tecnica Masw – Holisurface e HVSR: un unico contenitore waterproof con integrato una terna di geofoni a bassa frequenza da 2Hz accuratamente accoppiati con elevate caratteristiche e un potente acquisitore dati 24 bit reali.

Tramite l'interfaccia USB e il relativo software di acquisizione dati, il PC permette la memorizzazione e la successiva analisi dei dati dalle prestazioni straordinarie.

Lo strumento è in grado di acquisire simultaneamente sui 3 canali. La gestione del sismografo avviene tramite software proprietario installato su laptop, tramite il quale è possibile gestire tutte le operazioni di campagna attraverso le seguenti fasi:

- impostazione numero di canali e metodologia di indagine;
- impostazione frequenza e lunghezza di campionamento;
- selezione entità dell'amplificazione del segnale per ogni canale;
- impostazione filtri delle frequenze indesiderate;
- visualizzazione in tempo reale del segnale su tutti i geofoni attivi;
- visualizzazione del sismogramma con misura dei tempi di arrivo;
- memorizzazione di tutti i dati relativi all'acquisizione.



*Sismografo Gemini 2*

### 3.2.2 Elaborazione dei dati

L'elaborazione è stata effettuata con un software dedicato in grado di gestire le fasi di preparazione, analisi, modellizzazione e restituzione finale.

La fase iniziale consiste in un'operazione detta di windowing, in cui le tre tracce registrate vengono suddivise in finestre temporali di prefissata durata. Secondo le indicazioni del succitato progetto SESAME tale dimensione, detta Long Period, deve essere almeno pari ai 20 secondi. Si ottiene così un insieme di finestre "long", che sono sincronizzate fra le tracce.

Queste finestre vengono filtrate in base a dei criteri che permettono di individuare l'eventuale presenza di transienti (disturbi temporanei con grandi contributi nelle frequenze alte) o di fenomeni di saturazione.

Per ciascuna delle finestre rimanenti, quindi ritenute valide, viene valutato lo spettro di Fourier. Quest'ultimo viene sottoposto a tapering e/o liscciamento secondo una delle varie tecniche note in letteratura e ritenute all'uopo idonee.

Successivamente si prendono in considerazione gli spettri delle finestre relative alle tracce orizzontali in coppia. Ovvero, ogni spettro di una finestra per esempio della direzione X, ha il suo corrispettivo per le finestre nella direzione Y, vale a dire che sono relative a finestre temporali sincrone. Per ognuna di queste coppie viene eseguita una somma tra le componenti in frequenza secondo un determinato criterio che può essere, ad esempio, una semplice media aritmetica o una somma euclidea.

Per ciascuna coppia di cui sopra, esiste lo spettro nella direzione verticale Z, ovvero relativo alla finestra temporale sincrona a quelle della coppia. Ogni componente in frequenza di questo spettro viene usato come denominatore nel rapporto con quello della suddetta coppia. Questo permette quindi di ottenere il ricercato rapporto spettrale H/V per tutti gli intervalli temporali in cui viene suddivisa la registrazione durante l'operazione di windowing.

Eseguendo per ciascuna frequenza di tali rapporti spettrali una media sulle varie finestre, si ottiene il rapporto spettrale H/V medio, la cui frequenza di picco (frequenza in cui è localizzato il massimo valore assunto dal rapporto medio stesso) rappresenta la deducibile stima della frequenza naturale di vibrazione del sito.

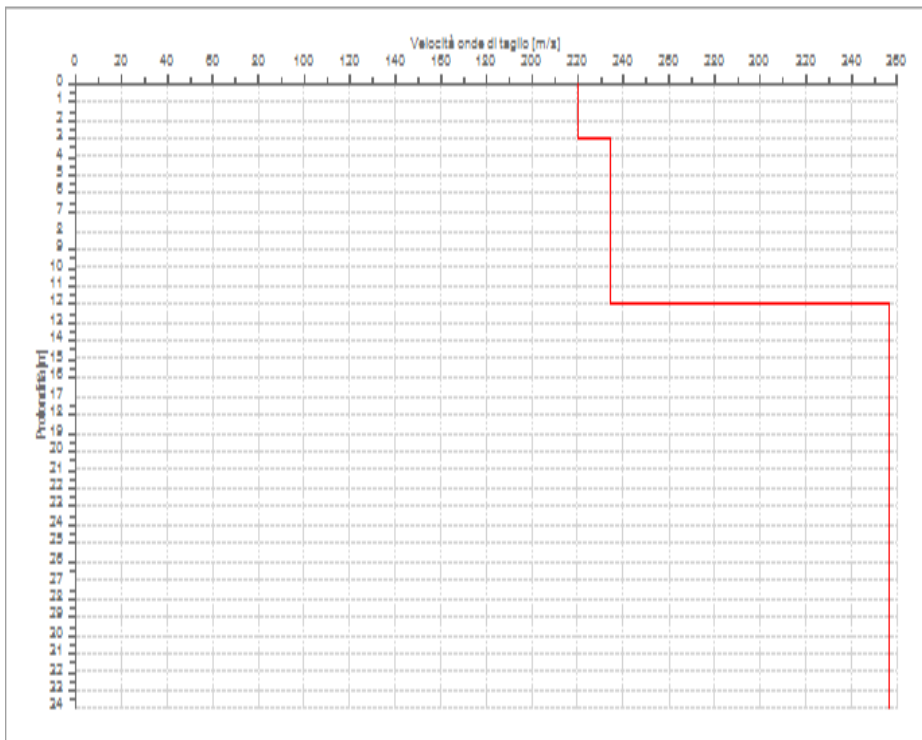
L'ulteriore ipotesi che questo rapporto spettrale possa ritenersi una buona approssimazione dell'ellitticità del modo fondamentale della propagazione delle onde di Rayleigh, permette di confrontare questi due al fine di ottenere una stima del profilo stratigrafico. Tale procedura, detta di inversione, consente di definire il profilo sostanzialmente in termini di spessore e velocità delle onde di taglio. Avendo quindi una stima del profilo della velocità delle onde di taglio, è possibile valutarne il parametro normativo Vs30.

Va ricordato che il diagramma 1D mostra una suddivisione sismo-stratigrafica ricostruita sul differente comportamento sismico dei materiali investigati. È quindi possibile che variazioni di velocità non corrispondano necessariamente a passaggi litologici netti.

### 3.2.3 Determinazione della categoria di suolo di fondazione


L'analisi dei rapporti spettrali ha consentito di determinare gli spessori dei sismostrati e le relative velocità di taglio, come riportato in tabella e relativo diagramma, permettendo di calcolare il valore Vs30 per la sezione indagata.

Il valore di Vs30, riferito ai primi 30 m a partire dalla base delle fondazioni, è pari a 292 m/s, tale da far ricadere il terreno nella categoria equivalente C.



