



COMUNE DI CALESTANO

PROVINCIA DI PARMA

PROGETTO :

INTERVENTO DI MESSA IN SICUREZZA SCUOLA SECONDARIA DI I° GRADO, MEDIANTE
OPERE DI MIGLIORAMENTO SISMICO, ARCHITETTONICO ED AMPLIAMENTO STRUTTURALE.
PNRR M4C1 - I 3.3 MINISTERO ISTRUZIONE
CUP I83H19000400001

UBICAZIONE :

VIA ROMA n. 12 - CALESTANO (PR)

PROGETTO :

ESECUTIVO

OGGETTO :

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

TAVOLA :

STR.06

DATA : 30 SETTEMBRE 2022

SCALA :

-

REV :

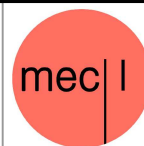
-



PROGETTISTA :

ING. MARTINA ELEONORA CONCARI

con studio in Via Duca Alessandro, 11 - 43123 Parma (PR)



COLLABORATORI :

ING. SIMONE LEONI

con studio in Strada per Parma, 35/H3 - Loc. Pilastro - 43013 Langhirano (PR)

ARCH. FRANCESCO PAVESI

con studio in Via Pablo, 2/2 - Loc. Torrechiera - 43013 Langhirano (PR)

ING. FILIPPO PANICIERI

con studio in Via Marconi, 8 - 43035 Felino (PR)

PROGETTO IMPIANTI MECCANICI ED ELETTRICI :

ING. ANGELO NASO

con studio in Via Duca Alessandro, 11 - 43123 Parma (PR)

ING. GIAMPAOLO VECCHI

con studio in Via Mazzini, 22 - 43013 Langhirano (PR)

6.2 – RELAZIONE GEOTECNICA	2
6.2.1 - PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE	2
6.2.2 - INDIVIDUAZIONE DEL SITO	3
6.2.3 – FINALITA' DELLA RELAZIONE SULLE FONDAZIONI.....	4
6.2.4 - DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E DELLE TIPOLOGIE DI PROVE ESEGUITE IN SITO..	4
6.2.5 – EDIFICIO ESISTENTE.....	10
6.2.6 – EDIFICI DI PROGETTO – MODALITA' DI CALCOLO	10
6.2.7 – EDIFICIO DI PROGETTO – VANO ASCENSORE	10
6.2.8 – EDIFICIO DI PROGETTO – LOCALE TECNICO	21
6.2.9 – EDIFICIO DI PROGETTO – SCALA ANTINCENDIO.....	23

6.2 – RELAZIONE GEOTECNICA

6.2.1 - PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

In generale la valutazione della pericolosità sismica di un sito si realizza attraverso quattro diverse fasi:

1. Identificazione e caratterizzazione di tutte le sorgenti di eventi sismici in grado di produrre uno scuotimento significativo al sito. La caratterizzazione delle sorgenti include la definizione di ogni geometria di sorgente e relativo potenziale sismico.
2. Individuazione della distribuzione di probabilità dei terremoti o relazione di ricorrenza delle sorgenti considerate, che specifica il tasso medio di superamento di un terremoto di definita magnitudo.
3. Valutazione dello scuotimento del suolo prodotto dagli eventi sismici attraverso le relazioni di attenuazione.
4. Combinazione delle incertezze per ottenere la probabilità che un parametro descrittivo dello scuotimento del terreno sia superato in un determinato intervallo temporale.

L'analisi di pericolosità, definita anche PSHA (Probabilistic Seismic Hazard Assessment), necessita quindi di sorgenti sismogenetiche, cataloghi sismici storici e strumentali, relazioni di attenuazione.

Gli effetti di tutti i terremoti di differente magnitudo, a differente distanza, in differenti zone sismogenetiche e a differente probabilità di occorrenza sono integrati nelle curve di pericolosità che mostrano la probabilità di eccedenza di differenti valori di un dato parametro descrittivo dello scuotimento, ad esempio l'accelerazione durante uno specificato periodo di tempo.

Nuove carte sulla pericolosità sismica sono state recentemente prodotte dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), le quali realizzate per tutto il territorio italiano, si basano su studi accurati che prevedono l'utilizzo dei dati contenuti nel Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI04), delle informazioni relative alla più recente Zonazione Sismogenetica ZS9 e dei relativi modelli di attenuazione stimate sulla base di misurazioni accelerometriche effettuate sia sul territorio nazionale che europeo.

Il valore del parametro di scuotimento fornito dall'analisi di pericolosità sismica non corrisponde quindi ad un particolare evento, ma deve essere considerato come il prodotto, espresso in termini probabilistici, degli effetti combinati di tutti gli eventi di differente magnitudo e distanza rappresentativi dell'intera storia sismica dell'area in esame.

La carta di riferimento per valutazioni di pericolosità sismica è rappresentata dalla distribuzione probabilistica dell'accelerazione massima al suolo, definita PGA (Peak Ground Acceleration) ed espressa come frazione dell'accelerazione di gravità "g" pari a $9,81 \text{ m/s}^2$.

La carta che riveste una particolare importanza dal punto di vista progettuale è quella in cui il valore di PGA è caratterizzato da tempi di ritorno di 475 anni, corrispondente ad una probabilità di accadimento del 10% in 50 anni.

Per il Comune di Parma dalla carta di pericolosità sismica è possibile ottenere un valore compreso tra 0,125/0,150g per un tempo di ritorno di 475 anni.

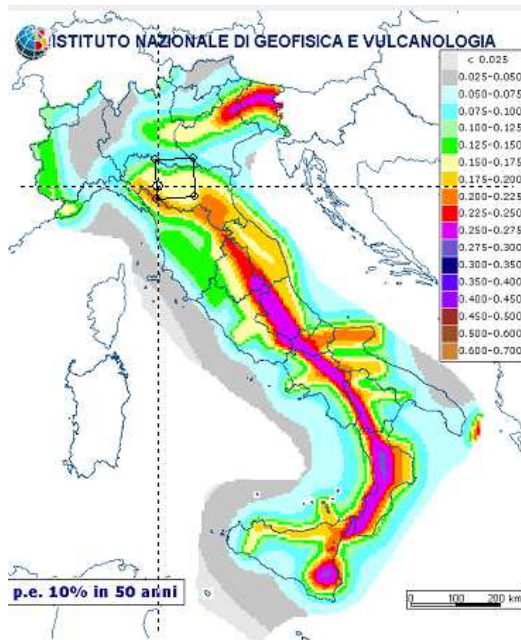
Con l'entrata in vigore delle NTC la stima della pericolosità sismica del sito di costruzione viene definita mediante un approccio "sito dipendente" in base al quale si definisce l'azione sismica di progetto necessaria a valutare il rispetto dei diversi stati limite. In relazione alla posizione geografica (coordinate del sito), si definiscono gli spettri di risposta elastici rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticali) delle azioni sismiche attese per un generico sito del territorio nazionale.

