

COMMITTENTE



COMUNE DI NAPOLI

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
arch. Francesca Spera

CITTÀ VERTICALE: RIQUALIFICAZIONE DEI PERCORSI PEDONALI TRA LA COLLINA E IL MARE

PROGETTO ESECUTIVO / PEDAMENTINA



MANDATARIA



Via Pieveaiola, 15
06128 Perugia
info@sabeng.it www.sabsrl.eu

Arch. Pierpaolo Papi
Arch. Francesco Pecorari
Arch. Sergio Tucci
Arch. Francesco Fucelli
Arch. Luca Persichini
Ing. Marco Adriani
Ing. Vincenzo Pujia
Ing. Catuscia Maiggi
Ing. Barbara Bottausci
Dott.Agr. Maura Proietti

MANDANTI:



B5 S.r.l.
Via San'Anna dei Lombardi, 16
80134 - Napoli - info@b5srl.it
Società di Ingegneria
via San'Anna dei Lombardi 16
80134 Napoli
Tel. +39 081 551 92 45
Fax +39 081 551 83 48
E-mail: info@b5srl.it

Arch. Francesca Brancaccio Ph.D
(Amministratore Unico e Direttore Tecnico)
Ing. Ugo Brancaccio
(Direttore tecnico)

Studio Ing. Alberto Capitanucci



ELABORATO
Relazione di calcolo sulle strutture (plinti dei
pali e consolidamento del muro S.Martino)

Scala della Pedamentina

N° ELAB.	NO. DOC.	COD. COMM.	CODE ORDER
02.RSE002/01		CNAP.001-01-02.20.ESE	
		SCALA	SCALE

REV.	EMESSO PER	ISSUED TO	RED.	COMP.	CONTR.	COND.	APPR.	DATA	DATE
03									
02									
01	ESECUTIVO		PUJIA			PAPI		ADRIANI	MAGGIO 2022
00	ESECUTIVO		PUJIA			PAPI		ADRIANI	GIUGNO 2021

SOMMARIO

1	PREMESSA	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3	CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO	3
4	MATERIALI UTILIZZATI PER LE STRUTTURE	3
5	GEOLOGIA DEL SITO	4
5.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO D'AREA RISTRETTA	4
5.2	CAMPAGNA INDAGINI.....	11
5.3	CATEGORIE DI SOTTOSUOLO.....	14
5.4	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI TERRENI.....	15
6	SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE	16
7	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	17
8	VITA NOMINALE DELLA STRUTTURA	18
9	CLASSE D'USO DELLA STRUTTURA	18
10	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	19
11	CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	19
12	COMPORTAMENTO STRUTTURALE	19
13	MODELLO DELLE AZIONI ED ANALISI DEI CARICHI	20
13.1	AZIONE PERMANENTE DA PESO PROPRIO DEL PLINTO DI FONDAZIONE	21
13.2	AZIONE PERMANENTE NON STRUTTURALE	21
13.3	AZIONE VARIABILE INDOTTA DAL VENTO.....	22
13.4	AZIONI SISMICHE (E).....	29
14	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	41
14.1	DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE	42
14.2	DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI PARZIALI	42
14.3	COMBINAZIONE DELLE AZIONI	43
15	SOLLECITAZIONI INDOTTE A PIEDE PALO	48
16	VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI	51
17	STATI LIMITE ULTIMI	51
17.1	VERIFICA A RIBALTAMENTO	55
17.2	VERIFICA A SCORRIMENTO	56
17.3	VERIFICA A CARICO LIMITE – VENTO PERPENDICOLARE ALL'ASSE STRADALE.....	57
17.4	VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA	60
18	CONTROLLO DEI CALCOLI CON METODI TRADIZIONALI	61
19	CONCLUSIONI	63
19.1	TIPO DI ANALISI SVOLTA	63
19.2	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	63
19.3	AFFIDABILITA' DEI CODICI DI CALCOLO	64
19.4	VALIDAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO	64
19.5	MODALITA' DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI.....	64
19.6	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE	64
19.7	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....	64

1 PREMESSA

Nella presente “**RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**” si riportano i concetti geotecnici di importanza rilevante, l’analisi strutturale e le verifiche allo Stato Limite Ultimo e di Esercizio dei plinti di fondazione per i pali della pubblica illuminazione da realizzare nell’ambito della progettazione “**CITTA' VERTICALE: RIQUALIFICAZIONE DEI PERCORSI PEDONALI TRA COLLINA E IL MARE**”.

I nuovi pali della pubblica illuminazione sono in numero di 3 su Via Pedamentina.

Essendo i pali tra di loro identici, ovviamente, si procederà all’analisi di uno solo di essi. Il plinto di fondazione è in calcestruzzo, ha dimensioni nette pari a 100 cm x 100 cm x h = 100 cm (**Peso totale 2400 daN**).

Per maggiori dettagli sulla tipologia di palo si rimanda agli elaborati specifici che sono parte integrante della presente relazione.

Il palo di pubblica illuminazione ha le seguenti caratteristiche geometriche:

- Palo conico di altezza $H = 5.00$ m;
- Diametro alla base $D_1 = 115$ mm;
- Diametro in sommità $D_2 = 60$ mm;
- Spessore minimo $s = 3.0$ mm;
- Il corpo illuminante Si inscrive in un quadrato di dimensioni 50 cm x 50 cm.

Nel presente documento nulla si dirà in merito alle verifiche del palo in quanto in capo al produttore di pali stessi ma si provvederà al dimensionamento ed alla verifica del plinto di fondazione.

Al fine di progettare la fondazione, in questa sede si è provveduto a modellare l’intero sistema in modo da determinare gli sforzi alla base. Pertanto di seguito di riportano le ipotesi e le analisi condotte per la determinazione delle azioni derivanti dal sito e dalle condizioni al contorno.

Il plinto di fondazione sarà di dimensione 100x100x100 cm e l’ancoraggio avverrà mediante l’infissione del palo stesso all’interno del plinto di fondazione.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto esecutivo delle strutture necessarie alla messa in sicurezza del muro di sostegno di cui alla premessa è stato redatto nel rispetto delle seguenti normative.

DECRETO MINISTERIALE LL. PP. 17 gennaio 2018:

Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” su Supplemento Ordinario n°42 della Gazzetta Ufficiale del 20 febbraio 2018.

CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP:

Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

3 CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO

Per l'analisi strutturale e per le verifiche di tutte le strutture introdotte precedentemente si utilizza il codice di Calcolo **PRO_SAP Professional Structural**, con solutore **e-sap prodotto dalla 2si s.p.a.** Il codice è corredato di certificazione di affidabilità così come previsto dal D.M. 17/01/2018 (paragrafo 10.2) la licenza d'uso è (**chiave dsj 3632 – Numero seriale I241113X88621H8**).

4 MATERIALI UTILIZZATI PER LE STRUTTURE

Il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione interna e le verifiche di resistenza delle strutture sono state eseguite con i metodi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni utilizzando come criterio di resistenza quello degli STATI LIMITE ULTIMI. Di seguito, per i materiali utilizzati, si riportano i valori delle caratteristiche meccaniche fissati dalla normativa vigente.

Acciaio in barre ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento, B 450 C (FeB 44k):

- Modulo Elastico: $E = 210.000,00 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 540,00 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450,00 \text{ MPa}$
- Rapporto medio tra tensione di rottura e tensione di snervamento:
 $(f_t/f_y)_{\text{medio}} > 1,13$
- Rapporto tra il singolo valore della tensione di snervamento e tensione caratteristica di snervamento:
 $(f_y/f_{yk}) < 1,35$
- Coefficiente di sicurezza del materiale: $\gamma_s = 1,15$
- Con riferimento alle Norme Tecniche, per l'acciaio B 450 C (Fe B 44k) si definisce una resistenza di calcolo f_{sd} determinata dalla seguente relazione:
$$f_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450,00}{1,15} = 391,00 \text{ MPa}$$

Calcestruzzo del plinto di fondazione C 25/30 ($R_{bk} = 300,00 \text{ daN/cm}^2$):

- Resistenza cubica caratteristica per compressione: $R_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$
- Resistenza cilindrica caratteristica per compressione: $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,90 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione: $f_{ctm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{(f_{ck})^2} = 2,56 \text{ MPa}$

- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,79\text{MPa}$
- Coefficiente di sicurezza del materiale: $\gamma_c = 1,50$
- Resistenza di progetto a compressione: $f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 14,11\text{MPa}$
- Resistenza di progetto a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1,19\text{MPa}$
- Resistenza caratteristica a trazione per flessione: $f_{ctk} = \frac{f_{ctm}}{1,20} = 2,13\text{MPa}$
- Modulo di elasticità normale: $E = 22.000 \cdot [(f_{ck} + 8)/10]^{0,3} = 31.447\text{MPa}$

5 GEOLOGIA DEL SITO

Nel presente paragrafo si riportano i concetti salienti inerenti la geologia della zona dove dovranno essere realizzati i plinti di fondazione di cui all'oggetto del presente studio.

5.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO D'AREA RISTRETTA

Per la descrizione della storia geologica della città di Napoli partiremo dalla zona occidentale di gran lunga più complessa delle altre zone. Infatti l'attività vulcanica in quest'area si sviluppa fino a circa 3.800 anni fa con le attività di Agnano e Astroni. La tecnica che noi seguiamo per le osservazioni di superficie è quella di andare ad analizzare i prodotti più antichi delle serie stratigrafiche, vale a dire i prodotti topograficamente posti più in basso. In tal caso le indagini saranno indirizzate in quei luoghi dove esistono tagli naturali o tagli per opere stradali, gallerie, cave, etc.

Vallone del Verdolino Uno dei punti chiave per la comprensione del vulcanismo flegreo risulta la valle del Verdolino, alla base della collina dei Camaldoli, che rappresenta un luogo classico della vulcanologia flegrea.

Nell'area si osservano quattro importanti successioni stratigrafiche associate a diversi eventi eruttivi. Alla base si riconosce la roccia di Piperno, nota ai napoletani per l'uso diffuso in molti importanti edifici del centro storico, coperta da una breccia detta "Breccia Museo". Seguono i tufi biancastri in una posizione stratigrafica che evidenzia l'azione di processi esogeni che hanno modificato la preesistente topografia. Questi prodotti sono stati generati da più eventi eruttivi non ben identificati e sono intercalati con depositi che rappresentano antichi suoli umificati (paleosuoli) che evidenziano il trascorrere di lunghi intervalli di tempo fra i vari eventi eruttivi. Segue verso l'alto un grosso banco di tufo giallo che ammantava tutta la collina. Il Tufo Giallo Napoletano sarebbe associato ad uno o più eventi di grande energia. In copertura si rinvengono le piroclastiti sciolte formate da pomice e ceneri legate all'attività più recente dei Campi Flegrei. La strada che si sviluppa nella valle del Verdolino

costeggia tagli artificiali nel tufo giallo. Quest'area è stata interessata da numerose cave sia a cielo aperto che in sotterraneo, visibili sul lato destro della valle, per chi vi si immette. La cava in sotterraneo ha una tipica forma a cuspidi, molto alta, e si sviluppa notevolmente all'interno del banco tufaceo. Procedendo sempre più nella valle, ad una quota di circa 150 m s.l.m., si può osservare un buon affioramento di prodotti sottostanti il Tufo Giallo Napoletano e costituiti dall'alto da:

- Tufi biancastri stratificati
- Piperno Breccia Museo
- Formazione dei Tufi di Torre dei Franchi.

In quest'area è interessante osservare i rapporti stratigrafici tra il Piperno-Breccia Museo, i Tufi Biancastri e il Tufo Giallo Napoletano, in successione dal basso verso l'alto.

La giacitura dei banchi di Piperno e della Breccia Museo è in contropendenza rispetto al versante. Questi strati si interrompono con un taglio obliquo che immerge verso Soccavo. La discontinuità osservata sarebbe stata prodotta dallo sprofondamento della parte interna della caldera flegrea e della successiva regolarizzazione del versante da parte degli agenti atmosferici.

Successivamente su questa superficie si sono depositati i Tufi Biancastri, che come si già detto, sono costituiti da livelli cineritici, essenzialmente legati ad eruzioni freatomagmatiche, intercalati da livelli umificati, a testimonianza del fatto che sono legati a diverse eruzioni intervallate da periodi di quiete. Il contatto laterale fra i Tufi Biancastri ed il Piperno è osservabile anche nella cava in sotterraneo poco distante dall'imbocco del vallone.

La galleria che collega questo sito all'acquedotto di via Bernardo Cavallino mette in evidenza il contatto tra la Breccia Museo ed i Tufi Biancastri. Questo limite è caratterizzato da una superficie ondulata in leggera pendenza verso Soccavo. In quest'area il Tufo Giallo Napoletano ammantava la morfologia preesistente con spessori molto variabili e dell'ordine di 50-80 metri. Si rilevano buone esposizioni a monte della valle del Verdolino, alla collina di Casalesio e lungo il costone dei Camaldoli che affaccia su Soccavo. Si osservano forti ispessimenti nell'area dei Camaldolilli e più a sud lungo la dorsale che collega questa a Posillipo, dove tale formazione presenta spessori di 100-150 metri. La successione evidenzia quindi un'attività vulcanica di grande intensità sviluppatasi in un arco di tempo di circa 40.000 anni, i cui centri eruttivi, tuttavia, non sono stati ancora definitivamente localizzati. In particolare il Piperno, secondo gli autori più antichi, era associato ad una attività locale di un vero e proprio lago di lava che lanciava brandelli di lava che si accumulavano e si saldavano per la loro alta temperatura. In una visione più recente o più moderna questi prodotti sono legati al meccanismo di formazione della caldera flegrea e al deposito dell'Ignimbrite Campana che rappresenta la copertura di "Tufo Grigio" che ricopre gran parte della piana campana e le valli dei primi contrafforti appenninici. Si tratta di una delle eruzioni di maggior energia verificatisi negli ultimi 100.000 anni nell'area

campana, con la messa in posto di ben 240 Km³ di prodotti tufacei. Il meccanismo di messa in posto è dei più spaventosi, basta immaginare una sorta di nube formata da ceneri, lapilli, pomici frammenti di roccia strappati dal condotto, e ricca di gas, che si sviluppa per un'altezza di diverse centinaia di metri e con temperature di alcune centinaia di gradi, che avanza in orizzontale con una velocità dell'ordine dei 100 Km/ora. La capacità distruttiva di una tale "nube ardente" è inimmaginabile. Tutto è travolto e trascinato; una pallida idea di un tale meccanismo può ricavarsi dagli effetti dell'eruzione del Vesuvio del 79 d.C. Questa eruzione, durante la seconda fase, detta dei flussi piroclastici, produsse l'abbattimento di tutti gli ostacoli incontrati lungo il percorso. La registrazione di questo processo è fornito dai muri tranciati delle costruzioni delle città vesuviane. Il taglio avvenne in corrispondenza delle parti emerse dagli accumuli dei prodotti (prevalentemente

pomici) depositatisi per caduta nella prima fase dell'eruzione. Per i Tufi Biancastri risulta estremamente difficile procedere ad una ricostruzione attendibile dell'attività vulcanica associata. Si tratta comunque di eruzioni di grande energia caratterizzate da meccanismi esplosivi dovuti prevalentemente all'interazione del magma con l'acqua. Anche il Tufo Giallo è il prodotto di un'eruzione fortemente esplosiva con meccanismi di messa in posto prevalentemente per flusso. Per questa eruzione mancano ancora elementi attendibili per una localizzazione della bocca eruttiva e sulla successione degli eventi e dei meccanismi eruttivi. Gli ultimi prodotti della serie, che descriveremo di seguito, mostrano una significativa diminuzione dell'energia liberata, tuttavia i meccanismi sono ancora esplosivi. Questo è un elemento dominante del vulcanismo flegreo e di quello osservato nell'area napoletana. In sintesi al Verdolino osserviamo i prodotti di almeno quattro grandi cicli eruttivi: l'Ignimbrite Campana con l'età di circa 35.000 anni, i Tufi Biancastri e il Tufo Giallo Napoletano a circa 11.000 anni fa e i prodotti della fase più recente dei Campi Flegrei, emessi tra 10.000 e 3.800 anni fa. Di seguito descriveremo le serie nei siti classici della vulcanologia dei Campi Flegrei e della città' di Napoli e resi famosi da più' di cento anni di ricerca.

Questi prodotti insieme ad altri livelli che saranno descritti successivamente costituiscono le coperture di piroclastiti sciolte e paleosuoli che caratterizzano i primi 10-15 metri del sottosuolo della città di Napoli già indicati come "serie urbana recente". A nord del Centro Storico si apre il vallone dei Vergini che con direzione sudestnordovest è incassato fra i rilievi della Veterinaria - Capodimonte, a nordest, e Materdei - Vomero a sudovest. Il vallone, in prossimità di p.zza Cavour, è costituito da un materasso di alluvioni di piroclastiti provenienti dal disfacimento del vallone dei Gerolomini che è la testata del vallone dei Vergini. Nella parte più valliva la ricostruzione stratigrafica è possibile solo con l'esplorazione delle cavità esistenti in quanto mancano sondaggi realizzati in zona. Sui due lati del vallone dei Vergini il tufo è molto superficiale, fra i 5-10 m dal p.c., addirittura a p.zza Sanità la formazione è ad appena due metri dal p.c., il che fa presupporre che su questi bordi, prima

dell'antropizzazione, il tufo doveva essere in affioramento o al più ricoperto da un livello di piroclastiti sciolte di modesta entità. Più ad occidente, nella zona delle Fontanelle, sui bordi dell'incisione il tufo è in affioramento, ben esposto anche per l'attività estrattiva che si avuta in passato sia a cielo aperto che in sotterraneo, come ampiamente dimostrato dai numerosi accessi a cavità. Ma nel vallone dei Gerolomini che è possibile un'analisi dei materiali a copertura del tufo. Infatti in questa zona sia per le incisioni torrentizie che per varie attività antropiche è possibile osservare le piroclastiti sciolte che ricalcano le caratteristiche della serie osservata in altre parti della città. Una osservazione interessante, per quanto riguarda i prodotti a letto del Tufo Giallo, viene da un sondaggio effettuato in una cavità, ricavata nel tufo, di cui un accesso è vicino al deposito dell'acquedotto napoletano, alle Fontanelle, in prossimità del viadotto della tangenziale. Questo sondaggio perfora il materiale di risulta di cava sul piano di calpestio della cavità, supera il livello di Tufo Giallo addentrandosi in un tufo grigio chiaro, poco cementato, ricco di pomici e scorie rossastre, che per molti versi ricorda i prodotti sottostanti il Tufo Giallo presente ai Camaldoli.

Molto probabilmente non vi alcuna correlazione con la formazione dei Camaldoli, piuttosto si tratta di prodotti coevi ai Tufi Biancastri dei Camaldoli ed ai cosiddetti Tufi Antichi della serie urbana. Tali terreni sono osservabili, anche se con molte difficoltà, nelle parti più incise del vallone dei Gerolomini. La sovrastante area di Capodimonte è costituita da un tavolato che prosegue fino a nord col tavolato di Capodichino. Sulla sommità non vi sono affioramenti di tufo, in quanto coperto dalle piroclastiti sciolte. Sul bordo sud, in particolare, lo spessore delle coltri sciolte è poco potente, ciò è riscontrabile dall'analisi degli affioramenti di tufo che bordano l'orlo sud di Capodimonte dove il tufo è nettamente visibile anche grazie all'intensa attività di cava avutasi nella zona. Portandosi a nord, verso Capodichino, il tetto del Tufo Giallo tende ad abbassarsi. Ciò è comprovato da una serie di sondaggi effettuati su via F. M. Briganti dove, nella parte alta, in prossimità di c.so Umberto Maddalena, il tufo non è stato intercettato fino a 50 metri dal p.c. A Capodichino, si riscontra a quota variabile fra i 5-7 m dal p.c. un livello di pomici biancastre, con scarsa matrice, dalla potenza variabile fra 1-2 metri. Queste pomici sono spesso interessate da cunicoli alti all'incirca 1 metro e larghi 0.60 m. Si tratta delle famose "tane di lapillo" ovvero di antiche cave in sotterraneo di pomici. La collina del Vomero rappresenta una struttura morfologica abbastanza articolata. La parte alta è rappresentata dallo sperone di Castel S. Elmo - S.Martino, con una quota, al castello, di 249 m s.l.m. L'area di Castel S. Elmo è interessante in quanto il Tufo Giallo vi affiora estesamente. Ma questo affioramento è il risultato di tagli per ricavare il tufo per l'edificazione del castello, come si è verificato estesamente per tutta la città di Napoli. Schematicamente la collina del Vomero affaccia, sul lato sudorientale, sulla conca di Chiaia, a nord si collega, tramite il quartiere Arenella, alla collina dei Camaldoli, ad occidente si affaccia sulla piana di Soccavo. Sul lato rivolto verso Chiaia il tufo giallo è affiorante in diversi punti a monte del c.so V.Emanuele anche se molto spesso è obliterato da edifici costruiti a ridosso dei fronti di cava. Questo tipo di situazione è facilmente riscontrabile nella parte alta di via Tasso, sullo

stesso corso V. Emanuele, etc. Nella zona dell'Arenella vi sono affioramenti visibili all'uscita della tangenziale. Sul lato rivolto verso Soccavo non si notano affioramenti di tufo tranne uno al di sotto di via M. da Caravaggio, visibile sul taglio della tangenziale, con l'inclinazione del tetto verso NO. E' questo forse l'unico affioramento in cui il tufo immerge in direzione opposta al pendio esterno. Il fatto trova riscontro in una serie di sondaggi effettuati nella parte alta di via Caravaggio dove si riscontrava questo anomalo andamento del tufo. La zona interna del Vomero è caratterizzata dall'esistenza del basamento tufaceo ad una profondità media intorno ai 20 m. I materiali di copertura, laddove non rimaneggiati dall'uomo, ben rappresentano la successione dei prodotti recenti. In alcuni punti la quota del tufo scende notevolmente come tra p.zza Medaglie d'Oro e via S.Rosa. Di seguito si riportano in rosso i tracciati stradali sulla carta geologica, evidenziando punto punto le litologie affioranti nelle due tratte interessate dalla realizzazione dei pali di pubblica illuminazione.



area dei Campi Flegrei

SUBSISTEMA DI CONTRADA ROMANO (VEF₁₂)

(cfr. CCU - unità di Casalnuovo - Casoria p.p. del F. 448 "Ercolano")

Successione di depositi prevalentemente cineritici finemente stratificati con intercalati livelli di lapilli pomicei da caduta. I depositi poggiano su di uno spesso paleosuolo coraceo ampiamente diffuso sia nei settori interni che esterni alla caldera flegrea, nelle aree di piana circostanti, fino ai contraforti appenninici o, a luoghi, su depositi marini. Nell'area orientale del foglio tra la città di Napoli e Casoria-Afragola, la parte alta della sequenza comprende depositi piroclastici dell'eruzione vesuviana di Avellino. Tutte le sequenze delle unità litosomatiche o litostratigrafiche sono separate da superfici erosive o paleosudli. Porzioni di duomi di lava sono riconoscibili nel settore centrale della caldera. Tra le sequenze piroclastiche sono talora visibili depositi epiclastici legati a sedimentazione marina o lacustre-palustre.