Strato	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso per Unità di Vol. [kN/m <sup>3</sup> ]	Coeff. di Poisson	Velocità onde di taglio [m/s]
1	0	3	21	0,45	220
2	3	9	22	0,4	234
3	12	22	23	0,2	356

Frequenza del picco del rapporto H/V: 3,35 Hz

CATEGORIA di SOTTOSUOLO	Descrizione da D.M. 14/01/2008 – Tabella 3.2.II
<b>A</b>	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da Vs30 superiori a 800 m/sec, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3.00 m.
<b>B</b>	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).
<b>C</b> 	Deposti di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).
<b>D</b>	Deposti di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 inferiori 180 m/s (ovvero NSPT30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu30 < 70 kPa nei terreni a grana fina).
<b>E</b>	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20

	m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/sec).
--	--

Estratto da D.M. 14/01/2008 – Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

### 3.2.4 Determinazione dell'amplificazione stratigrafica

CATEGORIA di SOTTOSUOLO	$S_s$	$C_c$
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_c^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_c^*)^{-0.40}$

Estratto da D.M. 14/01/2008 – Tabella 3.2.V

### 3.2.5 Determinazione dell'amplificazione topografica

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

Estratto da D.M. 14/01/2008 – Tabella 3.2.IV

### 3.3 Definizione dell'azione sismica

Con l'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008 NTC 2008, la stima della pericolosità sismica è definita mediante un approccio "sito dipendente". Il territorio nazionale è stato suddiviso in punti, denominati "nodi", a ciascuno dei quali è stato assegnato un valore dell'accelerazione orizzontale massima al suolo ( $a_g$ ), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (corrispondente a un periodo di ritorno di 475 anni).

Sulla base delle disposizioni previste nelle NTC 08, si definiscono per l'opera in progetto i seguenti parametri sismici.

#### RIPRISTINO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI DEPURAZIONE

- COMUNE di: OZZERO (MI) – DEPURATORE COMUNALE
- Zona sismica: 4
- Vs30: 292 m/sec
- Categoria suolo di fondazione: C
- Categoria topografica : T1
- Coefficiente topografico:  $St=1,00$
- Vita nominale:  $V_N \leq 50$  anni.

Numero di anni nel quale la struttura, soggetta alla manutenzione ordinaria, deve essere usata allo scopo al quale è destinata.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali- Strutture in fase costruttiva;	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali, e dighe di dimensioni contenute o importanza normale;	$\leq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali, e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica;	$\leq 100$

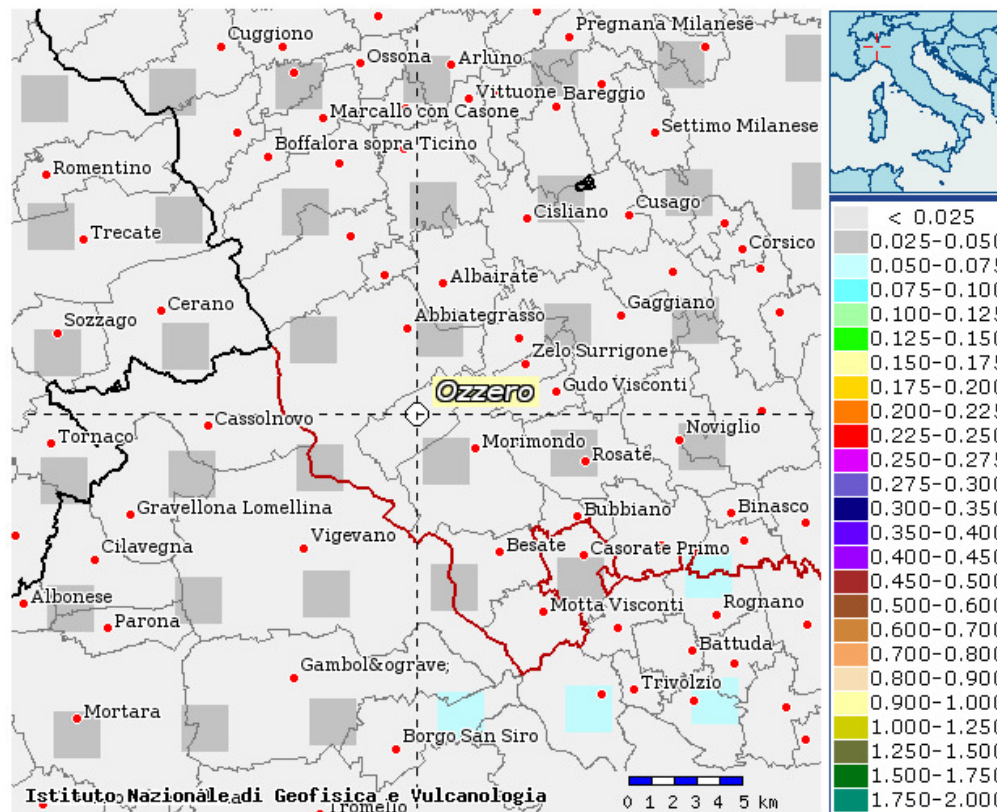
**Classe d'uso = III** ; (rif. par. 2.4.2. NTC 08)

Il valore del coefficiente d'uso  $C_u$  è definito al variare della classe d'uso secondo la tabella seguente:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_u$	0,70	1,0	1,5	2,0

I valori utilizzati per la definizione dell'azione sismica, sono puntualmente definiti da un reticolo di riferimento (griglia di 10751 punti) sulla base delle coordinate geografiche (latitudine e longitudine) del sito di studio.

Di seguito viene riportata la mappa di pericolosità sismica del progetto DPC INGV S1 utilizzata per la definizione dei valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_c$  :



Estratto mappa interattiva della pericolosità sismica (prob. 10% in 50 anni, 50° percentile)

- Periodo di riferimento per l'azione sismica:  $PV_r = 75$  ; pari a  $V_R = V_N \cdot C_U$

Coordinate Geografiche della località in esame (WGS84)	
Latitudine:	45.3587
Longitudine:	8.9140

Utilizzando il software automatico di calcolo Geostru PS Advanced, della Geostru® Software, introducendo i dati di input sopra riportati, si ottengono in forma tabellare i seguenti parametri e coefficienti sismici, riferiti ai diversi stati limite da considerare:



PARAMETRI SISMICI					
STATO LIMITE	Prob. superam. (%)	Tr (anni)	a <sub>g</sub> (g)	F0 (-)	Tc <sup>0</sup> (sec)
Operatività (SLO)	81	45	0,020	2,515	0,184
Danno(SLD)	63	75	0,025	2,574	0,201
Salvaguardia Vita (SLV)	10	712	0,047	2,696	0,295
Prev. Collasso (SLC)	5	1462	0,056	2,776	0,312

### 3.3.1 Pericolosità sismica di sito

#### Categoria sottosuolo

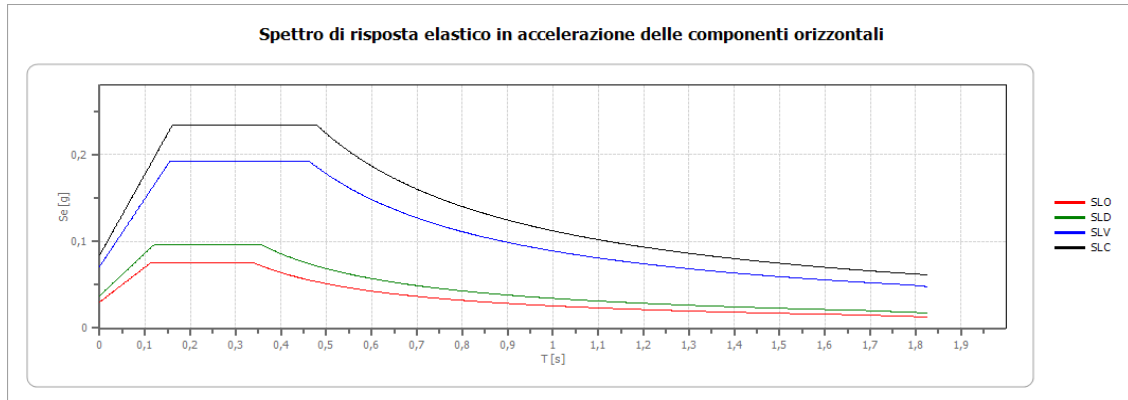
C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT30 < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < cu30 < 250$  kPa nei terreni a grana fina).