La definizione degli spettri di risposta per ogni stato limite è articolata nelle seguenti fasi, ciascuna delle quali prevede l'introduzione di specifici parametri:

1. Individuazione della pericolosità del sito attraverso la definizione dei parametri a_g , F_0 e T_c per diversi tempi di ritorno;
2. Scelta della strategia di progettazione mediante l'assunzione dei valori relativi a Vita nominale delle opere, Classe d'uso e Coeff. D'uso;
3. Determinazione dell'azione di progetto.

6.2.2 - INDIVIDUAZIONE DEL SITO

Indirizzo: Calestano (PR), Via Roma n° 12
Longitudine: 10.124225 (WGS84)
Latitudine: 44.602369 (WGS84)



Localizzazione della struttura	
Località	CALESTANO
Comune	CALESTANO
Provincia	Parma
Regione	EMILIA ROMAGNA
Longitudine	10.124225 (WGS84)
Latitudine	44.602369 (WGS84)

Parametri della struttura

Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
II	50	1.5	75	C	T1

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza
			Km
Loc.	10.124	44.602	
16269	10.122	44.587	1.838
16270	10.192	44.589	5.529
16048	10.189	44.639	6.426
16047	10.119	44.637	3.779

SL	Pver	Tr	ag	Fo	T*c
		Anni	g		sec
SLO	81.0	45.2	0.066	2.467	0.256
SLD	63.0	75.4	0.081	2.481	0.261
SLV	10.0	711.8	0.181	2.523	0.292
SLC	5.0	1462.2	0.225	2.545	0.302

SL	ag	S	Fo	Fv	Tb	Tc	Td
	g				sec	sec	sec
SLO	0.066	1.500	2.467	0.852	0.140	0.421	1.862
SLD	0.081	1.500	2.481	0.951	0.142	0.427	1.923
SLV	0.181	1.426	2.523	1.449	0.153	0.460	2.324
SLC	0.225	1.357	2.545	1.628	0.157	0.471	2.498

6.2.3 – FINALITA' DELLA RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato, direttamente o indirettamente, dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta, influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale, in tal modo scaturito, si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare e il modello da utilizzare per le elaborazioni relative all'interazione sovrastruttura-fondazione e, quindi, fondazione-terreno.

6.2.4 - DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E DELLE TIPOLOGIE DI PROVE ESEGUITE IN SITO

Inquadramento geologico e descrizione delle formazioni presenti nell'area di studio

L'Appennino Settentrionale risulta dalla sovrapposizione tettonica di due grandi insiemi, diversi per litologia, struttura ed origine paleogeografica: un Insieme Esterno Umbro-Toscano ed un insieme Interno Ligure-Emiliano.

L'insieme Esterno è costituito essenzialmente da uno zoccolo continentale appartenente alla Placca Apula su cui poggiano, anche se scollate e deformate, le successioni mesozoicoterziarie che ne rappresentano l'originale copertura sedimentaria.

L'Insieme Interno consta di una serie di unità tettoniche che, per la presenza di ofioliti (rocce ignee tipiche della litosfera oceanica) si sono invece originate in un oceano estendendosi eventualmente anche sulla parte più assottigliata dei margini continentali adiacenti. Queste unità hanno comunque abbandonato il loro substrato originario che è scomparso in subduzione, per sovrascorrere da ovest verso est (vergenza appenninica) sull'Insieme Esterno, che ha avuto ruolo di avampaese, costituendo perciò una coltre alloctona.

L'insieme Interno comprende due domini detti rispettivamente Ligure Interno e Ligure Esterno (Liguridi), separati da un contatto tettonico lungo il quale il primo si accavalla sul secondo, poggiando per il resto anche sulla Falda Toscana con la sola interposizione dell'Unità di Canetolo. Pur essendo entrambe caratterizzati dalla presenza di ofioliti, queste assumono un differente significato. Mentre nelle Liguridi Interne hanno caratteristiche sicuramente oceaniche (le maggiori masse ofiolitiche si trovano ancora in posizione primaria alla base della successione sedimentaria) nelle Liguridi Esterne non si conoscono ofioliti che costituiscano sicuramente la base della successione, ma compaiono invece come masse sciolate in gran parte nel bacino di sedimentazione ligure del Cretacico superiore e pertanto intercalate in quei sedimenti. Tali depositi rimaneggiati sono un indizio della vicinanza di un rilievo oceanico tettonicamente attivo situato verosimilmente fra Ligure Interno ed Esterno. A questo rilievo ipotetico (Cretacico superiore) che avrebbe in qualche modo separato i due domini è stato dato il nome di "Ruga del Bracco".

Il Dominio Ligure Esterno comprende esclusivamente unità alloctone che hanno abbandonato il loro substrato originario e risultano abitualmente distinti nei Complessi di base di età per lo più compresa tra l'Albiano ed il Campaniano inferiore e delle formazioni torbiditiche a dominante calcarea conosciute come flysch ad elmintoidi (Campaniano-Paleocene). Questi nella sola fascia esterna sono seguite da altri flysch anch'essi calcarei, di età paleocenico-eocenica.

L'area oggetto di studio ricade nel Dominio Ligure Esterno ed in particolare nella zona più esterna chiamata anche "Emiliana" caratterizzata dalla comparsa di unità tettoniche (M. Caio, Solignano, M. Cassio, ecc.) in cui i clasti ofiolitici diventano una componente occasionale o sono addirittura assenti. Nei "Complessi di base" compaiono invece estese formazioni terrigene silicoclastiche, quali le Arenarie di Ostia, di Scabiazza, le Argille di San Siro, di provenienza continentale. Infine, mentre nella zona più interna (sempre del Dominio Ligure Esterno) la sedimentazione termina con il flysch ad elmintoidi alla fine del Maastrichtiano o all'inizio del Paleocene, nella Zona Emiliana la successione si completa con potentissimi flysch paleocenicoeocenici che, dopo essersi parzialmente sedimentati sul flysch ad elmintoidi, sono stati in buona parte scollati per costruire unità a se stanti (M. Sporno, Farini d'Olmo, Val Luretta, ecc.).

A partire dal Miocene superiore sul versante padano continua la compressione con la migrazione verso nord, nord-est del fronte di accavallamento appenninico, con la formazione di bacini fluvio-lacustri plio-pleistocenici. Le successioni sedimentarie di tutti questi bacini, sono molto simili e costituite da depositi detritici. Esse cominciano sempre con

peliti basali grigioazzurre contenenti livelli ligniferi seguiti da sabbie e conglomerati, mostrando così una stessa tendenza evolutiva, da una fase francamente lacustre e/o palustre ad una di piana alluvionale intermontana.

Sul quaternario marino si verifica in questo modo (netta discordanza angolare) la deposizione dei sistemi deposizionali fluviali del Mindel, del Riss e del Wurm, cui succedono le alluvioni medie e recenti.

