



Comune di
S.LEUCIO DEL SANNIO (Bn)
PUC

PIANO URBANISTICO COMUNALE

*Esiti della Conferenza di Servizi
ratificati con delib. C.C. n.15 del 28/04/2018
ex art. 24 co.10 della l.r.16 del 22/12/2004*

IL SINDACO : Nascenzio Iannace

ASSESSORE URB. : Avv. Carmine Cavuoto

1:25000 ○	1:10000 ○	1:5000 ○	1:2000 ○
<p>— DISPOSIZIONI STRUTTURALI <i>a tempo indeterminato (ex art.3. co.3 lett. a) L.R. 16/2004)</i></p> <p>— DISPOSIZIONI PROGRAMMATICHE <i>a tempo determinato (ex art.3. co.3 lett.b) L.R. 16/2004)</i></p> <p>— RELAZIONE ILLUSTRATIVA</p> <p>— NORME TECNICHE DI ATTUAZIONE <i>(ex art. 23 - comma 8 L.R. 16/2004)</i></p> <p>— RAPPORTO AMBIENTALE <i>(ex art. 47 co. 2 - L.R. 16/2004)</i></p>			
Sistema insediativo: Sistema urbano di Benevento e delle colline beneventane			ALLEGATO
<p>RELAZIONE DI COMPATIBILITA' CON LO STUDIO GEOLOGICO TECNICO</p>			03
<p>PROGETTO URBANISTICO : dr. arch. Pio CASTIELLO</p> <p>STUDIO GEOLOGICO : dr. geol. Cosimo Iannace - prof.ing. Stefania Sica</p> <p>STUDIO AGRONOMICO : dr. agr. Giuseppe Martuccio</p> <p>ZONIZZAZIONE ACUSTICA : prof. Gennaro Lepore (esperto in acustica)</p>			

<p>dr. ing. Stanislao Giardiello (R.U.P.)</p>	<p>progetto :</p> <p>Arch. Pio Castiello</p>
---	--

SOMMARIO

SOMMARIO.....	1
PREMESSA.....	2
CRITERI PROGETTUALI GENERALI.....	3
COMPATIBILITÀ TRA CONDIZIONI GEOTECNICHE E PREVISIONI URBANISTICHE	7
GEOLITOLOGIA (RIF. CARTA GEOLITOLOGICA).....	10
RISULTATI OTTENUTI	13
CONCLUSIONI: VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ	14

PREMESSA

L'Amministrazione Comunale di S. Leucio del Sannio ha conferito al sottoscritto architetto Pio Castiello, iscritto all'Albo degli Architetti Pianificatori Paesaggisti e Conservatori della Provincia di Benevento al n° 92, l'incarico di redigere il Piano Attuativo Urbanistico – Piano di Zona per l'Edilizia Economica e Popolare, al fine di razionalizzare le scelte finora attuate, dare un assetto definitivo all'area in oggetto con la previsione delle dotazioni di spazi destinati a standard urbanistici secondo quanto previsto dalla normativa vigente e di completare gli interventi edilizi già avviati con la pregressa pianificazione.

INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il territorio del Comune di San Leucio del Sannio ricade nell'ambito della Provincia di Benevento.

- | | |
|---|---------------------------------|
| • Superficie Territoriale | 10,00 Km ² (1000 Ha) |
| • Densità di Popolazione al 2001 | 315,90 Ab/Km ² |
| • Altitudine max | m 394 s.l.m. |
| • Altitudine min. | m 129 s.l.m. |
| • Altitudine centro..... | m 369 s.l.m. |
| • Classificazione sismica (Del.G.R.5447 del 07/11/2002) | Classe 1 – Alta sismicità |

S. Leucio del Sannio confina con i comuni di Apollosa, Benevento, Ceppaloni, Sant'Angelo a Cupolo.

Distanza dal Capoluogo di Regione : Napoli Km 65

Distanza dal Capoluogo di Provincia : Benevento Km. 9

CRITERI PROGETTUALI GENERALI

Nel fornire risposta agli indirizzi programmatici elaborati dall'Amministrazione Comunale (cfr. Par. A.1.0), il progetto di PUC è stato improntato, fin dalle fasi iniziali, al massimo coordinamento con gli indirizzi strategici delineati dal Piano Territoriale Regionale adottato e dal Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale anch'esso adottato, nel rispetto di quanto stabilito dalla L.R. n. 16/2004 e dalle relative disposizioni attuative emanate dalla Giunta Regionale, ivi comprese le Norme Tecniche e Direttive di cui alla delib. di G.R. n. 834/2007.

Inoltre, le previsioni di Piano sono state elaborate in coerenza con le determinazioni dell'Autorità di Bacino dei Fiumi Liri-Garigliano e Volturno.

Tuttavia, nel descrivere i criteri progettuali generali del PUC si ritiene utile anticipare alcune considerazioni riguardanti, in particolare, i fattori idrogeologici e quelli storico-paesaggistici che hanno indirizzato il Piano in sede di strutturazione dell'impianto pianificatorio.

Dal punto di vista idrogeologico, se da un lato le condizioni di rischio individuate dall'Autorità di Bacino competente interessano maggiormente parti di territorio di per sé meno urbanizzate, anche alcune parti al margine del tessuto urbano consolidato presentano una caratterizzazione di rischio di cui andava tenuto conto in sede di definizione delle destinazioni d'uso ditali fasce marginali.

All'interno di detti ambiti, collocati per lo più lungo ad ovest del centro capoluogo, è stata prevista una destinazione a verde inedificabile (Zona "V") o in zone del tipo agricolo. In ogni caso, l'effettiva possibilità di trasformazione urbanistica del territorio è subordinata al rispetto delle disposizioni dell'Autorità di Bacino competente, espressamente richiamate nelle Norme Tecniche di Attuazione del PUC.

In merito ai caratteri insediativi, la individuazione delle maglie urbanizzative, sia per il completamento che per la integrazione del tessuto urbano, ovvero la localizzazione delle ulteriori possibilità di trasformazione urbanistica, è stata operata per lo più in continuità con gli ambiti territoriali già infrastrutturati e trasformati.

A monte della impostazione progettuale di Piano si pone una distinzione, conseguente all'analisi territoriale preliminare, del territorio comunale in due unità di paesaggio fondamentali:

- Paesaggio urbanizzato e semi-urbanizzato (urbano, periurbano e marginale);
- Paesaggio rurale aperto (nuclei ed insediamenti extraurbani, campo aperto).

Nel progetto di PUC la predetta distinzione è sostanziata, per il paesaggio rurale, dalla individuazione della Zona ET - Agricola di tutela, finalizzata alla tutela e conservazione del paesaggio rurale a nord del centro capoluogo lungo il vallone Fievo, e della connessa Zona EF - Agricola speciale di tutela del paesaggio fluviale, riguardante aree di tutela e conservazione del paesaggio fluviale e agrario lungo le fasce del Torrente Serretelle e del Fiume Sabato.

Le altre parti del paesaggio rurale aperto sono classificate in Zona ED — Agricola Ordinaria, in Zona EP - Agricola produttiva, in Zona EA - Agricola agrituristica e in Zona i - Insediamenti extraurbani sparsi (quest'ultima relativa ad ambiti che benché edificati non hanno caratterizzazione urbana).

Il “paesaggio urbanizzato e semi-urbanizzato” è invece costituito dal tessuto urbano e periurbano che si snoda fundamentalmente lungo la viabilità interna di collegamento con il capoluogo provinciale, o direttamente o per il tramite della SP Ciardelli e della SP n. 94.

Il progetto di PUC ha inteso rispondere innanzitutto all'obiettivo strategico della “valorizzazione qualitativa delle specificità”, introdotto anche dal PTR, mediante l'introduzione nella zonizzazione funzionale di zone omogenee di tutela attiva del patrimonio naturalistico, paesaggistico e storico-culturale esistente, ovvero:

- la Zona “A - Centro Storico”, finalizzata alla riqualificazione dell'ambiente costruito, al recupero e la rifunzionalizzazione degli edifici degradati, alla valorizzazione dei valori storico-architettonici, accanto al miglioramento della qualità dello spazio pubblico, nel rispetto dei caratteri edilizi e delle tipologie originarie del tessuto edificato,
- la Zona “ET - Agricola di tutela”, finalizzata alla tutela e alla conservazione del paesaggio rurale a nord del centro capoluogo lungo il vallone Fievo;
- la Zona “EF - Agricola speciale di tutela del paesaggio fluviale”, riguardante aree di tutela e conservazione del paesaggio fluviale e agrario lungo le fasce del Torrente Serretelle e del Fiume Sabato.

Accanto alle predette zone di tutela attiva si evidenziano altre tipologie di zona territoriale omogenea che rispondono a criteri di protezione dei caratteri naturalistico-ambientali in uno con quello della mitigazione del rischio idrogeologico oppure con quello del miglioramento della qualità di vita in ambito urbano, come:

- la Zona “V - Giardini di pregio - verde vivo”, riguardante aree di verde privato sottoposte a vincolo di in edificabilità totale per realizzare zone di rispetto ambientale, nonché per tutelare le parti marginali al tessuto edificato;
- la Zona P - Parco urbano”, riguardante le destinazioni al potenziamento e alla formazione

di parchi verdi e servizi connessi, con specie vegetali ed arbustive anche di pregio, mediante interventi di tutela e valorizzazione delle qualità ambientali naturali meritevoli di conservazione, anche ai fini di cui alla LR. 7 ottobre 2003 n.17, recante la “Istituzione del Sistema Parchi Urbani di Interesse Regionale”.

Per le aree definite come “campo aperto” con caratterizzazione più prettamente rurale e produttiva il progetto di PUC assegna un ruolo fondamentale all’obiettivo della “modernizzazione sostenibile”, sostenendo le opportunità fornite da logiche di qualità, di difesa della biodiversità e delle produzioni tipiche. A tal proposito, il PUC prevede, in accordo anche con la programmazione regionale di derivazione comunitaria (PSR, POR, ecc), una differenziazione del paesaggio agricolo ed ex agricolo, con una definizione delle classificazioni d’uso per gli insediamenti rurali e le aree adese di tipo differenziato, rispondendo con ciò anche alla necessità di riequilibrio socio-economico in rapporto alle prospettive di sviluppo emerse dall’analisi preliminare condotta per il PUC, che mostra una fase di involuzione del settore primario (cfr. Par. F.4.0).

Sul tema della mobilità il PUC cerca di integrare la rete cinematica locale in particolare con le opportune connessioni alle direttrici viarie di lunga portata.

A quanto innanzi deve aggiungersi che nella definizione delle destinazioni d’uso il PUC persegue, anche in risposta alla notevole tendenza locale allo sviluppo socio-economico, una “integrazione funzionale” che trova una allocazione ideale sia all’interno del paesaggio urbanizzato e semi-urbanizzato (in particolare nella Zona B1, B2, B3 e CI), sia nei nuclei extraurbani strutturatisi, in campo aperto (Zona N), la qual cosa intende comportare anche dei benefici sotto il profilo della mobilità urbana (meno trasferimenti in automobile) e dell’accessibilità alle funzioni integrative della residenza (commercio, ricettività, servizi terziari in genere, ecc.) con conseguente “miglioramento della qualità della vita”.