#### Categoria topografica

T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°.

COEFFICIENTI SISMICI STABILITA' DI PENDII E FONDAZIONI				
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,006	0,007	0,014	0,017
kv	0,003	0,004	0,007	0,008
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	0,295	0,366	0,699	0,826
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

## Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



	cu	ag	F0	Tc*	Ss	Cc	St	S	$\eta$	TB	TC	TD	Se(0)	Se(TB)
		[g]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[s]	[s]	[s]	[g]	[g]
<b>SLO</b>	1,5	0,020	2,515	0,184	1,500	1,840	1,000	1,500	1,000	0,113	0,339	1,680	0,030	0,076
<b>SLD</b>	1,5	0,025	2,574	0,201	1,500	1,780	1,000	1,500	1,000	0,119	0,358	1,699	0,037	0,096
<b>SLV</b>	1,5	0,047	2,696	0,295	1,500	1,570	1,000	1,500	1,000	0,154	0,463	1,790	0,071	0,192
<b>SLC</b>	1,5	0,056	2,776	0,312	1,500	1,540	1,000	1,500	1,000	0,160	0,480	1,825	0,084	0,234

## Spettro di progetto

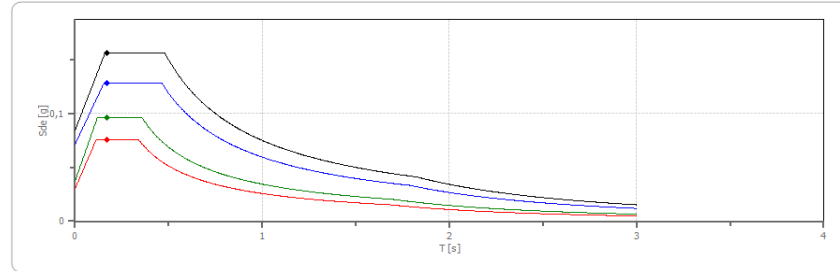
Fattore di struttura spettro orizzontale  $q$ : 1,50

Fattore di struttura spettro verticale  $q$ : 1,50

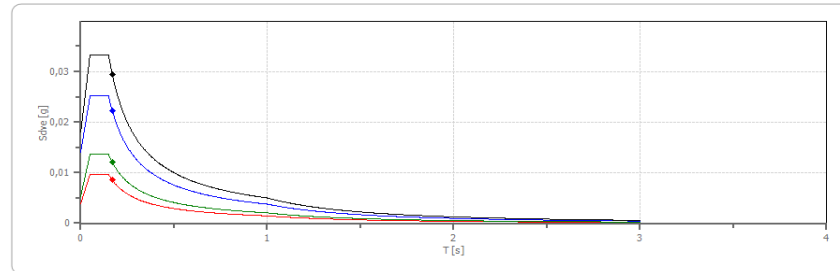
Periodo fondamentale  $T$ : 0,17[s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0,076	0,096	0,128	0,156
kv=Sdve(T) Verticale [g]	0,008	0,012	0,022	0,029

Spettro di progetto delle componenti orizzontali



Spettro di progetto delle componenti verticali



	cu	ag	F0	Tc*	Ss	Cc	St	S	q	TB	TC	TD	Sd(0)	Sd(TB)
		[g]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[s]	[s]	[s]	[g]	[g]
SLO orizzontale	1,5	0,020	2,515	0,184	1,500	1,840	1,000	1,500	1,000	0,113	0,339	1,680	0,030	0,076
SLO verticale	1,5	0,020	2,515	0,184	1,500	1,840	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,004	0,010
SLD orizzontale	1,5	0,025	2,574	0,201	1,500	1,780	1,000	1,500	1,000	0,119	0,358	1,699	0,037	0,096
SLD verticale	1,5	0,025	2,574	0,201	1,500	1,780	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,005	0,014
SLV orizzontale	1,5	0,047	2,696	0,295	1,500	1,570	1,000	1,500	1,500	0,154	0,463	1,790	0,071	0,128

SLV verticale	1,5	0,047	2,696	0,295	1,500	1,570	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000	0,014	0,025
SLC orizzontale	1,5	0,056	2,776	0,312	1,500	1,540	1,000	1,500	1,500	0,160	0,480	1,825	0,084	0,156
SLC verticale	1,5	0,056	2,776	0,312	1,500	1,540	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000	0,018	0,033

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

- nei confronti di tutti gli Stati Limite Ultimi (SLU) quando siano soddisfatte le verifiche al solo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).
- nei confronti di tutti gli Stati Limite di Esercizio (SLE) quando siano soddisfatte le verifiche al solo Stato Limite di Danno (SLD).

#### 4.0 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Le indagini geognostiche hanno lo scopo di fornire i dati e le informazioni necessarie per la caratterizzazione geotecnica dei terreni ad un livello adeguato alle necessità del progetto.

La caratterizzazione eseguita in fase di progettazione è da considerarsi esaustiva, e potrà essere eventualmente integrata da indagini di maggior dettaglio qualora necessario in relazione esigenze specifiche di calcolo strutturale.

Con l'obiettivo di acquisire validi e significativi dati geotecnici, circa le caratteristiche del sottosuolo, è stato predisposto un piano delle indagini consistente nell'esecuzione di n. 2 prove penetrometriche dinamiche SCPT, integrate da una sismica di superficie di tipo MASW per la determinazione della Vs30 e conseguente categoria di suolo di fondazione.

Le indagini eseguite in data 09/01/2014 sono consistite nella realizzazione di:

- n. 2 prove penetrometriche dinamiche tipo SCPT spinte sino alla profondità massima di 6,00 m da p.c.;
- n. 1 prova sismica MASW.

In Allegato 2 si riporta la planimetria del sito con l'ubicazione delle indagini condotte e le opere da realizzarsi.

In relazione al volume significativo dei depositi direttamente influenzati dalla costruzione delle opere in progetto, si riassumono le profondità massime investigate con le indagini in sito:

PROVA	DATA ESECUZIONE	PROFONDITA' (m da p.c.)
SCPT 1	09/01/2014	6,00 m
SCPT 2	09/01/2014	6,00m

Le prove hanno consentito di delineare con chiarezza l'andamento in profondità della litostratigrafia dei depositi che verranno interessati dalle opere in progetto evidenziandone la litostratigrafia e la distribuzione spaziale all'interno del lotto.

#### **4.1 Prove penetrometriche dinamiche continue tipo SCPT**

L'attrezzatura utilizzata per l'esecuzione delle prove penetrometriche dinamiche è costituita da un penetrometro cingolato marca Pagani TG 63/200 statico dinamico.