Descrizione delle Formazioni nell'area di studio

Il Supersistema Emiliano-Romagnolo, affiorante con i suoi terreni più antichi sul margine appenninico padano è stato suddiviso in due unità principali, denominate come segue:

- Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore, **AES**
- Sintema Emiliano-Romagnolo Inferiore, **AEI**

Queste due unità sono separate, in corrispondenza del margine appenninico, da una superficie di discontinuità, spesso con discordanza angolare ed erosione, testimonianza di una fase tettonica regionale databile alla fine del Pleistocene inferiore.

Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore (AES)

Si tratta di un'unità alluvionale, terrazzata, costituita da ghiaie prevalenti in corrispondenza degli apparati fluviali principali (depositi di conoide e depositi intravallivi terrazzati), passanti a limi prevalenti con rare intercalazioni di sabbia e ghiaia nelle aree di interconoide. L'età complessiva dell'unità è Pleistocene medio - Olocene.

spessore massimo di circa 100 m;

spessore minimo di circa 20 m

L'AES risulta suddivisibile in 5 Subsintemi, affioranti a quote progressivamente decrescenti lungo il margine appenninico; in ordine crescente di età:

- Subsintema di Ravenna – **AES8** (che comprende l'unità di Modena **AES8a**)
- Subsintema di Villa Verucchio - **AES7** (suddiviso nell'unità di Vignola -**AES7b** e di Niviano -**AES7a**)
- Subsintema di Agazzano - **AES3**
- Subsintema di Maiatico - **AES2** (suddiviso nell'unità di Fico Rosso - **AES2b** e di Miano - **AES2a**)
- Subsintema di Monterlinzana - **AES1**

La sedimentazione dell'AES prende inizio al termine di un evento minore, ancorchè regionale, di sollevamento delle strutture compressive appenniniche, registrato in affioramento da una superficie di discontinuità erosiva. Tale superficie, riconoscibile anche nei profili sismici, risulta particolarmente evidente in corrispondenza dei principali fronti strutturali sepolti.

Subsistema di Ravenna (AES8)

Ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi:

depositi intravallivi terrazzati. Il profilo di alterazione varia da qualche decina di cm fino ad 1 m ed è di tipo A/Bw/Bk (C). Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico, mentre il contatto di base è discordante sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità è inferiore a 20 m. (Pleistocene sup. – Olocene)

AES8a - Unità di Modena

Nei settori intravallivi ghiaie prevalenti organizzate in 2 ordini di terrazzi alluvionali. Negli sbocchi vallivi e nella piana alluvionale ghiaie, sabbie, limi ed argille. Limite superiore sempre affiorante dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro privo di reperti archeologici romani, o più antichi, non rimaneggiati. Limite inferiore dato da una superficie di erosione fluviale nelle aree intra Spessore massimo in pianura 7 metri, nel sottosuolo circa 10m. (Età post-romana (IV-VI sec. d.C. - Attuale; datazione archeologica).)

SUCCESSIONE EPIGURE

FYS3 – Flysch di Monte Sporno – membro di Calestano

Marne e marne argillose grigie a frattura da concoide a poliedrica e marne siltose fogliettate, grigio scuro-verdastre, in strati spessi e molto spessi, intercalate a set di strati sottili e medi di areniti medie grigio-nocciola e peliti brune. Alla base degli strati marnosi sono talora presenti calcari e calcari marnosi color crema, in strati medi laminati ben stratificati. Rari livelli marnosi rosati verso il tetto del membro. Contatto graduale con FYS2. Potenza stimata 350 m circa.

(Luteziano)

FYS2 – Flysch di Monte Sporno – membro di Armorano

Calcari marnosi e calcari chiari in strati da medi a molto spessi, a base spesso calcarenitica grigio-verde, e marne e marne argillose grigio-nocciola in sequenze plurimetrichi, alternati ad areniti e peliti marnose grigio scure in strati sottili e medi. Sono presenti alcuni livelli marnosi rosati. I calcari presentano talora livelli o liste di selce bruna, come pure base biocalcarenitica grigio-verde, con lamine parallele e ripples, localmente biocalciruditica con numerosi macroforaminiferi (Nummuliti e Orbitoididi). Localmente presente una facies caotica spessa poche decine di metri, costituita da argille scagliettate grigie e rossastre, inglobanti caoticamente lembi di calcare fine, chiaro, ed arenarie fini e medie, nocciola. Spessore parziale massimo 1200 m.

(Ypresiano - Luteziano)

Assetto morfologico, idrografico e litostratigrafico locale

L'area in oggetto di studio si trova ad un'altezza di circa 400 metri s.l.m. risulta inserita in un contesto pianeggiante tipico dei terrazzi alluvionali dei torrenti appenninici, in cui i vari ordini di terrazzi quaternari, separati tra loro da gradini morfologici, si raccordano, con le blande pendenze che li caratterizzano (1°-2°), con l'alveo dei sistemi torrentizi attuali. Come riportato nella relazione geologica nel complesso l'area di studio risulta essere, per tutte le caratteristiche al contorno, assolutamente stabile e con bassissima predisposizione al dissesto.

Al contorno dell'area, l'idrografia di superficie è caratterizzata dal Rio Moneglie, che scorre ad una distanza di circa 40 m verso nord-est, e dal Torrente Baganza, posto ad una distanza di circa 300 m verso nord-ovest e che scorre nel tratto d'interesse con direzione verso nord-est.

Nella definizione del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni 2019 (Direttiva 2007/60/CE e D.Lgs. 49/2010 – Secondo Ciclo) – l'area oggetto di studio ricade all'interno dello scenario di pericolosità di esondazione bassa, con alluvioni di scarsa probabilità o scenari di eventi estremi, e classe di rischio media (R2).

Nel corso delle indagini effettuate non si è osservata la presenza di un sistema di circolazione idrica al di sotto del piano campagna. Tuttavia, come verificato nel corso di indagini realizzate in analoghi contesti stratigrafici, è possibile l'instaurarsi di altri sistemi di circolazione sub-superficiale, attestati nei livelli a maggior granulometria. Tali sistemi di circolazione pur potendo considerare il substrato superficiale come scarsamente permeabile, è resa possibile dalle condizioni di infiltrazione efficace presenti nella coltre dei terreni argillosi, proprio per le fessurazioni che in essi si producono in seguito ai cicli di essiccazione/imbibizione (contrazione/rigonfiamento). Questi sistemi risultano pertanto caratterizzati da una forte stagionalità con lenti freatiche superficiali e discontinue, caratterizzate da livelli di soggiacenza assai variabili.

L'area di studio, così come riportato nella cartografia tematica esistente (Carta Geologica regione Emilia-Romagna scala 1:10.000 Sezione 200 130), si colloca in corrispondenza dei depositi alluvionali intravallivi AES8a – Unità di Modena, costituiti in prevalenza da ghiaie prevalenti e sabbie, ricoperte da una coltre limoso argilloso discontinua.