OLOCENE p.p. (parte media) - ATTUALE

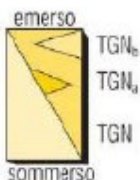


VEF₁₂

TUFO GIALLO NAPOLETANO

Successione di depositi piroclastici giallastri generalmente litificati nelle zone prossimali (TGN₂) che variano in verticale e lateralmente a depositi sciolti di colore grigio chiaro (TGN₁). La sequenza del TGN è suddivisibile in due diversi membri separati da variazioni sedimentologiche e tessiturali dei depositi o dalla presenza di una discordanza angolare, ma in questa sede non cartografati singolarmente. Una breccia grossolana lentiforme ricca in scorie nere, lave e tufi si intercala tra i due membri. Il membro inferiore di spessore massimo circa 20 m è formato da una fitta alternanza di livelli cineritici ricchi in lapilli accrezionali e sottili livelli pomicei grossolani. Il membro superiore di spessore massimo di 100 m, è formato da spessi livelli cineritici generalmente massivi, con lenti pomicee. Le pomici hanno vescicole molto allungate pochi cristalli di feldspato e composizione da latitica a trachitica. I litici sono tufi verdi e tufi epiclastici e lave. I depositi sono stati messi in posto da correnti piroclastiche e subordinatamente per caduta. Età ⁴⁰Ar/³⁹Ar 14,9±0.4 ka (D'ONO et al/i, 2004).

PLEISTOCENE SUPERIORE p.p. (Tardoglaciale)



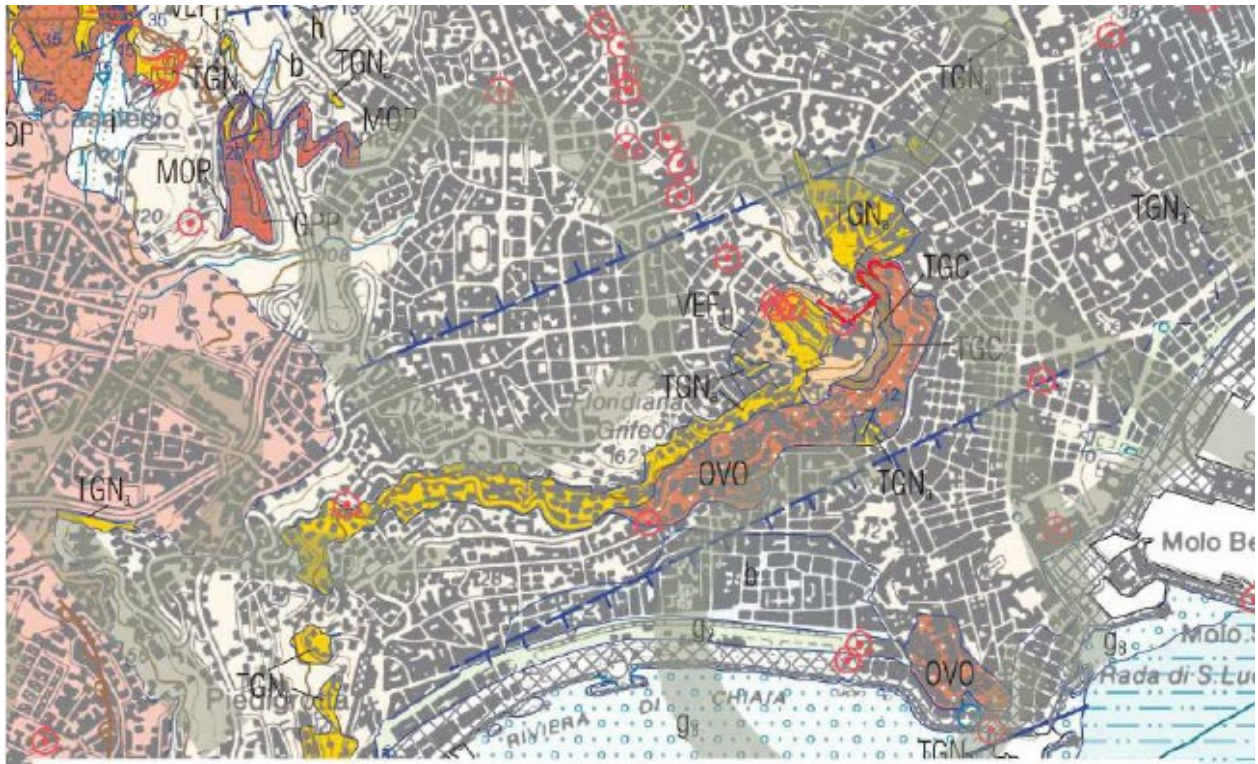
emerso

TGN₂

TGN₁

TGN

sommerso



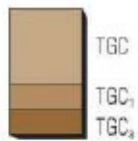
SUBSISTEMA DI AGNANO-SOCCAVO (VEF₁₁)

Successione di depositi confinata a tetto da uno spesso paleosuolo ocraceo ampiamente distribuito sia nei settori interni alla caldera flegrea che nelle aree di piana circostanti. La successione poggia sui depositi di tufo del subsistema di Napoli (VEF 10). I depositi sono composti da alternanze di cenere grigie e verdclaste fini e grossolane con lenti di lapilli pomicei e da cineriti giallastre con livelli o lenti di scorie nere. I depositi delle unità litosomatiche o litostratigrafiche sono separate da superfici erosive, paleosuoli o sedimenti continentali non vulcanici, e talora poggiano su depositi marini. L'unità subsistemica comprende inoltre i relitti di duomi di lava e depositi di tufi giallastri. Il subsistema contiene anche l'unità de "La Starza" che comprende la sequenza dell'omonimo terrazzo marino costituito da alternanze di sedimenti marini e di livelli piroclastici.



TUFO GRIGIO CAMPANO ("Ignimbrite Campana" Aucit.)

Sequenza piroclastica complessa costituita nella parte basale da un deposito pomiceo da caduta stratificato ampiamente distribuito ad est dei Campi Flegrei, a cui si sovrappongono banchi a differente grado di saldatura, composti da scorie nerastre, grossolane e a differente grado di schiacciamento (fiamme), in abbondante matrice cineritica di colore grigio chiaro (Piperno Aucit, TGC₄), localmente sommontati da breccie eterometriche, grossolane (Breccia Museo Aucit, TGC₁) e depositi ignimbritici a basso grado di litificazione, di colore grigio-rosastro. La Breccia Museo comprende livelli di breccia da massiva a debolmente stratificata ricca in clasti litici eterogenei, lapilli e bombe pomicee da afiriche a porfiriche, blocchi densi vitrofirici ricchi in cristalli di feldspato, e clasti di ossidiane. Nella Piana Campana e sui rilievi appenninici circostanti si sviluppa lateralmente alla facies saldata ricca in fiamme la facies cineritica grigia ricca in matrice a vario grado di saldatura (Tufo Grigio Aucit.); questa contiene pomici e bombe pomicee grigio piombo subafiriche. In queste aree la sequenza comprende anche tufi cineritici quasi totalmente zeolitizzati di colore giallo ricchi in scorie nere appiattite e pomici grigie, con composizione trachitica. Localmente questi depositi sono attraversati da strutture da degassamento subverticali. L'intera sequenza è stata prodotta prevalentemente da correnti piroclastiche e in subordine da caduta. Spessore massimo visibile nell'area di Soccavo di circa 100m. Età ⁴⁰Ar/³⁹Ar di 39,28±0.11 ka (DE VIVO et alii, 2001).



PLEISTOCENE SUPERIORE p.p. (pre-LGM)

TUFI DI CASTEL DELLOVO

Tufi giallo-marroni con diverso grado di litificazione, caratterizzati prevalentemente da una fitta stratificazione da incrociata a piano-parallela. I depositi sono ricchi in scorie nerastre e frammenti litici ed hanno una composizione fono-trachitica. I depositi di questa unità formano la morfostuttura antica della Città di Napoli e sono talora coperti dai TGN attraverso una superficie di discordanza. Lo spessore massimo è pari a circa 60 m. Un'unità nella parte inferiore della successione ha dato un'età ⁴⁰Ar/³⁹Ar di 78,3±0.4 ka (SCAPPATI et alii, 2012).



PLEISTOCENE SUPERIORE p.p. (pre-LGM)

5.2 CAMPAGNA INDAGINI

L'indagine geotecnica come ampiamente esposto in dettaglio nella relazione geologica, è stata condotta mediante l'esecuzione di prove penetrometriche dinamiche ove le caratteristiche geologiche del sito e la natura e la complessità degli interventi da realizzare, hanno reso necessario investigare i terreni in maniera più approfondita, mentre nei casi in cui gli interventi si presentavano poco rilevanti, o comunque le caratteristiche geologiche apparivano sufficientemente chiare e permettevano una agevole stima cautelativa dei parametri geotecnici da adottare, si è ricorso alla esecuzione di scavi a mano per definire la situazione geologica e stratigrafica puntuale.

L'indagine geognostica è stata direttamente seguita dal Dott. Geol. Gianluca Minin, il quale in virtù della sua comprovata esperienza locale è stato in grado di fornire una corretta interpretazione dei modelli geologico stratigrafico, ed una valutazione cautelativa dei parametri geotecnici da adottare in sede progettuale.

Anche per quanto concerne la geofisica le categorie di sottosuolo sono state definite in corrispondenza dei punti interessati dalla realizzazione delle opere di maggior rilevanza mediante l'esecuzione di MASW, mentre ove le opere da realizzare presenteranno una incidenza sul territorio estremamente modesta se non trascurabile (in quanto trattasi di semplici plinti isolati e piccole platee su cui posizionare punti luce e leggere pensiline) la categoria di sottosuolo è stata definita mediante l'esecuzione di HVSr.

Tali scelte conseguono anche dalla oggettiva difficoltà logistica consistita nell'operare nell'ambito di un territorio vasto ed intensamente antropizzato, con mezzi di apprezzabili dimensioni, in aree sovente anguste e da essi potenzialmente inaccessibili.

Si è optato pertanto per l'esecuzione di pozzetti geognostici scavati a mano.

Si ritiene comunque che nonostante ciò le indagini geotecniche e sismiche delle quali si riportano ampie relazioni nei fascicoli geologici, forniscano dati corretti, significativi e adeguatamente commisurati alla dimensione dei singoli interventi, funzionali al dimensionamento degli stessi.

Pertanto per tutti i dettagli si rimanda alla relazione geologica ed agli allegati alla stessa.

A seguire si riportano i risultati estratti dalla relazione geologica allegata.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA PESANTE DPSH **1**

Committente	
Località	Napoli - Pedamentina_01
Data esecuzione Prova	
	Certificato n.

Prof.	num. Colpi	n colpi ammetto	Φ	Cu	Eed	D.R.	Prof.	num. Colpi	n colpi ammetto	Φ	Cu	Eed	D.R.	Prof.	num. Colpi	n colpi ammetto	Φ	Cu	Eed	D.R.
0,20	1	1	22,45	0,00	10,43	29,8	9,00	1	1	21,98	0,00	10,43	18,18	17,80	3	4	25,61	0,00	31,29	24,01
0,40	1	1	22,44	0,00	10,43	29,3	9,20	3	4	26,13	0,00	31,29	31,27	18,00	4	6	26,69	0,00	41,72	27,61
0,60	1	1	22,43	0,00	10,43	26,7	9,40	1	1	21,96	0,00	10,43	17,93	18,20	3	4	25,59	0,00	31,29	23,8
0,80	2	3	25,04	0,00	20,86	39,9	9,60	2	3	24,58	0,00	20,86	25,18	18,40	3	4	25,57	0,00	31,29	23,7
1,00	1	1	22,4	0,00	10,43	27,8	9,80	1	1	21,94	0,00	10,43	17,68	18,60	4	6	26,65	0,00	41,72	27,25
1,20	3	4	26,56	0,00	31,29	47,3	10,00	1	1	21,93	0,00	10,43	17,56	18,80	4	6	26,64	0,00	41,72	27,13
1,40	2	3	25,01	0,00	20,86	38,0	10,20	1	1	21,92	1,00	10,43	17,45	19,00	4	6	26,63	0,00	41,72	27,02
1,60	4	6	27,63	0,00	41,72	53,0	10,40	2	3	24,53	2,00	20,86	24,51	19,20	4	6	26,62	0,00	41,72	26,9
1,80	3	4	26,53	0,00	31,29	45,2	10,60	1	1	21,89	3,00	10,43	17,22	19,40	4	6	26,61	0,00	41,72	26,79
2,00	3	4	26,52	0,00	31,29	44,5	10,80	2	3	24,51	4,00	20,86	24,2	19,60	3	4	25,51	0,00	31,29	23,11
2,20	3	4	26,51	0,00	31,29	43,9	11,00	1	1	21,87	5,00	10,43	17,01	19,80	4	6	26,59	0,00	41,72	26,57
2,40	4	6	27,59	0,00	41,72	50,0	11,20	2	3	24,49	6,00	20,86	23,9	20,00	4	6	26,57	0,00	41,72	26,46
2,60	4	6	27,58	0,00	41,72	49,4	11,40	1	1	21,85	7,00	10,43	16,8	20,20	4	6	26,56	0,00	41,72	26,36
2,80	3	4	26,47	0,00	31,29	42,2	11,60	2	3	24,47	8,00	20,86	23,61	20,40	3	4	25,48	0,00	31,29	22,74
3,00	2	3	24,93	0,00	20,86	34,0	11,80	2	3	24,46	9,00	20,86	23,47	20,60	4	6	26,54	0,00	41,72	26,15
3,20	2	3	24,92	0,00	20,86	33,6	12,00	1	1	21,82	10,00	10,43	16,5	20,80	5	7	27,37	0,00	52,15	29,12
3,40	2	3	24,91	0,00	20,86	33,2	12,20	1	1	21,78	11,00	10,43	16	21,00	4	6	26,52	0,00	41,72	25,94
3,60	3	4	26,43	0,00	31,29	40,2	12,40	2	3	24,38	12,00	20,86	22,5	21,20	2	3	23,88	0,00	20,86	18,27
3,80	1	1	22,26	0,00	10,43	22,9	12,60	3	4	25,91	13,00	31,29	27,39	21,40	3	4	25,4	0,00	31,29	22,29
4,00	2	3	24,87	0,00	20,86	32,1	12,80	3	4	25,89	14,00	31,29	27,24	21,60	4	6	26,48	0,00	41,72	25,65
4,20	5	7	28,34	0,00	52,15	50,1	13,00	2	3	24,35	15,00	20,86	22,11	21,80	6	9	28,01	0,00	62,58	31,29
4,40	3	4	26,39	0,00	31,29	38,4	13,20	4	6	26,66	16,00	41,72	31,1	22,00	8	12	29,09	0,00	83,44	36
4,60	3	4	26,38	0,00	31,29	38,0	13,40	5	7	27,8	17,00	52,15	34,57	22,20	6	9	27,99	0,00	62,58	31,06
4,80	4	6	27,46	0,00	41,72	43,5	13,60	4	6	26,94	18,00	41,72	30,75	22,40	5	7	27,28	0,00	52,15	28,25
5,00	4	6	27,45	0,00	41,72	43,0	13,80	4	6	26,93	19,00	41,72	30,59	22,60	5	7	27,27	0,00	52,15	28,14
5,20	4	6	27,44	0,00	41,72	42,6	14,00	4	6	26,92	20,00	41,72	30,42	22,80	6	9	27,95	0,00	62,58	30,72
5,40	4	6	27,43	0,00	41,72	42,2	14,20	8	12	29,53	21,00	83,44	42,79	23,00	5	7	27,25	0,00	52,15	27,94
5,60	3	4	26,33	0,00	31,29	36,2	14,40	6	9	28,43	22,00	62,58	36,87	23,20	5	7	27,24	0,00	52,15	27,84
5,80	3	4	26,31	0,00	31,29	35,9	14,60	3	4	25,79	23,00	31,29	25,93	23,40	11	16	30,13	0,00	114,7	40,04
6,00	4	6	27,39	0,00	41,72	41,0	14,80	1	1	21,81	24,00	10,43	14,89	23,60	10	15	29,75	0,00	104,3	36,04
6,20	6	9	28,92	0,00	62,58	49,8	15,00	1	1	21,8	25,00	10,43	14,82	23,80	11	16	30,1	0,00	114,7	39,76
6,40	4	6	27,37	0,00	41,72	40,3	15,20	2	3	24,22	26,00	20,86	20,85	24,00	9	13	29,33	0,00	93,87	35,84
6,60	4	6	27,36	0,00	41,72	39,9	15,40	5	7	27,68	27,00	52,15	32,8	24,20	20	29	32,34	0,00	208,6	53,23
6,80	3	4	26,26	0,00	31,29	34,3	15,60	3	4	25,73	28,00	31,29	25,28	24,40	23	34	32,96	0,00	239,9	56,89
7,00	3	4	26,25	0,00	31,29	34,0	15,80	2	3	24,19	29,00	20,86	20,54	24,60	31	46	33,98	0,00	323,3	65,82
7,20	3	4	26,24	0,00	31,29	33,7	16,00	1	1	21,55	30,00	10,43	14,46	24,80	43	63	35,21	0,00	448,5	77,25
7,40	3	4	26,23	0,00	31,29	33,5	16,20	1	1	21,53	31,00	10,43	14,39	25,00	60	88	36,46	0,00	625,8	90,94
7,60	2	3	24,68	0,00	20,86	27,1	16,40	2	3	24,15	32,00	20,86	20,25							
7,80	1	1	22,04	0,00	10,43	19,0	16,60	3	4	25,68	33,00	31,29	24,68							
8,00	1	1	22,03	0,00	10,43	18,9	16,80	4	6	26,76	34,00	41,72	28,37							
8,20	1	1	22,02	0,00	10,43	18,7	17,00	4	6	26,75	35,00	41,72	28,24							
8,40	1	1	22,01	0,00	10,43	18,6	17,20	4	6	26,73	36,00	41,72	28,11							
8,60	1	1	22	0,00	10,43	18,4	17,40	3	4	25,63	37,00	31,29	24,23							
8,80	1	1	21,99	0,00	10,43	18,3	17,60	4	6	26,71	38,00	41,72	27,85							

LEGENDA

Prof. = profondità dal piano campagna (m) Eed = modulo di compressibilità edometrica (Kg/cm²)
 num. colpi. = numero di colpi Dr = densità relativa (%)
 Φ = angolo di attrito (gradi) Cu = coesione non drenata (Kg/cm²)

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA PESANTE DPSH	2
---	----------

Committente	
Località	Napoli - Pedamentina_01
Data esecuzione Prova	
Certificato n.	