Le caratteristiche costruttive e prestazionali sono le seguenti:

##### **Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: SCPT (Standard Cone Penetration Test)**

•	Rif. Norme	N 4094
•	Peso Massa battente	2,5 Kg
•	Altezza di caduta libera	0,75 m
•	Peso sistema di battuta	6 Kg
•	Diametro punta conica	50,46 mm
•	Area di base punta	0 cm <sup>2</sup>
•	Lunghezza delle aste	1 m
•	Peso aste a metro	7 Kg/m
•	Profondità giunzione prima asta	0,80 m
•	Avanzamento punta	0,30 m
•	Numero colpi per punta	N(30)
•	Coeff. Correlazione	1,15
•	Rivestimento/fanghi	No
•	Angolo di apertura punta	60°

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

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

### Correlazione SCPT con Nspt

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi Nspt ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con il corrispondente valore Nspt.

Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Qspt è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

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

in cui

- M = peso massa battente;
- M' = peso aste;
- H = altezza di caduta;
- A = area base punta conica;
- $\delta$  = passo di avanzamento.

### Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

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

Dove:

- $R_{pd}$  = resistenza dinamica punta (area A);
- $e$  = infissione media per colpo ( $\delta / N$ );
- $M$  = peso massa battente (altezza caduta H);
- $P$  = peso totale aste e sistema battuta.

### **Metodologia di elaborazione**

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della GeoStru Software.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981.

I dati desunti dall'indagine di cui sopra sono stati integrati dalle conoscenze acquisite dallo scrivente nella zona, attraverso precedenti indagini.

In Allegato 1 si riportano i log delle prove penetrometriche realizzate.

I risultati delle indagini di cui sopra sono riportati di seguito.



## PROVA SCPT 1

Strumento utilizzato  
Penetration Test)  
Prova eseguita in data  
Profondità prova  
Falda rilevata

SCPT (Standard Cone

09/01/2014  
6,00 m da p.c.

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,30	8	0,853	52,42	61,48	2,62	3,07
0,60	17	0,797	104,12	130,64	5,21	6,53
0,90	11	0,842	65,75	78,13	3,29	3,91
1,20	7	0,836	41,58	49,72	2,08	2,49
1,50	4	0,831	23,62	28,41	1,18	1,42
1,80	2	0,826	11,74	14,21	0,59	0,71
2,10	2	0,822	10,85	13,21	0,54	0,66
2,40	10	0,817	53,96	66,03	2,70	3,30
2,70	7	0,813	37,57	46,22	1,88	2,31
3,00	12	0,809	59,87	74,03	2,99	3,70
3,30	23	0,705	99,99	141,89	5,00	7,09
3,60	37	0,651	148,57	228,26	7,43	11,41
3,90	38	0,647	142,37	219,98	7,12	11,00
4,20	33	0,644	122,97	191,03	6,15	9,55
4,50	30	0,690	119,89	173,66	5,99	8,68
4,80	33	0,637	121,71	191,03	6,09	9,55
5,10	31	0,634	107,17	169,03	5,36	8,45
5,40	40	0,581	126,73	218,10	6,34	10,91
5,70	42	0,578	132,41	229,01	6,62	11,45
6,00	20	0,725	74,77	103,06	3,74	5,15

## PROVA SCPT 2

Strumento utilizzato  
Penetration Test)  
Prova eseguita in data  
Profondità prova  
Falda rilevata

SCPT (Standard Cone

09/01/2014  
6,00 m da p.c.

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,30	14	0,803	86,36	107,58	4,32	5,38
0,60	16	0,797	97,99	122,95	4,90	6,15
0,90	6	0,842	35,86	42,62	1,79	2,13
1,20	3	0,836	17,82	21,31	0,89	1,07
1,50	3	0,831	17,71	21,31	0,89	1,07
1,80	2	0,826	11,74	14,21	0,59	0,71
2,10	1	0,822	5,43	6,60	0,27	0,33
2,40	1	0,817	5,40	6,60	0,27	0,33
2,70	2	0,813	10,73	13,21	0,54	0,66
3,00	6	0,809	29,93	37,02	1,50	1,85
3,30	15	0,755	69,84	92,54	3,49	4,63
3,60	23	0,701	99,45	141,89	4,97	7,09
3,90	34	0,647	127,38	196,82	6,37	9,84
4,20	17	0,744	73,19	98,41	3,66	4,92
4,50	18	0,740	77,14	104,20	3,86	5,21
4,80	20	0,737	85,34	115,78	4,27	5,79
5,10	22	0,684	82,05	119,96	4,10	6,00
5,40	11	0,781	46,85	59,98	2,34	3,00
5,70	10	0,778	42,43	54,53	2,12	2,73
6,00	10	0,775	39,96	51,53	2,00	2,58

## 4.2 Litostratigrafia e caratteristiche geotecniche del sottosuolo

I dati seguenti sono stati desunti dall'indagine geognostica specifica, debitamente interpretati ed elaborati alla luce della normativa nazionale e sulla base di precedenti esperienze professionali; si ritiene che i risultati dell'indagine siano sufficientemente rappresentativi delle caratteristiche litologico - geotecniche del terreno indagato, il quale risulta caratterizzato da una stratigrafia media del sottosuolo come descritto nel seguito. Modello geologico stratigrafico di riferimento.

### 4.2.1 Modello geologico di riferimento

Il modello geologico del sito si basa sulle risultanze dell'indagine geognostica e sismica.

UNITA'	Prof. Strato (m)	Tipo	Nspt	Descrizione
<b>A</b>	0,9	Incoerente	5,62	RIPORTO
<b>B</b>	3	Incoerente coesivo	3	LIMI SABBIOSI
<b>C</b>	5,1	Incoerente	13,51	GHIAIA E SABBIA
<b>D</b>	6	Incoerente	10,99	SABBIA CON GHIAIA

Sulla base delle resistenze e dell'andamento delle verticali penetrometriche possono essere distinti i seguenti strati da piano campagna:

UNITA' GEOTECNICA A da 0,00 a 0,90 m da p.c.

Ripporto indifferenziato costituente il piano campagna.

Caratteristiche geotecniche mediocri con valori medi di  $N_{spt} \leq 12$  c/p (colpi punta).

Si possono assegnare i seguenti parametri geotecnici medi:

<i>Peso di volume naturale (t/mc)</i>	$\gamma = 1,90$
<i>Angolo di resistenza al taglio (°gradi)</i>	$\phi^\circ = 26^\circ$
<i>Coesione non drenata <math>C_u</math> (kg/cmq)</i>	$C_u = 0,50$
<i>Densità relativa (%)</i>	$D_r = 40-45\%$
<i>Classificazione AGI</i>	Da poco a moderatamente addensato

<i>Modulo di Young (kg/cm<sup>q</sup>)</i>	E=150
<i>Modulo Edometrico (kg/cm<sup>q</sup>)</i>	E =50
<i>Modulo di Poisson (kg/cm<sup>q</sup>)</i>	P =-
<i>Modulo di reazione K<sub>0</sub></i>	K <sub>0</sub> =-

**UNITA' GEOTECNICA B da 0,90 a 3,00 m da p.c.**

LIMI SABBIOSI – ARGILLOSI SATURI DALLA QUOTA DI 0,90 m DA P.C.

Caratteristiche geotecniche scadenti con valori medi di  $N_{spt} \leq$  di 3 c/p (colpi punta).