Questi depositi alluvionali ricoprono il substrato roccioso del Flysch di Monte Sporno – Membro di Calestano – FYS3, composto da alternanze di arenarie cementate, calcareniti e calcilutiti con livelli pelitici. Questi depositi sono cartografati come detrito di falda dt all'interno della Carta Geologica d'Italia 1:100.000 foglio 85 Parma.

Indagini geognostiche

Le caratteristiche geolitologiche dei terreni di fondazione sono state investigate mediante la realizzazione di prove penetrometriche. La presenza di uno strato superficiale molto compatto e di orizzonti ghiaiosi pochi metri al di sotto del piano campagna ha di fatto obbligato alla realizzazione di indagini di tipo dinamico, non essendo possibile l'ancoraggio dell'attrezzatura per le prove penetrometriche di tipo statico.

Sono state realizzate complessivamente due prove penetrometriche di tipo dinamico andate a rifiuto ad una scarsa profondità, ma in linea con il contesto stratigrafico ipotizzabile nel contesto indagato.

Al fine di caratterizzare in termini di risposta sismica locale il terreno su cui insiste il fabbricato in oggetto, è stata eseguita un'indagine geofisica allo scopo di determinare l'andamento delle velocità delle onde di taglio (V_s) in funzione della profondità. Nello specifico, è stata condotta una prova sismica attiva del tipo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), in funzione della quale è stato possibile definire il profilo di velocità delle onde di taglio, nonché la determinazione della V_{s30} e della categoria di sottosuolo, secondo quanto previsto dalle Norme in vigore.

Dai risultati delle prove si è evinto che la **Categoria del sottosuolo** è di **tipo C** poiché $V_{s30} = 344 \text{ m/s}$ *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s”*.

La categoria topografica dei terreni avendo morfologia pianeggiante è la **T1** alla quale corrisponde un fattore di amplificazione topografica **S_T pari a 1,0**.

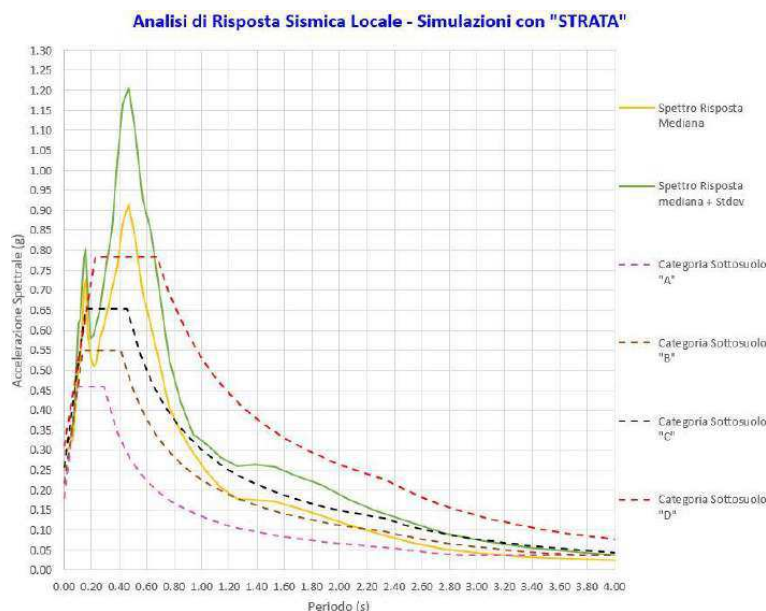
Successivamente, in seguito all'attuale conferimento di incarico per la progettazione del miglioramento sismico dell'edificio in parola, si è proceduto ad effettuare – così come indicato dalle NTC 2018 in funzione della categoria dell'opera - uno studio dedicato legato alla definizione della Risposta Sismica Locale con metodo rigido per un edificio di classe d'uso III. In tale ambito il Geologo ha fornito alla Scrivente i parametri degli spettri parametrizzati. Nel seguito si riportano i dati in forma tabulata e, successivamente, i grafici degli spettri forniti; per una più approfondita trattazione si rimanda alla relazione del geologo allegata alla presente.

Periodo T(s)	Mediana a (g)	Mediana + Stdev a (g)	Periodo T(s)	Mediana a (g)	Mediana + Stdev a (g)
0.0100	0.2983	0.3214	0.2593	0.5750	0.6492
0.0110	0.2984	0.3215	0.2861	0.6041	0.7099
0.0122	0.2986	0.3216	0.3158	0.6512	0.7842
0.0134	0.2987	0.3218	0.3486	0.7045	0.8516
0.0148	0.2989	0.3221	0.3847	0.7600	1.0215
0.0164	0.2992	0.3224	0.4246	0.8673	1.1666
0.0181	0.2995	0.3227	0.4686	0.9132	1.2060
0.0199	0.2999	0.3232	0.5172	0.8332	1.0992
0.0220	0.3004	0.3237	0.5708	0.6906	0.9244
0.0243	0.3011	0.3248	0.6300	0.6103	0.8481
0.0268	0.3021	0.3253	0.6953	0.5158	0.6935
0.0296	0.3041	0.3271	0.7674	0.4061	0.5258
0.0327	0.3061	0.3291	0.8469	0.3443	0.4197
0.0361	0.3064	0.3290	0.9347	0.2935	0.3391
0.0398	0.3063	0.3294	1.0316	0.2461	0.3157
0.0439	0.3084	0.3344	1.1386	0.2062	0.2814
0.0485	0.3150	0.3415	1.2566	0.1788	0.2607
0.0535	0.3199	0.3408	1.3869	0.1768	0.2652
0.0590	0.3232	0.3585	1.5307	0.1711	0.2569
0.0652	0.3404	0.3679	1.6894	0.1556	0.2357
0.0719	0.3539	0.4016	1.8645	0.1369	0.2135
0.0794	0.3840	0.4528	2.0578	0.1137	0.1788
0.0876	0.4081	0.4698	2.2711	0.0917	0.1473
0.0967	0.4825	0.5737	2.5066	0.0711	0.1198
0.1067	0.5221	0.6185	2.7665	0.0531	0.0920
0.1178	0.5156	0.6287	3.0533	0.0411	0.0716
0.1300	0.5919	0.7054	3.3698	0.0335	0.0568
0.1435	0.7058	0.7799	3.7192	0.0279	0.0450
0.1583	0.7263	0.8027	4.1048	0.0230	0.0357
0.1747	0.5796	0.6675	4.5303	0.0179	0.0282
0.1929	0.5307	0.5778	5.0000	0.0143	0.0223
0.2128	0.5089	0.5887			
0.2349	0.5155	0.6125			

Spettro RSL per sisma orizzontale SLV

Per la presenza di pilastri in falso sulle travi di sottotetto, nel calcolo dalla struttura è stato inserito anche il sisma verticale come richiesto al § 7.2.2 delle NTC2018. Il geologo ha fornito alla scrivente anche lo spettro SLV relativo al sisma verticale.