Prof.	num. Colpi	n colpi ammetto	Φ	Cu	Eed	D.R.	Prof.	num. Colpi	n colpi ammetto	Φ	Cu	Eed	D.R.	Prof.	num. Colpi	n colpi ammetto	Φ	Cu	Eed	D.R.
0,20	1	1	22,45	0,00	10,43	29,8	9,00	2	3	24,81	0,00	20,88	25,71	0,00	0	0	21	0,00	0	0
0,40	1	1	22,44	0,00	10,43	29,3	9,20	2	3	24,8	0,00	20,88	25,83	0,00	0	0	21	0,00	0	0
0,60	1	1	22,43	0,00	10,43	28,7	9,40	2	3	24,59	0,00	20,88	25,35	0,00	0	0	21	0,00	0	0
0,80	2	3	25,04	0,00	20,88	39,9	9,60	2	3	24,58	0,00	20,88	25,18	0,00	0	0	21	0,00	0	0
1,00	1	1	22,4	0,00	10,43	27,8	9,80	2	3	24,56	0,00	20,88	25,01	0,00	0	0	21	0,00	0	0
1,20	2	3	25,02	0,00	20,88	38,6	10,00	2	3	24,55	0,00	20,88	24,84	0,00	0	0	21	0,00	0	0
1,40	3	4	26,55	0,00	31,29	48,6	10,20	2	3	24,54	1,00	20,88	24,68	0,00	0	0	21	0,00	0	0
1,60	2	3	25	0,00	20,88	37,4	10,40	2	3	24,53	2,00	20,88	24,51	0,00	0	0	21	0,00	0	0
1,80	2	3	24,99	0,00	20,88	36,9	10,60	3	4	26,06	3,00	31,29	29,83	0,00	0	0	21	0,00	0	0
2,00	2	3	24,98	0,00	20,88	36,4	10,80	2	3	24,51	4,00	20,88	24,2	0,00	0	0	21	0,00	0	0
2,20	2	3	24,97	0,00	20,88	35,9	11,00	3	4	26,04	5,00	31,29	29,46	0,00	0	0	21	0,00	0	0
2,40	2	3	24,96	0,00	20,88	35,4	11,20	14	21	31,87	6,00	146	63,24	0,00	0	0	21	0,00	0	0
2,60	2	3	24,95	0,00	20,88	34,9	11,40	18	26	32,81	7,00	187,7	71,27	0,00	0	0	21	0,00	0	0
2,80	2	3	24,94	0,00	20,88	34,4	11,60	48	71	36,52	8,00	500,6	115,7	0,00	0	0	21	0,00	0	0
3,00	1	1	22,3	0,00	10,43	24,1	11,80	80	88	37,35	9,00	625,8	128,6	0,00	0	0	21	0,00	0	0
3,20	2	3	24,92	0,00	20,88	33,6	0,00	0	0	21	10,00	0	0	0,00	0	0	21	0,00	0	0
3,40	2	3	24,91	0,00	20,88	33,2	0,00	0	0	21	11,00	0	0	0,00	0	0	21	0,00	0	0
3,60	2	3	24,89	0,00	20,88	32,8	0,00	0	0	21	12,00	0	0	0,00	0	0	21	0,00	0	0
3,80	2	3	24,88	0,00	20,88	32,4	0,00	0	0	21	13,00	0	0	0,00	0	0	21	0,00	0	0
4,00	1	1	22,25	0,00	10,43	22,7	0,00	0	0	21	14,00	0	0	0,00	0	0	21	0,00	0	0
4,20	2	3	24,86	0,00	20,88	31,7	0,00	0	0	21	15,00	0	0	0,00	0	0	21	0,00	0	0
4,40	1	1	22,22	0,00	10,43	22,2	0,00	0	0	21	16,00	0	0	0,00	0	0	21	0,00	0	0
4,60	2	3	24,84	0,00	20,88	31,0	0,00	0	0	21	17,00	0	0	0,00	0	0	21	0,00	0	0
4,80	1	1	22,2	0,00	10,43	21,7	0,00	0	0	21	18,00	0	0	0,00	0	0	21	0,00	0	0
5,00	2	3	24,82	0,00	20,88	30,4	0,00	0	0	21	19,00	0	0	0,00	0	0	21	0,00	0	0
5,20	2	3	24,81	0,00	20,88	30,1	0,00	0	0	21	20,00	0	0	0,00	0	0	21	0,00	0	0
5,40	3	4	26,34	0,00	31,29	36,5	0,00	0	0	21	21,00	0	0	0,00	0	0	21	0,00	0	0
5,60	3	4	26,33	0,00	31,29	36,2	0,00	0	0	21	22,00	0	0	0,00	0	0	21	0,00	0	0
5,80	3	4	26,31	0,00	31,29	35,9	0,00	0	0	21	23,00	0	0	0,00	0	0	21	0,00	0	0
6,00	2	3	24,77	0,00	20,88	29,0	0,00	0	0	21	24,00	0	0	0,00	0	0	21	0,00	0	0
6,20	2	3	24,76	0,00	20,88	28,7	0,00	0	0	21	25,00	0	0	0,00	0	0	21	0,00	0	0
6,40	3	4	26,28	0,00	31,29	34,9	0,00	0	0	21	26,00	0	0	0,00	0	0	21	0,00	0	0
6,60	2	3	24,73	0,00	20,88	28,2	0,00	0	0	21	27,00	0	0	0,00	0	0	21	0,00	0	0
6,80	2	3	24,72	0,00	20,88	28,0	0,00	0	0	21	28,00	0	0	0,00	0	0	21	0,00	0	0
7,00	3	4	26,25	0,00	31,29	34,0	0,00	0	0	21	29,00	0	0	0,00	0	0	21	0,00	0	0
7,20	2	3	24,7	0,00	20,88	27,5	0,00	0	0	21	30,00	0	0	0,00	0	0	21	0,00	0	0
7,40	2	3	24,69	0,00	20,88	27,3	0,00	0	0	21	31,00	0	0	0,00	0	0	21	0,00	0	0
7,60	3	4	26,22	0,00	31,29	33,2	0,00	0	0	21	32,00	0	0							
7,80	2	3	24,67	0,00	20,88	26,9	0,00	0	0	21	33,00	0	0							
8,00	2	3	24,66	0,00	20,88	26,7	0,00	0	0	21	34,00	0	0							
8,20	2	3	24,65	0,00	20,88	26,5	0,00	0	0	21	35,00	0	0							
8,40	3	4	26,18	0,00	31,29	32,2	0,00	0	0	21	36,00	0	0							
8,60	3	4	26,17	0,00	31,29	31,9	0,00	0	0	21	37,00	0	0							
8,80	2	3	24,62	0,00	20,88	25,9	0,00	0	0	21	38,00	0	0							

LEGENDA

Prof. = profondità dal piano campagna (m)	Eed = modulo di compressibilità edometrica (Kg/cm ²)
num. colpi. = numero di colpi	Dr = densità relativa (%)
Φ = angolo di attrito (gradi)	Cu = coesione non drenata (Kg/cm ²)

5.3 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

Come già detto, per la determinazione della categoria di sottosuolo sono state eseguite prove MASW e prove HVSR che hanno conferito i risultati riportati di seguito.

SITI DI PROGETTO	Vseq (m/s)	Categoria di suolo
Salita Cacciottoli	225,09	C
Calata San Francesco	271,33	C
Scalinata Moiarello	320,00	C
Scala Montesanto	227,38	C
Scalinata Pedamentina	313,00	C
Gradini del Petraio	315,30	C

Tab 3 - Categorie di suolo dei siti oggetto di indagini

Categorie del suolo di fondazione e caratteristiche della superficie topografica
A - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3m.
B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{sEQ} compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{sEQ} compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D - Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{sEQ} compresi tra 100m/s e 180 m/s.
E - Terreni con caratteristiche e valori di V_{sEQ} - velocità equivalente - riconducibili a quelle definite per le categorie C e D, con profondità del substrato non superiore a 30m.

Quindi per tutte le infrastrutture si è giunti ad una categoria di sottosuolo tipo C.

5.4 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI TERRENI

Per la caratterizzazione meccanica dei terreni coinvolti dal volume significativo del plinto di fondazione si è fatto riferimento alla relazione geologica ed agli estratti riportati nei precedenti paragrafi.

Pertanto si considera un'unica unità con le seguenti caratteristiche meccaniche.

UNITA' A – da 0,00 m a 3,00 m

- Altezza dello strato: $H = 3,00 \text{ m}$
- Peso unità di volume: $\gamma = 1600 \text{ daN/mc}$
- Angolo di attrito: $\varphi = 24^\circ$
- Coesione: $c = 0,00 \text{ daN/cm}^2$

Non esiste alcuna falda interferente con le fondazioni in oggetto.

6 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme. La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

Sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera. I principali Stati Limite Ultimi sono riportati nel seguente elenco riassuntivo:

- a) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte, considerati come corpi rigidi;
- b) spostamenti o deformazioni eccessive;
- c) raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- d) raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- e) raggiungimento di una condizione di cinematico irreversibile;
- f) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- g) rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- h) instabilità di parti della struttura o del suo insieme;

Nei confronti delle azioni sismiche esistono lo *STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV)* e lo *STATO LIMITE DI PREVENZIONE DEL COLLASSO (SLC)* di cui si dirà in seguito.

Sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio. I principali stati limite di esercizio sono quelli elencati in seguito:

- a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- f) corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione;

Anche in questo caso nei confronti delle azioni sismiche esistono due diversi stati limite e precisamente lo *STATO LIMITE DI OPERATIVITA' (SLO)* e lo *STATO LIMITE DI DANNO (SLD)* di cui si dirà in seguito.

7 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Le opere strutturali devono essere verificate per gli *STATI LIMITE ULTIMI* che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni e per gli *STATI LIMITE DI ESERCIZIO* definiti in relazione alle prestazioni attese.

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati. La normativa italiana prende in considerazione i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello. Per opere di particolare importanza, invece, si possono adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità. Nella fattispecie si utilizza il metodo **semiprobabilistico agli stati limite**.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, **che è quello utilizzato per la risoluzione della struttura in oggetto**, la sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi deve essere verificata confrontando la capacità di progetto R_d , in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono (X_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate (a_d), con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni (F_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **STATI LIMITE ULTIMI (SLU)** è espressa dall'equazione formale: $R_d \geq E_d$

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale X_d è, a sua volta, funzione del valore caratteristico della resistenza, definito come frattile 5 % della distribuzione statistica della grandezza, attraverso l'espressione: $X_d = X_k/\gamma_M$, essendo γ_M il fattore parziale associato alla resistenza del materiale. Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , inteso come frattile 95% della distribuzione statistica o come valore caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno, attraverso l'espressione: $F_d = \gamma_F F_k$ essendo γ_F il fattore parziale relativo alle azioni. Nel caso di concomitanza di più azioni variabili di origine diversa si definisce un valore di combinazione $\psi_0 F_k$, ove $\psi_0 < 1$ è un opportuno coefficiente di combinazione, che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico. Per grandezze caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0,10, oppure per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare i valori nominali, coincidenti con i valori medi.

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (**STATI LIMITE DI ESERCIZIO – SLE**) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (C_d), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d), attraverso la seguente espressione formale: $C_d \geq E_d$.

8 VITA NOMINALE DELLA STRUTTURA

La vita nominale di progetto V_N di un'opera strutturale è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. La vita nominale della struttura in oggetto (*plinti di fondazione di pali per pubblica illuminazione*) potendosi definire un'**opera con livelli di prestazione ordinari** è = **50 anni**.

9 CLASSE D'USO DELLA STRUTTURA

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia

Nella fattispecie la struttura oggetto dell'analisi e della progettazione (*plinti di fondazione su infrastrutture dove possono prevedersi affollamenti significativi*) può essere associata, a vantaggio di statica, sicuramente alla **CLASSE IV**.

10 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche, su ciascuna costruzione, vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale N_V per il coefficiente d'uso C_U . Pertanto si ha:

$$V_R = N_V \cdot C_U$$

Per le opere da verificare e calcolare la vita nominale N_V **si pone pari a 50 anni** mentre il coefficiente d'uso per la **classe IV** è pari ad **2,00**. Pertanto il periodo di riferimento da utilizzare nelle verifiche si calcola nel modo seguente.

$$V_R = N_V \times C_U = 50 \times 2,00 = 100 \text{ anni}$$

11 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento. Le categorie di sottosuolo contemplate dalla normativa sono cinque e precisamente:

Categoria A **Categoria B** **Categoria C** **Categoria D** **Categoria E**

Nella fattispecie, considerando quanto desunto dalla relazione geologica, il sottosuolo può definirsi di **categoria C** la cui descrizione è quella riportata di seguito: *“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”.*

Inoltre bisogna definire le condizioni topografiche del sito che nella fattispecie risulta essere di **categoria T1** che precisamente corrisponde a quella delle superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$.

12 COMPORTAMENTO STRUTTURALE

Per le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipativi, è necessario definire il comportamento strutturale. Nella fattispecie, essendo un'opera minore, si utilizza il comportamento strutturale **NON DISSIPATIVO** per il quale nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico.

13 MODELLO DELLE AZIONI ED ANALISI DEI CARICHI

Nel modello delle azioni si intende calcolare e definire tutte le azioni che nel corso della vita utile possono sollecitare la struttura. Le azioni secondo normativa che sollecitano la struttura in oggetto possono riassumersi nelle seguenti categorie:

- ✚ G Azioni permanenti;
- ✚ Q Azioni variabili,
- ✚ E Azioni sismiche.

Nei paragrafi successivi si valuteranno numericamente tutte le azioni introdotte e menzionate nel presente paragrafo.

AZIONI PERMANENTI (G)

Le azioni permanenti (G) sono quelle azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare, con sufficiente approssimazione, costanti nel tempo.

- ✘ peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G1);
- ✘ peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);
- ✘ spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
- ✘ presollecitazione (P).

AZIONI VARIABILI (Q)

Le azioni variabili (Q) sono quelle azioni che agiscono sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo. Le predette azioni possono essere di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. Le tipologie sono le seguenti:

- ✘ sovraccarichi accidentali;
- ✘ azioni del vento;
- ✘ azione della neve;
- ✘ azioni della temperatura.

AZIONI SISMICHE (E)

Sono azioni che come dice la stessa parola sono derivanti dai terremoti.

13.1 AZIONE PERMANENTE DA PESO PROPRIO DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Il peso proprio del plinto di fondazione va calcolato tenendo conto delle sezioni di ciascun elemento strutturale. Come già detto il plinto di fondazione è in calcestruzzo, ha dimensioni nette pari a 100 cm x 100 cm x h = 100 cm (**Peso totale 2400 daN in quanto lo si considera debolmente armato**)

Peso proprio del plinto di fondazione: **$G_{1,1} = 2400$ daN.**

13.2 AZIONE PERMANENTE NON STRUTTURALE

Per quanto concerne le azioni permanenti non strutturali si considera il peso proprio del palo della pubblica illuminazione ed il peso proprio dell'armatura elettrica sommitale. Come già detto in premessa il palo dell'illuminazione ha un'altezza di 5.00 metri un diametro medio pari a 87.5 mm mentre l'armatura può iscriversi in un rettangolo le cui dimensioni laterali si assumono pari a 50.0 cm x 50.0 cm per un'area impattante pari a 2500 cmq.

Il peso di siffatta armatura si stima essere pari a 10.0 daN.

Il peso proprio del palo sarà calcolato considerando il peso specifico dell'acciaio e la geometria riportata in premessa.

Pertanto, in definitiva, si ha quanto segue:

- Palo conico di altezza $H = 5.00$ m;
- Diametro alla base $D_1 = 115$ mm;
- Diametro in sommità $D_2 = 60$ mm;
- Diametro medio $D_{\text{medio}} = 87.5$ mm
- Spessore minimo $s = 3.0$ mm;
- Peso specifico acciaio $\gamma = 7850$ daN/mc

Il peso proprio del palo + armatura è pari a:

$$G_{1,2} = 10,00 + (3.14 \cdot 0,04375^2 - 3.14 \cdot 0.04075^2) \cdot 5,00 \cdot 7850 = 41,24 \text{ daN}$$

13.3 AZIONE VARIABILE INDOTTA DAL VENTO

Come già detto le azioni variabili sono quelle azioni che agiscono sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo.

Le predette azioni possono essere:

- ✗ di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- ✗ di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura.

L'azione variabile predominante che agisce sulla struttura in oggetto è l'azione del vento di cui a seguire se ne determina il valore numerico.

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti di cui alla trattazione riportata a seguire.

VELOCITÀ BASE DI RIFERIMENTO

La velocità base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi tabelle 3.3.II a seguire), riferito ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni. In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, v_b è data dalla seguente espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot C_a$$

$v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare e si determina mediante i seguenti parametri:

- ✗ la località in esame (Città Napoli – Certosa di San Martino [più alta]) prevede $a_0 = 500$ m;
- ✗ la quota sul livello medio mare della zona dove sorgerà l'opera è pari a 251 m s.l.m.m.

quindi inferiore a 500 m pertanto la velocità base di riferimento è pari a: $v_{b,0} = 27,00 \frac{m}{sec}$;

C_a è il coefficiente di altitudine ed è fornito dalla seguente relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per} \quad a_s < a_0$$
$$c_a = 1 + K_s \cdot \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per} \quad a_0 < a_s \leq 1500m$$

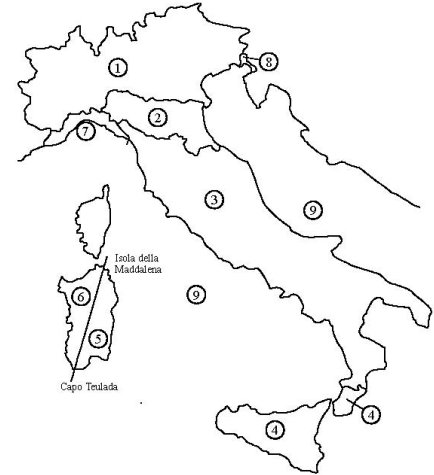
nella fattispecie $a_s < 500$ m per cui risulta $c_a = 1$ e quindi:

$$v_b = v_{b,0} = 27,00 \frac{m}{sec}$$

Nella tabella a seguire (tabella 3.3.I) si riportano i parametri fondamentali che hanno permesso di determinare la velocità base di riferimento.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



Nella tabella e nella figura su riportate si sono allegati i parametri fondamentali per la determinazione della velocità base di riferimento e la mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito al periodo di ritorno di progetto T_R . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot C_r$$

dove:

v_b è la velocità base di riferimento ed è stata determinata precedentemente;

C_r come già detto è il coefficiente di ritorno e si calcola con la seguente relazione:

$$c_r = 0.75 \cdot \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

dove T_R è il periodo di ritorno espresso in anni.

Ove non specificato diversamente, si assumerà $T_R = 50$ anni, cui corrisponde $C_r = 1$. Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione potrà essere ridotto come di seguito specificato:

- ✘ per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà $T_R \geq 5$ anni;

- ✗ per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi ed un anno, si assumerà $T_R \geq 10$ anni;

Nella fattispecie essendo un'opera definitiva e non avendo particolari specifiche di sorta si assumerà un $T_R = 50$ anni e quindi un $C_r = 1$.

Orbene, noti i parametri necessari, la velocità di riferimento è pari a:

$$v_r = v_b \cdot c_r = 27,00 \cdot 1,00 = 27,00 \frac{\text{m}}{\text{sec}}$$

AZIONI STATICHE EQUIVALENTI

Le azioni del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione del vento sui singoli elementi che compongono la costruzione va determinata considerando la combinazione più gravosa delle pressioni agenti sulle due facce di ogni elemento.

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione; in casi particolari, come ad esempio per le torri a base quadrata o rettangolare, si deve considerare anche l'ipotesi di vento spirante secondo la direzione di una delle diagonali.

PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento è data dalla seguente espressione.

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove:

q_r è la **pressione cinetica di riferimento**;

C_e è il **coefficiente di esposizione**;

C_p è il **coefficiente di pressione** (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

C_d è il **coefficiente dinamico** con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni

strutturali.

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

La pressione cinetica di riferimento è data dalla seguente espressione.

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2$$

ρ è la **densità dell'aria** assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/mc;

v_r è la **velocità di riferimento** è stata analizzata e determinata precedentemente.

Pertanto, noti i parametri necessari la velocità cinetica di riferimento è pari a:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27,00^2 = 45,56 \frac{\text{daN}}{\text{mq}}$$

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione “**C_e**” dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, esso è dato dalla formula:

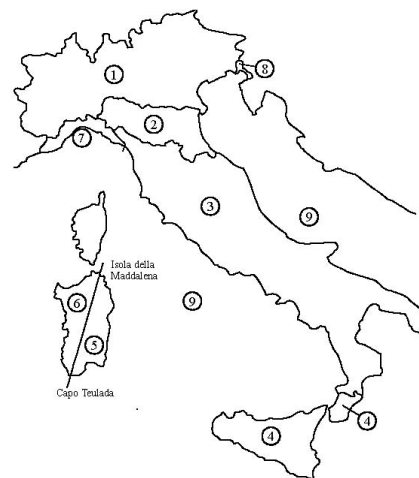
$$C_e(z) = K_f^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per} \quad z \geq z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per} \quad z < z_{\min}$$

La zona in oggetto (NAPOLI – San Martino) è posta ad una distanza dalla costa di circa 1,50 km quindi minore di 10,00 km pertanto in funzione della conformazione dell'intorno del sito si ha:

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



Dalla precedente tabella si evince che la Campania (regione in oggetto) appartiene alla **zona di riferimento 3** mentre dalla tabella riportata di seguito è possibile determinare la classe di esposizione in funzioni delle condizioni al contorno.

Poiché la zona dove sorge l'opera può definirsi "Area urbana (non di classe A), suburbane, industriali e boschive" la classe di rugosità del terreno di appartenenza può definirsi **classe "B"**.

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

Orbene ricapitolando i dati ottenuti si ha quanto segue:

- ✘ Zona 3;
- ✘ Classe di rugosità B;
- ✘ Distanza dalla costa = 1,50 km < 10,00 km;
- ✘ Quota sul livello medio mare = 251,00 m < 500,00 m

e pertanto, per quanto precedentemente affermato, mediante la tabella riportata di seguito si deduce che la **classe di esposizione della zona in oggetto è la III**.

ZONE 1,2,3,4,5						
	mare	costa				
	2 km	10 km	30 km	500m	750m	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Inoltre avendo classificato la zona come III in conformità alla tabella riportata di seguito si ha che $z_{\min} = 5,00\text{m}$. Avendo la struttura in oggetto un'altezza media dal suolo pari a circa $z_{\text{palo}} = 5,00\text{ m} = z_{\min} = 5,00\text{ m}$ si ha che il coefficiente di esposizione è pari a quello a seguire.

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

$$C_e = K_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right]$$

dove:

$$K_r = 0,20 \quad z_0 = 0,10\text{m} \quad z_{\minimo} = 5,00\text{ m} \quad z_{\text{palo}} = 5,00\text{ m}$$

$$C_e = 1,70$$

COEFFICIENTE DI PRESSIONE

Il coefficiente di pressione c_p dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Questo coefficiente, definito coefficiente aerodinamico, può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Per i corpi cilindrici quali i pali della pubblica illuminazione si fa riferimento alla seguente trattazione:

Per i corpi cilindrici a sezione circolare di diametro d ed altezza h (ambidue espresse in metri) i coefficienti C_p sono i seguenti:

$$\begin{array}{ll} C_p = 1,20 & \text{per } d \cdot \sqrt{q} \leq 2,20 \\ C_p = (1,783 - 0,263 \cdot d \cdot \sqrt{q}) & \text{per } 2,20 < d \cdot \sqrt{q} < 4,20 \\ C_p = 0,70 & \text{per } 4,20 \leq d \cdot \sqrt{q} \end{array}$$

dove: $q = q_r \times C_e = 455,625 \times 1,70 = 774,56 \text{ N/mq}$

Palo per armatura stradale con $d_{\text{medio}} = 0,0875 \text{ m}$ si ha:

$$d \times (q)^{1/2} = 2,43 \text{ per cui } 2,20 < 2,43 < 4,20$$

e quindi

$$C_p = 1,783 - 0,263 \cdot 2,43 = 1,14 \quad \text{Coefficiente di pressione}$$

COEFFICIENTE DINAMICO

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1.

Pertanto l'AZIONE UNITARIA DEL VENTO è pari a:

$$P = 45,56 \times 1,70 \times 1,14 = 88,30 \text{ daN/mq}$$

Considerando il contributo del palo dell'illuminazione e considerando il contributo dell'armatura elettrica le sollecitazioni unitarie sono pari a:

$$q_{\text{palo}} = 88,30 \cdot 0,0875 = 7,75 \text{ daN/m (uniformemente distribuito lungo il palo)}$$

$$q_{\text{armatura}} = 88,30 \cdot 0,50 \cdot 0,50 = 22,10 \text{ daN (da applicare alla sommità del palo)}$$

13.4 AZIONI SISMICHE (E)

Come evidenzia la dicitura, le azioni sismiche sono tutte le azioni indotte su una generica struttura dai terremoti. Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $Se(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R . Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T^*_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- *Stato Limite di Operatività (SLO)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- *Stato Limite di Danno (SLD)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell’interruzione d’uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le **probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}** , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella riassuntiva inserita di seguito. Altro parametro fondamentale per la determinazione della pericolosità sismica è il **periodo di ritorno dell'azione sismica (T_r)** che si ricava mediante la relazione riportata di seguito.

$$T_r = -\frac{V_r}{\ln(1-P_{vr})}$$

Stati limite		P_{VR}	V_r	T_r
Stati limite di esercizio	SLO	81%	75 anni	45
	SLD	63%		75
Stati limite ultimi	SLV	10%		712
	SLC	5%		1462

Orbene, il calcolo delle azioni sismiche sulla struttura in oggetto viene effettuato su un modello spaziale dello stesso, attraverso delle analisi spettrali, pertanto utilizzando gli spettri dettati dal regolamento. Naturalmente lo spettro si applica per ogni direzione del sisma (due direzioni orizzontali mutuamente ortogonali ed una direzione verticale).

