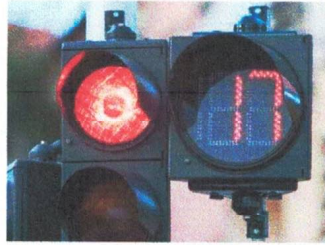




COMUNE DI NAPOLI
Direzione centrale Infrastrutture, lavori pubblici e mobilità
Servizio Mobilità sostenibile



PON METRO 2014/20 - MOBILITA' SOSTENIBILE E ITS

Infrastrutture e tecnologie intelligenti per la gestione dei flussi di traffico - Semafori

PROGETTO DEFINITIVO

Gruppo di progettazione - Comune di Napoli

arch. Angela D'Anna (Coordinatore della progettazione), ing. Francesco Addato, geom. Giuseppe Costa, geom. Luciano Marino, dott. Giuseppe Marzella, ing. Franco Savastano,

Giuseppe Costa *Luciano Marino* *Giuseppe Marzella*

Coordinatore per la sicurezza in fase di progettazione

arch. Francesca Spera

Francesca Spera

Supporto al gruppo di progettazione per ANM

ing. Francesco Chirillo, ing. Davide Pinto

Francesco Chirillo *Davide Pinto*

Responsabile del procedimento

ing. Marzia di Caprio

Marzia di Caprio

Il dirigente

ing. Giuseppe D'Alessio

Giuseppe D'Alessio

Relazione geotecnica e sulle fondazioni

ER STR 01

emissione maggio 2018
 revisione dicembre 2018



PON METRO 2014-2020 – MOBILITÀ SOSTENIBILE E ITS

Obiettivo specifico 2.2

Aumento della mobilità sostenibile nelle aree urbane

Azione 2.2.1

Infomobilità e sistemi di trasporto intelligenti

Progetto 2.2.1.a

Infrastrutture e tecnologie intelligenti per la gestione dei flussi di traffico: Semafori

Relazione sulle fondazioni

1 - Scopo.....	3
2 - Normativa di riferimento.....	3
3 - Materiali prescritti	3
4. Calcolo e dimensionamento	4
4.1. dati caratteristici del terreno	4
4.2. Dati per la verifica della fondazione.....	8
4.3. Calcolo della tensione trasmessa al terreno.....	11
4.4. Calcolo della slim (Resistenza di progetto)	12
4.5. Verifica allo scorrimento in condizioni statiche	13
4.6. Verifica al ribaltamento del palo.....	13

1 - Scopo

La presente relazione riporta il calcolo della fondazione per un palo in acciaio rastremato a sezione circolare con le seguenti caratteristiche:

- Apparecchiature installate alla sommità della struttura
- Altezza fuori terra del palo in opera = 8.00 m
- Dispositivo di attacco alla fondazione : mediante infissione diretta
- Lunghezza del tratto infisso nel blocco di fondazione : 0.80 m

Tronco	ϕ testa(mm)	ϕ base (mm)	L(mm)	Innesto	S(mm)
1	80.0	80.0	2440.0	0	3.40
2	95.0	95.0	2030.0	0	3.40
3	114.0	114.0	3530.0	0	3.40

Analizzata l'opera nel suo complesso e visti il D.M. 17/01/2018 Norme Tecniche per le Costruzioni, par 6.2.2, e il Decreto dirigenziale n. 65 del 3 agosto 2010 - Lavori minori di cui all'art. 12, comma 3 del regolamento regionale n. 4/2010, configurandosi l'opera di "modesta rilevanza" e classificata altresì come "opera minore", ricadendo essa in una zona ben conosciute dal punto di vista geotecnico e geologico , la progettazione si è basata sulle conoscenze disponibili.

2 - Normativa di riferimento

- D.M 17 Gennaio 2018 : Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni;
- circolare 2 feb 2009: istruzioni per l'applicazione delle "nuove norme tecniche per le costruzioni"

Verifiche condotte secondo il metodo delle T.A (tensioni ammissibili) vista la semplicità della struttura e dell'assetto dei carichi.

I dati derivano dalla relazione di calcolo che riporta progetto e verifica SLU del palo in accordo alla NTC2018.