Per il calcolo è stata utilizzata la tipologia mediana normalizzata in quanto la scrivente la ritiene sufficiente per l'edificio in esame.



Periodo T(s)	Mediana a (g)	Mediana + Stdev a (g)	Periodo T(s)	Mediana a (g)	Mediana + Stdev a (g)
0.0100	0.1724	0.1940	0.2349	0.2532	0.3189
0.0110	0.1728	0.1944	0.2593	0.2535	0.3338
0.0122	0.1732	0.1949	0.2861	0.2665	0.3546
0.0134	0.1738	0.1956	0.3158	0.2688	0.3835
0.0148	0.1745	0.1963	0.3486	0.2710	0.4248
0.0164	0.1755	0.1974	0.3847	0.2477	0.4175
0.0181	0.1771	0.1991	0.4246	0.1991	0.3391
0.0199	0.1799	0.2031	0.4686	0.1535	0.2486
0.0220	0.1823	0.2068	0.5172	0.1354	0.2113
0.0243	0.1895	0.2235	0.5708	0.1200	0.1928
0.0268	0.1998	0.2513	0.6300	0.0978	0.1623
0.0296	0.2092	0.2697	0.6953	0.0864	0.1421
0.0327	0.2234	0.3119	0.7674	0.0764	0.1272
0.0361	0.2233	0.2868	0.8469	0.0577	0.1029
0.0398	0.2374	0.3193	0.9347	0.0500	0.0913
0.0439	0.2320	0.2935	1.0316	0.0429	0.0787
0.0485	0.2410	0.2963	1.1386	0.0369	0.0660
0.0535	0.2613	0.3233	1.2566	0.0326	0.0560
0.0590	0.2961	0.3828	1.3869	0.0267	0.0469
0.0652	0.3251	0.4262	1.5307	0.0218	0.0369
0.0719	0.3860	0.5221	1.6894	0.0174	0.0287
0.0794	0.4461	0.6284	1.8645	0.0145	0.0227
0.0876	0.4700	0.6146	2.0578	0.0112	0.0167
0.0967	0.4622	0.6189	2.2711	0.0101	0.0150
0.1067	0.4508	0.6227	2.5066	0.0087	0.0135
0.1178	0.4992	0.6738	2.7665	0.0069	0.0105
0.1300	0.4624	0.6214	3.0533	0.0059	0.0096
0.1435	0.3921	0.5440	3.3698	0.0053	0.0082
0.1583	0.3258	0.4228	3.7192	0.0042	0.0069
0.1747	0.2952	0.3560	4.1048	0.0037	0.0060
0.1929	0.2544	0.3061	4.5303	0.0028	0.0051
0.2128	0.2572	0.3095	5.0000	0.0025	0.0045

Spettro RSL per sisma verticale SLV

Dalla disamina delle tabelle e degli spettri forniti si può asserire che:

- I valori di A_{max} determinati con lo studio di Risposta Sismica Locale sono superiori a quelli derivanti dall'analisi con approccio semplificato (utilizzando un terreno di categoria C desunto dalla prova MASW).
- I valori di amplificazione S determinati con lo studio di Risposta Sismica Locale sono superiori al valore "1,5" dell'approccio semplificato (utilizzando un terreno di categoria C desunto dalla prova MASW).

Per le suddette motivazioni si adottano i parametri e gli spettri derivanti dallo studio di Risposta Sismica Locale per la definizione dell'azione sismica di progetto.

Suscettività alla liquefazione

Come riportato nella relazione geologica, nel contesto geologico esistente, il rischio di liquefazione può essere considerato del tutto irrilevante, grazie all'analisi stratigrafica delle formazioni esistenti, che permette di escludere con assoluta certezza la presenza di litotipi sabbiosi classati suscettibili a fenomeni di liquefazione.

6.2.5 – EDIFICIO ESISTENTE

Dal punto di vista geomorfologico l'area è da considerarsi pianeggiante con quota altimetrica prossima ai 400 metri sul livello del mare (s.l.m.); in considerazione di tale morfologia pianeggiante, è possibile assegnare al sito indagato la categoria topografica T1 definita dalle NTC 2018 "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media inferiore od uguale ai 15°".

Allo stato attuale, l'area non presenta evidenze di processi morfologici in atto e/o potenziali (erosioni, subsidenze, ecc.) che possano influire negativamente sull'opera.

Per quanto riguarda gli interventi previsti in progetto, il sistema fondale dell'edificio esistente non subirà alterazioni.

Inoltre, non si realizzano incrementi significativi dei carichi trasmessi dalla struttura alle fondazioni esistenti e, di conseguenza, al terreno sottostante, né particolari interazioni con le fondazioni esistenti. Per i motivi sopra esposti ed accertata la buona tenuta del sistema terreno-fondazione-struttura, **non si sono mostrate necessarie particolari considerazioni di carattere geotecnico.**

Al fine di caratterizzare in termini di risposta sismica locale il terreno su cui insiste il fabbricato in oggetto, è stata eseguita un'indagine geofisica allo scopo di determinare l'andamento delle velocità delle onde di taglio (V_s) in funzione della profondità. Tali evidenze sono riportate sotto. Nello specifico, è stata condotta una prova sismica attiva del tipo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), in funzione della quale è stato possibile definire il profilo di velocità delle onde di taglio, nonché la determinazione della V_{s30} e della categoria di sottosuolo, secondo quanto previsto dalla Tab. 3.2.II delle NTC 2018.

In funzione della categoria dell'opera, con particolare riferimento alla classe d'uso III, è stato effettuato uno studio dedicato legato alla definizione della Risposta Sismica Locale. In tale ambito il Geologo ha fornito alla Scrivente i parametri degli spettri parametrizzati ai vari stati limite: SLV.

Si rimanda alla relazione sulle "Indagini specialistiche" per una trattazione più approfondita.