Si possono assegnare i seguenti parametri geotecnici medi:

<i>Peso di volume naturale (t/mc)</i>	$\gamma = 1,60$
<i>Peso di volume saturo (t/mc)</i>	$\gamma_{sat} = 1,80$
<i>Angolo di resistenza al taglio (°gradi)</i>	$\phi^\circ = 24^\circ$
<i>Coesione non drenata Cu (kg/cm<sup>q</sup>)</i>	Cu = 0,20
<i>Densità relativa (%)</i>	Dr = -
<i>Classificazione AGI</i>	Molle o poco consistente
<i>Modulo di Young (kg/cm<sup>q</sup>)</i>	E=40
<i>Modulo Edometrico (kg/cm<sup>q</sup>)</i>	E =50
<i>Modulo di Poisson (kg/cm<sup>q</sup>)</i>	P =-
<i>Modulo di reazione K<sub>0</sub></i>	K <sub>0</sub> =-

**UNITA' GEOTECNICA C da 3,00 a 5,10 m da p.c.**

GHIAIA CON SABBIA MODERATAMENTE ADDENSATA SATURA

Caratteristiche geotecniche discrete con valori medi di  $N_{spt} \leq$  di 25 c/p (colpi punta).

Si possono assegnare i seguenti parametri geotecnici medi:

<i>Peso di volume naturale (t/mc)</i>	$\gamma = 1,95$
<i>Peso di volume saturo (t/mc)</i>	$\gamma_{sat} = 2.20$
<i>Angolo di resistenza al taglio (°gradi)</i>	$\phi = 33^\circ$
<i>Coesione non drenata Cu (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	$C_u = 0,00$
<i>Densità relativa (%)</i>	$D_r = 45-55\%$
<i>Classificazione AGI</i>	Da moderatamente addensato ad addensato
<i>Modulo di Young (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	$E = 240$
<i>Modulo Edometrico (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	$E = 68$
<i>Modulo di Poisson (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	$\mu = 0,31$
<i>Modulo di reazione K<sub>0</sub></i>	$K_0 = 4,00$

UNITA' GEOTECNICA D da 5,10 a 6,00 m da p.c.

SABBIE CON GHIAIA

Caratteristiche geotecniche sufficienti con valori medi di  $N_{spt} \leq$  di 12 c/p (colpi punta).

Si possono assegnare i seguenti parametri geotecnici medi:

<i>Peso di volume naturale (t/mc)</i>	$\gamma = 1,80$
<i>Peso di volume saturo (t/mc)</i>	$\gamma_{sat} = 2.00$
<i>Angolo di resistenza al taglio (°gradi)</i>	$\phi = 30^\circ$
<i>Coesione non drenata Cu (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	$C_u = 0,00$
<i>Densità relativa (%)</i>	$D_r = 30-40\%$
<i>Classificazione AGI</i>	Da poco addensato a moderatamente addensato
<i>Modulo di Young (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	$E = 140$
<i>Modulo Edometrico (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	$E = 50$

<i>Modulo di Poisson (kg/cmq)</i>	P = 0,33
<i>Modulo di reazione K<sub>0</sub></i>	K <sub>0</sub> = 2,50

## **5.0 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI OPERE DI FONDAZIONE**

In accordo con le NTC le scelte progettuali delle opere di fondazione devono rispettare le verifiche delle resistenze del terreno agli stati limite ultimi e di esercizio.

La normativa prevede che la valutazione della resistenza di progetto del terreno che deve essere superiore al valore delle azioni di progetto nelle varie combinazioni di calcolo.

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

$R_d$  = valore della resistenza di progetto

$E_d$  = valore dell'azione di progetto o degli effetti delle azioni nelle varie combinazioni di calcolo

Per il calcolo della resistenza del terreno  $R_d$  si utilizzano coefficienti parziali ( $\gamma_m$ ) da applicare ai valori caratteristici dei parametri di resistenza del terreno acquisiti durante l'indagine geognostica, necessari alla verifica secondo due approcci progettuali.

E' stata verificata la resistenza del terreno allo SLU (capacità portante) e SLE (cedimenti) utilizzando la nuova normativa NTC 14/01/2008 (Cap. 7.2) utilizzando l'approccio 2 combinazione unica.

I calcoli sono stati eseguiti secondo le ipotesi progettuali fornite dal progettista considerando una fondazione superficiale a trave rovescia di lato 50 cm posta a profondità di 0,90 m da p.c. attuale aventi le caratteristiche indicate nel seguito, in presenza di falda (0,95 m da p.c.), con stratigrafia del sottosuolo come rinvenuta durante la campagna di indagini geognostiche.

Per quanto attiene la fondazione canale di grigliatura grossolana trattandosi di vano interrato prevalentemente vuoto o occupato da organi in transito non si ritiene eseguire una verifica di portanza in quanto il peso del terreno che verrà tolto per la formazione del vano è sicuramente maggiore del peso del manufatto in opera e quindi di fatto compatibile con la capacità portante dei depositi in essere. Si rammenta però che il calcolo strutturale dovrà tenere in debita considerazione, nel dimensionamento della

soletta e dei muri in elevazione la spinta idrostatica dovuta al battente idraulico della falda per contrastare il sollevamento sia del fondo scavo in fase esecutiva (well Point) che del manufatto in fase di esercizio.

Le verifiche sono state eseguite per carichi centrati ed in condizioni drenate ( $c' = 0$ ).

I calcoli sono stati eseguiti secondo la tipologia fondazione (tipo e profondità di posa) prevista e sulla base delle azioni e carichi di progetto forniti dal progettista ed in particolare:

#### **IPOTESI A : FONDAZIONE CONTINUA A TRAVE ROVESCIA DI LARGHEZZA $B = 0,50$ M**

##### **5.1 Carico limite di fondazione sui terreni**

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$\tau = c + \sigma \times \tan \varphi$  valida anche per i terreni.

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- Materiale privo di peso e quindi  $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione  $\tau = c + \sigma \times \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza  $2b$  (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

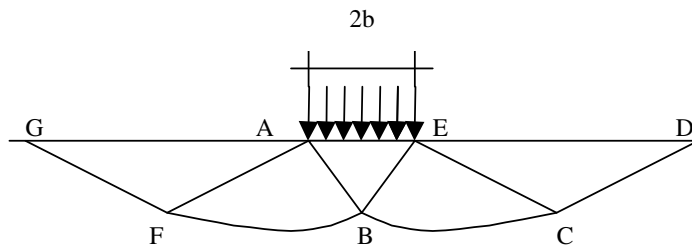
All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie GFBCD.



Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di  $45^\circ + \varphi/2$  rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E. Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di  $\pm(45^\circ + \varphi/2)$  rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione  $q = B \times c$ , dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[ e^{\frac{\pi g \varphi}{tg (45^\circ + \varphi/2)} - 1} \right]$$

Per  $\varphi = 0$  il coefficiente B risulta pari a 5,14, quindi  $q = 5,14 \times c$ .