A tal fine, alcune Zone sono specificamente destinate a tali tipologie d’uso (Zone F4, T e T1).

Gli standard di quartiere e i servizi territoriali sono, invece, classificati rispettivamente in Zona FI-F3 e in Zona F2, mentre le altre attrezzature sono individuate nelle Zone FS (cimiteriali) ed F6 (eco-ambientali e tecnologiche).

Il paesaggio rurale è altresì interessato dalla classificazione in Zona “EO - Agricola Ordinaria” e in Zona “I insediamenti extraurbani sparsi”, mirando il PUC al mantenimento della multifunzionalità nelle aree extraurbane rispettivamente rurali o ex rurali, ovvero ad una “diversificazione delle attività agricole” orientata all’incremento delle produzioni tipiche di qualità, alla promozione delle filiere agro-energetiche, nel rispetto degli equilibri

ambientali e paesaggistici e degli aspetti di biodiversità, nonché all'integrazione delle attività agricole con quelle extra-agricole, queste ultime legate al turismo rurale, escursionistico, enogastronomico e culturale, alla ricreazione e vita all'aria aperta, alle produzioni sostenibili nei settori artigianale, manifatturiero e dei servizi.

COMPATIBILITÀ TRA CONDIZIONI GEOTECNICHE E PREVISIONI URBANISTICHE

Il presente progetto P.U.C. è stato coordinato con lo studio geologico-geognostico redatto, ai sensi dell'art. 14, L.R. n. 9 del 07/01/83 e s.m.i., dal Dott. Geol. Cosimo Damiano Iannace iscritto all'Ordine dei geologi della Regione Campania al n. 1215.

Il sottoscritto progettista del P.T.J.C. ha quindi redatto la verifica che segue, in modo da meglio significare i rapporti geotecnici e geosismici, in termini di compatibilità, tra le caratteristiche geosismiche dei terreni e delle aree da trasformare.

INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Il territorio del Comune di San Leucio del Sannio si colloca in posizione Sud rispetto al capoluogo di provincia; esso è compreso nelle Tavole 11° NO e 1° NE - BENEVENTO - del F° 173 della Carta d'Italia - IGM e confina con i Comuni di Benevento, Ceppaloni, Apollosa e Sant'Angelo a Cupola.

L'aspetto morfologico della zona è quello di un paesaggio tipicamente collinare, ed è strettamente connesso ai diversi fenomeni erosivi, in particolare acque di precipitazione e ruscellamento, che sono intervenuti in maniera differente sui vari litotipi affioranti.

Dal punto di vista morfologico, il territorio comunale è delimitato dalla presenza di due incisioni, quella del Fiume Sabato ad Oriente e quella del Torrente Serretelle ad Occidente.

La configurazione orografica risulta caratterizzata dalla presenza di due dorsali principali ad andamento Nord Sud, separate dal vallone San Vito; i fianchi di tali dorsali presentano acclività diverse ed andamenti più o meno regolari a seconda delle azioni idrogeomorfologiche che le hanno interessato.

La dorsale principale è quella su cui si sviluppa gran parte del Centro Urbano del Comune di San Leucio del Sannio, e parte dalla località Confini per prolungarsi fino a Monte Calvo.

Il fianco occidentale di questa dorsale degrada anche con elevata acclività verso il Vallone San Vito, che opera nei periodi di intensa piovosità un'azione erosiva molto accentuata.

La parte orientale della dorsale, quella che degrada verso l'incisione del Fiume Sabato, è caratterizzata da una morfologia con pendenze anche abbastanza accentuate, dove fenomeni erosivi hanno determinato incisioni profonde con versanti anche molto acclivi.

Questa dorsale assume un aspetto stabile in quanto i materiali più superficiali ed alterati sono stati trasportati a valle, mettendo in luce i materiali dotati di buone caratteristiche geomeccaniche.

Per quanto riguarda la seconda dorsale, quella che parte da località Ariarella per prolungarsi in direzione Nord, il fianco occidentale si presenta con andamento poco regolare, per la presenza di alcuni dossi e piccole valli sedi di una idrografia superficiale stagionale che, a luoghi, provoca dei modesti fenomeni di dissesto nei terreni attraversati; andamento più regolare presenta il fianco orientale, ad eccezione della parte più a valle, quella in prossimità dell'incisione torrentizia del Vallone San Vito, interessata da un'intensa azione erosiva, che determina una morfologia piuttosto articolata.

L'andamento morfologico appena descritto, costituito da un susseguirsi di dorsali e vallate più o meno ampie, fa sì che tutto il territorio sia sottoposto ad una evoluzione dinamica dovuta sia all'azione degradante delle acque di precipitazione e ruscellamento sui terreni sabbiosi argillosi facilmente erodibili, sia all'azione di erosione e scalzamento al piede esercitata dalle aste torrentizie.

Lo studio geomorfologico è stato eseguito con lo scopo di stabilire l'evoluzione generale subita dal territorio, in modo da individuare la tendenza evolutiva morfogenetica dei versanti.

In riferimento alla Carta della Stabilità dello studio geologico si è tenuto conto, inoltre, della Carta del Rischio Idrogeologico redatta dall'Autorità di Bacino dei Fiumi Liri, Garigliano e Volturno competente sul territorio.

Lo studio fotogeologico coadiuvato da verifiche a terra, e basato sul principio che la stabilità dell'intero territorio comunale è fortemente legata allo spessore delle colui di ricoprimento aventi scarse caratteristiche geomeccaniche nonché alla pendenza ed al substrato locale, ha confermato sostanzialmente le perimetrazioni effettuate dall'Autorità di Bacino.

INQUADRAMENTO GEOLOGICO

I terreni che affiorano nell'ambito del territorio comunale sono costituiti da formazioni di età abbastanza recente, che vanno dal Pliocene medio-inferiore all'Olocene; fa eccezione un modesto affioramento di terreni miocenici osservabile nella parte sud-occidentale.

Le unità stratigrafico-strutturali riconosciute nell'area in esame sono, a partire dalla più recente alla più antica, le seguenti:

- A) Depositi quaternari
- B) Unità di Ariano
- C) Unità delle Argille Varicolori

Depositi Quaternari

Essi sono rappresentati dai depositi alluvionali di fondo valle e da depositi piroclastici.

- Depositi alluvionali

I materiali alluvionali sono localizzati ad Est del territorio comunale (Fiume Sabato) e ad Ovest (Tonente Serretelle), e sono rappresentati dai prodotti derivanti dall'azione di trasporto e deposito operata dai due corsi d'acqua. Si tratta di materiali che non godono di alcuna continuità, né in senso verticale né orizzontale, essendo caratterizzati da una Interdigitazione legata a cicli diversi della vita dei fiumi. Tali sedimenti continentali si sono formati durante le fasi (Glaciale Interglaciale) del Quaternario medio ed costituenti, provenivano principalmente dall'erosione di aree ilimitrofe alle zone di deposizione morfologicamente basse (fondo valle); il tutto poi, si integra nel contesto della Catena Sud Appenninica.

- Depositi piroclastici

Il territorio comunale è stato interessato dalle varie eruzioni del Monte Somma-Vesuvio che hanno ricoperto questa parte della provincia di Benevento con depositi piroclastici di colore grigiastro. A causa dell'acclività del territorio, occupano limitate estensioni in senso areale ed hanno uno spessore variabile, che comunque non supera ordine di qualche metro nelle zone di maggior accumulo; si rinvencono soprattutto in località Eeleppi ed Ariarella. Oltre ai materiali piroclastici rimarteggiati appena menzionati, si rinvencono anche delle Ignimbriti trachifonolitiche, meglio, note col nome di "Tufo Grigio Campano con diverso grado di litificazione" e caratteristica fessurazione colonnare; esse affiorano in località Piano Affieri, a monte del Torrente Serreteile.

Unità di Ariano (Pliocene Medio-Inferiore)

Trattasi di un'unità stratigrafica strutturale depositatasi dopo le principali fasi tettonogenetiche che hanno modellato l'edificio a cunei della catena appenninica. Tale unità è costituita da una successione di tipo regressivo che rappresenta il riempimento di un bacino intra-appenninico di modesta estensione individuatosi a seguito della intense fasi tettoniche mioceniche nelle aree più interne delle catene in avanzamento, con deposizione di sedimenti prevalentemente elastici di ambiente generalmente neritico; l'intera successione stratigrafica, ha potenza di alcune centinaia di metri, ed è stata dislocata, principalmente per taglie dirette, durante le fasi tettoniche successive al Plio-Pleistocenico. Il ciclo regressivo dell'unità è rappresentato da sedimenti essenzialmente irroso-argillosi alla base, passanti con gradualità a depositi sabbiosi arenacei e quindi arenaceo conglomeratici alla sommità.

I terreni sono rappresentati da sabbie ed arenarie con lenti di conglomerato poligenico, e da sabbie argillose di colore generalmente giallastro. Tali depositi occupano la quasi totalità

del territorio comunale, ad eccezione della parte più orientale, dove affiorano i depositi alluvionali del Fiume Sabato. Tutto il complesso formazionale pliocenico, di ambiente sedimentario marino sublittorale, deriva prevalentemente dallo smantellamento di più antichi depositi, ed ha subito la sola compattazione naturale, senza evidenti fenomeni di cementazione. Stratigraficamente, la formazione su menzionata si presenta mal stratificata, con giacitura non ben definita, per lo più a banchi e lenti irregolari, con passaggi laterali per interdigitazione, dovuti ai diversi cicli trasgressivi e regressivi del Pliocene; ciò fa sì che si crei una forte variabilità stratigrafica in senso areale.

Unità delle Argille (Miocene)

Occupava un'area di estensione molto limitata, localizzata ad occidente del territorio comunale, in corrispondenza di una linea di faglia che la mette in contatto con i depositi pliocenici. I terreni sono rappresentati da argille più o meno scagliettate, grigie e varicolori, inglobanti pezzame lapideo di natura calcareo-marnosa e di dimensioni anche notevoli. Ai fini del presente studio, non assumono alcun tipo di importanza, in quanto! sia per la loro elevata deformabilità, con scadenti caratteristiche geomeccaniche, che per la loro posizione geografica, la zona in cui affiorano non sarà mai utilizzata per la realizzazione di opere strutturali di alcun genere.

GEOLITOLOGIA (rif. Carta Geolitologica)

Depositi alluvionali

Sono costituiti da elementi clastici dalla granulometria assai varia, con materiale polistico abbondantemente presente; in particolare i terreni sono rappresentati da limi e sabbie argillose commisti a ciottoli eterometrici in proporzioni estremamente variabili. Questi terreni rappresentano i prodotti derivanti dall'azione di trasporto e deposito operata dal Torrente Serretelle ad Est e dal Fiume Sabato ad Ovest (sia in facies sabbio-siltosa con pochi ciottoli che in facies ghiaia-sabbioso con silt/tue).