6.2.6 – EDIFICI DI PROGETTO – MODALITA' DI CALCOLO

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza " I_r " così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \tan(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \sin(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico " $I_{r,crit}$ ":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \cdot \lg(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \sin(\varphi) \log_{10}(2I_r)}{1 + \sin(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \lg(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\Psi_g = \Psi_q = \Psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- n coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- j angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma.$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno j del terreno
- s_q, s_c, s_γ coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- g_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- g_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Hansen (1970)

$$N_q = \lg^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \lg(\varphi)} \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \lg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \lg(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \lg(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{\alpha_1} \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{\alpha_2} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

- se $\phi = 0$ si ha:

$$\begin{aligned} s_q &= 1.0 & s_\gamma &= 1.0 & s_c &= 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \\ d_q &= 1.0 & d_\gamma &= 1.0 & d_c &= 1 + 0.4 \cdot \Theta \\ i_q &= 1.0 \quad i_\gamma &= 1.0 & i_c &= 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right) \end{aligned}$$

Formulazione di Vesic (1975)

$$N_q = tg^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\phi \neq 0$ si ha:

$$\begin{aligned} s_q &= 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\varphi) & s_\gamma &= 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} & s_c &= 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L} \\ d_q &= 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta & d_\gamma &= 1.0 & d_c &= 1 + 0.4 \cdot \Theta \end{aligned}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\phi = 0$ si ha:

$$\begin{aligned} s_q &= 1.0 & s_\gamma &= 1.0 & s_c &= 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \\ d_q &= 1.0 & d_\gamma &= 1.0 & d_c &= 1 + 0.4 \cdot \Theta \\ i_q &= 1.0 \quad i_\gamma &= 1.0 & i_c &= 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c} \end{aligned}$$

Formulazione di Brinch-Hansen

$$N_q = tg^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\phi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot tg(\varphi)}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\phi = 0$ si ha:

$$\begin{aligned} s_q &= 1.0 & s_\gamma &= 1.0 & s_c &= 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \\ d_q &= 1.0 & d_\gamma &= 1.0 & d_c &= 1 + 0.4 \cdot \Theta \\ i_q &= 1.0 & i_\gamma &= 1.0 & i_c &= 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c} \end{aligned}$$

Formulazione Eurocodice 7

$$N_q = tg^2 \left(\frac{90^\circ + \phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\phi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot tg(\phi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\phi)$$

- se $\phi \neq 0$ si ha:

$$\begin{aligned} s_q &= 1 + \frac{B}{L} \cdot sen(\phi) & s_\gamma &= 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L} & s_c &= \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1} \\ d_q &= 1 + 2 \cdot tg(\phi) \cdot (1 - sen(\phi))^2 \cdot \Theta & d_\gamma &= 1.0 & d_c &= 1 + 0.4 \cdot \Theta \\ \text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 &\Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 &\Rightarrow \Theta &= arctg\left(\frac{D}{B}\right) \end{aligned}$$

- se H è parallela al lato B si ha:

$$i_q = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\phi)} \right]^3 \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\phi)} \right]^3 \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se H è parallela al lato L si ha:

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\phi)} \quad i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\phi)} \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se $\phi = 0$ si ha:

$$\begin{aligned} s_q &= 1.0 & s_\gamma &= 1.0 & s_c &= 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \\ d_q &= 1.0 & d_\gamma &= 1.0 & d_c &= 1 + 0.4 \cdot \Theta \\ i_q &= 1.0 & i_\gamma &= 1.0 & i_c &= 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right) \end{aligned}$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui $\phi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0, N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$.

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot tg\left(\frac{90 + \phi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cono di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati; quindi si determina il numero degli strati interessati da esso
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cono di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota intermedia dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = [q''_{ult} + q_{resT}]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{p}{A_f} (P_V \cdot K_s \cdot \tan(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione
- P_V spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_s coefficiente di spinta laterale del terreno
- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA

Per la determinazione del carico limite nel caso di presenza di ammasso roccioso bisogna valutare molto attentamente il grado di solidità della roccia stessa. Tale valutazione viene in genere eseguita stimando l'indice *RQD* (Rock Quality Designation) che rappresenta una misura della qualità di un ammasso roccioso. Tale indice può variare da un minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) ed è calcolato nel seguente modo:

$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezze dei pezzi di roccia intatta} > 100\text{mm}}{\text{lunghezza del carotiere}}$$

Se il valore di *RQD* è molto basso la roccia è molto fratturata ed il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

Per ricavare la capacità portante di rocce non assimilabili ad ammassi di terreno sciolto sono state implementate due formulazioni: quella di Terzaghi (1943) e quella di Stagg-Zienkiewicz (1968), entrambe correlate all'indice *RQD*. In definitiva il valore della capacità portante sarà espresso dalla seguente relazione:

$$q'_{ult} = q''_{ult} \cdot RQD^2$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q'_{ult} carico limite dell'ammasso roccioso
- q''_{ult} carico limite calcolato alla Terzaghi o alla Stagg-Zienkiewicz

In questo caso l'equazione trinomia del carico limite assume la seguente forma:

$$q''_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

I termini presenti nell'equazione hanno lo stesso significato già visto in precedenza; i coefficienti di forma assumeranno i seguenti valori:

$$\begin{aligned} s_c &= 1.0 \text{ per fondazioni di tipo nastriforme} & s_c &= 1.3 \text{ per fondazioni di tipo quadrato;} \\ s_\gamma &= 1.0 \text{ per fondazioni di tipo nastriforme} & s_\gamma &= 0.8 \text{ per fondazioni di tipo quadrato.} \end{aligned}$$

I fattori adimensionali di portanza a seconda della formulazione adottata saranno:

Formulazione di Terzaghi (1943)

$$N_q = \frac{e^{2 \cdot \left(0.75 \cdot \pi - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \tan(\varphi)}}{2 \cdot \cos^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right)} \quad N_\gamma = \frac{\tan(\varphi)}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2(\varphi)} - 1 \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi)$$

se $\varphi = 0 \Rightarrow N_c = 1.5 \cdot \pi + 1$

ϕ	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
K_{py}	10.8	12.2	14.7	18.6	25.0	35.0	52.0	82.0	141.0	298.0	800.0

Formulazione di Stagg-Zienkiewicz (1968)

$$N_q = \tan^6\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \quad N_\gamma = N_q + 1 \quad N_c = 5 \cdot \tan^4\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right)$$

VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti, può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot \tan(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- T_{Sd} componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- N_{Sd} componente verticale del carico agente sulla fondazione
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% dell'angolo di attrito)
- S_p spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione

La verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele alla base della fondazione che per quelle ortogonali.

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo: quello di Boussinesq, quello di Westergaard oppure quello di Mindlin; tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il metodo di Westergaard differisce da quello di Boussinesq per la presenza del coefficiente di Poisson "ν", quindi si adatta meglio ai terreni stratificati. Il metodo di Mindlin differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico mentre i primi due lo pongono esclusivamente sulla frontiera quindi si presta meglio al caso di fondazioni molto profonde. Nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{1-2 \cdot \nu}}{\left(\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu} + \frac{r^2}{z^2} \right)^{\frac{3}{2}}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left(-\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7} - \frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m-1)}{B^5} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

Basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, l'algoritmo implementato esegue un'integrazione delle equazioni di cui sopra lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; questo consente di determinare la variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Bisogna sottolineare che, nel caso di pressione, " Q " va definito come "pressione netta", ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente che può essere sopportata con sicurezza alla profondità " D " del piano di posa delle fondazioni. Questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

Metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione dello stato tensionale verticale alla profondità " z_i " dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- $E_{ed,i}$ modulo edometrico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

Si ricorda che questo metodo si basa sull'ipotesi edometrica quindi l'accuratezza del risultato è maggiore quando il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni è ridotto, tuttavia il metodo edometrico consente una buona approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

Metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{\text{Imp.}} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \quad w_{\text{Lib.}} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{\text{Imp.}}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{\text{Lib.}}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera
- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità " z_i " dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per $w_{\text{Imp.}}$ e valore massimo per $w_{\text{Lib.}}$).

SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Lung. Travata nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

per tipologia platea:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- Spessore spessore dell'elemento
- Superficie superficie dell'elemento
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento

- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

per tipologia platea:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di Qlim q, Qlim g, Qlim c e di Qres P (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- Qlim q termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim g termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim c termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qres P termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qmax / Qlim rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- TBlim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- TB / TBlim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- TLLim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- TL / TLLim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga nella quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia
- Nodo vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- Car. Netto valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- Cedimento/i valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$)

6.2.7 – EDIFICIO DI PROGETTO – VANO ASCENSORE

PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Vesic
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Coeff. parziale di sicurezza F_c (statico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (statico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (statico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_c (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (sismico): 3,00

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per $\tan f$ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per C_u (statico): 1
- Coeff. M1 per $\tan f$ (sismico): 1
- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per C_u (sismico): 1
- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30
- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione ($6 < C_a < 10$): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < \Delta < 10$): 7
- Frazione di spinta passiva f_{Sp} : 50,00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq
- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: sovrapposizione dei bulbi

- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti elastici

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Calestano

Numero strati: 2

Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -50,0 cm	50,0 cm	001 / Strato A	Assente
2	da -50,0 a -2050,0 cm	2000,0 cm	002 / Strato B	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Strato A**

Comportamento del terreno: condizione non drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Coes.non dren.	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,716 E-3	1,814 E-3	0,785	80,000	78,500	60,0	0,400	0,49

Indice / Descrizione terreno: **002 / Strato B**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,765 E-3	1,863 E-3	35,000	0,000	150,000	150,000	60,0	0,300	1,00

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Base Eq.	Spessore	Lung. Eq.	Lung. Travata Eq.
cm			cm	cm	cm	cm	cm
Macro n. 3	Macro-Platea	001	80.000	216.000	40.000	400.000	400.000

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Ai fini dei calcoli di portanza le sollecitazioni sismiche saranno considerate moltiplicate per un coef. $\gamma_{RD} = 1.10$
La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali γ_R di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

Macro platea: 3

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.2976 daN/cm²

$Q_{lim} = Q_{lim\ c} + Q_{lim\ q} + Q_{lim\ g} + Q_{res\ P} = 0.0000 + 3.6597 + 0.5697 + 0.0000$

$Q_{max} / Q_{lim} = 1.3507 / 4.2294 = 0,319$ Ok (Cmb. n. 025)

$TB / T_{lim} = 26526.9 / 35981.6 = 0,737$ Ok (Cmb. n. 021)

$TL / T_{lim} = 1260.0 / 36099.2 = 0,035$ Ok (Cmb. n. 030)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
021	SLU STR	No	47.540	-5.792	26526.9	0.0	-69858.4	0.0221	-1.0593
025	SLU STR	No	45.635	-5.792	31272.4	0.0	-90816.0	0.0023	-1.3507
030	SLU STR	No	52.590	5.798	26194.1	1260.0	-77958.4	0.0846	-1.2439

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.2976 daN/cm²

$Q_{lim} = Q_{lim\ c} + Q_{lim\ q} + Q_{lim\ g} + Q_{res\ P} = 0.0000 + 2.4774 + 0.0546 + 0.0000$

$Q_{max} / Q_{lim} = 2.0867 / 2.5320 = 0,824$ Ok (Cmb. n. 087)

$TB / T_{lim} = 37718.0 / 37804.0 = 0,998$ Ok (Cmb. n. 087)

$TL / T_{lim} = 21405.6 / 35410.8 = 0,604$ Ok (Cmb. n. 075)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²

075	SLV A1	Si	38.857	120.818	25505.5	19459.7	-78414.2	0.7096	-1.8724
087	SLV A1	Si	88.014	39.330	34289.1	6293.8	-78178.2	0.7344	-1.8970

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.2976 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 3.1812 + 0.3428 + 0.0000

Qmax / Qlim = 1.5441 / 3.5240 = 0,438 Ok (Cmb. n. 119)

TB / TBlim = 31194.7 / 37907.5 = 0,823 Ok (Cmb. n. 119)

TL / TLLim = 12337.2 / 35533.7 = 0,347 Ok (Cmb. n. 112)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
112	SLD	Si	6.809	67.320	19178.1	11215.7	-78710.7	-0.0389	-1.1290
119	SLD	Si	55.455	23.127	28358.8	3816.7	-78428.2	0.2377	-1.4038

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento: Platea n. 34

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
144	SLE rare	No	36.401	5.586	23505.3	840.0	-80550.4	-0.1124	-1.0855
157	SLE rare	No	-2.179	-5.792	18785.3	0.0	-69858.5	-0.4616	-0.5764

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -0.609 cm in Cmb n. 144

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.009 cm in Cmb n. 157

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -0.714 cm in Cmb n. 144

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.010 cm in Cmb n. 157

6.2.8 – EDIFICIO DI PROGETTO – LOCALE TECNICO

PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Vesic
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Coeff. parziale di sicurezza Fc (statico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza Fq (statico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza Fg (statico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza Fc (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza Fq (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza Fg (sismico): 3,00

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per Tan f (statico): 1

- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per Cu (statico): 1
- Coeff. M1 per Tan f (sismico): 1
- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per Cu sismico): 1
- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30
- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione ($6 < Ca < 10$): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < Delta < 10$): 7
- Frazione di spinta passiva fSp: 50,00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq
- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: Boussinesq
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Calestano

Numero strati: 2

Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -50,0 cm	50,0 cm	001 / Strato A	Assente
2	da -50,0 a -2050,0 cm	2000,0 cm	002 / Strato B	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Strato A**

Comportamento del terreno: condizione non drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Coes.non dren.	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cmc	daN/cmc	daN/cmq	daN/cmq	daN/cmq	%	%	
1,716 E-3	1,814 E-3	0,785	36,633	78,500	60,0	0,400	0,49

Indice / Descrizione terreno: **002 / Strato B**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cmc	daN/cmc	Gradi°	daN/cmq	daN/cmq	daN/cmq	%	%	
1,765 E-3	1,863 E-3	35,000	0,000	109,505	147,000	60,0	0,299	1,00

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Base Eq.	Spessore	Lung. Eq.	Lung. Travata Eq.
Macro n. 1	Macro-Platea	001	cm	cm	cm	cm	cm
			90.000	520.000	40.000	784.000	784.000

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura. Le azioni trasmesse in fondazione, relative alle combinazioni di tipo sismico, non saranno amplificate in quanto determinate ipotizzando un comportamento non dissipativo.