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ( $c=0$ ,  $\gamma \neq 0$ ) risulta  $q=0$ , secondo la teoria di Prandtl, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti Caquot si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una

profondità  $h$ , con  $h \leq 2b$ ; il terreno compreso tra la superficie e la profondità  $h$  ha le seguenti caratteristiche:  $\gamma \neq 0$ ,  $\varphi = 0$ ,  $c = 0$

e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma + B \times c$$

che è sicuramente è un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

### **Metodo di Terzaghi (1955)**

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto Terzaghi assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione  $\psi$  rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di  $\psi$  in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi  $\gamma_2 = 0$  per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui  $C$  è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo  $\varphi$  prima definito;  $b$  è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, Terzaghi passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da Terzaghi sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, Terzaghi invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{rid} = 2/3 \times \tan \varphi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \varphi / 2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi / 2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left( \frac{K_p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

## 5.2 Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti  $K_h$  e  $K_v$  in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \beta \times (a_{\max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

$\beta$  = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

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

$g$  = accelerazione di gravità.

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

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

$S_S$  (effetto di amplificazione stratigrafica):  $0,90 \leq S_S \leq 1,80$ ; è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

$S_T$  (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di  $S_T$  varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e  $PVR$  probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso  $V_R$  dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'Eurocodice 8 (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

$a_{gR}$  : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

$\gamma_I$ : fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "*design ground acceleration on type A ground*".

Il coefficiente sismico verticale  $K_v$  è definito in funzione di  $K_h$  e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

## VERIFICHE GEOTECNICHE

### DATI GENERALI

=====

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	0,5 m
Lunghezza fondazione	6,0 m
Profondità piano di posa	0,9 m
Altezza di incastro	0,7 m
Profondità falda	1,0 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0,1/0,1 m

### SISMA

=====

Accelerazione massima (ag/g)	0,07
Effetto sismico secondo	NTC (C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	1,5
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,17
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0141
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,0633

## Coefficienti sismici [N.T.C.]

=====

### Dati generali

**Tipo opera:** 2 - Opere ordinarie

**Classe d'uso:** Classe III

**Vita nominale:** 50,0 [anni]

**Vita di riferimento:** 75,0 [anni]

### Parametri sismici su sito di riferimento

**Categoria sottosuolo:** C

**Categoria topografica:** T1

S.L.	TR	ag	F0	TC*
Stato limite	Tempo ritorno [anni]	[m/s <sup>2</sup> ]	[-]	[sec]
S.L.O.	45,0	0,2	2,52	0,18
S.L.D.	75,0	0,25	2,57	0,2
S.L.V.	712,0	0,46	2,7	0,3
S.L.C.	1462,0	0,55	2,78	0,31

## Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L.	amax	beta	kh	kv
Stato limite	[m/s <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[sec]
S.L.O.	0,3	0,2	0,0061	0,0031
S.L.D.	0,375	0,2	0,0076	0,0038
S.L.V.	0,69	0,2	0,0141	0,007
S.L.C.	0,825	0,2	0,0168	0,0084

## STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH	Gam	Gams	Fi	Fi Corr.	c	c Corr.	cu	Ey	Ed	Ni
[m]	[Kg/m <sup>3</sup> ]	[Kg/m <sup>3</sup> ]	[°]	[°]	[Kg/cm <sup>2</sup> ]	[Kg/cm <sup>2</sup> ]	[Kg/cm <sup>2</sup> ]	[Kg/cm <sup>2</sup> ]	[Kg/cm <sup>2</sup> ]	
0,9	1900,0	2000,0	26,0	26	0,5	0,5	0,5	150,0	50,0	0,33
2,1	1600,0	1800,0	24,0	24	0,0	0,0	0,2	40,0	50,0	0,0
2,1	1950,0	2200,0	33,0	33	0,0	0,0	0,0	240,0	68,0	0,31
0,9	1800,0	2000,0	30,0	30	0,0	0,0	0,0	140,0	50,0	0,33



Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto  [Kg/cm <sup>2</sup> ]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	Sisma	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

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	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

**IPOTESI A : AMPLIAMENTO LOCALE SOFFIANTI**

**FONDAZIONE CONTINUA A TRAVE ROVESCIA DI LARGHEZZA B= 0,50 M**

**CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma**

**Autore: TERZAGHI (1955)**

<b>Carico limite [Qult]</b>	<b>1,79 Kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>Resistenza di progetto[Rd]</b>	<b>0,78 Kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>Tensione [Ed]</b>	<b>0,6 Kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]</b>	<b>2,98</b>
<b>Condizione di verifica [Ed &lt;= Rd]</b>	<b>Verificata</b>

**COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)**

**Costante di Winkler**                      **0,72 Kg/cm<sup>3</sup>**

**A1+M1+R3**

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]    11,4

Fattore [Nc]    23,36

Fattore [Ng]    8,58

Fattore forma [Sc]    1,0

Fattore forma [Sg]    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 1,87 Kg/cm<sup>2</sup>**

**Resistenza di progetto 0,81 Kg/cm<sup>2</sup>**

**Condizione di verifica [Ed ≤ Rd] Verificata**

=====

===

### Sisma

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

===

Fattore [Nq] 11,4

Fattore [Nc] 23,36

Fattore [Ng] 8,58

Fattore forma [Sc] 1,0

Fattore forma [Sg] 1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 0,79

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1,0

=====

**Carico limite 1,79 Kg/cm<sup>2</sup>**

**Resistenza di progetto 0,78 Kg/cm<sup>2</sup>**

**Condizione di verifica [Ed ≤ Rd] Verificata**

=====

### **CEDIMENTI PER OGNI STRATO**

\*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

**Pressione normale di progetto 0,5 Kg/cm<sup>2</sup>**

**Cedimento dopo T anni 15,0**

**Cedimento totale 0,38 cm**

*Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.*

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm <sup>2</sup> )	Dp (Kg/cm <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	1,95	0,263	0,066	Edometrico	0,28	--	0,28
3	4,05	0,473	0,023	Edometrico	0,07	--	0,07
4	5,55	0,644	0,015	Edometrico	0,03	--	0,03

## CEDIMENTI ELASTICI

=====

Pressione normale di progetto                      0,5 Kg/cm<sup>2</sup>

Spessore strato    2,0 m

Profondità substrato roccioso                      2,0 m

Modulo Elastico    40,0 Kg/cm<sup>2</sup>

Coefficiente di Poisson                                      0,35

=====

Coefficiente di influenza      I1    0,58

Coefficiente di influenza      I2    0,13

Coefficiente di influenza      Is    0,64

=====

**Cedimento al centro della fondazione      4,9 mm**

=====

Coefficiente di influenza      I1    0,36

Coefficiente di influenza      I2    0,15

Coefficiente di influenza      Is    0,43

Cedimento al bordo                      1,63 mm

**VERIFICA A LIQUEFAZIONE - Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss**

=====

Svo: Pressione totale di confinamento; S'vo: Pressione efficace di confinamento; T: Tensione tangenziale ciclica; R: Resistenza terreno alla liquefazione; Fs: Coefficiente di sicurezza

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (Kg/cm <sup>2</sup> )	S'vo (Kg/cm <sup>2</sup> )	T	R	Fs	Condizione:
2	3,00	3,00	4,871	0,547	0,347	0,068	0,092	1,34	Livello non liquefacibile
3	5,10	25,00	32,718	1,009	0,599	0,071	3,623	51,18	Livello non liquefacibile
4	6,00	12,00	14,687	1,189	0,689	0,071	0,172	2,41	Livello non liquefacibile

## 6.0 CONCLUSIONI

Lo studio ha permesso di definire la natura e le caratteristiche dei terreni presenti nell'area esaminata; in particolare in corrispondenza dell'area di intervento sono presenti riporti indifferenziati sino a profondità di 0,90 m da quota piazzale interno, seguiti da depositi naturali incoerenti prevalentemente sabbie e ghiaie da addensate a ben addensate di natura fluviale.