Come già detto per ciascuna probabilità di superamento e quindi per ciascuno stato limite si hanno i parametri riportati di seguito ed elencati nell'allegato B del **Decreto Ministeriale del 17/01/2018**.

a_g è l'accelerazione orizzontale massima e dipende dalla latitudine e dalla longitudine del sito in questione.

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha un valore minimo pari a 2,20 e dipende anch'esso dalla longitudine e dalla latitudine del sito.

T_c^* dipende dalla latitudine e dalla longitudine del sito in questione.

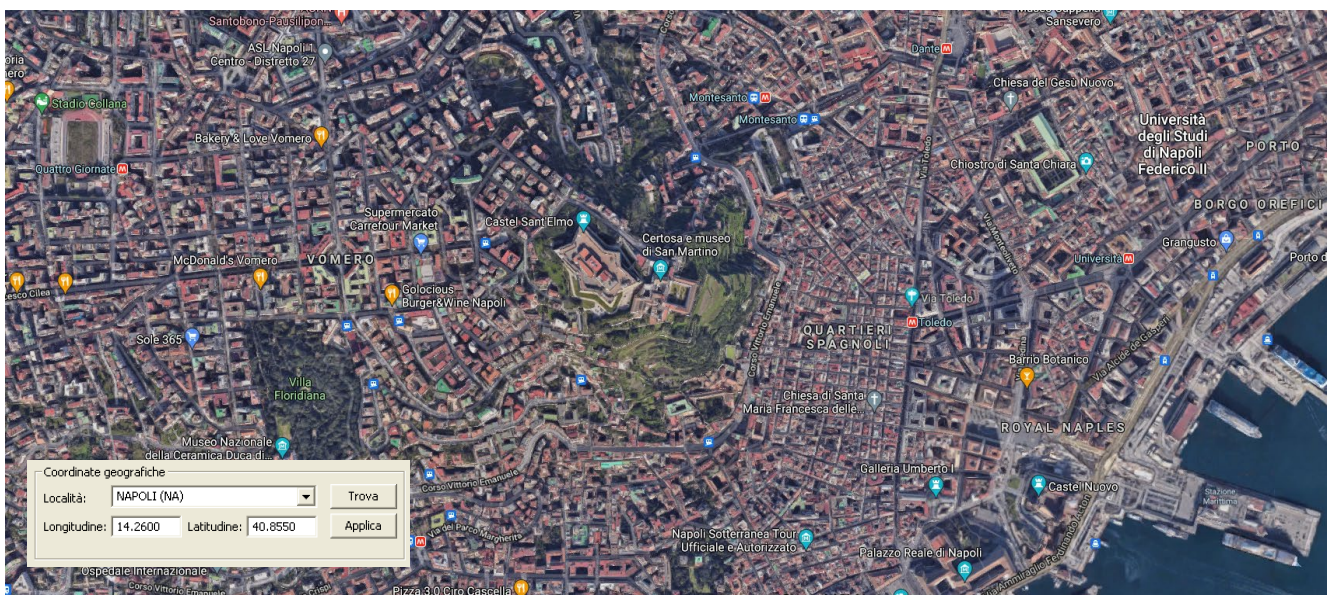
Pertanto in funzione della latitudine e della longitudine e dei tempi di ritorno T_r del sito in oggetto è possibile determinare i tre parametri introdotti precedentemente (pericolosità sismica).

Nel caso in cui la pericolosità sismica su reticolo di riferimento riportata nell'allegato B non contempla i tempi di ritorno appena calcolati (infatti l'allegato B riporta i valori per periodi di ritorno pari a 30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) il generico parametro $p(a_g, F_0, T_c^*)$, corrispondente ai valori del periodo di ritorno riportati nella precedente tabella, si determina mediante interpolazione lineare con la seguente relazione.

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

Nella quale “p” è il valore del parametro di interesse (a_g, F_0, T_c^*) corrispondente al periodo di ritorno T_R cercato mentre i valori T_{R1} e T_{R2} sono i periodi di ritorno più vicini a T_R per i quali si dispone dei parametri p_1 e p_2 del generico parametro p. Come già detto il tutto è funzione della latitudine e della longitudine del luogo in cui sorge la costruzione.

Nel caso in esame la località in cui sorge la costruzione è **NAPOLI – Zona Vomero** le cui coordinate identificative sono quelle riportate nella figura seguente.



Coordinate di riferimento del sito della struttura in esame

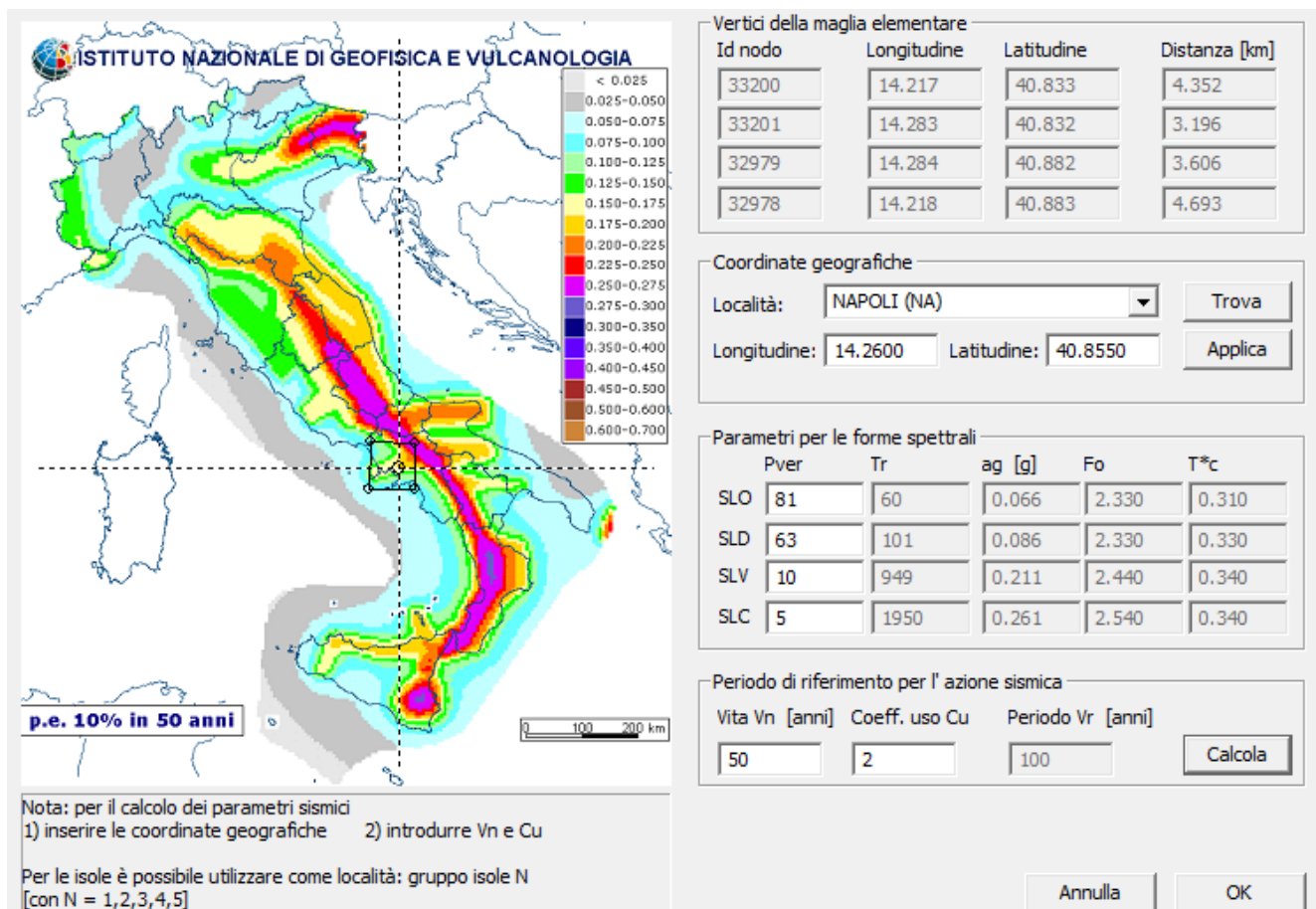
Poiché generalmente i valori delle predette coordinate non corrispondono ad alcun nodo del reticolo di riferimento (come si evince dalla figura riassuntiva riportata di seguito nella quale si riportano pure le coordinate dei nodi della maglia elementare) i valori dei parametri $p(a_g, F_0, T_c^*)$ si determinano come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento in cui ricade il punto dove nasce la costruzione.

Come pesi si utilizzano gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro nodi di vertice attraverso la relazione riportata di seguito.

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 p_i}{\sum_{i=1}^4 d_i} = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove “p” è il valore del parametro di interesse (a_g, F_0, T_c^*), “ p_i ” è il valore del parametro di interesse nel vertice i-esimo della maglia elementare e “ d_i ” è la distanza tra il punto in esame ed il vertice della maglia elementare.

Orbene, note le coordinate del sito in questione, a seguire si introduce una figura in cui si riportano in funzione della latitudine e della longitudine i parametri a_g, F_0 e T_c^* .



Riepilogo dei parametri che individuano la pericolosità sismica

La figura introdotta precedentemente riepiloga in maniera chiara la latitudine e la longitudine del sito in questione, la latitudine la longitudine il codice identificativo e la distanza dal punto in questione dei quattro punti del reticolo di riferimento entro il quale è racchiusa la località in esame.

Infine vi sono i tre parametri che individuano la pericolosità sismica del sito in cui sorge la costruzione.

I due spettri elastici di riferimento, uno per la componente orizzontale del sisma, $S_e(T)$, e l'altro per la componente verticale, $S_{ve}(T)$, sono definiti sulla base dei parametri appresso specificati.

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale che è definito dalle espressioni seguenti:

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right) \quad 0 \leq T < T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \quad T_B \leq T < T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad T_C \leq T < T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad T_D \leq T$$

Di seguito si descrivono e si determinano tutti i parametri riportati nelle relazioni precedenti e che quindi sono necessari alla determinazione degli spettri di risposta.

a_g è l'accelerazione orizzontale massima e dipende dalla latitudine e dalla longitudine del sito in questione oltre che dal periodo di ritorno T_r .

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha un valore minimo pari a 2,20 e dipende anch'esso dalla longitudine e dalla latitudine del sito oltre che dal periodo di ritorno T_r .

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro e si calcola mediante la seguente relazione oltre che dal periodo di ritorno T_r .

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

T_C^* dipende dalla latitudine e dalla longitudine del sito in questione.

C_C dipende dalla categoria di sottosuolo, pertanto essendo il sito in questione di "categoria C" la relazione che ne consente il calcolo è la seguente:

$$C_C = 1,05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$$

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro ed è dato dalla seguente relazione: $T_B = \frac{T_C}{3}$.

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso

in secondi ed è dato dalla seguente relazione: $T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$.

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la seguente relazione: $S = S_S \cdot S_T$. Essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafico ed S_T il coefficiente di amplificazione topografica. Per sottosuolo di **categoria C**

si ha che $S_S = 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g}$ e non deve mai essere $>$ di 1,50 e minore di 1,00. Inoltre

per **Categoria Topografica T1** si ha che $S_T = 1,00$.

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali

ξ diversi dal 5%, mediante la relazione riportata di seguito. Il coefficiente $\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$ e

nella fattispecie il predetto fattore si pone = 1,00.

Nella tabella a seguire si riportano tutti i coefficienti che permettono la determinazione e quindi il tracciamento degli spettri elastici di risposta della componente orizzontale.

P_{VR}	a_g [g]	T_c^*	F_0	C_c	T_c	T_B	T_D	$S_s(^*)$	S_s	S_T	S
81	0,066	0,31	2,33	1,55	0,479	0,160	1,864	1,608	1,500	1,000	1,500
63	0,086	0,33	2,33	1,51	0,500	0,167	1,944	1,580	1,500	1,000	1,500
10	0,211	0,34	2,44	1,50	0,510	0,170	2,444	1,391	1,391	1,000	1,391
5	0,261	0,34	2,54	1,50	0,510	0,170	2,644	1,302	1,302	1,000	1,302

A seguire si riportano invece le relazioni che permettono la determinazione dello spettro di risposta elastico della componente verticale.

Spettro di risposta elastico della componente verticale

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right) \quad 0 \leq T < T_B$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \quad T_B \leq T < T_C$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad T_C \leq T < T_D$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad T_D \leq T$$

Nelle relazioni appena introdotte T e S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione riportata di seguito.

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{a} \right)^{0,5}$$

Per quanto riguarda i valori relativi ad S_s , T_B , T_C e T_D si assumo quelli riportati dalla normativa vigente e che di seguito si riassumono.

P_{VR}	a_g [g]	T_c^*	F_0	F_v	T_B	T_C	T_D	S_s
81	0,066	0,31	2,330	0,808	0,050	0,150	1,000	1,000
63	0,086	0,33	2,330	0,922	0,050	0,150	1,000	1,000
10	0,211	0,34	2,440	1,513	0,050	0,150	1,000	1,000
5	0,261	0,34	2,540	1,752	0,050	0,150	1,000	1,000

Mediante i coefficienti appena calcolati è possibile tracciare gli spettri di risposta elastici della componente verticale (che riportano nella pagina seguente).

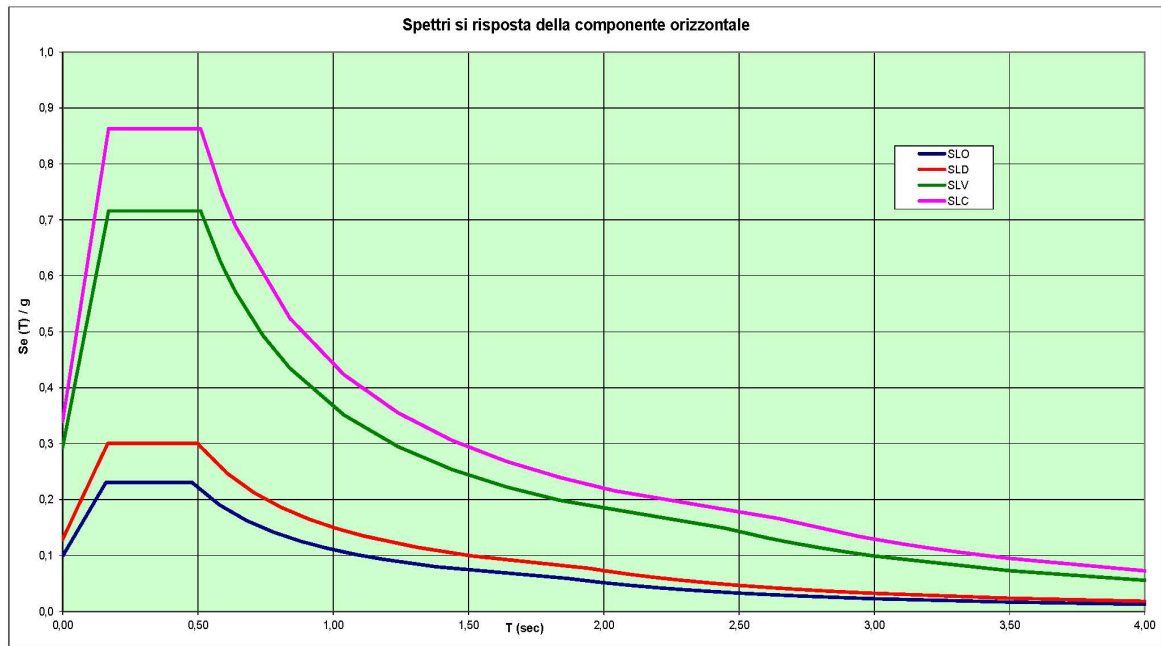
Il **Decreto Ministeriale 17/01/2018** al paragrafo 7.1 oltre a definire i concetti di capacità e domanda, ribadisce che sotto l'effetto delle azioni sismiche deve essere garantito il rispetto degli Stati Limite Ultimi (SLV e SLC) e di Esercizio (SLO e SLD) definiti nei primi paragrafi della presente relazione. La verifica nei confronti dei vari stati limite si effettua confrontando **capacità e domanda** ed in mancanza di specifiche indicazioni in merito, la verifica si considera svolta positivamente quando sono soddisfatti i requisiti di rigidezza, resistenza e duttilità, per gli elementi strutturali, e di stabilità e funzionalità, per gli elementi non strutturali e gli impianti, secondo quanto indicato in tabella seguente.

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

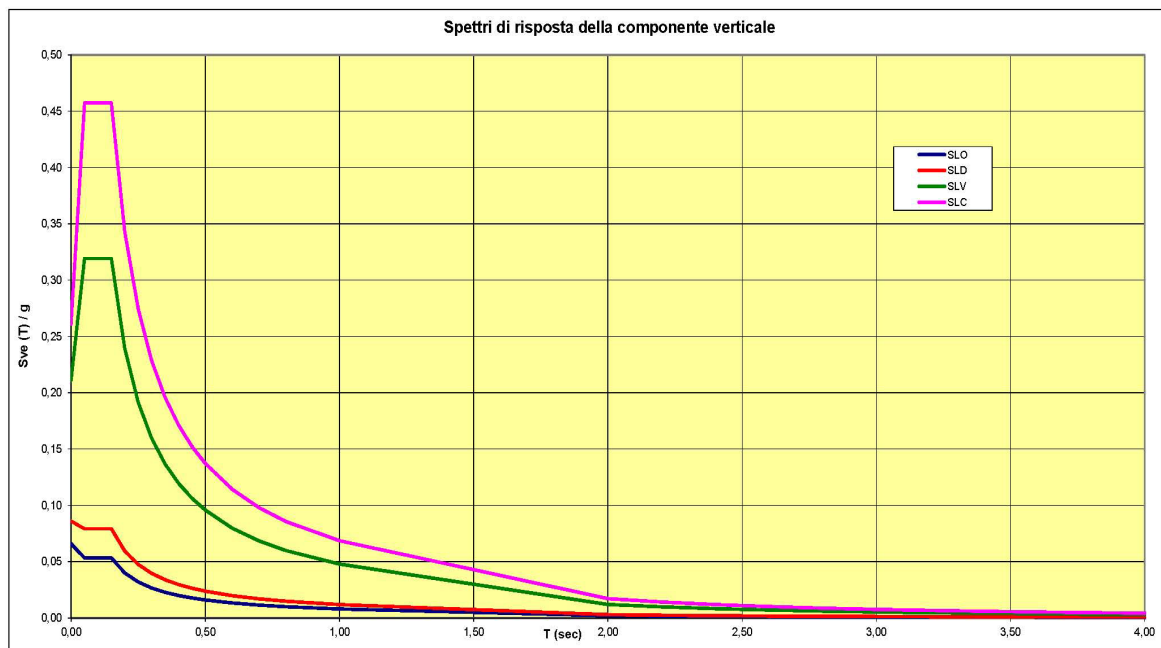
STATI LIMITE	CU I	CU II			CU III e IV		
	ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO				RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG		RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(*)		DUT ^(*)		

Per la struttura in oggetto, vista la tipologia e vista la classe d'uso si effettueranno le verifiche di resistenza [RES] allo SLV e SLD e di rigidezza [RIG] allo SLO. Gli spettri elastici e di progetto relativamente a SLV, SLD e SLO si riportano nelle pagine a seguire.

Nelle due figure a seguire si riportano gli spettri di risposta elastici della componente orizzontale e della componente verticale per gli stati limite SLO, SLD, SLV e SLC e tenuto conto della tipologia della costruzione in oggetto si utilizzano esclusivamente gli spettri elastici di risposta della componente orizzontale in accordo con il **Decreto Ministeriale 17/01/2018**



Spettri di risposta elastici della componente orizzontale



Spettri di risposta elastici della componente verticale

A seguire si inseriscono due tabelle in cui si riportano per ciascuno stato limite ultimo (SLV e SLC) e per ciascuno stato limite di esercizio (SLD e SLO) i valori (periodo proprio di oscillazione (x) e risposta elastica (y)) mediante i quali sono stati ricavati i diagrammi che schematizzano gli spettri di risposta elastici della componente orizzontale e della componente verticale.