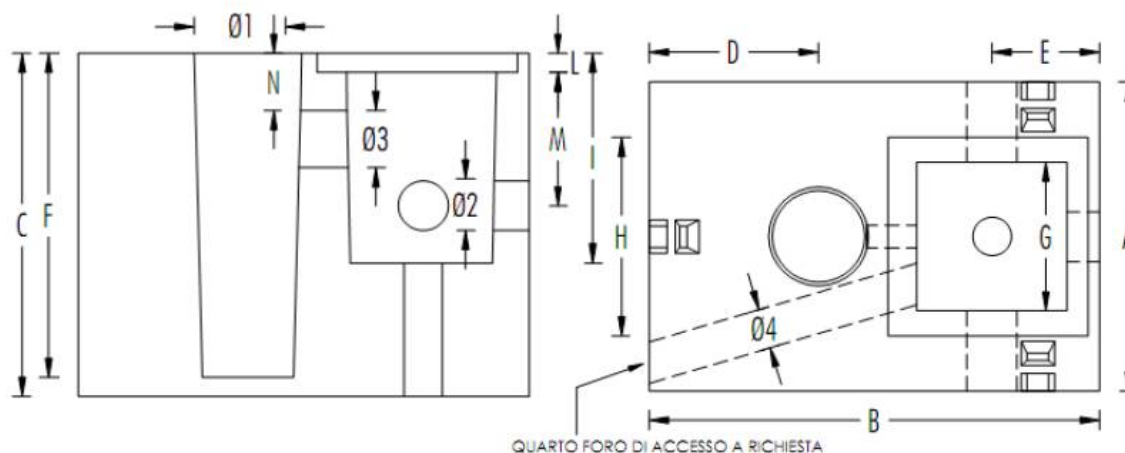
3 - Materiali prescritti

La costituzione della fondazione prevede i seguenti materiali:

Basamento di sostegno ovvero plinto per palo di illuminazione, realizzato in conglomerato cementizio vibrato Rck 400, dalle dimensioni esterne assimilabili a 80x117x90 cm, per pali di diametro massimo \varnothing 24cm con o senza sbraccio di altezza massima fuori terra fino a 1025 cm.

Provvisto di pozzetto ispezionabile di dimensioni nominali pari a cm 39x39 cm con n3 fori laterali per linnesto dei cavidotti di diametro 13 cm, di foro disperdente alla base e di foro passacavi. Utilizzabile con chiusini di dimensioni 50x50 cm in cls ovvero in ghisa. L'inghisaggio del palo uniforme alle lavorazioni standard unificate ed pari a cm 85. Il peso totale è pari a 1750 DaN.

CODICE	DIMENSIONI ESTERNE [mm]						DIMENSIONI POZZETTO [mm]						DIMENSIONI FORI [mm]				PESO kg. CAD.
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	L	M	N	Ø1	Ø2	Ø3	Ø4	
PP 080	810	1170	900	440	280	850	390	520	550	50	400	150	260	130	150	-	1750
													240		60		



4. Calcolo e dimensionamento

4.1. Dati caratteristici del terreno

I nuovi impianti semaforici e gli impianti per il rilievo del traffico dovranno essere installati in diverse aree del territorio comunale, pertanto i dati caratteristici del terreno sono stati desunti dalle relazioni geologiche e/o geotecniche di interventi in fase di realizzazione nel Comune di Napoli, tenendo conto che la ridotta profondità di scavo non rileva apprezzabili differenze fra i terreni dei diversi siti di impianto.