Depositi piroclastici

Piroclastiti rimaneggiate sono rappresentate da materiali di origine piroclastica residuale, appartenenti al secondo periodo flegreo, e risultano costituite da sabbie di colore bruno-grigiastro e da cineriti di colore brunastro con livelli di pomice eterogranulari, i quali si presentano quasi sempre con processi di argillificazione al loro interno.

Tufo Grigio Campano si tratta, come in precedenza detto, di una ignimbrite trachifonolitica con diverso grado di litificazione e caratteristica fessurazione colonnare; la loro consistenza litoidale diminuisce verso alto in dipendenza del diverso grado di autometamorfismo e dell'azione degli agenti esogeni.

Sabbie, sabbie argillose, conglomerati ed arenario

Si tratta di depositi elastici costituiti da sabbie ed arenarie con livelli di conglomerato poligenico, da sabbie argillose e da materiali argilloso-siltosi.

Sabbie e sabbie argillose: sono costituite da sabbie e sabbie argillose, a luoghi debolmente limose, formate da granuli prevalentemente quarzosi gli strati hanno una giacitura regolare ed uniforme e si presentano più o meno suborizzontali, vergenti debolmente verso Sud-Est; presentano un discreto grado di compattazione, che aumenta con la profondità, una granulometria grossolana ed una colorazione giallastra. Pur avendo una limitata permeabilità sono sede di una modesta circolazione idrica, che dove a morfologia è più acclive, può produrre fenomeni gravitativi verso le quote inferiori.

Conglomerati: sono costituiti da ciottoli più o meno arrotondati, eterometrici ed eterodimensionali; le dimensioni sono variabili, con diametri che a volte possono arrivare anche a 20 cm. I ciottoli che formano i conglomerati sono poligenici con prevalenza di quelli di natura calcarea; intercalati ai conglomerati si rinvencono livelli sabbioso-limosi che rappresentano l'andamento della stratificazione dell'ammasso. La cementazione è costituita da un cemento sabbioso-arenaceo e il grado di fatturazione è medio, con una colorazione che in genere si presenta giallastra: si rinvencono in strati e banchi anche di notevole spessore.

Sabbie ed arenarie: sono rappresentate da sabbie di colore giallastro; a buon grado di compattazione, con intercalazioni di banchi di arenarie di vario spessore, con un grado di fratturazione mediamente elevato e cementazione variabile; si rinvencono sotto forma di banchi alle quote più elevate, ed in particolare lungo le creste delle due dorsali principali che caratterizzano in territorio comunale.

Argille azzurre: rappresentano il basamento del territorio comunale e sono costituite da argilla siltosa e silt argilloso a tratti marnoso; possono raggiungere spessori notevoli e il colore di tutto l'ammasso va dal grigio al grigio-azzurro. Il grado di consolidazione va da elevato a molto elevato, con una coesione in genere molto alta; queste caratteristiche geomeccaniche, comunque, risultano molto ridotte in superficie a causa dell'alterazione da parte degli agenti esogeni. Queste argille, trovandosi a letto dei terreni sabbioso argillosi, qualora soggette a fenomeni di liquefazione della loro parte più superficiale ad opera delle acque meteoriche, possono fungere da superficie di scollamento per i terreni posti a tetto delle stesse.

Argille varicolori

Sono rappresentate da argille più o meno scagliettate, grigio e varicolori, inglobanti pezzame lapideo di natura calcareo- marnosa e di dimensioni anche notevoli.

RISULTATI OTTENUTI

Per le aree interessate dalla trasformazione urbana del presente Piano si è proceduto alla verifica sulla base dei dati forniti dal richiamato studio geologico. In particolare si è provveduto al calcolo del carico limite nei punti salienti su cui si è approfondito lo studio geologico con sondaggi e prove di laboratorio sui terreni.

Si riportano di seguito i risultati delle prove di laboratorio estrapolati dalla relazione geologica e in base ai quali si condurranno i calcoli geotecnici.

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

D.M. LL.PP. del 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.

D.M. LL.PP. del 14/02/1992

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

Norme tecniche per le Costruzioni

Decreto Ministeriale 14 Settembre 2005. Gazzetta Ufficiale n. 222 del 23 settembre 2005. Supplemento Ordinario n. 159

Eurocodice 7

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.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU 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:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

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

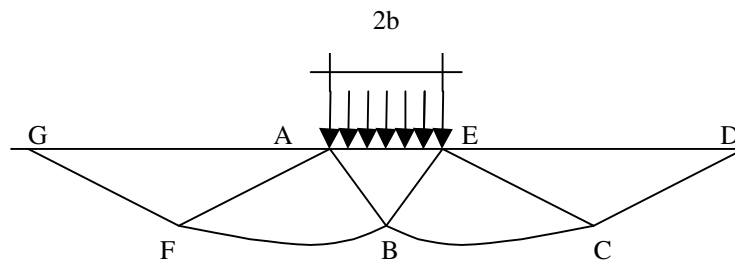
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato 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 due 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 φ del terreno.

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

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 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 ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ 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 ϕ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo ϕ 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:

$$\tan \phi_{rid} = 2/3 \tan \phi \quad e \quad c_{rid} = 2/3 \times c$$

Eslicitando 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:

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

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

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

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

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di *Terzaghi*.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_i per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da *Meyerhof* ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da *Meyerhof* sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

$$\text{Carico verticale} \quad q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$$

$$\text{Carico inclinato} \quad q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45 + \varphi/2)$$

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\varphi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

$$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\varphi)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei

terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 (B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_\phi = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente. La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan \delta + c_a A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da Stagg e Zienkiewicz (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \tan^4 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi.

La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri c e ϕ .

FATTORI CORRETTIVI SISMICI

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z :

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\phi}\right)^{0,35}$$

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

$$z_\gamma = z_q$$

dove $k_h = \frac{S \cdot a_a}{g}$ è il coefficiente sismico orizzontale.

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni B×L posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_i = Coefficienti di influenza dipendenti da: L/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), in funzione del rapporto L/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di Fox (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a 5B, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta \sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

CEDIMENTO SECONDARIO

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a $4B$, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a $2B$ per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

I_z è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di $2B$, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità $4B$, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

$B/2$ per fondazione circolare o quadrata

B per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove σ'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.

E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato **i-esimo** considerato nel calcolo;

Δz_i rappresenta lo spessore dello strato **i-esimo**;

C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a $2.5 q_c$ per fondazioni circolari o quadrate e a $3.5 q_c$ per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B .

Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la

seguinte:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

s'_{vo} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_C = indice di compressibilità;

f_S, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_C è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S, f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

Sondaggio S.2 – Ricadente in Zona B.3 del P.U.C.**DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	3,5 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,25
Categoria profilo stratigrafico	B
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,3125
Cedimento dopo T anni	10,0

STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore dello 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 (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
1,5	1900,0	2100,0	15,0	15	0,02	0,02	0,0	0,0	25,0	0,0	0,0	0,0
1,9	1800,0	1900,0	28,0	28	0,01	0,01	0,08	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,1	1900,0	2000,0	33,0	33	0,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10,5	2300,0	2400,0	45,0	45	0,0	0,0	0,0	1000,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Azioni di progetto - Stato limite di danno [S.L.D.]

Pressione normale	10000,0 Kg/m ²
-------------------	---------------------------

Azioni di progetto - Stato limite ultimo [S.L.U.]

Pressione normale	0,0 Kg/m ²
-------------------	-----------------------

Effetti inerziali correzioni sismiche

Zc	0,9
Zq	0,79
Zg	0,79

CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	26,09
Fattore Nc	38,64
Fattore Ng	24,44
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,5
Fattore Ic	1,0

Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,08
Fattore Dq	1,33
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0
=====	
Pressione limite	7,51 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,5 Kg/cm²
=====	

CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	32,23
Fattore Nc	48,09
Fattore Ng	31,99
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0
=====	
Pressione limite	7,53 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,51 Kg/cm²
=====	

CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore Nq	26,09
Fattore Nc	38,64
Fattore Ng	26,17
Fattore Sc	1,08
Fattore Dc	2,07
Fattore Sq	1,04
Fattore Dq	1,54
Fattore Sg	1,04
Fattore Dg	1,54
=====	
Pressione limite	9,8 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	3,27 Kg/cm²
=====	

CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	26,09
Fattore Nc	38,64
Fattore Ng	35,19
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,5
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,08
=====	
Pressione limite	8,43 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,81 Kg/cm²
=====	

Carico limite EC8 (Brinch - Hansen 1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	26,09
Fattore Nc	38,64
Fattore Ng	32,59
Fattore Sc	1,07
Fattore Dc	1,5
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,07
Fattore Dq	1,33
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0
=====	
Carico di progetto [Vd]	0,00 Kg/cm ²
Carico limite fondazione [Rd]	8,18 Kg/cm ²
Rd>=Vd	Verificato
=====	

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica

k	3,01 Kg/cm ³
---	-------------------------

CEDIMENTI ELASTICI

Coefficiente di influenza I1	0,77
Coefficiente di influenza I2	0,1
Coefficiente di influenza Is	0,62
=====	
Cedimento al centro della fondazione	2,04 mm
Cedimento al bordo	0,76 mm
=====	

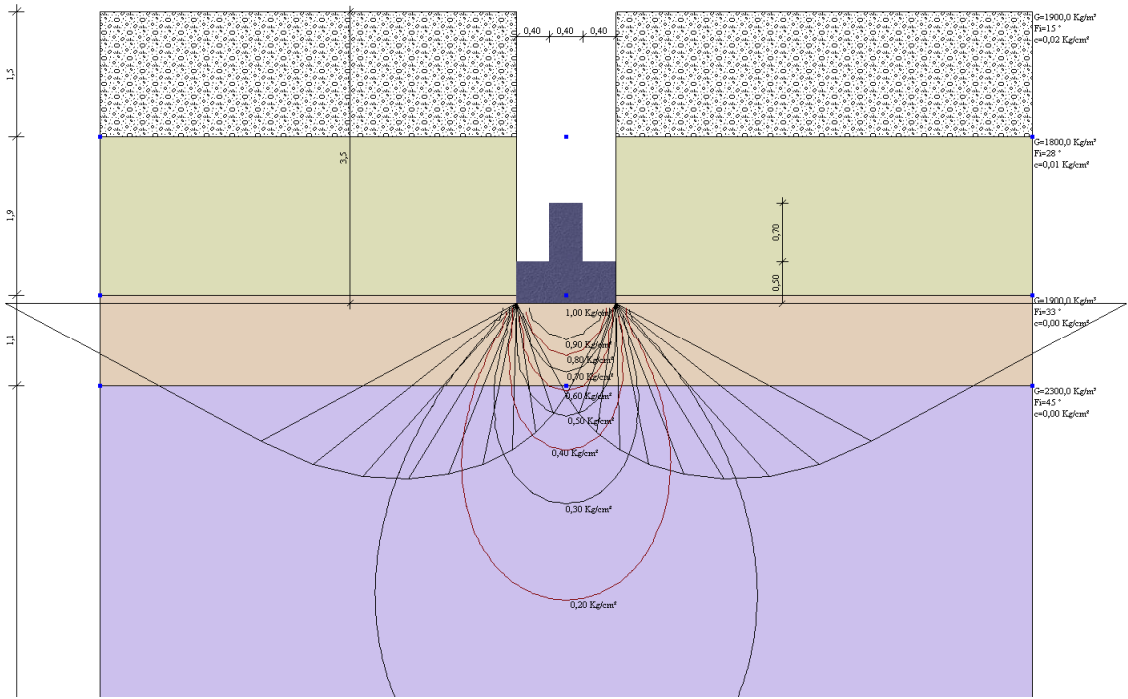
CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
3	4			Schmertmann	0,005	0,002	0,008
4	9,75			Schmertmann	0,0	0,0	0,0

Cedimento totale Wt=0,008 cm



Sondaggio S.3 – Ricadente in Zona B.1 del P.U.C.**DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	3,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,25
Categoria profilo stratigrafico	B
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,3125
Cedimento dopo T anni	10,0

STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore dello 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 (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
7,0	1900,0	2000,0	30,0	30	0,01	0,01	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0
9,0	1900,0	2000,0	33,0	33	0,0	0,0	0,08	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Azioni di progetto - Stato limite di danno [S.L.D.]