SLO orizzontale		SLD orizzontale		SLV orizzontale		SLC orizzontale	
Periodo	Risposta	Periodo	Risposta	Periodo	Risposta	Periodo	Risposta
0,0000	0,0990	0,0000	0,1290	0,0000	0,2935	0,0000	0,3398
0,0500	0,1401	0,0500	0,1804	0,0500	0,4178	0,0500	0,4937
0,1600	0,2307	0,1670	0,3006	0,1700	0,7161	0,1700	0,8631
0,1800	0,2307	0,2500	0,3006	0,2500	0,7161	0,2500	0,8631
0,4790	0,2307	0,5000	0,3006	0,5100	0,7161	0,5100	0,8631
0,4800	0,2302	0,5050	0,2976	0,5800	0,6297	0,5880	0,7486
0,4850	0,2278	0,5100	0,2947	0,6000	0,6087	0,5900	0,7461
0,5800	0,1905	0,6100	0,2464	0,6400	0,5707	0,6400	0,6878
0,6800	0,1625	0,7100	0,2117	0,7400	0,4936	0,8400	0,5241
0,7800	0,1417	0,8100	0,1855	0,8400	0,4348	1,0400	0,4233
0,8800	0,1256	0,9100	0,1651	1,0400	0,3512	1,2400	0,3550
0,9800	0,1127	1,0100	0,1488	1,2400	0,2945	1,4400	0,3057
1,0800	0,1023	1,1100	0,1354	1,4400	0,2536	1,6400	0,2684
1,1800	0,0936	1,3100	0,1147	1,6400	0,2227	1,8400	0,2392
1,3800	0,0801	1,5100	0,0995	1,8400	0,1985	2,0400	0,2158
1,8640	0,0593	1,9440	0,0773	2,4440	0,1494	2,6440	0,1665
2,0000	0,0515	2,0000	0,0730	2,6000	0,1320	2,9400	0,1347
2,1000	0,0467	2,1000	0,0662	2,6100	0,1310	2,9500	0,1337
2,2000	0,0426	2,2000	0,0604	2,6200	0,1300	2,9600	0,1328
2,3000	0,0389	2,3000	0,0552	2,6300	0,1291	2,9700	0,1319
2,4000	0,0358	2,4000	0,0507	2,6500	0,1271	2,9800	0,1311
2,5000	0,0330	2,5000	0,0467	2,6600	0,1262	2,9900	0,1302
2,6000	0,0305	2,6000	0,0432	2,6700	0,1252	3,0000	0,1293
2,7000	0,0283	2,7000	0,0401	2,7000	0,1224	3,1000	0,1211
2,8000	0,0263	2,8000	0,0373	2,8000	0,1139	3,2000	0,1137
2,9000	0,0245	2,9000	0,0347	2,9000	0,1061	3,3000	0,1069
3,0000	0,0229	3,0000	0,0325	3,0000	0,0992	3,4000	0,1007
3,5000	0,0168	3,5000	0,0238	3,5000	0,0729	3,5000	0,0950
4,0000	0,0129	4,0000	0,0183	4,0000	0,0558	4,0000	0,0727

→ Tb

→ Tc

→ Td

SLO verticale		SLD verticale		SLV verticale		SLC verticale	
Periodo	Risposta	Periodo	Risposta	Periodo	Risposta	Periodo	Risposta
0,0000	0,0660	0,0000	0,0860	0,0000	0,2110	0,0000	0,2610
0,0250	0,0597	0,0250	0,0826	0,0250	0,2651	0,0250	0,3591
0,0500	0,0533	0,0500	0,0793	0,0500	0,3192	0,0500	0,4573
0,1000	0,0533	0,1000	0,0793	0,1000	0,3192	0,1000	0,4573
0,1500	0,0533	0,1500	0,0793	0,1500	0,3192	0,1500	0,4573
0,2000	0,0400	0,2000	0,0595	0,2000	0,2394	0,2000	0,3430
0,2500	0,0320	0,2500	0,0476	0,2500	0,1915	0,2500	0,2744
0,3000	0,0267	0,3000	0,0396	0,3000	0,1596	0,3000	0,2286
0,3500	0,0229	0,3500	0,0340	0,3500	0,1368	0,3500	0,1960
0,4000	0,0200	0,4000	0,0297	0,4000	0,1197	0,4000	0,1715
0,4500	0,0178	0,4500	0,0264	0,4500	0,1064	0,4500	0,1524
0,5000	0,0160	0,5000	0,0238	0,5000	0,0958	0,5000	0,1372
0,6000	0,0133	0,6000	0,0198	0,6000	0,0798	0,6000	0,1143
0,7000	0,0114	0,7000	0,0170	0,7000	0,0684	0,7000	0,0980
0,8000	0,0100	0,8000	0,0149	0,8000	0,0599	0,8000	0,0857
1,0000	0,0080	1,0000	0,0119	1,0000	0,0479	1,0000	0,0686
2,0000	0,0020	2,0000	0,0030	2,0000	0,0120	2,0000	0,0171
2,2000	0,0017	2,2000	0,0025	2,2000	0,0099	2,2000	0,0142
2,4000	0,0014	2,4000	0,0021	2,4000	0,0083	2,4000	0,0119
2,6000	0,0012	2,6000	0,0018	2,6000	0,0071	2,6000	0,0101
2,8000	0,0010	2,8000	0,0015	2,8000	0,0061	2,8000	0,0087
3,0000	0,0009	3,0000	0,0013	3,0000	0,0053	3,0000	0,0076
3,2000	0,0008	3,2000	0,0012	3,2000	0,0047	3,2000	0,0067
3,4000	0,0007	3,4000	0,0010	3,4000	0,0041	3,4000	0,0059
3,6000	0,0006	3,6000	0,0009	3,6000	0,0037	3,6000	0,0053
3,8000	0,0006	3,8000	0,0008	3,8000	0,0033	3,8000	0,0048
4,0000	0,0005	4,0000	0,0007	4,0000	0,0030	4,0000	0,0043

→ Tb

→ Tc

→ Td

Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare nella progettazione, sia per le componenti orizzontali sia per le componenti verticali, è coincidente con lo spettro di risposta elastico corrispondente.

Spettri di progetto per gli stati limite ultimi

Le capacità dissipative di una struttura consentono di ridurre gli spettri di risposta elastici. Pertanto lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare per la progettazione, sia per le componenti orizzontali sia per le componenti verticali, è coincidente con lo spettro di risposta elastico nel quale si riducono le ordinate considerando in luogo di η il rapporto $1/q$ dove q è il fattore di struttura calcolato in precedenza.

Di seguito si riportano le relazioni che permettono di tracciare gli spettri di progetto degli stati limite di salvaguardia della vita umana (SLV) e di collasso (SLC) sia per la componente orizzontale sia per la componente verticale.

Spettro di risposta di progetto della componente orizzontale per (SLV e SLC)

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_o \cdot \left(\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_o} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right) \quad 0 \leq T < T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot (1/q) \cdot F_o \quad T_B \leq T < T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot (1/q) \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad T_C \leq T < T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot (1/q) \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad T_D \leq T$$

Spettro di risposta di progetto della componente verticale per (SLV e SLC)

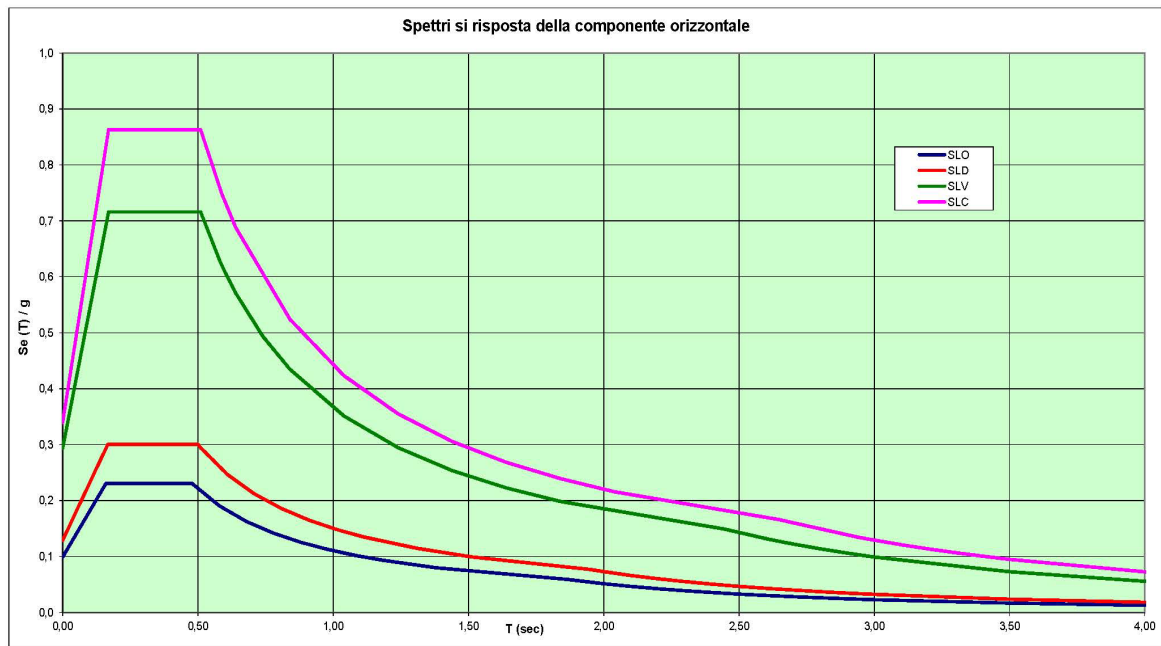
$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot (1/q) \cdot F_v \cdot \left(\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_v} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right) \quad 0 \leq T < T_B$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot (1/q) \cdot F_v \quad T_B \leq T < T_C$$

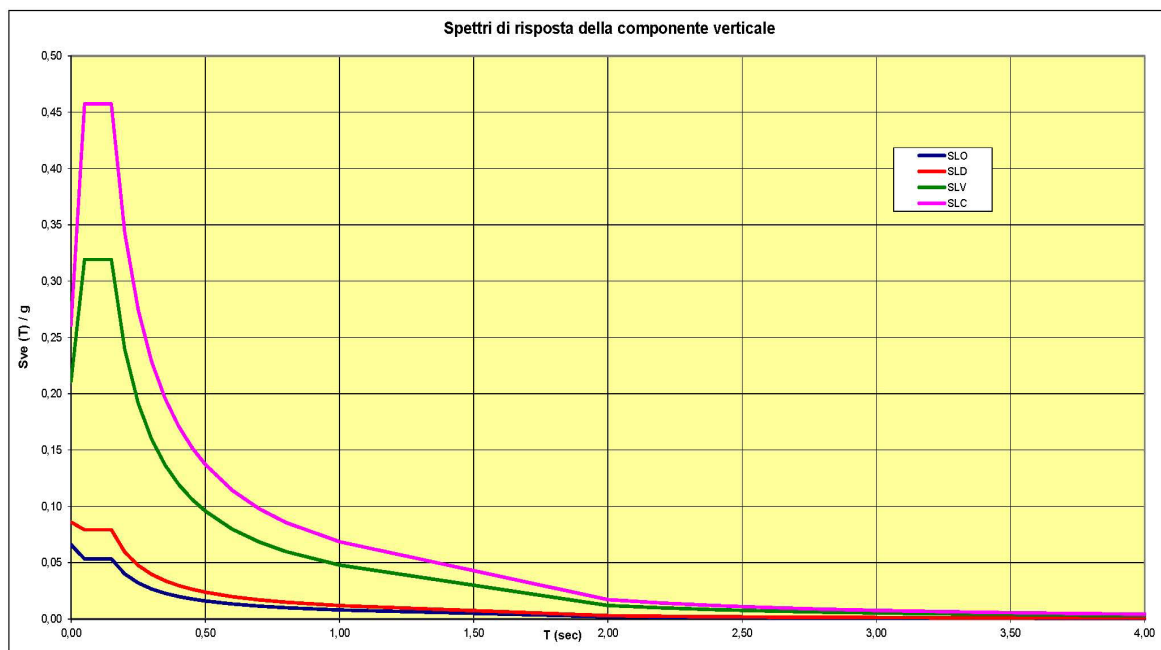
$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot (1/q) \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad T_C \leq T < T_D$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot (1/q) \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad T_D \leq T$$

Nelle due figure a seguire si riportano gli spettri di progetto della componente orizzontale e della componente verticale per gli stati limite SLO, SLD, SLV e SLC considerando un coefficiente di struttura orizzontale $q = 1,00$ ed un coefficiente di struttura verticale $q = 1,00$.



Spettri di progetto della componente orizzontale



Spettri di progetto della componente verticale

A seguire si inseriscono due tabelle in cui si riportano per ciascuno stato limite ultimo (SLV e SLC) e per ciascuno stato limite di esercizio (SLD e SLO) i valori (periodo proprio di oscillazione (x) e risposta elastica (y)) mediante i quali sono stati ricavati i diagrammi che schematizzano gli spettri di risposta elastici di progetto della componente orizzontale e della componente verticale.

SLO orizzontale		SLD orizzontale		SLV orizzontale		SLC orizzontale	
Periodo	Risposta	Periodo	Risposta	Periodo	Risposta	Periodo	Risposta
0,0000	0,0990	0,0000	0,1290	0,0000	0,2935	0,0000	0,3398
0,0500	0,1401	0,0500	0,1804	0,0500	0,4178	0,0500	0,4937
0,1600	0,2307	0,1670	0,3006	0,1700	0,7161	0,1700	0,8631
0,1800	0,2307	0,2500	0,3006	0,2500	0,7161	0,2500	0,8631
0,4790	0,2307	0,5000	0,3006	0,5100	0,7161	0,5100	0,8631
0,4800	0,2302	0,5050	0,2976	0,5800	0,6297	0,5880	0,7486
0,4850	0,2278	0,5100	0,2947	0,6000	0,6087	0,5900	0,7461
0,5800	0,1905	0,6100	0,2464	0,6400	0,5707	0,6400	0,6878
0,6800	0,1625	0,7100	0,2117	0,7400	0,4936	0,8400	0,5241
0,7800	0,1417	0,8100	0,1855	0,8400	0,4348	1,0400	0,4233
0,8800	0,1256	0,9100	0,1651	1,0400	0,3512	1,2400	0,3550
0,9800	0,1127	1,0100	0,1488	1,2400	0,2945	1,4400	0,3057
1,0800	0,1023	1,1100	0,1354	1,4400	0,2536	1,6400	0,2684
1,1800	0,0936	1,3100	0,1147	1,6400	0,2227	1,8400	0,2392
1,3800	0,0801	1,5100	0,0995	1,8400	0,1985	2,0400	0,2158
1,8640	0,0593	1,9440	0,0773	2,4440	0,1494	2,6440	0,1665
2,0000	0,0515	2,0000	0,0730	2,6000	0,1320	2,9400	0,1347
2,1000	0,0467	2,1000	0,0662	2,6100	0,1310	2,9500	0,1337
2,2000	0,0426	2,2000	0,0604	2,6200	0,1300	2,9600	0,1328
2,3000	0,0389	2,3000	0,0552	2,6300	0,1291	2,9700	0,1319
2,4000	0,0358	2,4000	0,0507	2,6500	0,1271	2,9800	0,1311
2,5000	0,0330	2,5000	0,0467	2,6600	0,1262	2,9900	0,1302
2,6000	0,0305	2,6000	0,0432	2,6700	0,1252	3,0000	0,1293
2,7000	0,0283	2,7000	0,0401	2,7000	0,1224	3,1000	0,1211
2,8000	0,0263	2,8000	0,0373	2,8000	0,1139	3,2000	0,1137
2,9000	0,0245	2,9000	0,0347	2,9000	0,1061	3,3000	0,1069
3,0000	0,0229	3,0000	0,0325	3,0000	0,0992	3,4000	0,1007
3,5000	0,0168	3,5000	0,0238	3,5000	0,0729	3,5000	0,0950
4,0000	0,0129	4,0000	0,0183	4,0000	0,0558	4,0000	0,0727

→ Tb

→ Tc

→ Td

SLO verticale		SLD verticale		SLV verticale		SLC verticale	
Periodo	Risposta	Periodo	Risposta	Periodo	Risposta	Periodo	Risposta
0,0000	0,0660	0,0000	0,0860	0,0000	0,2110	0,0000	0,2610
0,0250	0,0597	0,0250	0,0826	0,0250	0,2651	0,0250	0,3591
0,0500	0,0533	0,0500	0,0793	0,0500	0,3192	0,0500	0,4573
0,1000	0,0533	0,1000	0,0793	0,1000	0,3192	0,1000	0,4573
0,1500	0,0533	0,1500	0,0793	0,1500	0,3192	0,1500	0,4573
0,2000	0,0400	0,2000	0,0595	0,2000	0,2394	0,2000	0,3430
0,2500	0,0320	0,2500	0,0476	0,2500	0,1915	0,2500	0,2744
0,3000	0,0267	0,3000	0,0396	0,3000	0,1596	0,3000	0,2286
0,3500	0,0229	0,3500	0,0340	0,3500	0,1368	0,3500	0,1960
0,4000	0,0200	0,4000	0,0297	0,4000	0,1197	0,4000	0,1715
0,4500	0,0178	0,4500	0,0264	0,4500	0,1064	0,4500	0,1524
0,5000	0,0160	0,5000	0,0238	0,5000	0,0958	0,5000	0,1372
0,6000	0,0133	0,6000	0,0198	0,6000	0,0798	0,6000	0,1143
0,7000	0,0114	0,7000	0,0170	0,7000	0,0684	0,7000	0,0980
0,8000	0,0100	0,8000	0,0149	0,8000	0,0599	0,8000	0,0857
1,0000	0,0080	1,0000	0,0119	1,0000	0,0479	1,0000	0,0686
2,0000	0,0020	2,0000	0,0030	2,0000	0,0120	2,0000	0,0171
2,2000	0,0017	2,2000	0,0025	2,2000	0,0099	2,2000	0,0142
2,4000	0,0014	2,4000	0,0021	2,4000	0,0083	2,4000	0,0119
2,6000	0,0012	2,6000	0,0018	2,6000	0,0071	2,6000	0,0101
2,8000	0,0010	2,8000	0,0015	2,8000	0,0061	2,8000	0,0087
3,0000	0,0009	3,0000	0,0013	3,0000	0,0053	3,0000	0,0076
3,2000	0,0008	3,2000	0,0012	3,2000	0,0047	3,2000	0,0067
3,4000	0,0007	3,4000	0,0010	3,4000	0,0041	3,4000	0,0059
3,6000	0,0006	3,6000	0,0009	3,6000	0,0037	3,6000	0,0053
3,8000	0,0006	3,8000	0,0008	3,8000	0,0033	3,8000	0,0048
4,0000	0,0005	4,0000	0,0007	4,0000	0,0030	4,0000	0,0043

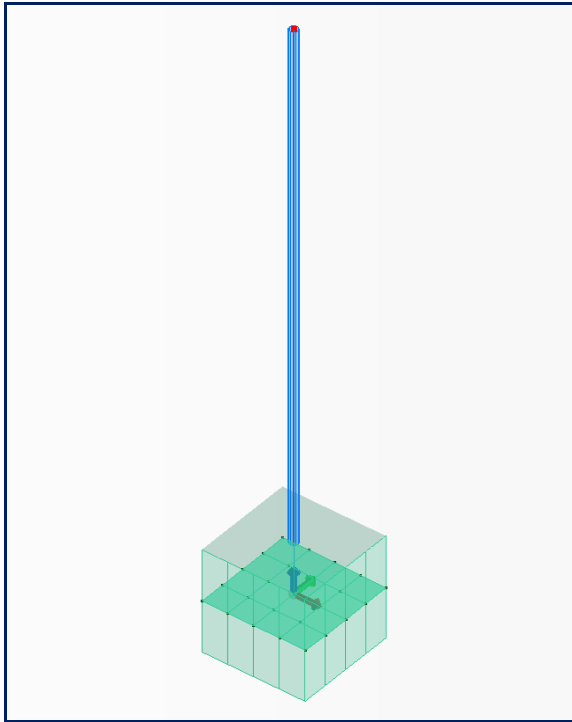
→ Tb

→ Tc

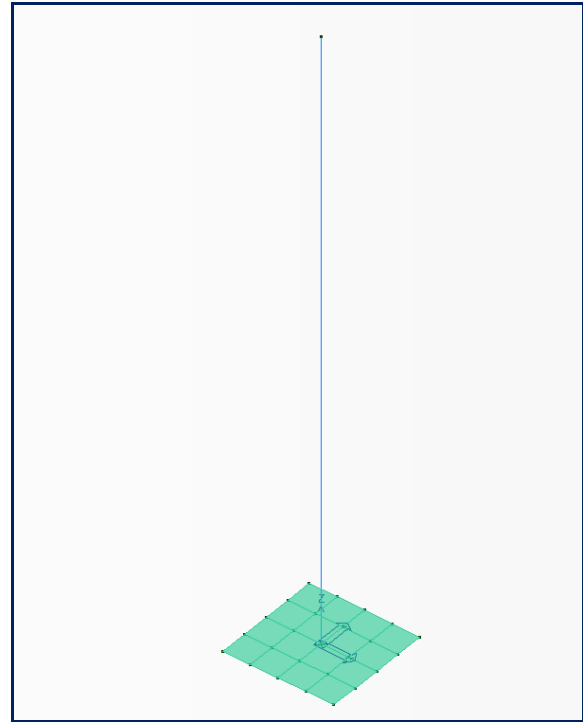
→ Td

14 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

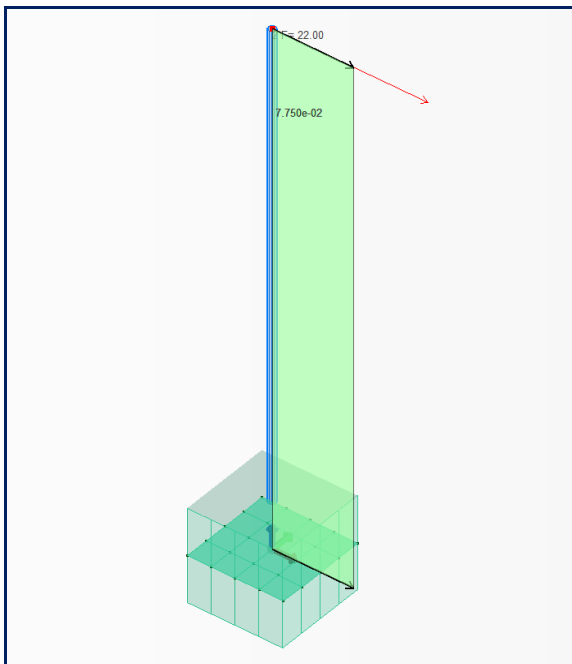
La modellazione della struttura è stata effettuata tenendo conto di tutto quanto riportato nei paragrafi precedenti in termini di geometria ed in termini di caratterizzazione delle azioni agenti (permanenti strutturali, permanenti non strutturali, accidentali e sismiche).



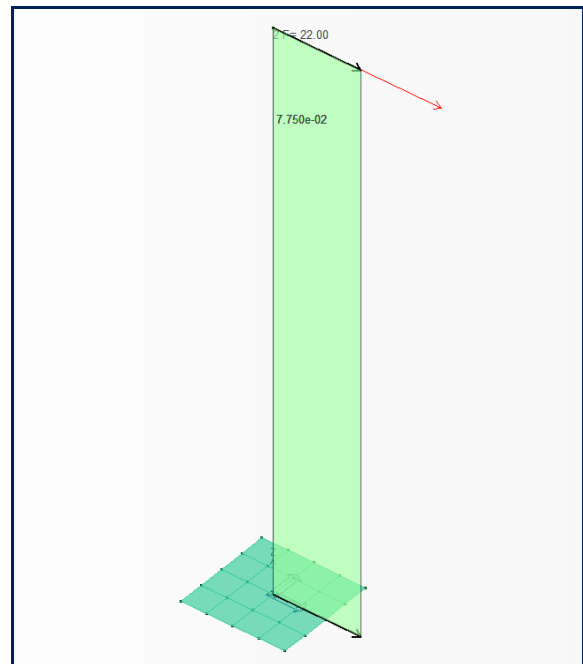
Modello geometrico solido



Modello geometrico a fili fissi



Carichi accidentali su modello solido



Carichi accidentali su modello a fili fissi

14.1 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

Nel presente paragrafo si riportano i coefficienti di combinazione $\psi_{0,j}$, $\psi_{1,j}$, $\psi_{2,j}$ dei sovraccarichi accidentali in modo da definire in che modo partecipano alle combinazioni di carico agenti sulla struttura. Si definisce valore caratteristico Q_k di un'azione variabile il valore corrispondente ad un frattile pari al 95 % della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa. Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e Q_{k2} , Q_{k3} , ... azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} , i cui valori sono appunto riassunti nella tabella precedente.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	da valutarsi caso per caso		
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

14.2 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI PARZIALI

Nel presente paragrafo si riportano i coefficienti parziali γ_{G1} (coefficiente parziale del peso proprio della struttura), γ_{G2} (coefficiente parziale del peso proprio degli elementi non strutturali), e γ_{Qi} (coefficiente parziale delle azioni variabili).