Si riportano, di seguito, stralci di relazioni dei seguenti progetti da cui si evincono le caratterizzazioni relative a diversi siti del territorio comunale:

- **Riqualificazione urbanistica e ambientale via Ferrari, via Gianturco, via Breccie a Sant'Erasmus e via Nuova delle Breccie – Anno 2015 – Relazione geologica**

Al fine di caratterizzare da un punto di vista geotecnico l'area oggetto di studi e ricadente nel territorio comunale di Napoli Est, nel periodo compreso tra il 02 e 04 ottobre 2013, la scrivente si è recata sul sito realizzando le seguenti attività:

- *Esecuzione sondaggio geognostico, spinto alla profondità di 30 m da p.c.;*
- *Esecuzione n. prove SPT in foro;*
- *Esecuzione indagine geofisica basata sull'impiego della sismica in foro tipo down - hole,*
- *Rilievo piezometro piezometri esistenti nell'intorno delle attività;*
- *Ricostruzione della direzione di flusso di falda.*

Si riportano solo i dati relativi allo strato I in quanto riguardante profondità compatibili con il presente progetto:

- *Profondità 0,00 – 4,95 m;*
- *Peso di volume (g/m^3) 1,88*
- *Angolo di attrito interno: 30°;*
- *Coesione (Kg/cm^2)*
- *Modulo edometrico (Kg/cm^2) 106,50*
- *Modulo elastico (Kg/cm^2) 292,50*

- Densità relativa (%) 43,02
- Moderatamente addensato

Ulteriore indagini sono state eseguite nel corso del 2017. In particolare, è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche finalizzata alla realizzazione di un "nuovo impianto di sollevamento e condotta premente" da realizzarsi tra Via G. Ferraris e Via E. Gianturco. Nel corso delle indagini geognostiche sono stati prelevati campioni indisturbati da sottoporre a prove geotecniche di laboratorio, al fine di caratterizzare i terreni che costituiscono il sottosuolo dell'area in esame.

Le prove ed analisi eseguite sono consistite in:

- 3 sondaggi geognostici a carotaggio continuo
- 27 prove penetrometriche dinamiche S.P.T. eseguite nel corso dei sondaggi geognostici
- 1 prova penetrometrica statica CPTU
- 1 prova penetrometrica dinamica pesante DPSH
- prove geotecniche di laboratorio eseguite su 3 campioni indisturbati.
- 1 Down-Hole per complessivi metri 30 metri

Si riportano solo i dati relativi allo strato I in quanto riguardante profondità compatibili con il presente progetto:

- Profondità 7,50 – 8,00 m;
- Peso di volume (g/m^3) 2,37
- Angolo di attrito interno: 39,71°;
- Coesione (Kg/cm^2) 0,08

- **Riqualificazione urbanistica e ambientale dell'Asse Costiero: tratto via Vespucci – via Pone dei Francesi – Progetto esecutivo – anno 2015 – Relazione geologica:**

Per definire l'assetto geolitologico locale, la distribuzione verticale dei sedimenti e verificarne le caratteristiche stratigrafiche e meccaniche, sono state analizzate indagini geologiche già eseguite per altri scopi nel territorio in studio. A tali indagini ne sono seguite altre, effettuate dallo scrivente, destinate a completare il quadro dei dati geotecnici e sismici per un volume di terreno tecnicamente significativo. Di seguito si descrivono gli accertamenti tecnici in situ, la cui ubicazione è riportata nella planimetria allegata.

Ai fini della modellazione geologica sono stati considerati alcuni sondaggi realizzati nell'area di interesse a cura del Comune di Napoli e costituenti gli elaborati ex L.r. 9/83:

- S54: Porto (base navale - Molo San Vincenzo)
- S58: Poggioreale Via Brin
- S59: Breccie Sant'Erasmo (Poggioreale)
- S64 S. Giovanni A Teduccio Molo
- S68: via Breccie (cantiere Raiola)
- S70 S. Giovanni A Teduccio (presso il cimitero)

Le indagini geologiche analizzate, in uno con le prospezioni geofisiche eseguite, hanno permesso la ricostruzione esaustiva dell'andamento delle successioni stratigrafiche presenti, evidenziando la distribuzione areale delle litofacies con i passaggi di strato significativi ai fini della progettazione.

Tale ricostruzione di dettaglio, descritta di seguito dall'alto verso il basso, consente di definire la sequenza stratigrafica dei terreni interagenti con le strutture in progetto:

- I Strato: Inerti di riporto superficiali e terreni eluvio colluviali, sciolti o poco addensati, di spessore compreso tra 2 e 4,5 m (Quaternario recente).

.....