Pressione normale	10000,0 Kg/m ²
-------------------	---------------------------

Azioni di progetto - Stato limite ultimo [S.L.U.]

Pressione normale	0,0 Kg/m ²
-------------------	-----------------------

Effetti inerziali correzioni sismiche

Zc	0,9
Zq	0,76
Zg	0,76

CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	18,4
Fattore Nc	30,14
Fattore Ng	15,07
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,48
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0

Fattore Sq	1,07
Fattore Dq	1,34
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0
=====	
Pressione limite	5,47 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	1,82 Kg/cm²
=====	

CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	22,46
Fattore Nc	37,16
Fattore Ng	19,73
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0
=====	
Pressione limite	5,29 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	1,76 Kg/cm²
=====	

CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore Nq	18,4
Fattore Nc	30,14
Fattore Ng	15,67
Fattore Sc	1,07
Fattore Dc	1,87
Fattore Sq	1,04
Fattore Dq	1,43
Fattore Sg	1,04
Fattore Dg	1,43
=====	
Pressione limite	6,51 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,17 Kg/cm²
=====	

CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	18,4
Fattore Nc	30,14
Fattore Ng	22,4
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,48
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,07
=====	
Pressione limite	6,08 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,03 Kg/cm²
=====	

Carico limite EC8 (Brinch - Hansen 1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	18,4
------------	------

Fattore Nc	30,14
Fattore Ng	20,09
Fattore Sc	1,06
Fattore Dc	1,48
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,06
Fattore Dq	1,34
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Carico di progetto [Vd]	0,00	Kg/cm ²
Carico limite fondazione [Rd]	5,90	Kg/cm ²
Rd>=Vd	Verificato	

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica

k	2,12 Kg/cm ³
---	-------------------------

CEDIMENTI ELASTICI

Coefficiente di influenza I1	0,77
Coefficiente di influenza I2	0,1
Coefficiente di influenza Is	0,62

Cedimento al centro della fondazione	2,51 mm
Cedimento al bordo	0,93 mm

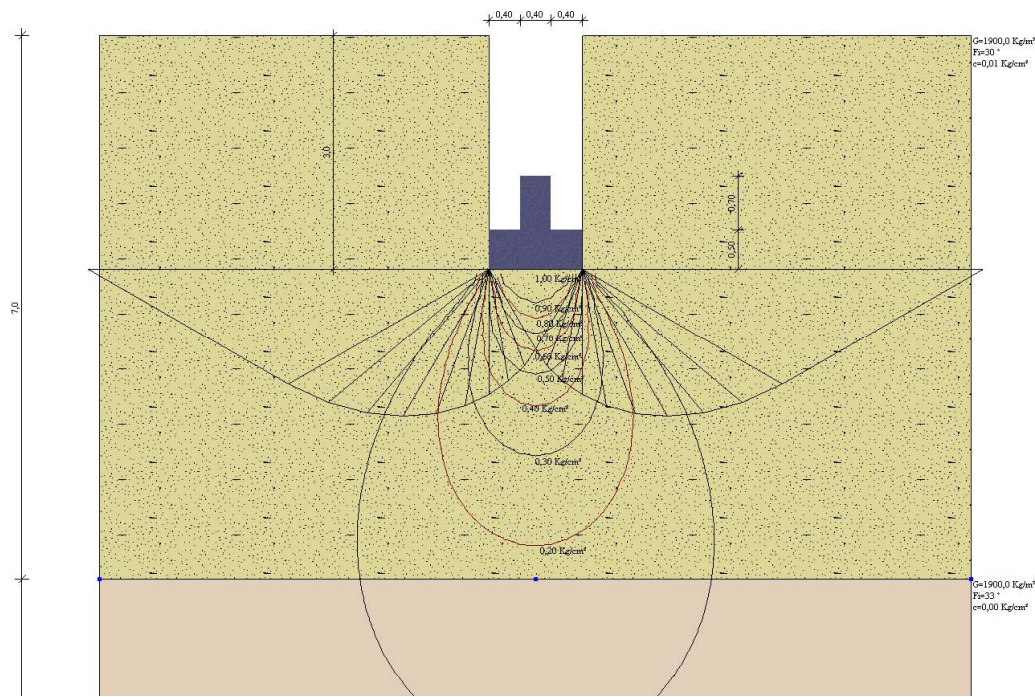
CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	5			Schmertmann	0,131	0,052	0,183
2	11,5			Schmertmann	0,0	0,0	0,0

Cedimento totale Wt=0,183 cm



Sondaggio S.4 – Ricadente in Zona B.2 del P.U.C.**DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	3,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,25
Categoria profilo stratigrafico	B
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,3125
Cedimento dopo T anni	10,0

STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore dello 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 (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
1,5	1800,0	1900,0	28,0	28	0,0	0,0	0,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,5	1900,0	2000,0	33,0	33	0,0	0,0	0,08	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4,0	1970,0	2100,0	31,0	31	0,0	0,0	0,0	150,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,0	1900,0	2000,0	33,0	33	0,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Azioni di progetto - Stato limite di danno [S.L.D.]

Pressione normale	10000,0 Kg/m ²
-------------------	---------------------------

Azioni di progetto - Stato limite ultimo [S.L.U.]

Pressione normale	0,0 Kg/m ²
-------------------	-----------------------

Effetti inerziali correzioni sismiche

Zc	0,9
Zq	0,77
Zg	0,77

CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	20,63
Fattore Nc	32,67
Fattore Ng	17,69
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,48

Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,07
Fattore Dq	1,34
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Pressione limite	5,88 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	1,96 Kg/cm²

CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	25,28
Fattore Nc	40,41
Fattore Ng	23,42
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0

Pressione limite	5,86 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	1,95 Kg/cm²

CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore Nq	20,63
Fattore Nc	32,67
Fattore Ng	18,56
Fattore Sc	1,07
Fattore Dc	1,88
Fattore Sq	1,04
Fattore Dq	1,44
Fattore Sg	1,04
Fattore Dg	1,44

Pressione limite	7,07 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,36 Kg/cm²

CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	20,63
Fattore Nc	32,67
Fattore Ng	25,99
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,48
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,07

Pressione limite	6,61 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,2 Kg/cm²

Carico limite EC8 (Brinch - Hansen 1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	20,63
Fattore Nc	32,67
Fattore Ng	23,59
Fattore Sc	1,06
Fattore Dc	1,48
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,06
Fattore Dq	1,34
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0
Carico di progetto [Vd]	0,00 Kg/cm ²
Carico limite fondazione [Rd]	6,38 Kg/cm ²
Rd>=Vd	Verificato

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica

k	2,34 Kg/cm ³
---	-------------------------

CEDIMENTI ELASTICI

Coefficiente di influenza I1	0,77
Coefficiente di influenza I2	0,1
Coefficiente di influenza Is	0,62
Cedimento al centro della fondazione	3,58 mm
Cedimento al bordo	1,33 mm

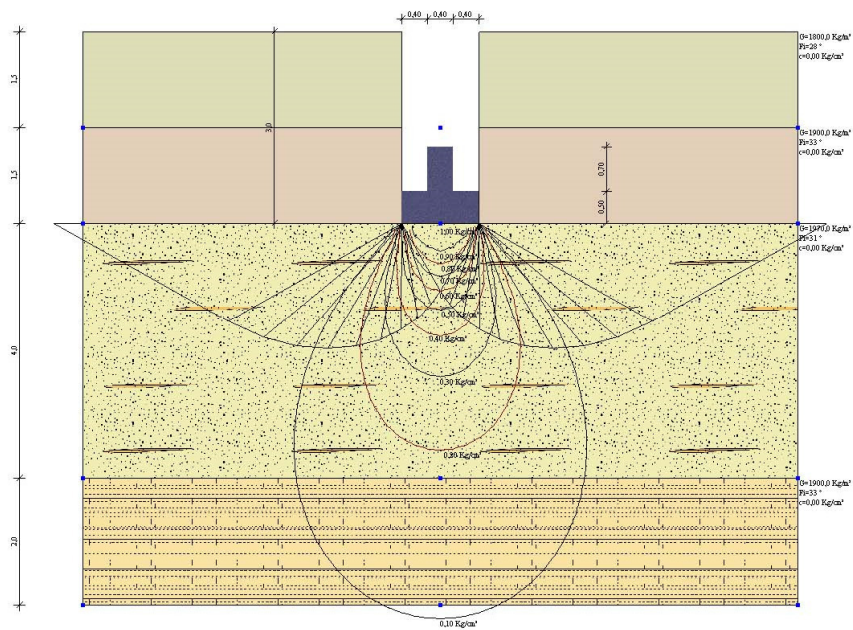
CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
3	5			Schmertmann	0,202	0,081	0,283
4	8			Schmertmann	0,0	0,0	0,0

Cedimento totale Wt=0,283 cm



Sondaggio S.6 – Ricadente in Zona B.1 del P.U.C.**DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	3,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,25
Categoria profilo stratigrafico	B
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,3125
Cedimento dopo T anni	10,0

STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore dello 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 (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
1,5	1800,0	1900,0	28,0	28	0,0	0,0	0,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,0	1900,0	2000,0	33,0	33	0,01	0,01	0,08	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3,5	1770,0	1900,0	21,0	21	0,15	0,15	0,0	150,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5,0	2100,0	2200,0	25,0	25	0,3	0,3	0,0	0,0	80,0	0,0	0,0	0,0

Azioni di progetto - Stato limite di danno [S.L.D.]

Pressione normale	10000,0 Kg/m ²
-------------------	---------------------------

Azioni di progetto - Stato limite ultimo [S.L.U.]