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

14.3 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite (SLU e SLE) si definiscono una serie di combinazioni di carico prescritti dalla normativa vigente e di seguito riportate.

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE)

irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (per esempio fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire **combinato con** ed i valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono stati introdotti nei precedenti paragrafi.

Come mostrano le relazioni su riportate nella combinazione sismica c'è l'azione sismica combinata con le azioni permanenti mediante il coefficiente unitario e l'azione da vento mediante il coefficiente $\psi_{2,1}$ che nella fattispecie è pari a zero (infatti per l'azione da vento $\psi_{2,1} = 0$).

Nella tabella a seguire si riportano le combinazioni di carico agenti sulla struttura.

SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO

LEGENDA TABELLA CASI DI CARICO

Il programma consente l'applicazione di diverse tipologie di casi di carico.

Sono previsti i seguenti 11 tipi di casi di carico:

	Sigla	Tipo	Descrizione
1	Ggk	A	caso di carico comprensivo del peso proprio struttura
2	Gk	NA	caso di carico con azioni permanenti
3	Qk	NA	caso di carico con azioni variabili
4	Gsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture
5	Qsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi variabili sui solai
6	Qnk	A	caso di carico comprensivo dei carichi di neve sulle coperture
7	Qtk	SA	caso di carico comprensivo di una variazione termica agente sulla struttura
8	Qvk	NA	caso di carico comprensivo di azioni da vento sulla struttura
9	Esk	SA	caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10	Edk	SA	caso di carico sismico con analisi dinamica
11	Etk	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti dall' incremento di spinta delle terre in condizione sismica
12	Pk	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni

Sono di tipo automatico A (ossia non prevedono introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico: 1-Ggk; 4-Gsk; 5-Qsk; 6-Qnk. Sono di tipo semi-automatico SA (ossia prevedono una minima introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico: 7-Qtk, in quanto richiede solo il valore della variazione termica;

9-Esk e 10-Edk, in quanto richiedono il valore dell'angolo di ingresso del sisma e l'individuazione dei casi di carico partecipanti alla definizione delle masse. Sono di tipo non automatico NA ossia prevedono la diretta applicazione di carichi generici agli elementi strutturali (si veda il precedente punto Modellazione delle Azioni) i restanti casi di carico.

Nella tabella successiva vengono riportati i casi di carico agenti sulla struttura, con l'indicazione dei dati relativi al caso di carico stesso:

Numero Tipo e Sigla identificativa, Valore di riferimento del caso di carico (se previsto).

In successione, per i casi di carico non automatici, viene riportato l'elenco di nodi ed elementi direttamente caricati con la sigla identificativa del carico.

Per i casi di carico di tipo sismico (9-Esk e 10-Edk), viene riportata la tabella di definizione delle masse: per ogni caso di carico partecipante alla definizione delle masse viene indicata la relativa aliquota (partecipazione) considerata.

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
3	Qk	CDC=Qk (variabile generico)	Nodo: 2 Azione : Vento armatura D2 :da 1 a 20 Azione : VENTO
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. 0)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura) partecipazione:1.00 per 2 CDC=G2k (permanente non strutturali)
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. 0)	come precedente CDC sismico
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. 0)	come precedente CDC sismico
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. 0)	come precedente CDC sismico
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=0.0 (ecc. 0)	come precedente CDC sismico
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. 0)	come precedente CDC sismico

DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

LEGENDA TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO

Il programma combina i diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo le regole previste dalla normativa vigente.

Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

La prima tabella delle combinazioni riportata di seguito comprende le seguenti informazioni: Numero, Tipo, Sigla identificativa. Una seconda tabella riporta il peso nella combinazione assunto per ogni caso di carico.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$$G_1 + G_2 + A_d + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.1

Destinazione d'uso/azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini, ...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli ≤ 30 kN)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli > 30 kN)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota ≤ 1000 m	0,50	0,20	0,00
Neve a quota > 1000 m	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa due diversi approcci progettuali:

- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2),

- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

NTC 2018 Tabella 2.6.1

		Coefficiente γ_f	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	Comb. SLU A1 1	
2	SLU	Comb. SLU A1 2	
3	SLU	Comb. SLU A1 3	
4	SLU	Comb. SLU A1 4	
5	SLU (Terr. A2)	Comb. SLU A2 5	
6	SLU (Terr. A2)	Comb. SLU A2 6	
7	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 7	
8	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 8	
9	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 9	
10	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 10	
11	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 11	
12	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 12	
13	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 13	
14	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 14	
15	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 15	
16	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 16	
17	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 17	
18	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 18	
19	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 19	
20	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 20	
21	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 21	
22	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 22	
23	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 23	
24	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 24	
25	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 25	
26	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 26	
27	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 27	
28	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 28	
29	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 29	
30	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 30	
31	SLU (Terr. A2)	Comb. SLU A2 (SLV sism.) 31	
32	SLU (Terr. A2)	Comb. SLU A2 (SLV sism.) 32	
33	SLU (Terr. A2)	Comb. SLU A2 (SLV sism.) 33	
34	SLU (Terr. A2)	Comb. SLU A2 (SLV sism.) 34	
35	SLU (Terr. A2)	Comb. SLU A2 (SLV sism.) 35	
36	SLU (Terr. A2)	Comb. SLU A2 (SLV sism.) 36	
37	SLU (Terr. A2)	Comb. SLU A2 (SLV sism.) 37	
38	SLU (Terr. A2)	Comb. SLU A2 (SLV sism.) 38	
39	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 39	
40	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 40	
41	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 41	
42	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 42	
43	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 43	

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0					
2	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0					
3	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0					
4	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0					
5	1.00	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0					
6	1.00	1.30	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0					
7	1.00	1.00	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0					
8	1.00	1.00	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0					
9	1.00	1.00	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0					
10	1.00	1.00	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0					
11	1.00	1.00	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0					
12	1.00	1.00	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0					
13	1.00	1.00	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0					
14	1.00	1.00	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0					
15	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0					
16	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0					
17	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0					
18	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0					
19	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0					
20	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0					
21	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0					
22	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0					
23	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30					
24	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30					
25	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30					
26	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30					
27	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00					
28	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00					
29	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00					
30	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00					
31	1.00	1.00	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0					
32	1.00	1.00	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0					
33	1.00	1.00	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0					
34	1.00	1.00	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0					
35	1.00	1.00	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0					
36	1.00	1.00	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0					
37	1.00	1.00	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0					
38	1.00	1.00	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0					
39	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0					
40	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0					
41	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0					
42	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0					
43	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0					

15 SOLLECITAZIONI INDOTTE A PIEDE PALO

Nel presente paragrafo si riportano le sollecitazioni indotte a piede del palo in modo da individuare la combinazione di carico peggiore.

A seguire si riportano i diagrammi della sollecitazione con l'azione del vento. Trattasi dei diagrammi della sollecitazione elementari per cui non sono amplificati per alcun coefficiente parziale.

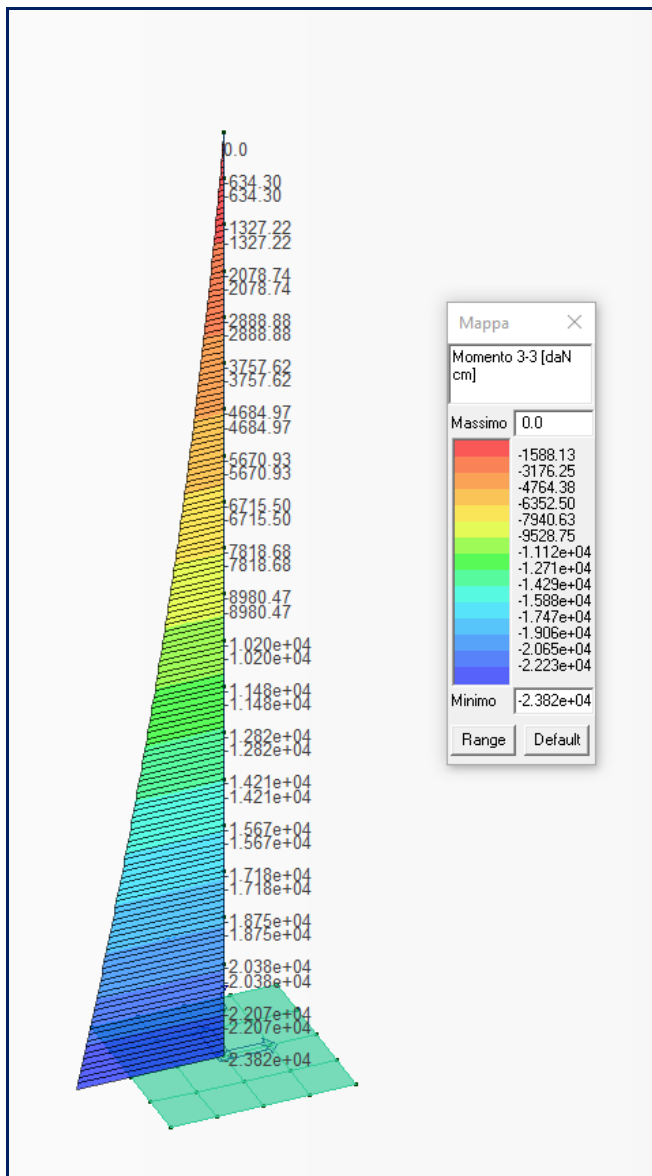


Diagramma del momento flettente

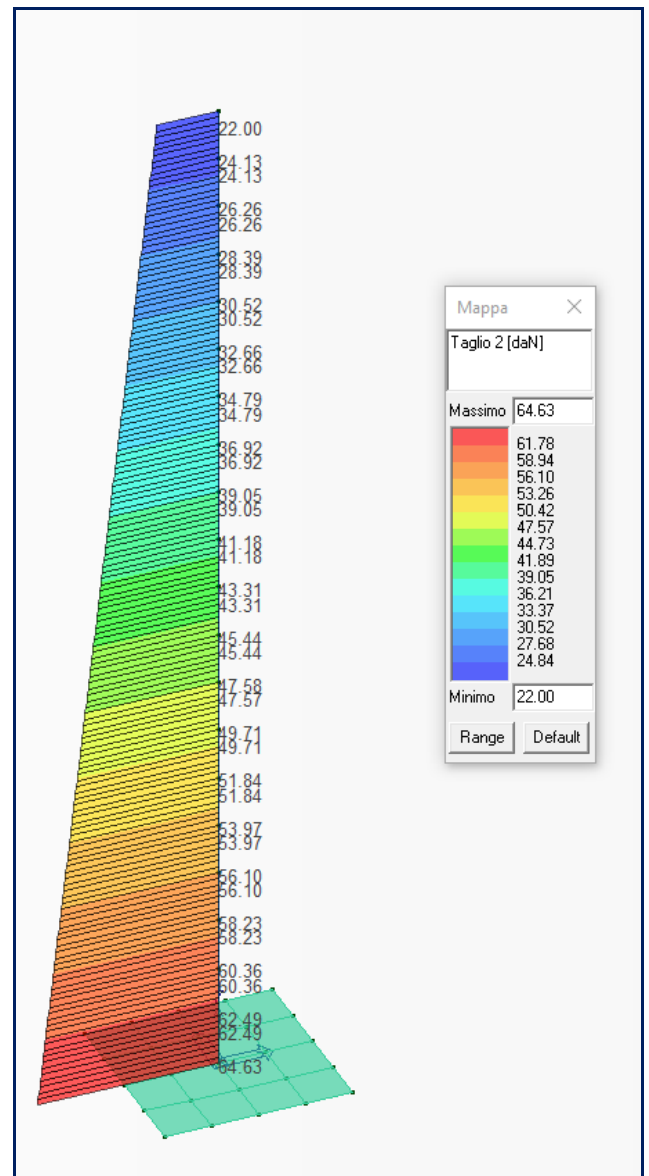


Diagramma del taglio

Nella combinazione di carico da vento le sollecitazioni sono le seguenti:

$M_{max} = 238,20 \text{ daNm}$

$T_{max} = 64,63 \text{ daN}$

Peso palo + armatura = 41,24 daN

A seguire, invece, si riportano i diagrammi della sollecitazione con l'azione sismica nella stessa direzione dell'azione del vento. Anche in questo caso trattasi dei diagrammi della sollecitazione elementari per cui non sono amplificati per alcun coefficiente parziale.

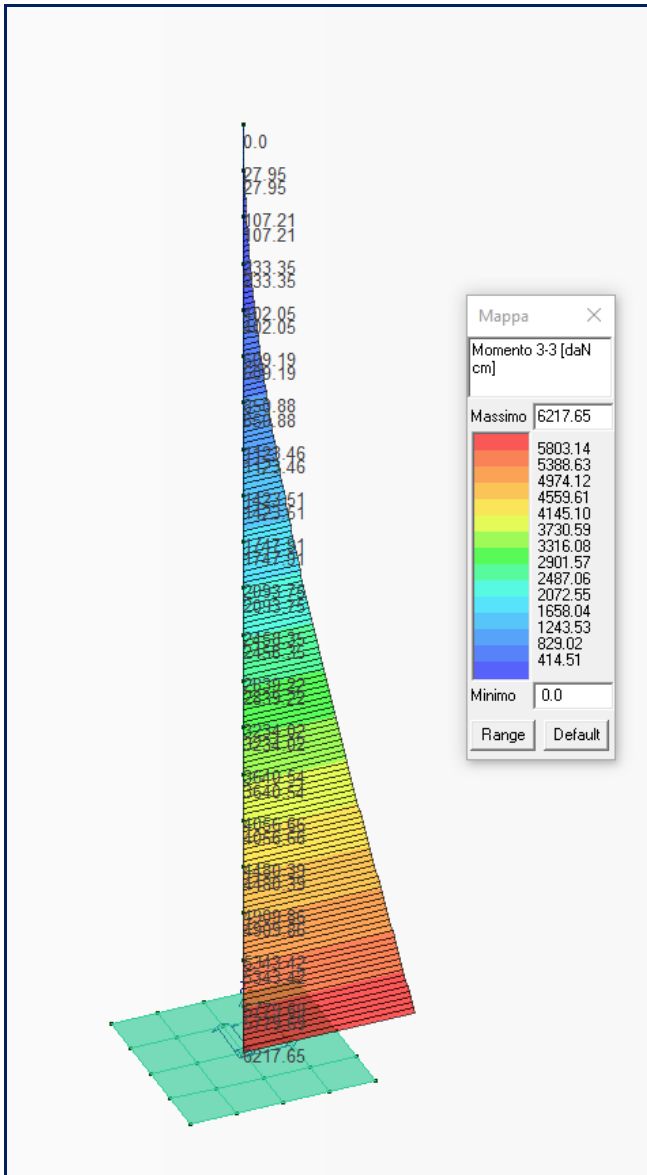


Diagramma del momento flettente

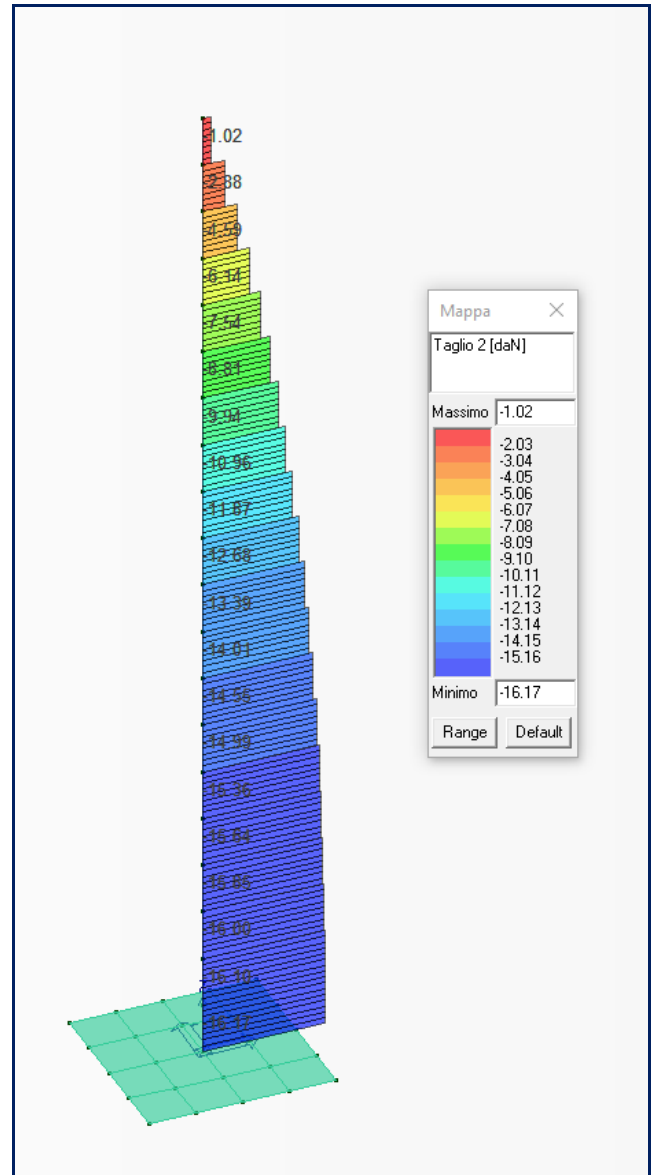


Diagramma del taglio

Nella combinazione di carico sismica le sollecitazioni sono le seguenti:

$M_{max} = 62,18 \text{ daNm}$

$T_{max} = 16,17 \text{ daN}$

Peso palo + armatura = 41,24 daN

Poiché l'azione sismica e quella da vento non si sovrappongono si deduce che la combinazione di carico più gravosa è quella statica allo SLU (COMBO 2) con la sola azione del vento.

Le caratteristiche della sollecitazione interna indotte dal palo alla testa del plinto, nella predetta COMBO 2 sono quelle riportate nei diagrammi a seguire. In questo caso i diagrammi riportati sono amplificati mediante i coefficienti parziali (NTC 2018).

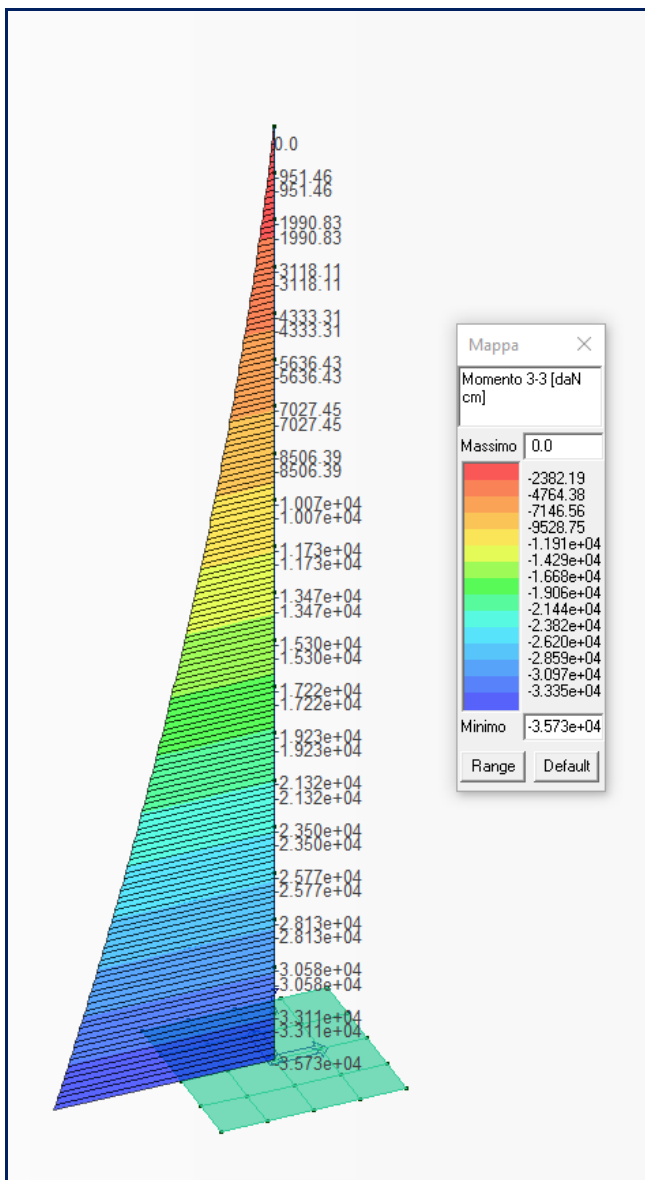


Diagramma del max momento flettente

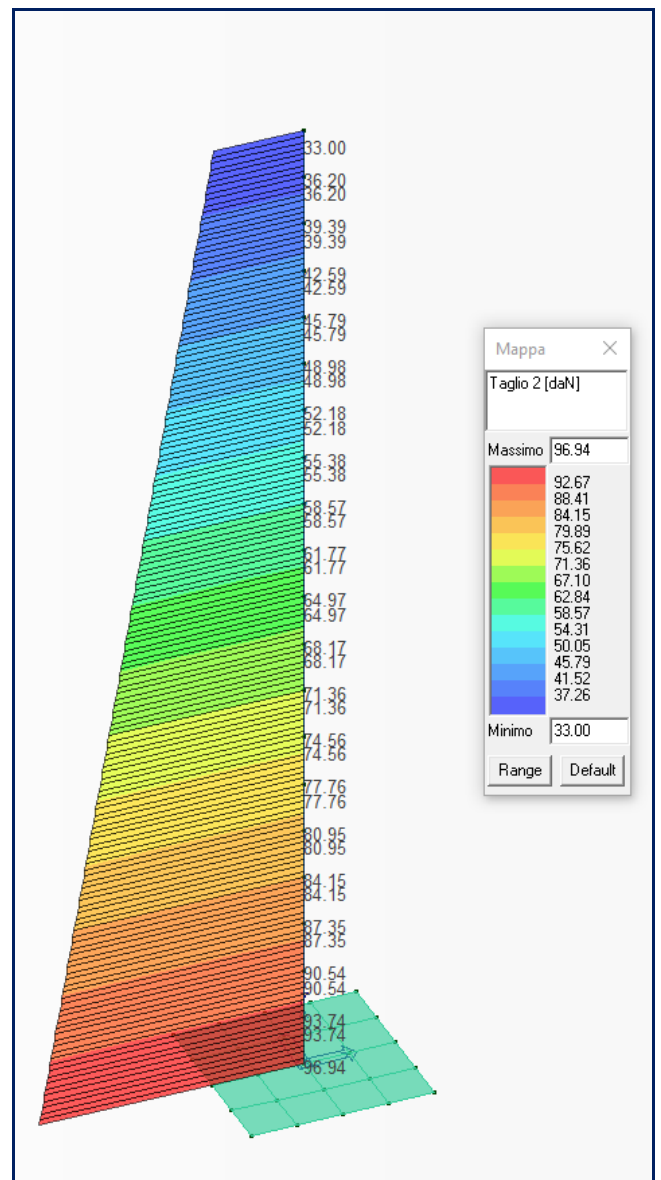


Diagramma del massimo taglio

I risultati ottenuti nella COMBO 2 possono riassumersi in questo modo:

$M_{max} = 357,30$ daNm

$T_{max} = 96,94$ daN




Peso palo + armatura = 41,24 daN

16 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche di sicurezza relative agli **stati limite ultimi (SLU)** e le analisi relative alle condizioni di **esercizio (SLE)** devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure riportate di seguito. Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni di carico definite nei paragrafi precedenti.