I parametri geotecnici stimati sono riportati nelle tabelle seguenti, distinti per ciascun sondaggio analizzato e per ciascuna prova DPSH (vedi par. Indagini geologiche).

PON METRO

Sondaggio S54	SPT1	SPT2	SPT3	SPT4	SPT5	SPT6	SPT7	SPT8	SPT9	SPT10
Quota dal p.c. (m)	24,00	27,00	30,00							
Falda	Si	Si	Si							
Nspt	44	38	40							
Peso di volume γ (t/m ³)	1.6	1.6	1.7							
Angolo d'attrito Φ (°)	35,3	34,6	34,8							
Densità relativa Dr (%)	65	59	57							
Modulo Edom. E (MPa)	20,5	18,4	19,1							

Sondaggio S58	SPT1	SPT2	SPT3	SPT4	SPT5	SPT6	SPT7	SPT8	SPT9	SPT10
Quota dal p.c. (m)	3,00	8,00	11,00	15,00	17,50	19,50	22,00	24,00	27,00	30,00
Falda	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
Nspt	12	24	20	36	38	32	29	39	37	43
Peso di volume γ (t/m ³)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.7	1.7	1.6	1.7
Angolo d'attrito Φ (°)	31,3	33,7	32,3	34,0	33,7	32,6	33,6	34,6	34,3	34,2
Densità relativa Dr (%)	55	65	58	66	65	60	62	71	69	70
Modulo Edom. E (MPa)	8,3	13,6	12,2	17,7	18,4	16,4	19,9	26,6	25,0	28,8

Sondaggio S59	SPT1	SPT2	SPT3	SPT4	SPT5	SPT6	SPT7	SPT8	SPT9	SPT10
Quota dal p.c. (m)	5,00	7,50	10,00	12,00	17,00	20,00	22,00	25,00	28,00	30,00
Falda	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
Nspt	20	25	25	28	20	20	24	20	36	33
Peso di volume γ (t/m ³)	1.4	1.5	1.5	1.5	1.6	1.6	1.7	1.7	1.7	1.7
Angolo d'attrito Φ (°)	31,8	32,7	32,7	33,2	31,8	31,8	32,5	31,8	34,3	33,9
Densità relativa Dr (%)	71	69	66	66	53	52	53	47	56	53
Modulo Edom. E (MPa)	12,2	13,9	13,9	15,0	12,2	12,2	13,6	12,2	17,7	16,7

Sondaggio S64	SPT1	SPT2	SPT3	SPT4	SPT5	SPT6	SPT7	SPT8	SPT9	SPT10
Quota dal p.c. (m)	4,00	5,00	7,50	13,00	15,00	18,00	20,00	23,00	25,50	28,00
Falda	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
Nspt	22	27	33	32	32	26	31	36	22	34
Peso di volume γ (t/m ³)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7
Angolo d'attrito Φ (°)	32,2	33,0	33,9	33,8	33,8	32,9	33,6	34,3	32,2	34,1
Densità relativa Dr (%)	70	72	73	65	63	55	57	58	48	55
Modulo Edom. E (MPa)	12,9	14,6	16,7	16,4	16,4	14,3	16,0	17,7	12,9	17,0

Sondaggio S68	SPT1	SPT2	SPT3	SPT4	SPT5	SPT6	SPT7	SPT8	SPT9	SPT10
Quota dal p.c. (m)	3,00	6,00	9,50	14,00						
Falda	No	No	Si	Si						
Nspt	22	27	Rifiuto	Rifiuto						
Peso di volume γ (t/m ³)	1.6	1.6								
Angolo d'attrito Φ (°)	30,1	33,0								
Densità relativa Dr (%)	58	62								
Modulo Edom. E (MPa)	9,0	14,6								

Sondaggio S70	SPT1	SPT2	SPT3	SPT4	SPT5	SPT6	SPT7	SPT8	SPT9	SPT10
Quota dal p.c. (m)	3,00	5,00	7,50	10,00						
Falda	No	No	No	No						
Nspt	21	18	15	18						
Peso di volume γ (t/m ³)	1.6	1.6	1.6	1.6						
Angolo d'attrito Φ (°)	33,0	32,0	30,9	30,8						
Densità relativa Dr (%)	74	60	50	51						
Modulo Edom. E (MPa)	14,6	12,5	10,4	12,5						