Sulla base delle considerazioni svolte nei paragrafi precedenti e delle indagini realizzate nell'area in oggetto si traggono le seguenti conclusioni:

- ✓ le indagini eseguite mostrano una significativa omogeneità della litostratigrafia dell'area esaminata sia per quanto attiene l'area di intervento del nuovo locale soffianti che nell'area a margine della vasca di sedimentazione.
- ✓ all'atto delle prove in sito il livello piezometrico della falda è stato misurato direttamente per le profondità indagate; esso si situa a profondità superiori a 0,95 m da p.c. internamente ai depositi alluvionali; come già precedentemente citato, nel corso dell'anno tale livello piezometrico è soggetto a variazioni rispetto alla misura rilevata e perciò soggetto a possibile innalzamento durante la stagione autunnale e primaverile a seguito di periodi particolarmente piovosi o intensi eventi meteorici.
- ✓ la capacità portante dei terreni in corrispondenza dell'area investigata risulta compatibile un carico ultimo d'esercizio, compreso peso proprio della fondazione (fondazioni a trave rovescia) nelle condizioni di massima sollecitazione  $\leq 0,70$  kg/cm<sup>2</sup>; i cedimenti corrispondenti saranno compresi entro 1,00 cm (nuovo locale soffianti). Per quanto attiene la fondazione canale di grigliatura grossolana trattandosi di vano interrato prevalentemente vuoto o occupato da organi in transito non si ritiene eseguire una verifica di portanza in quanto il peso del terreno che verrà tolto per la formazione del vano è sicuramente maggiore del peso del manufatto in opera e quindi di fatto compatibile con la capacità portante dei depositi in essere. Si rammenta però che il calcolo strutturale dovrà tenere in debita considerazione, nel dimensionamento della soletta e dei muri in elevazione, della spinta idrostatica dovuta al battente idraulico della falda.

✓ le fondazioni dovranno essere impostate in corrispondenza del terreno naturale ed in nessun caso su materiale riportato o rimaneggiato. Si raccomanda pertanto di evitare rimaneggiamenti o deterioramento del terreno di fondazione prima della messa in opera delle fondazioni, al fine di evitare cedimenti o assestamenti non prevedibili. In ogni caso il piano di imposta delle fondazioni dovrà essere ad una profondità tale da superare lo strato di terreno vegetale di copertura, che cambia di volume per effetto della variazione di contenuto d'acqua capillare stagionale, sensibile alle azioni di gelo e disgelo. Nel caso in esame verranno adottate le seguenti profondità di fondazione:

- ✓ -NUOVO LOCALE SOFFIANTI: Fondazione a trave rovescia Larghezza 50 cm posta a quota di 0,90 m da p.c.
- ✓ -NUOVO CANALE GRIGLIATURA: Fondazione a platea di profondità 3,50 m da p.c.
- ✓ l'area in oggetto ricade nello scenario di microzonazione sismica individuato come Z4a "Zone di pianura con presenza di depositi granulari e coesivi" con fattore di amplificazione ( $F_a$ ) inferiore al valore di soglia comunale DGR 1566/2005 .
- ✓ sulla base dell'indagine sismica eseguita il valore della velocità di propagazione delle onde di taglio entro 30 m di profondità ( $V_{s30}$ ) nei terreni interessati dall'intervento in oggetto è pari a 292 m/sec, pertanto la categoria di appartenenza del litotipo equivalente è la C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero NSPT30 compreso tra 15 e 50 nei terreni a grana grossa  $c_{u30}$  compreso tra 70 e 250 kPa nei terreni a grana fine).

Lo studio condotto basato sui parametri individuati dalla "Relazione geologica" evidenziano che l'area interessata dal progetto ubicata nel comune di Ozzero (MI) risulta, da un punto di vista geotecnico e sismico, idoneo alla realizzazione dell'intervento fatte salve le seguenti prescrizioni di carattere tecnico:



- ✓ acque superficiali e di infiltrazione. Le indagini in sito svolte sul lotto in oggetto hanno evidenziato la presenza di falda freatica a quote prossime al piano campagna ed alla quota di progetto delle fondazioni; si consiglia comunque di proteggere i manufatti con impermeabilizzazione e drenaggio a tergo dei muri con recapito verso idonei pozzetti di raccolta e smaltimento. Per quanto riguarda gli scavi in corrispondenza del canale di grigliatura si fa presente che essi saranno da eseguire sottofalda con la necessità di ricorrere all'utilizzo temporaneo di sistemi di dewatering (per es: well point) e sostegno delle pareti di scavo durante le operazioni di casseratura e getto. Si rammenta inoltre che l'utilizzo di sistemi di dewatering in adiacenza a manufatti esistenti potrebbero causare, in relazione agli abbassamenti di falda prodotti, cedimenti del terreno e dei manufatti ivi presenti, posti a quote superiori al livello di falda. Per tale ragione si consiglia una valutazione idraulica preliminare prima dell'esecuzione dei lavori.
- ✓ il perimetro del cantiere, nelle varie fasi di scavo, dovrà essere opportunamente recintato e sarà cura del Direttore dei Lavori evitare di disporre carichi statici o transitare con essi in corrispondenza del ciglio delle scarpate di scavo.
- ✓ viste le profondità in gioco (canale grigliatura con scavo sottofalda), dovranno adottarsi tutti gli accorgimenti per consentire alle maestranze di operare nelle condizioni di massima sicurezza, soprattutto per quanto riguarda il sostegno delle pareti di scavo sottofalda che non dovranno mai essere sprovviste presidi di sostegno provvisori o definitivi.

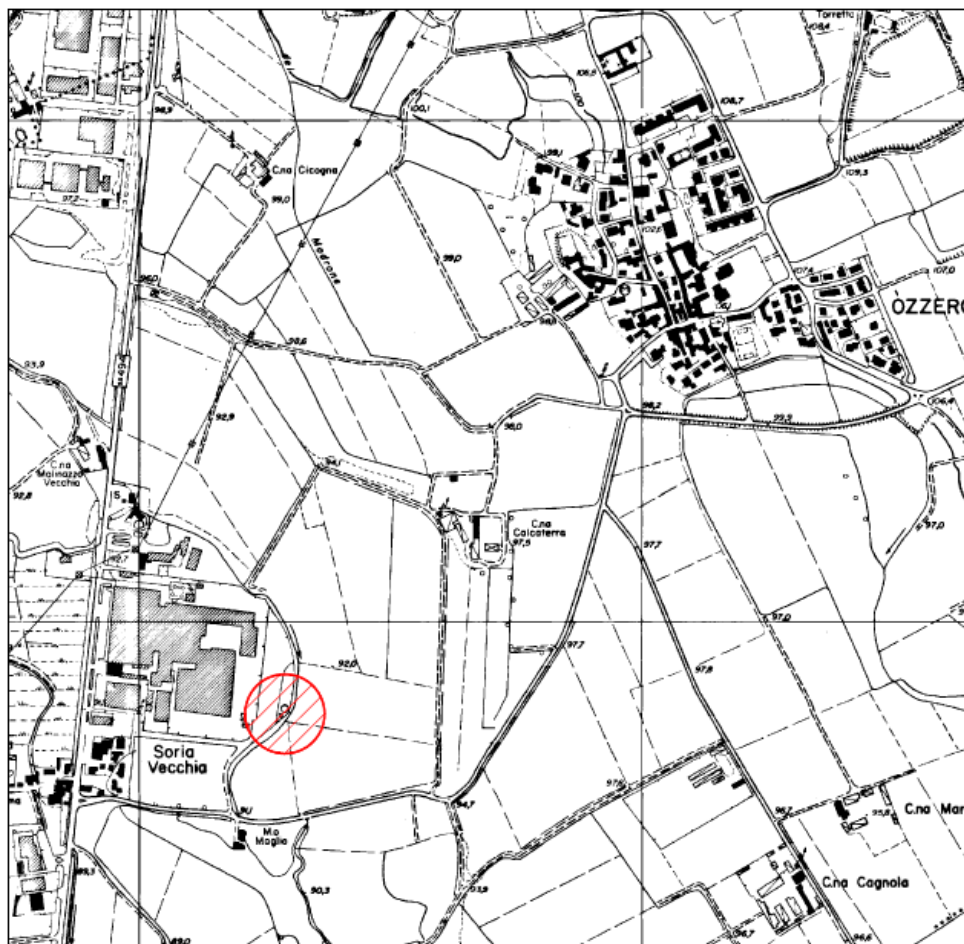
Dalle considerazioni esposte nei paragrafi precedenti e dall'esame delle condizioni geomorfologiche, geologiche dell'area e dei depositi indagati con indagine in sito, si può dedurre che le caratteristiche dell'area in oggetto appaiono compatibili con la destinazione d'uso prevista, adottando le prescrizioni sin qui esposte.