Pressione normale	0,0 Kg/m ²
-------------------	-----------------------

Effetti inerziali correzioni sismiche

Zc	0,9
Zq	0,79
Zg	0,79

CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	26,09
Fattore Nc	38,64
Fattore Ng	24,44
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,48

Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,08
Fattore Dq	1,32
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Pressione limite	8,23 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,74 Kg/cm²

CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	32,23
Fattore Nc	48,09
Fattore Ng	31,99
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0

Pressione limite	8,2 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,73 Kg/cm²

CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore Nq	26,09
Fattore Nc	38,64
Fattore Ng	26,17
Fattore Sc	1,08
Fattore Dc	1,92
Fattore Sq	1,04
Fattore Dq	1,46
Fattore Sg	1,04
Fattore Dg	1,46

Pressione limite	10,31 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	3,44 Kg/cm²

CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	26,09
Fattore Nc	38,64
Fattore Ng	35,19
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,48
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,08

Pressione limite	9,16 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	3,05 Kg/cm²

Carico limite EC8 (Brinch - Hansen 1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	26,09
Fattore Nc	38,64
Fattore Ng	32,59
Fattore Sc	1,07
Fattore Dc	1,48
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,07
Fattore Dq	1,32
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0
Carico di progetto [Vd]	0,00 Kg/cm ²
Carico limite fondazione [Rd]	8,94 Kg/cm ²
Rd>=Vd	Verificato

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica

k	3,28 Kg/cm ³
---	-------------------------

CEDIMENTI ELASTICI

Coefficiente di influenza I1	0,77
Coefficiente di influenza I2	0,1
Coefficiente di influenza Is	0,62
Cedimento al centro della fondazione	2,69 mm
Cedimento al bordo	1,0 mm

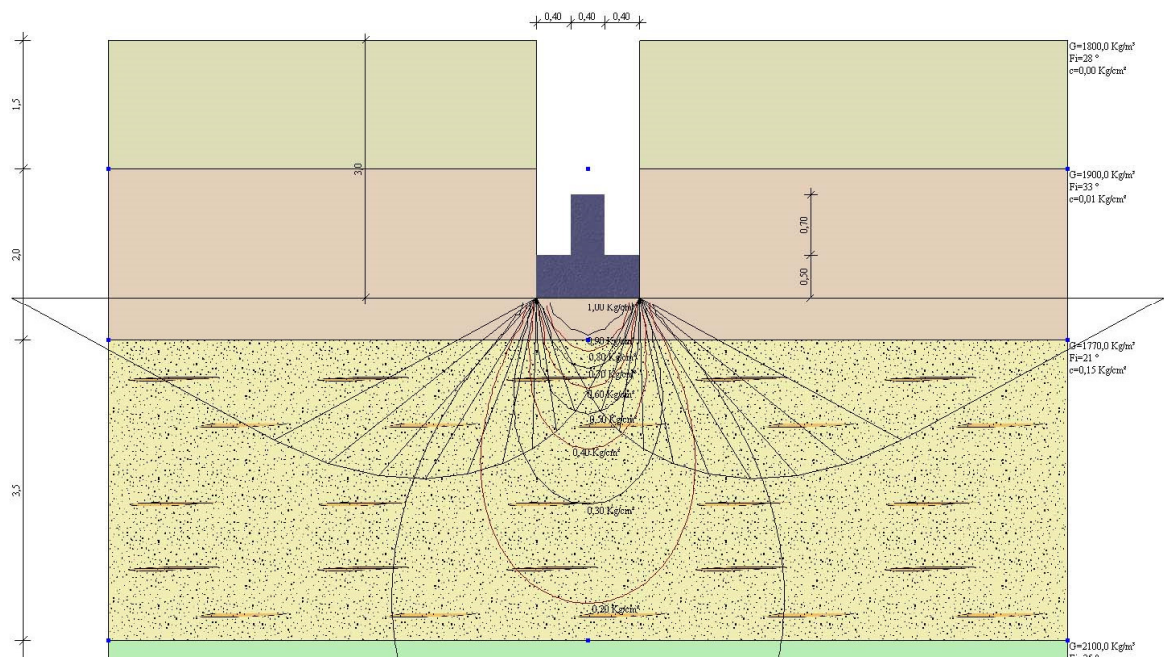
CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	3,25			Schmertmann	0,012	0,005	0,016
3	5,25			Schmertmann	0,161	0,064	0,225
4	9,5	1,795	0,042	Edometrico	0,263	0,0	0,263

Cedimento totale Wt=0,505 cm



Sondaggio S.8 – Ricadente in Zona A – Centro storico del P.U.C.**DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	3,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,25
Categoria profilo stratigrafico	B
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,3125
Cedimento dopo T anni	10,0

STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore dello 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 (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
1,5	1800,0	1900,0	28,0	28	0,0	0,0	0,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,5	1840,0	2000,0	34,0	34	0,0	0,0	0,08	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,5	2080,0	2200,0	34,0	34	0,15	0,15	0,0	150,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10,0	2100,0	2200,0	25,0	25	0,3	0,3	0,0	0,0	80,0	0,0	0,0	0,0

Azioni di progetto - Stato limite di danno [S.L.D.]

Pressione normale	10000,0 Kg/m ²
-------------------	---------------------------

Azioni di progetto - Stato limite ultimo [S.L.U.]

Pressione normale	0,0 Kg/m ²
-------------------	-----------------------

Effetti inerziali correzioni sismiche

Zc	0,9
Zq	0,8
Zg	0,8

CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	29,44
Fattore Nc	42,16
Fattore Ng	28,77
Fattore Sc	1,0

Fattore Dc	1,48
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,08
Fattore Dq	1,31
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Pressione limite	8,61 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,87 Kg/cm²

CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	36,5
Fattore Nc	52,64
Fattore Ng	36,96
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0

Pressione limite	8,68 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,89 Kg/cm²

CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore Nq	29,44
Fattore Nc	42,16
Fattore Ng	31,15
Fattore Sc	1,08
Fattore Dc	1,94
Fattore Sq	1,04
Fattore Dq	1,47
Fattore Sg	1,04
Fattore Dg	1,47

Pressione limite	10,92 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	3,64 Kg/cm²

CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	29,44
Fattore Nc	42,16
Fattore Ng	41,06
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,48
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,08

Pressione limite	9,65 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	3,22 Kg/cm²

Carico limite EC8 (Brinch - Hansen 1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	29,44
Fattore Nc	42,16
Fattore Ng	38,37
Fattore Sc	1,07
Fattore Dc	1,48
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,07
Fattore Dq	1,31
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0
=====	
Carico di progetto [Vd]	0,00 Kg/cm ²
Carico limite fondazione [Rd]	9,38 Kg/cm ²
Rd>=Vd	Verificato
=====	

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica

k	3,47 Kg/cm ³
---	-------------------------

CEDIMENTI ELASTICI

Coefficiente di influenza I1	0,77
Coefficiente di influenza I2	0,1
Coefficiente di influenza Is	0,62
=====	
Cedimento al centro della fondazione	2,69 mm
Cedimento al bordo	1,0 mm
=====	

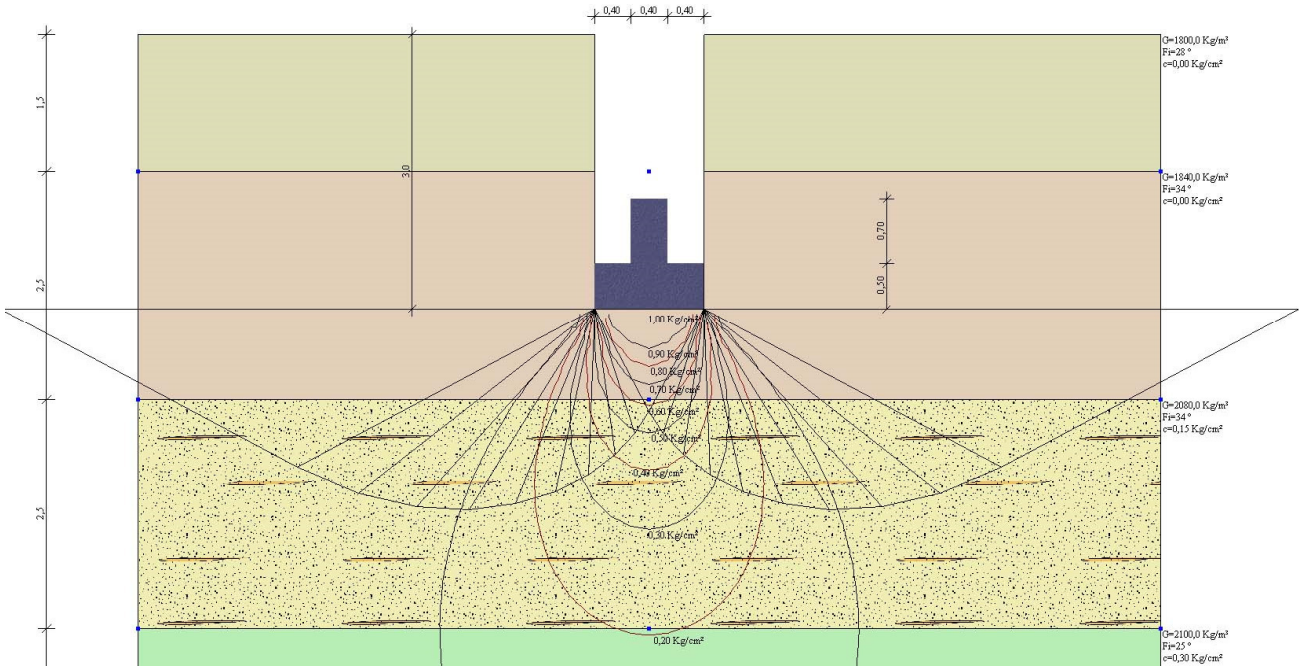
CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	3,5			Schmertmann	0,033	0,013	0,046
3	5,25			Schmertmann	0,125	0,05	0,174
4	11,5	2,3	0,028	Edometrico	0,355	0,0	0,355

Cedimento totale Wt=0,575 cm



Sondaggio S.9 – Ricadente in Zona B.3 del P.U.C.**DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	3,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,25
Categoria profilo stratigrafico	B
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,3125
Cedimento dopo T anni	10,0

STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore dello 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 (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
3,0	1800,0	1900,0	28,0	28	0,0	0,0	0,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3,0	1910,0	2000,0	30,0	30	0,0	0,0	0,08	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,0	1770,0	1800,0	21,0	21	0,15	0,15	0,0	150,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,7	2031,0	2200,0	30,0	30	0,0	0,0	0,0	0,0	80,0	0,0	0,0	0,0
5,0	2100,0	2200,0	25,0	25	0,3	0,3	0,0	0,0	80,0	0,0	0,0	0,0

Azioni di progetto - Stato limite di danno [S.L.D.]

Pressione normale	10000,0 Kg/m ²
-------------------	---------------------------

Azioni di progetto - Stato limite ultimo [S.L.U.]