Per le prove penetrometriche dinamiche continue di tipo DPSH, è riportata in allegato l'interpretazione geomeccanica con passo di 20 cm, mentre qui è sintetizzata la caratterizzazione di ciascuno strato litologico, indicando i valori minimi riscontrati per tutto lo spessore investigato. Le DPSH1 è stata eseguita a circa 1 metro più in basso rispetto la quota della DPSH2.

Prova penetrometrica DPSH1 (livello falda rilevato a 2,8 m di profondità)

Litologia	Quota dal p.c. (m)		Nspt	Peso di volume γ (t/m ³)	Angolo d'attrito ϕ (°)	Densità relativa Dr (%)	Modulo Edom. E (MPa)
	Da	a					
Ripporto eterogeneo	0	2,2	11	1,4	31	84,1	114
Limi e sabbie	2,2	15	8	1,6	30	56,9	83,44

Prova penetrometrica DPSH2 (livello falda rilevato a 3,6 m di profondità)

Litologia	Quota dal p.c. (m)		Nspt	Peso di volume γ (t/m ³)	Angolo d'attrito ϕ (°)	Densità relativa Dr (%)	Modulo Edom. E (MPa)
	Da	a					
Riporto eterogeneo	0	4,4	21	1,5	33	>95	219
Limi e sabbie	4,4	15	8	1,6	30,07	60,4	83,44

- **Realizzazione di sistemi di videosorveglianza e adeguamento della caserma dei Vigili del Fuoco – progetto definitivo – anno 2017 – Relazione geologica (pag. 7):**

Tali proprietà (cfr. le proprietà geomeccaniche dei terreni) scaturiscono dall'analisi di prove penetrometriche dinamiche di tipo S.P.T. situate su di un lotto ricadente nell'area in esame e dai dati relativi alle analisi di laboratorio effettuate sui campioni prelevati nel corso di carotaggi continui.

Dall'osservazione dei risultati ottenuti dalle prove geotecniche si possono distinguere, nell'ambito degli spessori investigati, quattro strati principali aventi caratteristiche geotecniche differenti.

Si possono quindi schematizzare i seguenti parametri fisico – meccanici per i tre strati in questione.

Si riportano solo i dati relativi allo strato I in quanto riguardante profondità compatibili con il presente progetto:

- Profondità 0,00 – 3,50 m;
 - Peso di volume (g/m³) 1,3;
 - Angolo di attrito interno: 25°;
 - Coesione (Kg/cm²) 0,00
 - Modulo edometrico (Kg/cm²) 75
 - Modulo elastico (Kg/cm²) 112
 - Densità relativa (%) 23
 - Stato di addensamento sciolto
- **Grande progetto Centro storico di Napoli – Valorizzazione del sito Unesco – progetto esecutivo - anno 2018 – Relazione di calcolo strutture (pag.10)**

Per la caratterizzazione dei terreni coinvolti dal volume significativo della fondazione si è fatto riferimento alla Relazione Geologica fornita dalla Committenza e redatta dal dott. geol. Giuseppe Marzo in cui si legge che dall'analisi delle numerose prove di laboratorio effettuate sui materiali si possono riassumere le seguenti caratteristiche:

- Granulometria: da sabbia limosa a limo sabbioso;
- Angolo di attrito interno: da 30° a 38°;
- Coesione: mediamente 0,25 Kg/cm²;
- Porosità: mediamente 25%;
- Peso specifico apparente: 1,40 t/mc.

Pertanto nelle analisi che seguono i terreni di fondazioni saranno caratterizzati con i suddetti parametri assumendo, a vantaggio di sicurezza, un angolo di attrito interno pari a 30°.

In merito alla caratterizzazione geofisica nella Relazione Geologica si legge che l'area è caratterizzata dalla presenza di un substrato litoide con velocità delle onde S di 850 m/s pertanto si può assumere Categoria di sottosuolo A Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs,30 superiori a 800 m/s, eventualmente, comprendenti in superficie uno strato di alterazione.