17 STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi, redatte per le strutture oggetto della presente analisi, si distingueranno i seguenti stati limite:

- | | |
|---|------------|
|  lo stato limite di equilibrio come corpo rigido | EQU |
|  lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione | STR |
|  lo stato limite di resistenza del terreno | GEO |

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (**EQU**) si utilizzano i coefficienti γ_F riportati nella colonna EQU della Tabella 6.2.I. allegata a seguire. Inoltre per ogni stato limite per perdita di equilibrio (**EQU**), deve essere rispettata la seguente condizione:

$$E_{inst,d} \leq R_{stb,d}$$

dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $E_{stb,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante. La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori riportati γ_F nella colonna EQU della tabella 6.2.I. a seguire.

Per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgano azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (**STR**) si eseguono adottando i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 6.2.I riportata a seguire.

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (**STR**) e geotecnici (**GEO**) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi e di cui si dirà in seguito. Inoltre per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (**STR**) o del terreno (**GEO**), così come è per la struttura in oggetto, deve essere rispettata la condizione riportata di seguito.

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e può esprimersi mediante le relazioni riportate di seguito.

$$E_d = E \cdot \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \text{ ovvero:}$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \cdot \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right];$$

e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnica e può esprimersi mediante la relazione riportata di seguito.

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R \cdot \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci distinti ed alternativi così come detto in precedenza. I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

Nella fattispecie e quindi per le verifiche dei plinti di fondazioni in oggetto, saranno effettuate le verifiche dei seguenti stati limite in modo tale che le condizioni riportate precedentemente siano rispettate per ciascuna di esse.

✚ SLU di tipo geotecnico (GEO)

- ✘ Scorrimento sul piano di posa
- ✘ Collasso per carico limite del complesso terreno-fondazione
- ✘ Ribaltamento

✚ SLU di tipo strutturale (STR)

- ✘ Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

Le VERIFICHE A RIBALTAMENTO, la VERIFICA DI SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA, la VERIFICA PER COLLASSO DA CARICO LIMITE e le VERIFICHE DI RESISTENZA devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle seguenti tabelle 6.2.I, 6.2.II e nelle successive tabelle 6.4.I e 6.5.I.

Si precisa che per le verifiche a scorrimento e le verifiche a carico limite si utilizzano i coefficienti parziali delle fondazioni superficiali [tabella 6.4.I] mentre nella verifica a ribaltamento, per similitudine, si è considerata la tabella relativa ai muri di sostegno [tabella 6.5.I]. Inoltre si precisa ancora che i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_V	γ_V	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tab. 6.5.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa delle fondazioni superficiali in oggetto, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il plinto. In casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto di un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera. *Nella fattispecie non si terrà conto del contributo della spinta passiva del terreno antistante il plinto di fondazione.*

17.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO

La **verifica a ribaltamento** consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare la struttura (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare la struttura stessa (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle. E' necessario verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r . Eseguendo il calcolo mediante NTC2018 e nel rispetto di quanto detto precedentemente $\eta_r > 1,15$.

Deve quindi essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$M_s / M_r > \eta_r > 1,15$$

Nella fattispecie si determinano il momento stabilizzante ed il momento ribaltante rispetto allo spigolo di destra della fondazione e per il soddisfacimento della verifica il loro rapporto dovrà risultare superiore all'unità. I coefficienti parziali amplificativi sono quelli riportati in rosso nella tabella seguire.

CARICHI	Effetto	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
PERMANENTI	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
PERMANENTI NON STRUTTURALI	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
VARIABILI	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Nella tabella a seguire si riportano le determinazioni del momento stabilizzante e del momento instabilizzante e la determinazione del coefficiente di sicurezza.

M =	238,20	daNm	Momento ribaltante da VENTO	$\gamma_F =$	1,5
T =	64,64	daN	Taglio ribaltante da VENTO	$\gamma_F =$	1,5
h =	1,00	m	Altezza del plinto di fondazione		
M_{instab.} =	454,26	daNm	Momento ribaltante totale massimo		
P₁ =	2.400	daN	Peso del plinto prefabbricato	$\gamma_F =$	0,9
L₁ =	0,500	m	Braccio stabilizzante per P1		
P₂ =	41,24	daN	Peso palo P.I. + Armature elettrica	$\gamma_F =$	0,8
L₁ =	0,500	m	Braccio stabilizzante per P2		
M_{stab.} =	1.096,50	daN	Momento stabilizzante totale massimo		
M_{instab.} =	454,26	daNm	Momento instabilizzante totale massimo		
M_{stab.} =	1.096,50	daNm	Momento stabilizzante totale massimo		
η =	2,41		Coefficiente di sicurezza		Verifica soddisfatta

17.2 VERIFICA A SCORRIMENTO

La **verifica a scorrimento** del plinto di fondazione verrà effettuata sull'estradosso del plinto (combinazione A1 + M1 + R3 visto che trattasi della superficie del plinto in cemento armato) e per il suo soddisfacimento dovrà risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere la fondazione deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere la zavorra F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

Eseguendo il calcolo mediante NTC2018 e nel rispetto di quanto detto precedentemente $\eta_r > 1,10$.

Deve quindi essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$F_s / F_r > \eta_r > 1,10$$

I coefficienti amplificativi parziali da utilizzare per la verifica in oggetto sono quelli riportati nella colonna in rosso della tabella riportata di seguito.

CARICHI	Effetto	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
PERMANENTI	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
PERMANENTI NON STRUTTURALI	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
VARIABILI	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Determinazione della forza instabilizzante:

$$F_i = 1,50 \times 64,64 = 96,96 \text{ daN}$$

Determinazione della forza stabilizzante:

$$P_{\text{plinto}} = 2400 \text{ daN}$$

A vantaggio di sicurezza si considera un angolo di attrito pari a $\phi = 24^\circ$;

$$\tan \phi = 0,445;$$

$$F_s = (P_{\text{plinto}} \times \tan \phi) = (2400 \times 0,445) = 1068 \text{ daN}$$

Pertanto il coefficiente di sicurezza è pari a:

$$\eta_r = F_s / F_i = 1068,00 / 96,96 = 11,02 > 1,10$$

la verifica è pertanto soddisfatta.

17.3 VERIFICA A CARICO LIMITE – VENTO PERPENDICOLARE ALL'ASSE STRADALE

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal complesso palo + fondazione sul piano fondale deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{\sigma_{MAX}} \geq \eta_q \geq 1,00$$

Eseguendo il calcolo mediante NTC 2018 si può impostare $\eta_q \geq 1,00$.

Per la determinazione della tensione massima terreno – struttura si fa riferimento al procedimento di confermata validità denominato “delle tre u”. Così come detto in precedenza i coefficienti parziali da utilizzare per le verifiche sono quelli in rosso nella tabella a seguire.

CARICHI	Effetto	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
PERMANENTI	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
PERMANENTI NON STRUTTURALI	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
VARIABILI	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Determinazione della tensione massima di contatto

$$M_{Sfavorevole} = 238,20 \times 1,50 + 66,40 \times 1,00 \times 1,50 = 454,26 \text{ daNm}$$

Momento Flettente Sfavorevole

$$N_{Sfavorevole} = 2400 \times 1,30 + 41,24 \times 1,50 = 3181,86 \text{ daN}$$

Sforzo Normale Sfavorevole

$$N_{Favorevole} = 2400 \times 1,00 + 41,24 \times 0,80 = 2433,00 \text{ daN}$$

Sforzo Normale Favorevole

$$e_{Sfavorevole} = 454,26 / 3181,86 = 0,15 \text{ m quindi sezione non parzializzata}$$

eccentricità con N_{Sfav} .

$$e_{Favorevole} = 454,26 / 2433,00 = 0,19 \text{ m quindi sezione parzializzata}$$

eccentricità con N_{Fav} .

$$3 \times u_{Sfavorevole} = 3 \times (0,50 - 0,15) = 1,05 \text{ m}$$

Sagoma reagente del terreno con N_{Sfav}

$$3 \times u_{Favorevole} = 3 \times (0,50 - 0,19) = 0,93 \text{ m}$$

Sagoma reagente del terreno con N_{Fav}

$$\sigma_{MAX}^{Sfavorevole} = 2 \times 3181,86 / 100 \times 100 = 0,64 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione massima con N_{Sfav} .

$$\sigma_{MAX}^{Favorevole} = 2 \times 2433,00 / 93,0 \times 100 = 0,52 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione massima con N_{Fav} .

Orbene, nota la tensione massima di contatto tra terreno e plinto di fondazione a seguire si determina il carico limite e quindi si redige la verifica a carico limite.

Come già detto, una volta determinata la tensione di contatto massima tra il terreno e la struttura, a seguire si riporta la determinazione del carico limite considerando un approfondimento di 100,00 cm ed un'area di base pari a 100 cm x 100 cm.

Base della fondazione diretta	B	1,00	m
Approfondimento fondazione	D	1,00	m
Peso dell'unità di volume superiore	γ_1	1600,00	kg/mc
Peso dell'unità di volume inferiore	γ_2	1600,00	kg/mc
Coesione	c	0,00	kg/mq
Angolo di attrito interno	Φ	24,00	[°]

Coefficienti di carico limite

Coefficiente di carico limite N_q	N_q	9,60	-
Coefficiente di carico limite N_c	N_c	19,32	-
Coefficiente di carico limite N_γ	N_γ	9,44	-

Carico limite senza correzioni

Carico limite	q lim	2,29	kg/cm ²
---------------	-------	------	--------------------

Correzione per forma della fondazione

Lato lungo della fondazione	L	1,00	m
Base della fondazione diretta	B	1,00	m
Coefficiente di forma	ζ_q	1,44	
Coefficiente di forma	ζ_c	1,50	
Coefficiente di forma	ζ_γ	0,60	

Correzione per carichi eccentrici

Momento Flettente trasversale	M_B	238,20	kgm
Momento Flettente longitudinale	M_L	0,00	kgm
Sforzo Normale applicato	N	2433,00	kg
Eccentricità trasversale	e_B	0,10	m
Eccentricità longitudinale	e_L	0,00	m
"B" ridotta	B'	0,80	m
"L" ridotta	L'	1,00	m

Correzione per carichi inclinati

Sforzo di Taglio lungo B	T_B	66,40	kg
Sforzo di Taglio lungo L	T_L	0,00	kg
Sforzo Normale applicato	N	2433,00	kg
Sforzo di Taglio risultante	T_{tot}	66,40	kg
Angolo δ	δ	1,56	[°]
Esponente m_B	m_B	1,50	-
Esponente m_L	m_L	1,50	-
Angolo θ tra T_{TOT} ed L	θ	90,0	[°]
Esponente m	m	1,50	
Coefficiente di inclinazione del carico	ζ_q	0,96	
Coefficiente di inclinazione del carico	ζ_c	0,00	
Coefficiente di inclinazione del carico	ζ_γ	0,93	
Carico limite	q lim	2,47	kg/cm²

Per la determinazione del coefficiente di sicurezza globale (R3) si procede con la trattazione riportata di seguito considerando i coefficienti parziali riportati nella tabella a seguire.

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

$$q_{lim} = 2,47 \text{ daN/cm}^2$$

Carico limite della fondazione in oggetto

$$Q_u = q_{lim} / 2,30 = 1,07 \text{ daN/cm}^2$$

Carico limite ridotto della fondazione in oggetto

VERIFICA CON SFORZO NORMALE SFAVOREVOLE

Essendo la tensione massima di contatto pari a:

$$\sigma_{MAX}^{Sfavorevole} = 2 \times 3181,86 / 100 \times 100 = 0,64 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione massima con $N_{Sfav.}$

Si ha che il coefficiente di sicurezza e pari a:

$$\eta_q = Q_u / \sigma_{MAX}' = 1,07 / 0,64 = 1,67$$

Pertanto la verifica è soddisfatta.

VERIFICA CON SFORZO NORMALE FAVOREVOLE

Essendo la tensione massima di contatto pari a:

$$\sigma_{MAX}^{Favorevole} = 2 \times 2433,00 / 93,0 \times 100 = 0,52 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione massima con $N_{Fav.}$

Si ha che il coefficiente di sicurezza e pari a:

$$\eta_q = Q_u / \sigma_{MAX}' = 1,07 / 0,52 = 2,06$$

Pertanto la verifica è soddisfatta.

17.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

Per il plinto di fondazione in oggetto sono rispettate tutte le ipotesi esposte precedentemente e quindi può ritenersi struttura non armata.

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto **Sforzi Normali** si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. delle NTC2018. Nello specifico per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N_{Ed} con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con:

$$N_{Ed} < N_{Rd} = f_{cd} \times b \times X$$

$$\text{con } X = a - 2e.$$

Nella fattispecie si ha:

$$a = 100,0 \text{ cm}$$

Altezza della sezione di verifica;

$$b = 100,0 \text{ cm}$$

Base della sezione di verifica;

$$M = 454,26 \text{ daNm}$$

Momento Flettente di progetto;

$$N_{Ed} = 2433,00 \text{ daN}$$

Sforzo Normale favorevole di progetto;

$$e = 19,0 \text{ cm}$$

Eccentricità con Sforzo Normale favorevole di progetto;

$$X = 100,0 - 2 \times 19,0 = 62,0 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 14,11 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a compressione;

$$N_{Ed} = 2433,00 \text{ daN}$$

Sforzo Normale di progetto;

$$N_{Rd} = 141,10 \times 100,0 \times 62,0 = 874820 \text{ daN}$$

Sforzo Normale resistente;

$$\text{Essendo } N_{Ed} = 2433,00 \text{ daN} < N_{Rd} = 874820 \text{ daN}$$

la verifica è soddisfatta

18 CONTROLLO DEI CALCOLI CON METODI TRADIZIONALI

Come richiesto dalla normativa vigente, al fine di validare il modello, è necessario effettuare dei calcoli con i metodi tradizionali.

In questa sede si verifica che il momento massimo ed il taglio massimo al piede allo Stato Limite Ultimo ottenuto mediante l'ausilio del software sia paragonabile a quello ottenuto con calcoli tradizionali. A seguire si riportano i diagrammi di taglio e momento ottenuti mediante l'ausilio del software.

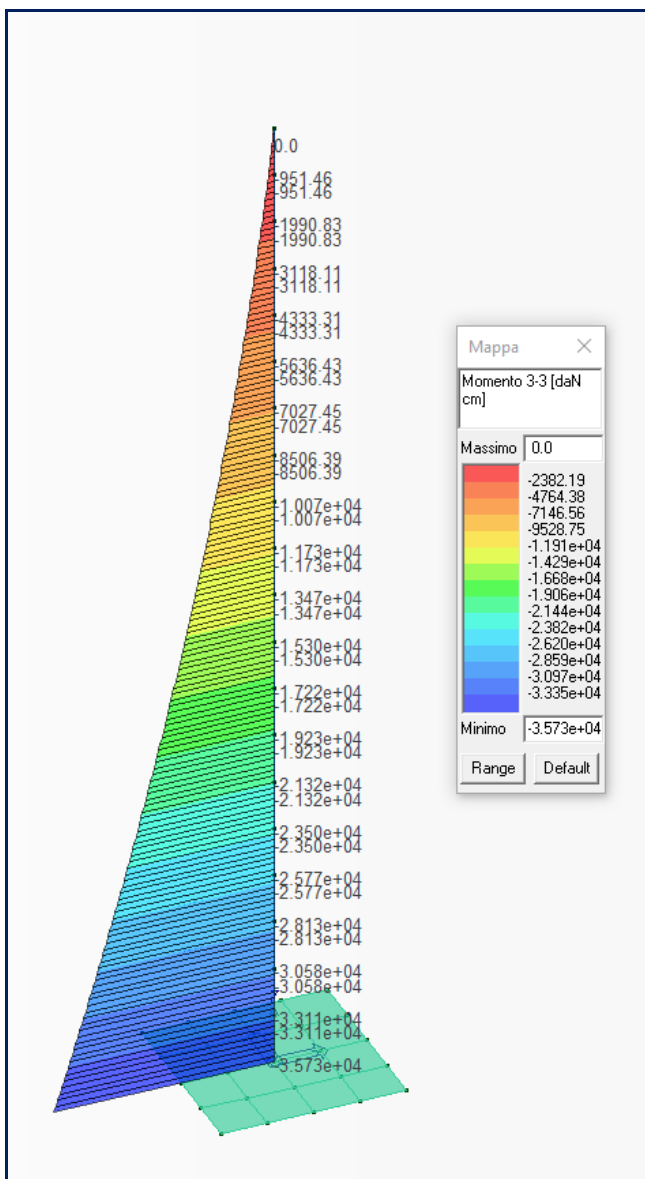


Diagramma del max momento flettente

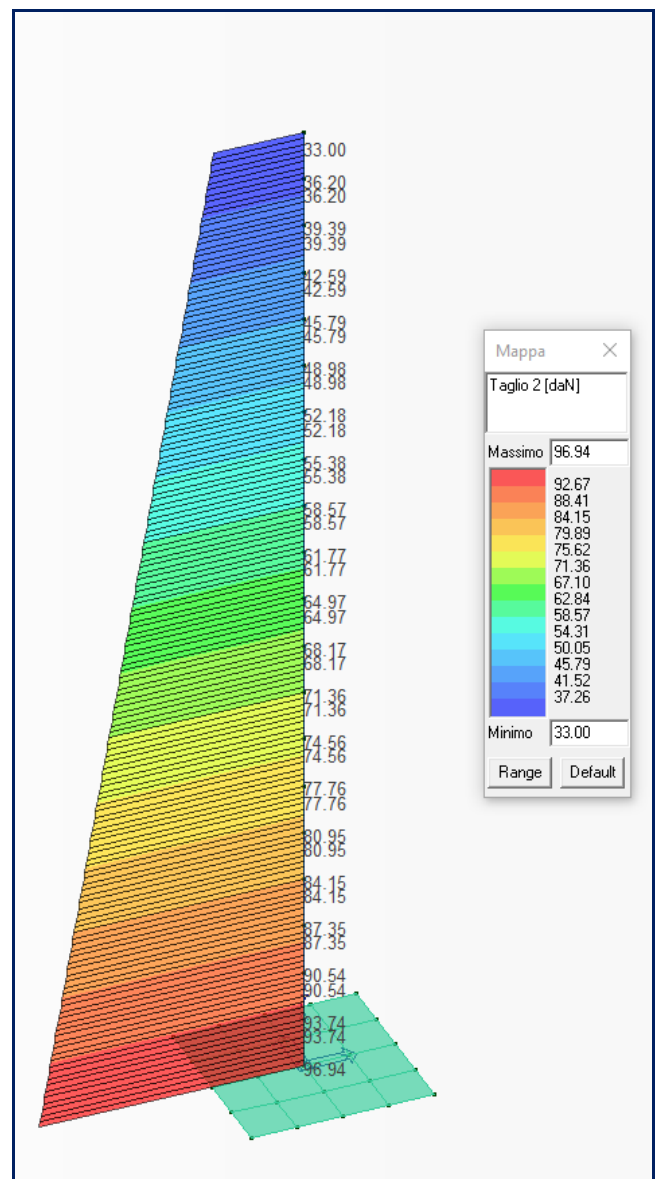


Diagramma del massimo taglio

Si deduce che il momento flettente è pari a: $M = 357.30$ daNm mentre il taglio è pari a: $T = 96,94$ daN.

Considerando che il palo si è considerato infisso nel plinto per 50 cm la lunghezza del palo può considerarsi pari a 5.50 m. Schematizzandolo come una mensola pura isostatica caricata con le seguenti azioni:

$$q_{\text{palo}} = 88,30 \cdot 0,0875 = 7,75 \text{ daN/m (uniformemente distribuito lungo il palo)}$$

$$q_{\text{armatura}} = 88,30 \cdot 0,50 \cdot 0,50 = 22,10 \text{ daN (da applicare alla sommità del palo)}$$

Con i dati su riportati il momento flettente alla base del palo è pari a:

$$M = 1,50 \cdot 7,75 \cdot 5,50 \cdot 5,50/2 + 1,50 \cdot 22,10 \cdot 5,50 = 175,83 + 182,32 = 358,15 \text{ daNm}$$

$$T = 1,50 \cdot 7,75 \cdot 5,50 + 1,50 \cdot 22,10 = 63,94 + 33,15 = 97,09 \text{ daN}$$

Come si può facilmente rilevare il modello è validato.

19 CONCLUSIONI

Dalle analisi condotte, i cui risultati sono stati esplicitati nei precedenti paragrafi, si evince che il plinto di fondazione oggetto dell'analisi, esaminato sotto l'effetto delle azioni verticali ed orizzontali si trova sempre in condizioni di equilibrio stabile e le caratteristiche della sollecitazione, indotte in ogni elemento di esso ed in ogni punto, risulta compatibile per i materiali ipotizzati in progetto. Il progetto presentato è stato redatto di concerto con il Committente nel rispetto delle seguenti normative.

DECRETO MINISTERIALE LL. PP. 17 gennaio 2018:

Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" su Supplemento Ordinario n°42 della Gazzetta Ufficiale del 20 febbraio 2018.

CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP:

Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

19.1 TIPO DI ANALISI SVOLTA

L'analisi strutturale e le verifiche sono state condotte con i metodi della scienza delle costruzioni e con l'ausilio di un codice di calcolo automatico.