Pressione normale	0,0 Kg/m ²
-------------------	-----------------------

Effetti inerziali correzioni sismiche

Zc	0,9
Zq	0,76
Zg	0,76

CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	18,4
Fattore Nc	30,14
Fattore Ng	15,07
Fattore Sc	1,0

Fattore Dc	1,48
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,07
Fattore Dq	1,34
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Pressione limite	4,87 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	1,62 Kg/cm²

CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	22,46
Fattore Nc	37,16
Fattore Ng	19,73
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0

Pressione limite	4,8 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	1,6 Kg/cm²

CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore Nq	18,4
Fattore Nc	30,14
Fattore Ng	15,67
Fattore Sc	1,07
Fattore Dc	1,87
Fattore Sq	1,04
Fattore Dq	1,43
Fattore Sg	1,04
Fattore Dg	1,43

Pressione limite	5,77 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	1,92 Kg/cm²

CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	18,4
Fattore Nc	30,14
Fattore Ng	22,4
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,48
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,07

Pressione limite	5,48 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	1,83 Kg/cm²

Carico limite EC8 (Brinch - Hansen 1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	18,4	
Fattore Nc	30,14	
Fattore Ng	20,09	
Fattore Sc	1,06	
Fattore Dc	1,48	
Fattore Ic	1,0	
Fattore Gc	1,0	
Fattore Bc	1,0	
Fattore Sq	1,06	
Fattore Dq	1,34	
Fattore Iq	1,0	
Fattore Gq	1,0	
Fattore Bq	1,0	
Fattore Sg	0,96	
Fattore Dg	1,0	
Fattore Ig	1,0	
Fattore Gg	1,0	
Fattore Bg	1,0	
=====		
Carico di progetto [Vd]	0,00	Kg/cm ²
Carico limite fondazione [Rd]	5,28	Kg/cm ²
Rd>=Vd	Verificato	
=====		

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica

k	1,92 Kg/cm ³
---	-------------------------

CEDIMENTI ELASTICI

Coefficiente di influenza I1	0,77
Coefficiente di influenza I2	0,1
Coefficiente di influenza Is	0,62
=====	
Cedimento al centro della fondazione	2,69 mm
Cedimento al bordo	1,0 mm
=====	

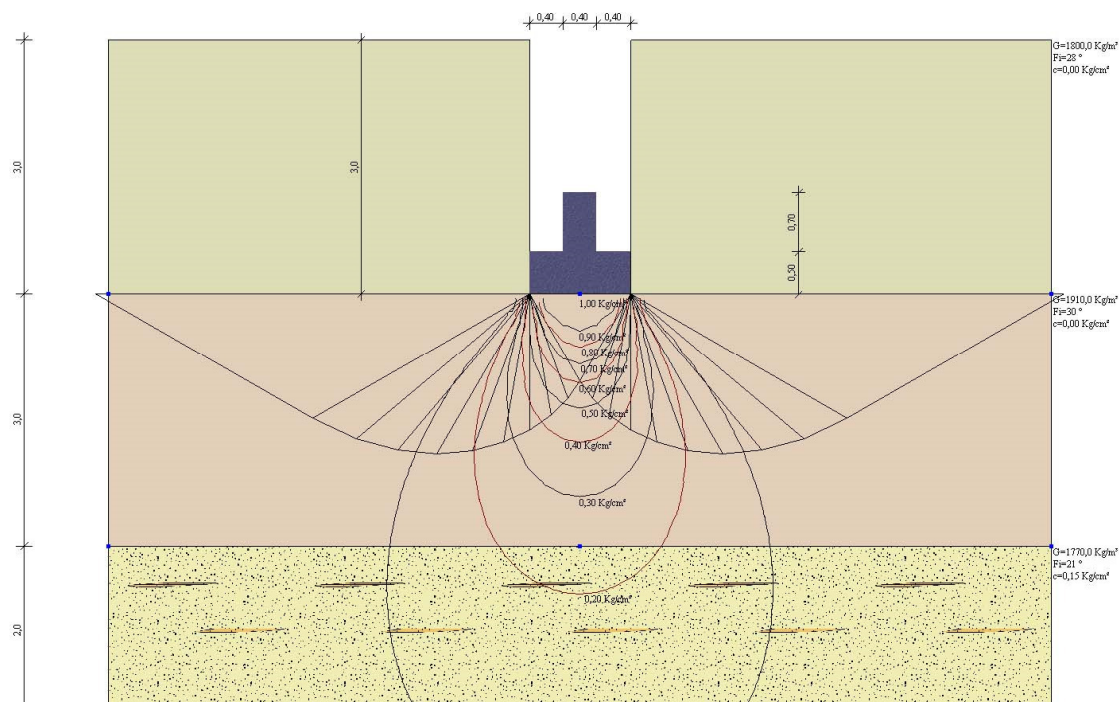
CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	4,5			Schmertmann	0,153	0,061	0,214
3	7			Schmertmann	0,033	0,013	0,046
4	8,849999	1,64	0,05	Edometrico	0,108	0,0	0,108
5	12,2	2,337	0,025	Edometrico	0,158	0,0	0,158

Cedimento totale Wt=0,525 cm



Sondaggio S.11 – Ricadente in Zona T del P.U.C.**DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	3,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,25
Categoria profilo stratigrafico	B
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,3125
Cedimento dopo T anni	10,0

STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore dello 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 (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0,8	1800,0	1900,0	28,0	28	0,0	0,0	0,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,2	1900,0	2000,0	30,0	30	0,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11,0	1900,0	2000,0	33,0	33	0,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Azioni di progetto - Stato limite di danno [S.L.D.]

Pressione normale	10000,0 Kg/m ²
-------------------	---------------------------

Azioni di progetto - Stato limite ultimo [S.L.U.]

Pressione normale	0,0 Kg/m ²
-------------------	-----------------------

Effetti inerziali correzioni sismiche

Zc	0,9
Zq	0,79
Zg	0,79

CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	26,09
Fattore Nc	38,64
Fattore Ng	24,44
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,48
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0

Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,08
Fattore Dq	1,32
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Pressione limite	7,72 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,57 Kg/cm²

CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	32,23
Fattore Nc	48,09
Fattore Ng	31,99
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0

Pressione limite	7,77 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,59 Kg/cm²

CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore Nq	26,09
Fattore Nc	38,64
Fattore Ng	26,17
Fattore Sc	1,08
Fattore Dc	1,92
Fattore Sq	1,04
Fattore Dq	1,46
Fattore Sg	1,04
Fattore Dg	1,46

Pressione limite	9,59 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	3,2 Kg/cm²

CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	26,09
Fattore Nc	38,64
Fattore Ng	35,19
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,48
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,08

Pressione limite	8,64 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,88 Kg/cm²

Carico limite EC8 (Brinch - Hansen 1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	26,09
Fattore Nc	38,64
Fattore Ng	32,59
Fattore Sc	1,07
Fattore Dc	1,48
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,07
Fattore Dq	1,32
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Carico di progetto [Vd]	0,00	Kg/cm ²
Carico limite fondazione [Rd]	8,39	Kg/cm ²
Rd>=Vd	Verificato	

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica

k	3,11 Kg/cm ³
---	-------------------------

CEDIMENTI ELASTICI

Coefficiente di influenza I1	0,77
Coefficiente di influenza I2	0,1
Coefficiente di influenza Is	0,62

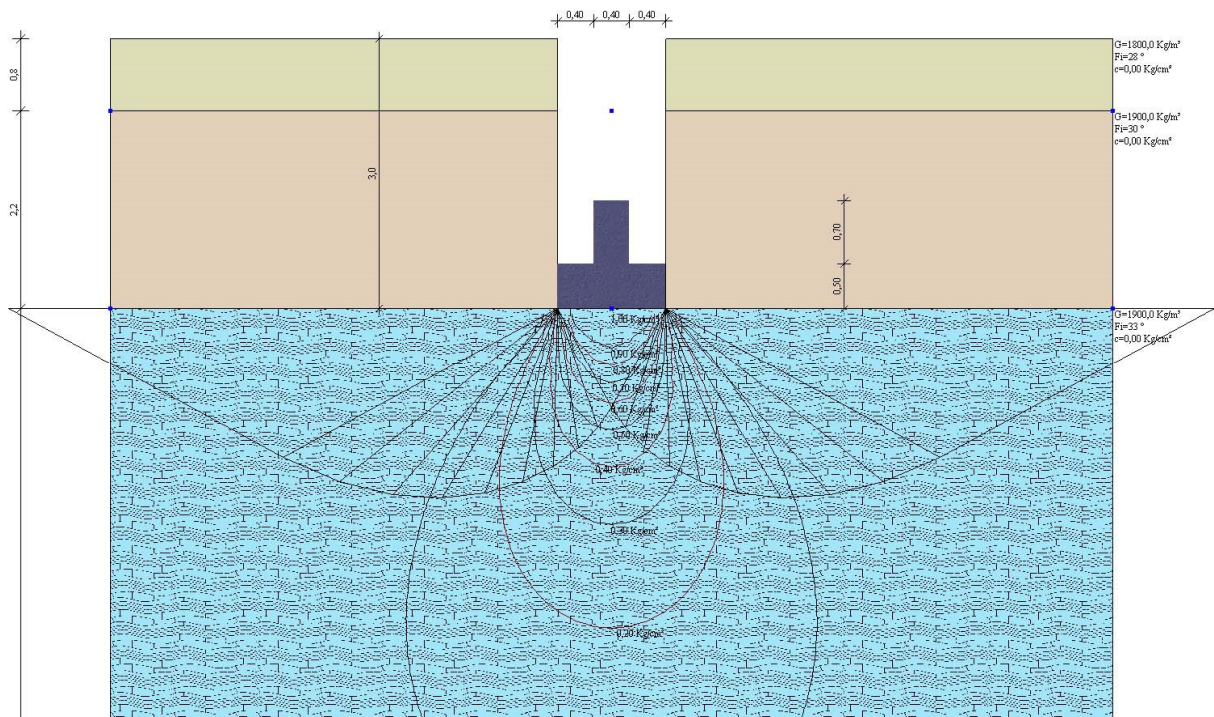
Cedimento al centro della fondazione	2,69 mm
Cedimento al bordo	1,0 mm

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
3	8,5			Schmertmann	0,0	0,0	0,0



Sondaggio S.13 – Ricadente in Zona A – Centro Storico del P.U.C.**DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	3,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,25
Categoria profilo stratigrafico	B
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,3125
Cedimento dopo T anni	10,0

STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore dello 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 (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
1,4	1800,0	1900,0	28,0	28	0,0	0,0	0,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,6	2000,0	2200,0	22,0	22	0,1	0,1	0,0	0,0	50,0	0,0	0,0	0,0
3,0	2300,0	2400,0	28,0	28	0,05	0,05	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Azioni di progetto - Stato limite di danno [S.L.D.]

Pressione normale	10000,0 Kg/m ²
-------------------	---------------------------

Azioni di progetto - Stato limite ultimo [S.L.U.]