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali gammaR di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

Macro platea: 1

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1741 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 2.4583 + 2.4041 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.7397 / 4.8623 = 0,152 Ok (Cmb. n. 020)

TB / TBlim = 52243.0 / 91279.2 = 0,572 Ok (Cmb. n. 005)

TL / TLlim = 48805.0 / 88821.6 = 0,549 Ok (Cmb. n. 029)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
005	SLU STR	No	-41.561	-16.357	-52243.0	-42035.4	-202706.7	-0.1662	-0.4809
020	SLU STR	No	-34.419	-15.320	-64479.0	-57770.5	-327031.8	-0.3064	-0.7397
029	SLU STR	No	-38.764	-23.381	-48806.1	-48805.0	-202706.8	-0.1609	-0.4868

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1741 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 1.5054 + 0.6379 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.9047 / 2.1433 = 0,422 Ok (Cmb. n. 094)

TB / TBlim = 96103.1 / 102867.1 = 0,934 Ok (Cmb. n. 090)

TL / TLlim = 93558.8 / 98642.7 = 0,948 Ok (Cmb. n. 073)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
073	SLV A1	Si	-12.131	-117.466	-41015.2	-93558.8	-229108.7	-0.0612	-0.6705
090	SLV A1	Si	-127.052	-40.321	-96103.1	-54094.8	-234742.1	0.1511	-0.9005
094	SLV A1	Si	-127.246	-42.035	-95975.6	-54371.2	-234687.9	0.1558	-0.9047

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1741 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 2.0146 + 1.4298 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.6830 / 3.4444 = 0,198 Ok (Cmb. n. 126)

TB / TBlim = 67896.4 / 102206.0 = 0,664 Ok (Cmb. n. 122)

TL / TLlim = 62109.8 / 99312.5 = 0,625 Ok (Cmb. n. 105)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
105	SLD	Si	-20.562	-57.414	-38766.7	-62109.8	-230725.4	-0.1682	-0.5694
122	SLD	Si	-74.541	-23.949	-67896.4	-44725.6	-233146.4	-0.0638	-0.6811
126	SLD	Si	-74.622	-24.703	-67840.5	-44843.9	-233122.5	-0.0617	-0.6830

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento: Platea n. 1

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
140	SLE rare	No	-34.179	-14.733	-48424.2	-43076.9	-245048.7	-0.2318	-0.5520
153	SLE rare	No	-36.588	-7.607	-46133.0	-32401.7	-202706.6	-0.1983	-0.4492

Cedimento massimo = -0.589 cm in Cmb n. 140

Cedimento minimo = -0.005 cm in Cmb n. 153

6.2.9 – EDIFICIO DI PROGETTO – SCALA ANTINCENDIO

PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Brinch - Hansen
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si

- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Coeff. parziale di sicurezza F_c (statico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (statico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (statico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_c (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (sismico): 3,00

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per $\tan f$ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per C_u (statico): 1
- Coeff. M1 per $\tan f$ (sismico): 1
- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per C_u (sismico): 1
- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30
- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione ($6 < C_a < 10$): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < \Delta < 10$): 7
- Frazione di spinta passiva f_{Sp} : 30,00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq
- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: sovrapposizione dei bulbi
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1

Numero strati: 2

Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -90,0 cm	90,0 cm	001 / Strato A	Assente
2	da -90,0 a -590,0 cm	500,0 cm	002 / Strato B	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Strato A**

Comportamento del terreno: condizione non drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Coes.non dren.	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,750 E-3	1,814 E-3	0,785	44,743	80,000	60,0	0,372	0,49

Indice / Descrizione terreno: **002 / Strato B**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,765 E-3	1,863 E-3	35,000	0,000	150,000	147,000	60,0	0,500	1,00

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Base Eq. cm	Spessore cm	Lung. Eq. cm	Lung. Travata Eq. cm
Macro n. 1	Macro-Platea	001	15.000	296.000	30.000	432.000	432.000

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura. Le azioni trasmesse in fondazione, relative alle combinazioni di tipo sismico, non saranno amplificate in quanto determinate ipotizzando un comportamento non dissipativo.

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali gammaR di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

Macro platea: 1

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0263 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 2.2141 + 0.0114 + 0.0000 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.3945 / 2.2256 = 0,177 Ok (Cmb. n. 048)

TB / TBlim = 1821.7 / 60854.9 = 0,030 Ok (Cmb. n. 087)

TL / TLlim = 1821.7 / 61754.9 = 0,029 Ok (Cmb. n. 149)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
048	SLU STR	No	7.250	15.892	1093.0	0.0	-60090.0	-0.2227	-0.3945
087	SLU STR	No	18.088	20.305	1821.7	0.0	-33758.9	-0.0910	-0.2607
149	SLU STR	No	2.577	35.816	0.0	1821.7	-33758.9	-0.1019	-0.2473

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0263 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 2.0977 + 0.0114 + 0.0000 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.3927 / 2.1092 = 0,186 Ok (Cmb. n. 157)

TB / TBlim = 4428.2 / 46839.1 = 0,095 Ok (Cmb. n. 153)

TL / TLlim = 3828.1 / 52037.7 = 0,074 Ok (Cmb. n. 179)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
153	SLV A1	Si	43.869	28.079	4428.2	797.3	-37850.6	-0.0130	-0.3913
157	SLV A1	Si	44.082	28.946	4375.8	915.3	-37832.8	-0.0105	-0.3927
179	SLV A1	Si	-11.643	53.621	-1384.1	3828.1	-37708.4	-0.0474	-0.3330

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0263 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 2.1802 + 0.0114 + 0.0000 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.2970 / 2.1916 = 0,136 Ok (Cmb. n. 189)

TB / TBlim = 1945.1 / 59539.3 = 0,033 Ok (Cmb. n. 185)

TL / TLlim = 1682.7 / 62349.7 = 0,027 Ok (Cmb. n. 211)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
185	SLD	Si	20.181	19.397	1945.1	352.3	-37760.3	-0.0962	-0.2964
189	SLD	Si	20.268	19.760	1923.4	402.1	-37752.5	-0.0952	-0.2970
211	SLD	Si	-4.230	30.585	-605.2	1682.7	-37698.2	-0.1136	-0.2625

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento: Platea n. 1

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
251	SLE rare	No	0.908	7.790	0.0	0.0	-24282.8	-0.1105	-0.1349

302	SLE rare	No	1.938	20.123	0.0	728.7	-43297.7	-0.1672	-0.2755
-----	----------	----	-------	--------	-----	-------	----------	---------	---------

Cedimento massimo = -0.414 cm in Cmb n. 302
Cedimento minimo = -0.014 cm in Cmb n. 251

Parma, 30/09/2022

Il tecnico
(Dott. Ing. Martina Eleonora Concari)

(Firmato digitalmente)