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è stata condotta con l'analisi statica lineare utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è stata condotta con il metodo dell'analisi dinamica modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione secondo le disposizioni dei capitoli 3 e 7 del DM. 17/01/2088.

L'analisi strutturale è stata effettuata con il metodo degli elementi finiti.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limiti.

Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

19.2 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche del codice di calcolo utilizzato riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso: **PRO_SAP Professional Structural**, con solutore **e-sap prodotto dalla 2si s.p.a.** Il codice è corredato di certificazione di affidabilità così come previsto dal D.M. 17/01/2018 (paragrafo 10.2) la licenza d'uso è (**chiave dsi 3632 – Numero seriale I241113X88621H8**).

19.3 AFFIDABILITA' DEI CODICI DI CALCOLO

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico.

La società produttrice, ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

19.4 VALIDAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

La struttura in progetto NON è relativa ad un'opera di particolare importanza, ritenute tali dal committente, per questo NON sono stati eseguiti controlli incrociati sui risultati di calcolo attraverso l'esecuzione nuovamente dei calcoli da soggetto, prescelto dal Committente, diverso da quello originario mediante programmi di calcolo diversi da quelli usati originariamente.

19.5 MODALITA' DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare la relazione di calcolo oltre a illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso e i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini, almeno per le parti più sollecitate della struttura, tale da avere una sintesi completa e efficace del comportamento della struttura per ogni tipo di analisi svolta.

19.6 INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione, del non rispetto delle limitazioni geometriche e di armatura e della presenza di elementi non verificati. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

19.7 IGIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura.

Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è

valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto detto, si può asserire che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Il progettista delle strutture

Relazione geotecnica sul muro del piazzale San Martino ed intervento di consolidamento

1. MURO DI PIAZZALE SAN MARTINO, AMBITO PEDAMENTINA

Come si evince dai grafici di progetto, (Cfr.CNAP.001.01.GAD046-00) il muro, con piano di calpestio del piazzale a monte posto alla quota assoluta di 208,5 m, si sviluppa per circa 60 m con altezze che variano dai 5 m (a monte) ai 16 m (a valle). Le indagini eseguite sul muro sono consistite in due prove DPSH e in due micro-carotaggi orizzontali. Le prove DPSH, utili esclusivamente per la ricostruzione della sequenza stratigrafica dei terreni e, notoriamente, non in grado di ottenere la caratterizzazione meccanica degli stessi, hanno riscontrato “rifiuto” alla profondità una di 24 m e l’altra di 13 m. Dove il rifiuto si è avuto a 13 m, è possibile che sia stato intercettato uno “sperone” interno al muro, e quindi si potrebbe ritenere che ivi il banco tufaceo sia posto a maggiore profondità. Si può quindi ipotizzare che il terrapieno retrostante il muro sia essenzialmente costituito da materiali sciolti. I due micro-carotaggi, effettuati al piede del muro, dalla scalinata che parte dal piazzale, hanno intercettato blocchi di tufo e di malta per 7 m. Ciò consente di ritenere che il muro possa essere costituito da un sistema di speroni/contrafforti interni a ritegno del paramento murario, così come rappresentato schematicamente nella Figura 1. I due micro-carotaggi eseguiti avrebbero quindi intercettato detti speroni/contrafforti. La lesione verticale visibile dalla scalinata del percorso oggetto dell’intervento di risanamento si è manifestata in corrispondenza dell’innesto fra il paramento e uno sperone/contrafforte, laddove lo sforzo di taglio dovuto alla spinta del terrapieno è più elevato. Tale dissesto si può dunque attribuire ad una concentrazione dello stato di sforzo nel paramento. L’intervento di consolidamento localizzato come mostrato nelle Figure 3 e 4, è previsto mediante il “cuci e scuci” della porzione di muratura interessata dalla lesione.

Nuove indagini durante l’esecuzione dei lavori

I sondaggi fin qui eseguiti non hanno consentito di ricostruire l’andamento del piano di fondazione del muro, il posizionamento del probabile sistema di speroni/contrafforti, nonché la sezione del paramento murario. In particolare i due micro-carotaggi sono stati spinti solo per 7 m di profondità (lunghezza corrispondente alla punta di trivellazione impiegata) e quindi è possibile che lo spessore sia anche maggiore. Il livello di conoscenza è dunque ancora molto limitato e potrà essere elevato ad un livello accettabile mediante lo svolgimento di una campagna di indagini supplementari da eseguire nel corso degli interventi di riparazione, traendo così vantaggio dalla disponibilità degli spazi occupati per

l'allestimento del cantiere e degli anditi che verranno montati per la esecuzione degli interventi di riqualificazione strutturale. Sarà in questo modo possibile quantificare anche la domanda statica nelle rimanenti sezioni. Si prevede nello specifico lo svolgimento delle seguenti indagini integrative, così come indicate nel grafico di progetto:

1. **RICOSTRUZIONE DELLA SAGOMA DEL PARAMENTO:** Per N. 2 sezioni di paramento: N. 3 sondaggi orizzontali con perforazioni alle quote (H/4), (H/2) e (3/4)H, per accertare lo spessore del muro e la natura dei terreni a tergo dello stesso; un foro inclinato di 30° al piede del muro per individuare la profondità del piano di posa della fondazione e la natura del terreno di fondazione; il diametro dei fori di sondaggio verrà stabilita in ragione delle difficoltà di accesso al sito;
2. **RICOSTRUZIONE DELLA SAGOMA DEI PROBABILI SPERONI/CONTRAFFORTI** Per N. 2 sezioni poste in corrispondenza dei micro-carotaggi già eseguiti MC1 e MC2 (Sezione 1 e 4): N. 3 sondaggi orizzontali alle quote (H/4), (H/2) e (3/4)H, per identificare lo spessore del contrafforte; N. 1 carotaggio inclinato di 30° al piede del contrafforte, per identificare la profondità del piano di posa e la natura del terreno di fondazione;
3. **ALTRE INDAGINI:** N. 1 carotaggio inclinato a partire dalla quota di calpestio del piazzale in direzione parallela allo sviluppo longitudinale del muro posizionato ad una distanza massima dal ciglio del muro di 7 m (distanza effettiva da determinare solo all'esito delle risultanze di tutti i sopra descritti sondaggi orizzontali), al fine di identificare lo spessore dei probabili contrafforti.

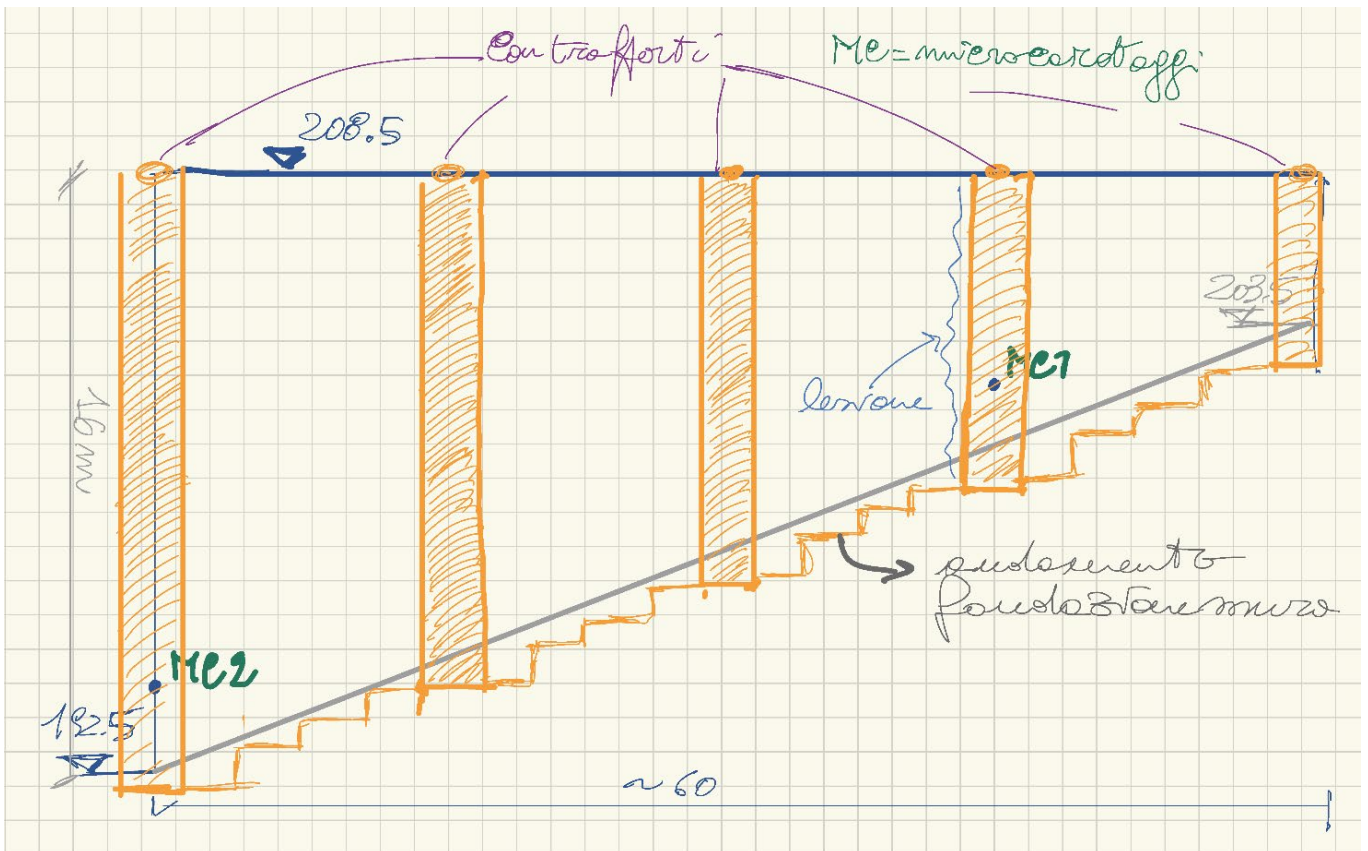


Figura 1. Ipotesi del sistema di contenimento del terrapieno di Piazzale San Martino.

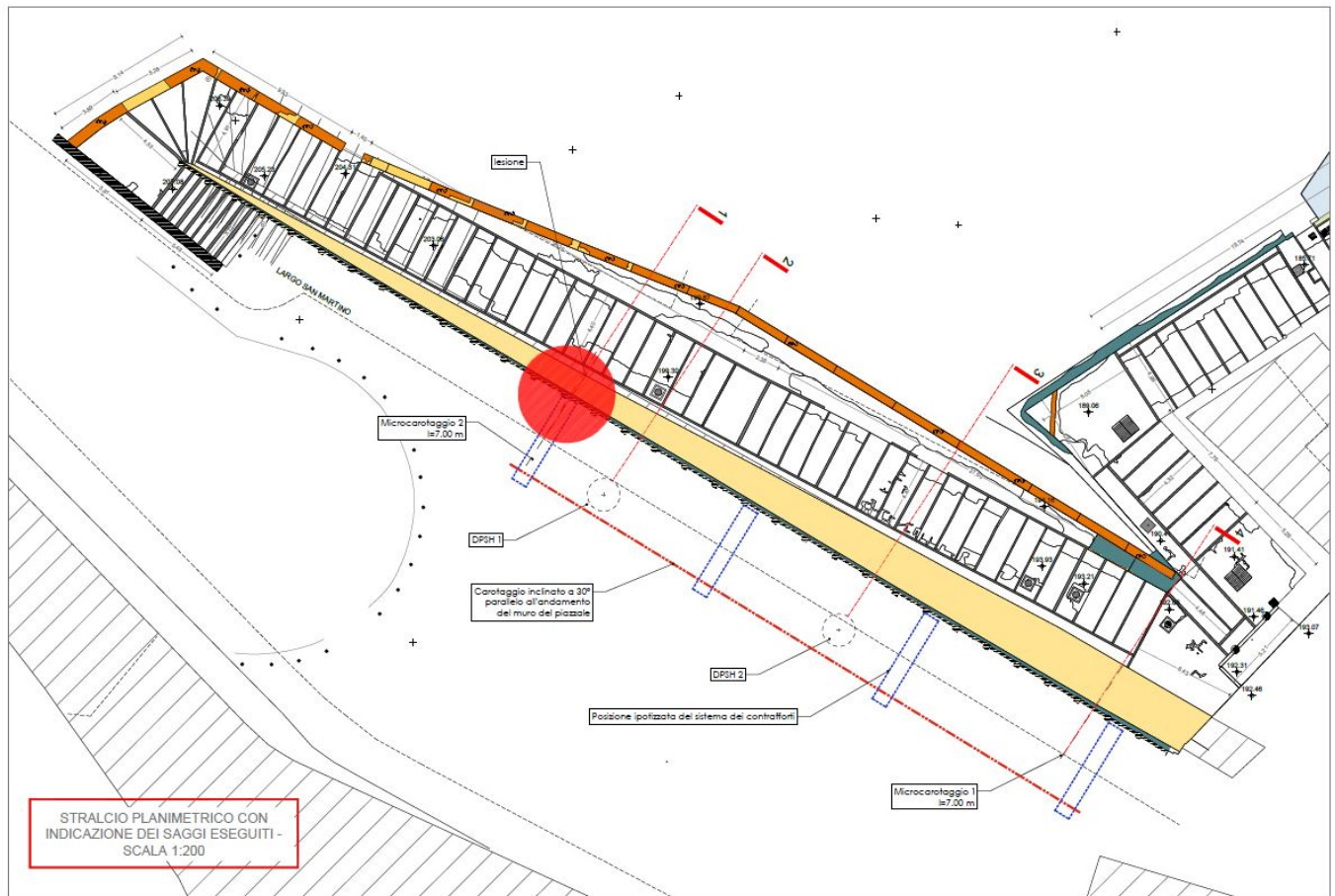


Figura 2. Planimetria Piazzale San Martino_Localizzazione lesione

Intervento di consolidamento

In questa fase, si prevede di intervenire lungo la sezione di innesto fra paramento e contrafforte con la tecnica del cuci e scuci così da realizzare un idoneo collegamento della sezione di raccordo lungo la fascia di muratura interessata dalla lesione.

L'intervento previsto sarà realizzato per sottocantieri di 2 m di altezza, secondo le seguenti fasi:

1. smontaggio controllato della porzione di paramento murario dall'alto verso il basso per lo spessore del paramento fino alla profondità della lesione (scuci);
2. svuotamento dei materiali sciolti a tergo previi puntellamento e messa in sicurezza del terrapieno di spinta;
3. intervento di scuci e cuci lungo la lesione, con aggiunta di nuovi blocchi in tufo per garantire ispessimento e adeguato ammorsamento fra le porzioni di murature distaccate;
4. riconfigurazione del paramento esterno Figure 3 e 4.

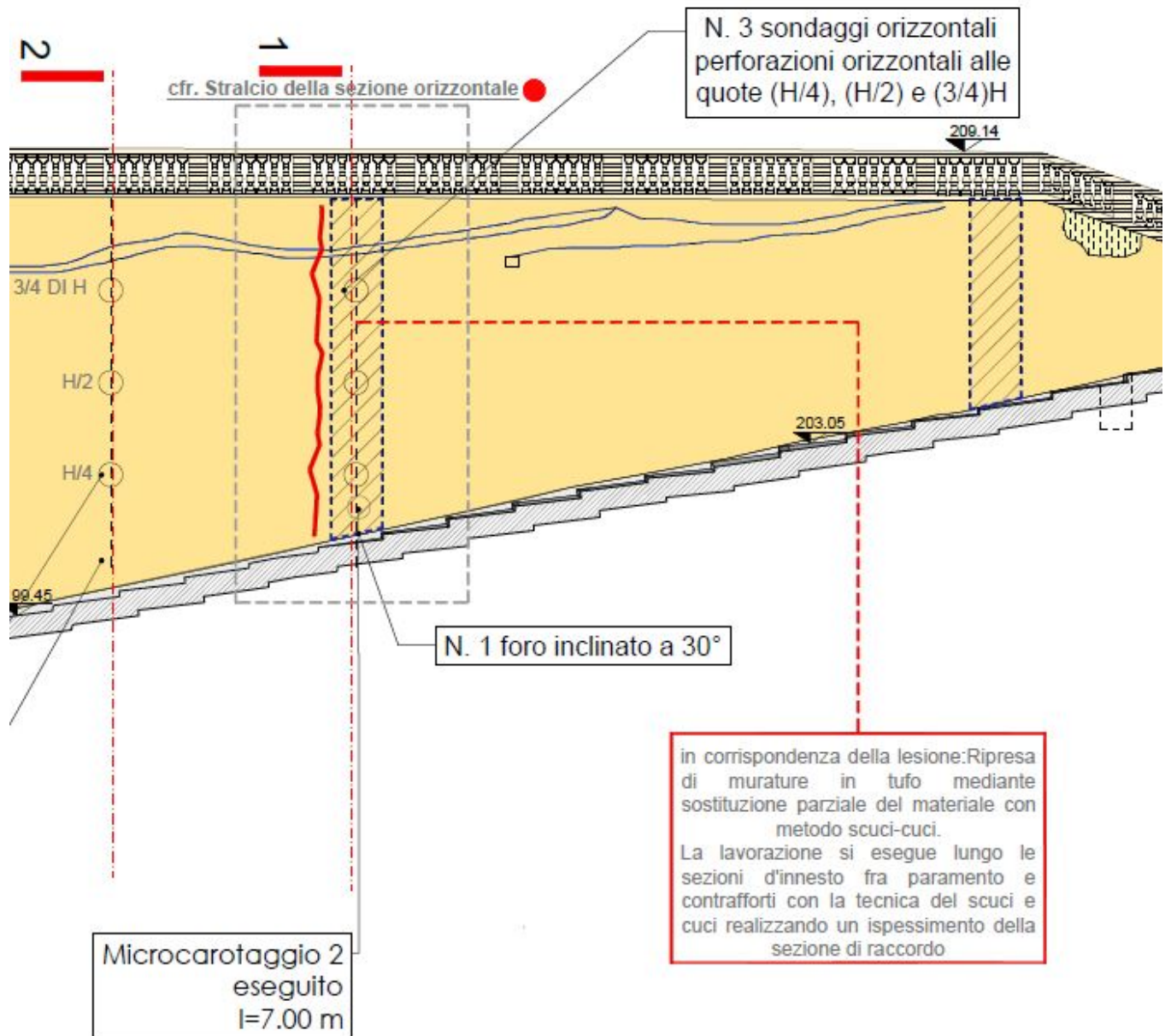


Figura 3. Prospetto del muro del Piazzale San Martino_Localizzazione lesione

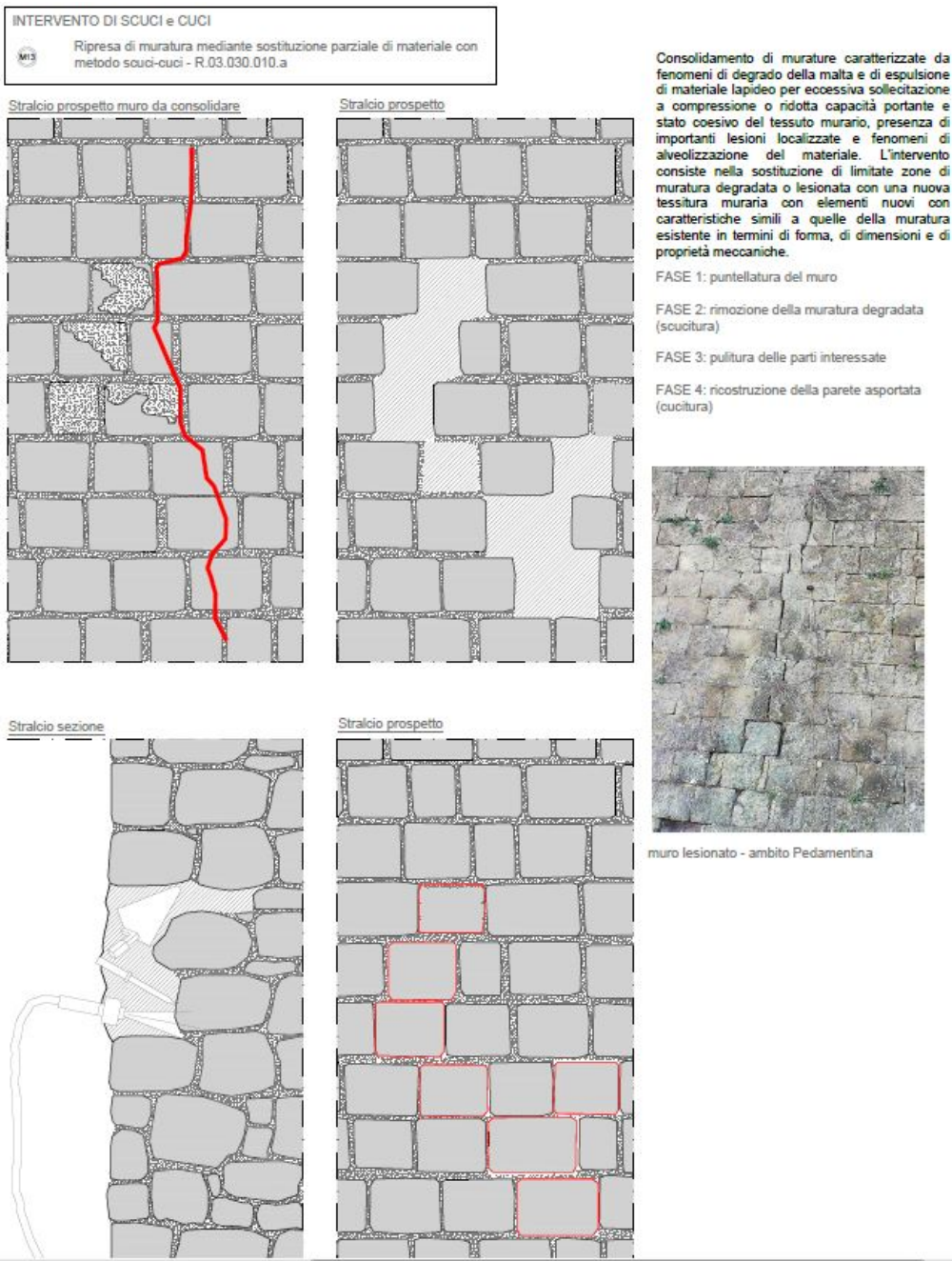


Figura 4. Prospetto del muro del Piazzale San Martino_Localizzazione lesione

Gli interventi previsti potranno essere modulati e calibrati nel modo più conveniente possibile in funzione degli esiti della campagna di indagini integrative.