Pressione normale	0,0 Kg/m ²
-------------------	-----------------------

Effetti inerziali correzioni sismiche

Zc	0,9
Zq	0,73
Zg	0,73

CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	14,72
Fattore Nc	25,8
Fattore Ng	10,94
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,48
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0

Fattore Sq	1,06
Fattore Dq	1,36
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0
=====	
Pressione limite	5,88 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	1,96 Kg/cm²
=====	

CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	17,81
Fattore Nc	31,61
Fattore Ng	15,15
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0
=====	
Pressione limite	5,57 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	1,86 Kg/cm²
=====	

CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore Nq	14,72
Fattore Nc	25,8
Fattore Ng	11,19
Fattore Sc	1,07
Fattore Dc	1,83
Fattore Sq	1,03
Fattore Dq	1,42
Fattore Sg	1,03
Fattore Dg	1,42
=====	
Pressione limite	7,08 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,36 Kg/cm²
=====	

CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	14,72
Fattore Nc	25,8
Fattore Ng	16,72
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,48
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,06
=====	
Pressione limite	6,44 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,15 Kg/cm²
=====	

Carico limite EC8 (Brinch - Hansen 1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	14,72
------------	-------

Fattore Nc	25,8
Fattore Ng	14,59
Fattore Sc	1,06
Fattore Dc	1,48
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,06
Fattore Dq	1,36
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Carico di progetto [Vd]	0,00	Kg/cm ²
Carico limite fondazione [Rd]	6,33	Kg/cm ²
Rd>=Vd	Verificato	

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica

k	2,23 Kg/cm ³
---	-------------------------

CEDIMENTI ELASTICI

Coefficiente di influenza I1	0,77
Coefficiente di influenza I2	0,1
Coefficiente di influenza Is	0,62

Cedimento al centro della fondazione	2,69 mm
Cedimento al bordo	1,0 mm

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
3	4,5			Schmertmann	0,113	0,045	0,158

Cedimento totale Wt=0,158 cm

Sondaggio S.14 – Ricadente in Zona ET del P.U.C.**DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	3,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,25
Categoria profilo stratigrafico	B
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,3125
Cedimento dopo T anni	10,0

STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore dello 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 (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
6,9	1930,0	2000,0	30,0	30	0,08	0,08	0,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4,3	1900,0	2000,0	33,0	33	0,15	0,15	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Azioni di progetto - Stato limite di danno [S.L.D.]

Pressione normale	10000,0 Kg/m ²
-------------------	---------------------------

Azioni di progetto - Stato limite ultimo [S.L.U.]

Pressione normale	0,0 Kg/m ²
-------------------	-----------------------

Effetti inerziali correzioni sismiche

Zc	0,9
Zq	0,76
Zg	0,76

CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	18,4
Fattore Nc	30,14
Fattore Ng	15,07
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,48
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0

Fattore Sq	1,07
Fattore Dq	1,34
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0
=====	
Pressione limite	8,35 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,78 Kg/cm²
=====	

CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	22,46
Fattore Nc	37,16
Fattore Ng	19,73
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0
=====	
Pressione limite	7,71 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,57 Kg/cm²
=====	

CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore Nq	18,4
Fattore Nc	30,14
Fattore Ng	15,67
Fattore Sc	1,07
Fattore Dc	1,87
Fattore Sq	1,04
Fattore Dq	1,43
Fattore Sg	1,04
Fattore Dg	1,43
=====	
Pressione limite	10,41 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	3,47 Kg/cm²
=====	

CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	18,4
Fattore Nc	30,14
Fattore Ng	22,4
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,48
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,07
=====	
Pressione limite	8,97 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,99 Kg/cm²
=====	

Carico limite EC8 (Brinch - Hansen 1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	18,4
------------	------

Fattore Nc	30,14
Fattore Ng	20,09
Fattore Sc	1,06
Fattore Dc	1,48
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,06
Fattore Dq	1,34
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Carico di progetto [Vd]	0,00	Kg/cm ²
Carico limite fondazione [Rd]	8,96	Kg/cm ²
Rd>=Vd	Verificato	

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica

k	3,09 Kg/cm ³
---	-------------------------

CEDIMENTI ELASTICI

Coefficiente di influenza I1	0,77
Coefficiente di influenza I2	0,1
Coefficiente di influenza Is	0,62

Cedimento al centro della fondazione	4,92 mm
Cedimento al bordo	1,83 mm

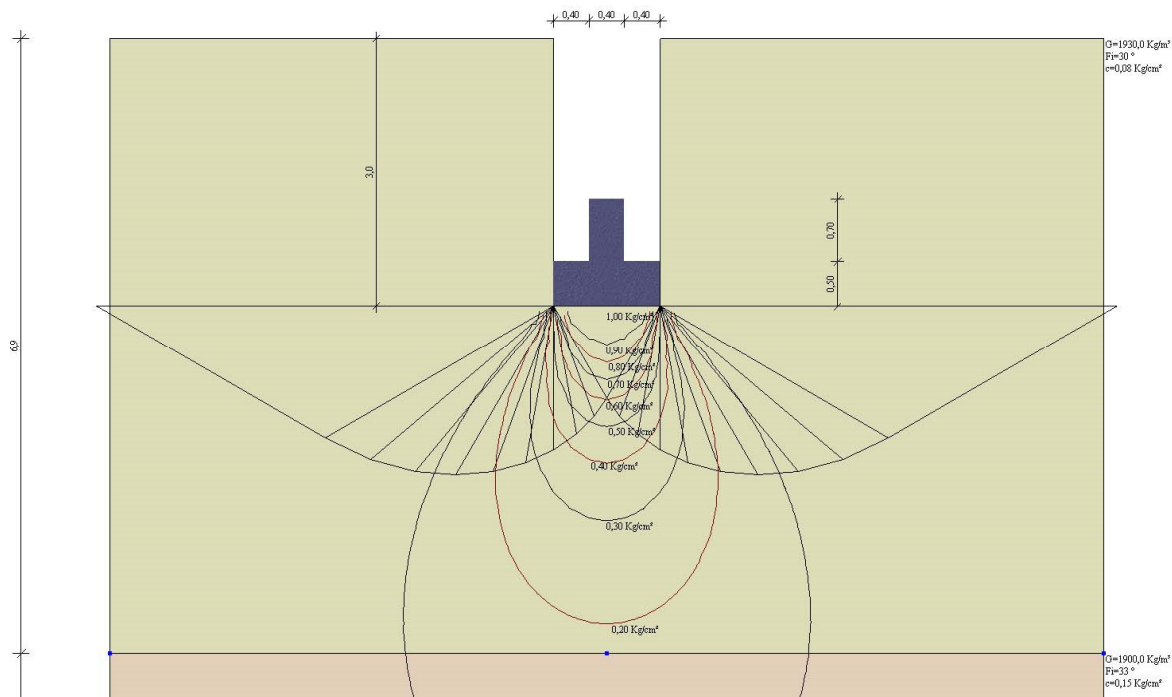
CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscose); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	4,95			Schmertmann	0,235	0,094	0,328
2	9,050001			Schmertmann	0,0	0,0	0,0

Cedimento totale Wt=0,328 cm



Sondaggio S.16 – Ricadente in Zona I – Insediamenti extraurbani sparsi del P.U.C.**DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	3,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,25
Categoria profilo stratigrafico	B
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,3125
Cedimento dopo T anni	10,0

STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore dello 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 (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
4,0	1900,0	2000,0	33,0	33	0,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3,7	2000,0	2200,0	22,0	22	0,1	0,1	0,0	0,0	50,0	0,0	0,0	0,0
7,0	2100,0	2200,0	25,0	25	0,3	0,3	0,0	0,0	80,0	0,0	0,0	0,0

Azioni di progetto - Stato limite di danno [S.L.D.]

Pressione normale	10000,0 Kg/m ²
-------------------	---------------------------

Azioni di progetto - Stato limite ultimo [S.L.U.]

Pressione normale	0,0 Kg/m ²
-------------------	-----------------------

Effetti inerziali correzioni sismiche

Zc	0,9
Zq	0,79
Zg	0,79

CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	26,09
Fattore Nc	38,64
Fattore Ng	24,44
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,48
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0

Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,08
Fattore Dq	1,32
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Pressione limite	7,72 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,57 Kg/cm²

CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	32,23
Fattore Nc	48,09
Fattore Ng	31,99
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0

Pressione limite	7,77 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,59 Kg/cm²

CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore Nq	26,09
Fattore Nc	38,64
Fattore Ng	26,17
Fattore Sc	1,08
Fattore Dc	1,92
Fattore Sq	1,04
Fattore Dq	1,46
Fattore Sg	1,04
Fattore Dg	1,46

Pressione limite	9,59 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	3,2 Kg/cm²

CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	26,09
Fattore Nc	38,64
Fattore Ng	35,19
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,48
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,08

Pressione limite	8,64 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,88 Kg/cm²

Carico limite EC8 (Brinch - Hansen 1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	26,09
Fattore Nc	38,64
Fattore Ng	32,59
Fattore Sc	1,07
Fattore Dc	1,48
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,07
Fattore Dq	1,32
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Carico di progetto [Vd]	0,00	Kg/cm ²
Carico limite fondazione [Rd]	8,39	Kg/cm ²
Rd>=Vd	Verificato	

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica

k	3,11 Kg/cm ³
---	-------------------------

CEDIMENTI ELASTICI

Coefficiente di influenza I1	0,77
Coefficiente di influenza I2	0,1
Coefficiente di influenza Is	0,62

Cedimento al centro della fondazione	2,51 mm
Cedimento al bordo	0,93 mm

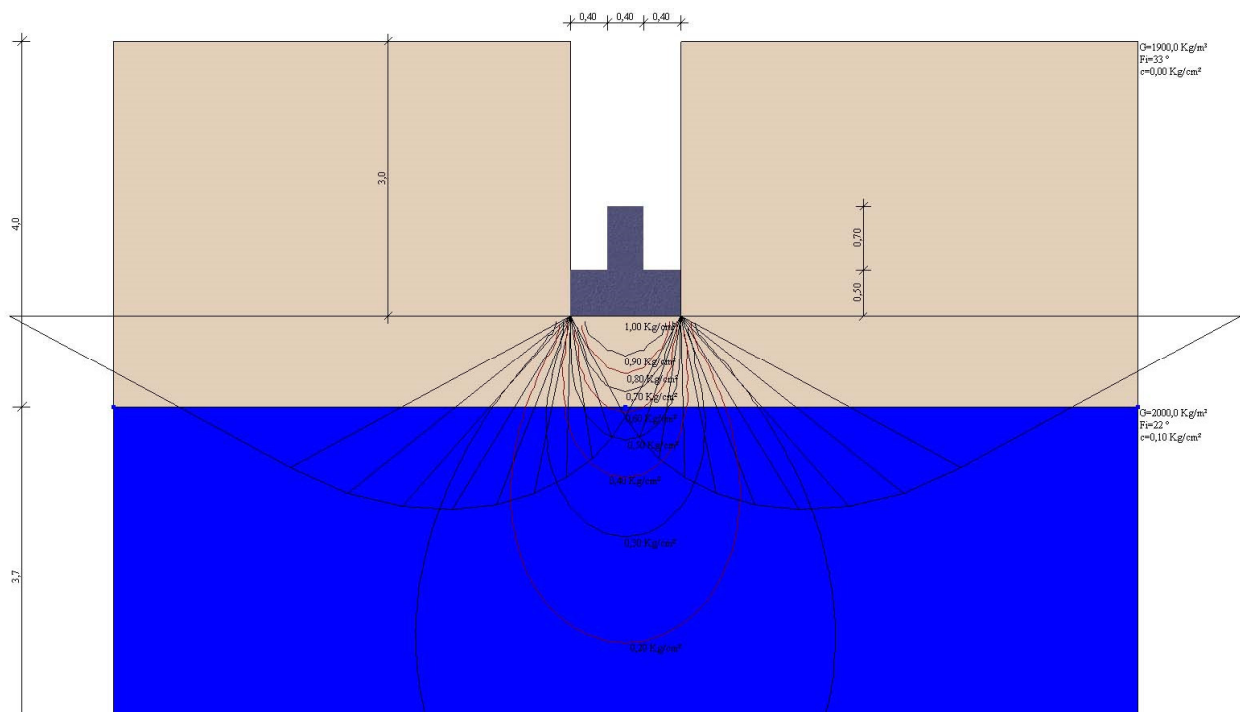
CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	3,5			Schmertmann	0,026	0,01	0,036
2	5,85	1,13	0,109	Edometrico	0,844	0,0	0,844
3	11,2	2,235	0,028	Edometrico	0,249	0,0	0,249