Il presente elaborato è redatto in ottemperanza ai contenuti del DM 14/01/2008 e contempla i requisiti urbanistici e normativi di rilevanza geologica ivi prescritti, costituendo documento idoneo per il rilascio della concessione edilizia sulla base del progetto di costruzione ad esso allegato.

## **ALLEGATI**

## **ALLEGATO 1**

### **Corografia dell'area**



## **ALLEGATO 2**

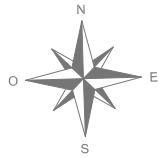
### **Planimetria del sito con ubicazione opere da realizzarsi e indagini geognostiche condotte**

LEGENDA

● PROVE PENETROMETRICHE

+ INDAGINE SISMICA (MASW)

— OPERE DA REALIZZARE



ROGGIA RILE

+ 92,10 m

ACQUO FERRACETICO

COLLETTORE DAL CENTRO ABITATO

+ 92,00 m

SCARICO LINEA 1

MANDATA LINEA 1

MANDATA LINEA 2

RECUPERO FINALE

SCARICO LINEA 2

ROGGIA RILE

SCPT2

+ MASW

COLLETTORE DA ZONA INDUSTRIALE

+ 92,00 m

+ 92,00 m

SCPT1

+ 92,90 m

+ 92,30 m

+ 92,00 m

### **ALLEGATO 3**

#### **Log prove penetrometriche**

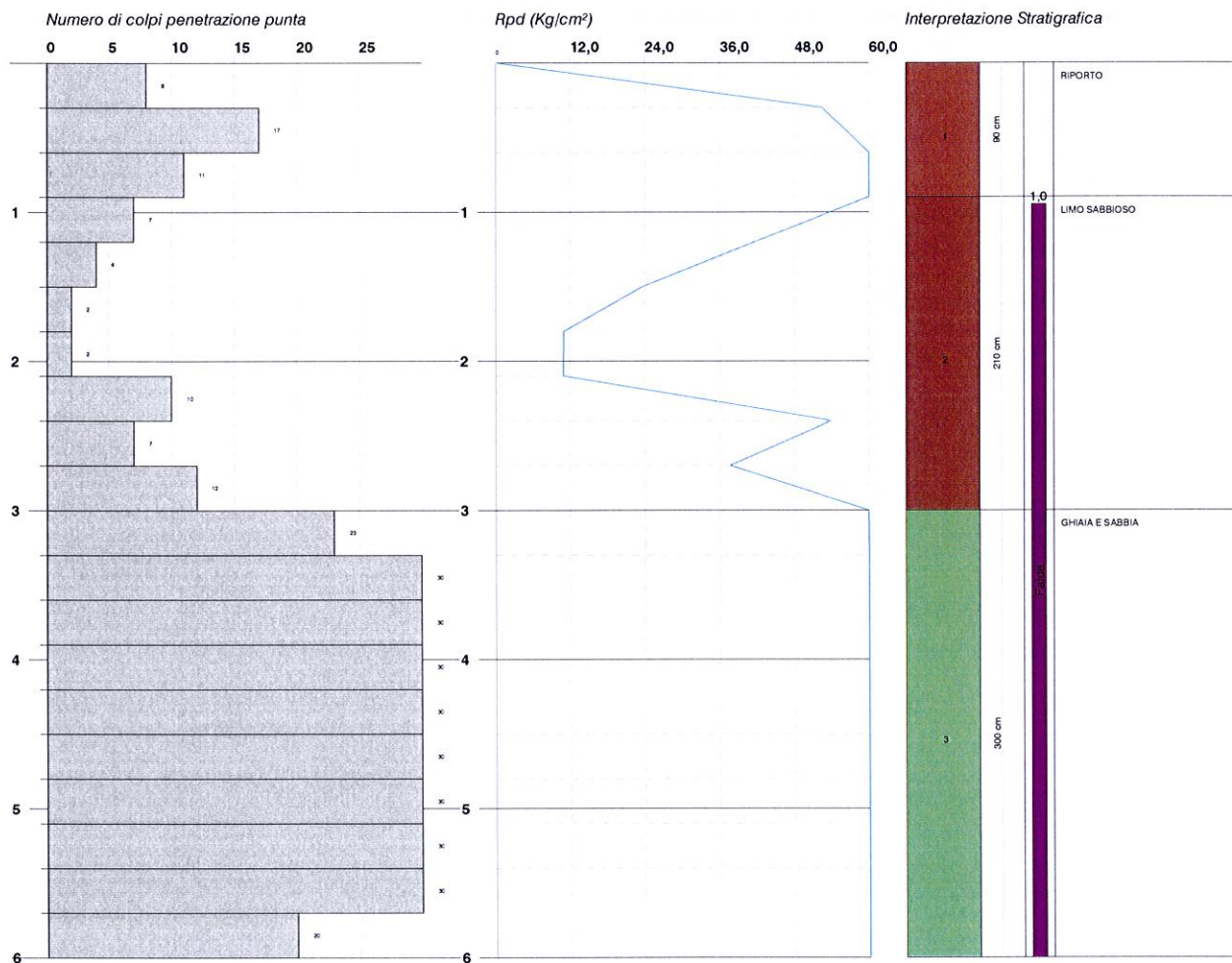
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT 1**

**Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)**

Committente: CAP HOLDING SPA  
Cantiere: DEPURATORE COMUNALE DI OZZERO (MI)  
Località: Via L. Galvani Ozzero (MI)

Data: 09/01/2014

Scala 1:50





**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT 2**  
**Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)**

Committente: CAP HOLDING SPA  
Cantiere: DEPURATORE COMUNALE DI OZZERO (MI)  
Località: Via L. Galvani Ozzero (MI)

Data: 09/01/2014

Scala 1:50