Cedimento totale Wt=1,130 cm



Sondaggio S.17 – Ricadente in Zona F.1 del P.U.C.**DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	3,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,25
Categoria profilo stratigrafico	B
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,3125
Cedimento dopo T anni	10,0

STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore dello 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 (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
8,5	1919,0	2000,0	29,0	29	0,08	0,08	0,0	200,0	120,0	0,0	0,0	0,0
5,5	1745,0	1900,0	27,0	27	0,014	0,014	0,0	0,0	130,0	0,0	0,0	0,0

Azioni di progetto - Stato limite di danno [S.L.D.]

Pressione normale	10000,0 Kg/m ²
-------------------	---------------------------

Azioni di progetto - Stato limite ultimo [S.L.U.]

Pressione normale	0,0 Kg/m ²
-------------------	-----------------------

Effetti inerziali correzioni sismiche

Zc	0,9
Zq	0,75
Zg	0,75

CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	16,44
Fattore Nc	27,86
Fattore Ng	12,84
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,48
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0

Fattore Sq	1,07
Fattore Dq	1,35
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0
=====	
Pressione limite	7,41 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,47 Kg/cm²
=====	

CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	19,98
Fattore Nc	34,24
Fattore Ng	17,33
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0
=====	
Pressione limite	6,83 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,28 Kg/cm²
=====	

CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore Nq	16,44
Fattore Nc	27,86
Fattore Ng	13,24
Fattore Sc	1,07
Fattore Dc	1,85
Fattore Sq	1,03
Fattore Dq	1,42
Fattore Sg	1,03
Fattore Dg	1,42
=====	
Pressione limite	9,12 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	3,04 Kg/cm²
=====	

CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	16,44
Fattore Nc	27,86
Fattore Ng	19,34
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,48
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,07
=====	
Pressione limite	7,95 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,65 Kg/cm²
=====	

Carico limite EC8 (Brinch - Hansen 1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	16,44
------------	-------

Fattore Nc	27,86
Fattore Ng	17,12
Fattore Sc	1,06
Fattore Dc	1,48
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,06
Fattore Dq	1,35
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Carico di progetto [Vd]	0,00	Kg/cm ²
Carico limite fondazione [Rd]	7,94	Kg/cm ²
Rd>=Vd	Verificato	

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica

k	2,73 Kg/cm ³
---	-------------------------

CEDIMENTI ELASTICI

Coefficiente di influenza I1	0,77
Coefficiente di influenza I2	0,1
Coefficiente di influenza Is	0,62

Cedimento al centro della fondazione	2,48 mm
Cedimento al bordo	0,92 mm

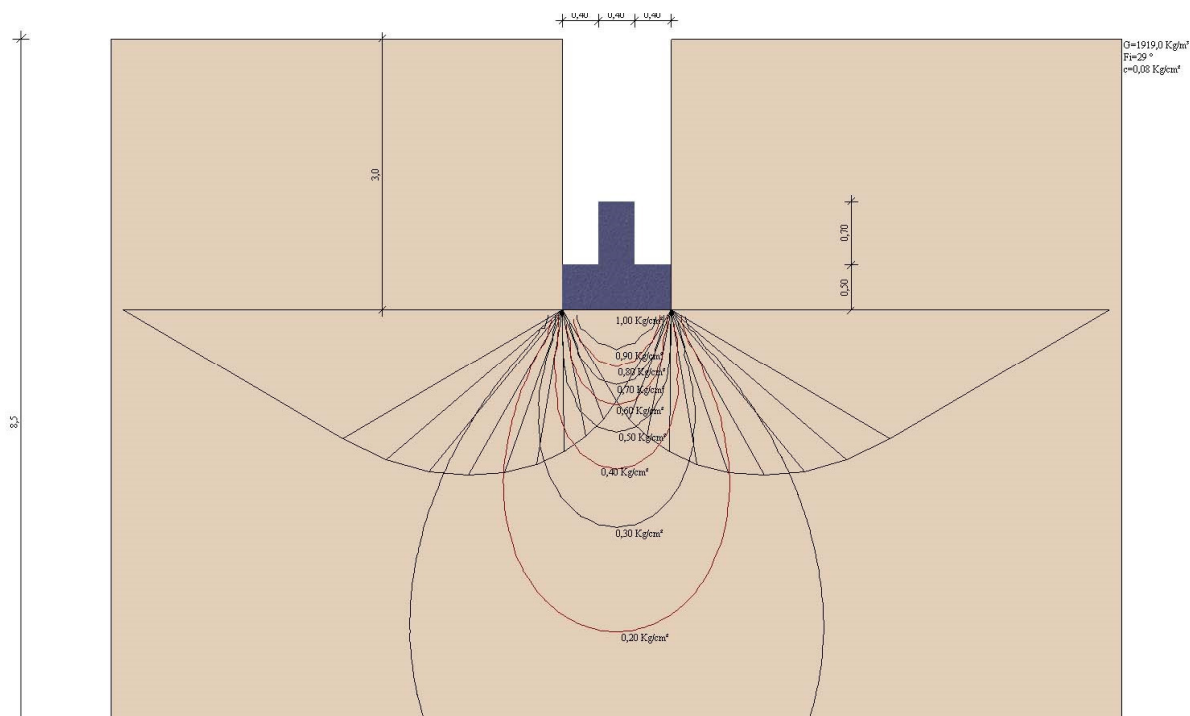
CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	5,75	1,103	0,112	Edometrico	0,536	0,0	0,536
2	11,25	2,111	0,028	Edometrico	0,118	0,0	0,118

Cedimento totale Wt=0,654 cm



Sondaggio S.22 – Ricadente in Zona EP – D.2 del P.U.C.**DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	3,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,25
Categoria profilo stratigrafico	B
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,3125
Cedimento dopo T anni	10,0

STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore dello 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 (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
3,0	1900,0	2100,0	15,0	15	0,02	0,02	0,0	0,0	25,0	0,0	0,0	0,0
7,5	1828,0	1950,0	25,0	25	0,2	0,2	0,0	45,0	50,0	0,0	0,0	0,0

Azioni di progetto - Stato limite di danno [S.L.D.]

Pressione normale	10000,0 Kg/m ²
-------------------	---------------------------

Azioni di progetto - Stato limite ultimo [S.L.U.]

Pressione normale	0,0 Kg/m ²
-------------------	-----------------------

Effetti inerziali correzioni sismiche

Zc	0,9
Zq	0,68
Zg	0,68

CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	10,66
Fattore Nc	20,72
Fattore Ng	6,76
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,48
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0

Fattore Sq	1,06
Fattore Dq	1,37
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0
=====	
Pressione limite	7,97 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,66 Kg/cm²
=====	

CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	12,72
Fattore Nc	25,13
Fattore Ng	9,7
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0
=====	
Pressione limite	6,89 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,3 Kg/cm²
=====	

CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore Nq	10,66
Fattore Nc	20,72
Fattore Ng	6,77
Fattore Sc	1,06
Fattore Dc	1,78
Fattore Sq	1,03
Fattore Dq	1,39
Fattore Sg	1,03
Fattore Dg	1,39
=====	
Pressione limite	9,74 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	3,25 Kg/cm²
=====	

CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	10,66
Fattore Nc	20,72
Fattore Ng	10,88
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,48
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,06
=====	
Pressione limite	8,12 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,71 Kg/cm²
=====	

Carico limite EC8 (Brinch - Hansen 1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	10,66
------------	-------

Fattore Nc	20,72
Fattore Ng	9,01
Fattore Sc	1,06
Fattore Dc	1,48
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,05
Fattore Dq	1,37
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Carico di progetto [Vd]	0,00	Kg/cm ²
Carico limite fondazione [Rd]	8,44	Kg/cm ²
Rd>=Vd	Verificato	

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica

k	2,75 Kg/cm ³
---	-------------------------

CEDIMENTI ELASTICI

Coefficiente di influenza I1	0,77
Coefficiente di influenza I2	0,1
Coefficiente di influenza Is	0,62

Cedimento al centro della fondazione	11,16 mm
Cedimento al bordo	4,15 mm

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscose); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	6,75	1,256	0,081	Edometrico	1,255	0,0	1,255

Cedimento totale Wt=1,255 cm

CONCLUSIONI: VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ

Alla luce di quanto contenuto nel presente studio, dalle risultanze dello studio geologico effettuato dal Dott. Geol. Cosimo Damiano Iannace, e di quanto rappresentato n& relativi elaborati cartografici allegati al Piano Urbanistico Comunale, emerge una sostanziale compatibilità tra le scelte operate dal Piano, e le condizioni geosismiche descritte dallo studio geologico.

L'ambito di studio per i quali è consentita la trasformazione urbanistica ed edilizia è indicato negli elaborati grafici e interessa la totalità del territorio comunale.

I valori di carico limite e conseguente carico ammissibile sono compatibili con le tipologie edilizie insediate ed insediabili nelle aree oggetto di studio; i calcoli effettuati sono stati rivolti a tipologie di fondazioni superficiali; è il caso di ricordare che comunque per particolari esigenze costruttive è sempre possibile fare ricorso a fondazioni profonde.

La scelta dell'area suddetta è congruente anche con il progetto di Piano Stralcio dell'Autorità di Bacino dei Fiumi Liri-Garigliano e Volturno, che rivela solo due piccole aree R4 (area a rischio molto elevato) al margine Est e a Sud - Ovest del territorio in oggetto, e poche aree A4 (Area di alta attenzione) che tuttavia vengono considerate marginali dallo studio geologico effettuato.

Tanto innanzi significato, si precisa che resta in generale l'obbligo di effettuare ulteriori indagini geologiche specifiche per ciascun intervento o costruzione da realizzarsi, tenendo coerentemente conto delle conclusioni dell'Indagine Geologica allegata al Piano.