La categoria topografica è la T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.

Come è naturale, ci si è posti in condizioni cautelative per quanto attiene la coerenza ed i parametri di resistenza dei terreni suddetti. Si rileva, infine, dalla relazione geologica ER GEO 1 che si dovrà porre maggiore attenzione ai siti di impianto n.9 (piazza Sannazzaro) e n. 10 (via Orazio – via Mergellina), nei quali è stata rilevata una probabile interferenza tra l'opera a farsi e la falda idrica. Anche in tali casi, peraltro, le raccomandazioni si traducono nella

previsione un pre-scavo a mano, valutando in situ l'effettiva presenza della falda ed eventualmente predisponendo gli opportuni accorgimenti e/o protezioni per le installazioni civili ed elettriche previste.

PARAMETRO	Simbolo	Valore
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi_k$	35°
Coesione efficace	c'_k	0
Resistenza non drenata	C_{nk}	...
Peso specifico	γ	15-18KN/m ³

4.2. Dati per la verifica della fondazione

Le seguenti condizioni derivano dall'analisi agli stati limiti ultimi secondo determinate combinazioni di carico . Tali valori di carico sono depurati dai coefficienti parziali per le azioni.

L'analisi della fondazione andrà condotta secondo Approccio 2 -A1+M1+R3 -. Si faccia riferimento alla tabelle dei coefficienti parziali.

NTC 2018 Tabella 2.6.I coefficienti parziali per le Azioni

		Coefficiente g_f	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti	Favorevoli	gG1	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali	Favorevoli	gG2	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	gQi	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tabella 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	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	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	γ_γ	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	$\gamma_R = 1,1$

Le combinazioni di carico utilizzate ai fini della verifica sono:

Combinazione di carico fondamentale n. 1

Lo stato limite ultimo (pesi propri + carichi permanenti+ vento T.D.R. 50 anni + ghiaccio sugli apparati) [2.5.1]:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{D1} Q_{k1} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Qj} \psi_{vj} Q_{kj}$$

$$j = 1; \gamma_{D1} = 1.3; \gamma_{D2} = 1.5; i = 2; \gamma_{D2} = 1.5; \psi_{02} = 0.5$$

Combinazione di carico n° 2

Lo stato limite per combinazioni di progetto sismico (pesi propri + carichi permanenti + sisma) [2.5.5]:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \gamma_I A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \mu_{2i} Q_{ki}$$

$$j = 1; \gamma_I = 1.0; j = 1; \mu_{21} = 0.0;$$

CARICHI CONCENTRATI

Sono costituiti dalle aree esposte al vento degli accessori, proiettori, antenne o carpenterie. Collocate alla quota dal suolo H e soggette alla corrispondente pressione indicata nell'ultima colonna.

Livello	H [m]	Superficie [m2]	Ecc. [mm]	Carico verticale [N]	Ecc. [mm]	Pressione [N/m2]
1.00	7.20	0.18	0.00	250.00	0.00	978.5

CARICHI VERTICALI DISTRIBUITI

Sono costituiti dal peso proprio approssimato della torre, della scala e dei terrazzini di riposo se presenti

Peso approssimato della torre = 628.6 [daN]

Peso degli accessori continui (scale, piani di lavoro ..) = 0.0 [N/m]

ZONA DI VENTO E RELATIVI CARICHI

Zona di installazione : 3 ; Categoria di esposizione = 2

Quota sul livello del mare <= 500 m ; Quota della base dal terreno = 0.00 m

Velocità base del vento per la zona = 27.00 m/sec

Pressione di riferimento = 455.6 N/mq

Coeff. di esposizione (=ce) variabile con l'altezza come da D.M. del 17/01/2018

Coeff. di forma (=cf) variabile con il diametro come da D.M. del 17/01/2018

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DINAMICO -CD-

Il coefficiente dinamico viene determinato sulla base della UNI EN 1991-2-4

$CD(\text{comb. n}^\circ 1) = 1.22$

tale valore incrementa la pressione del vento su tutta la struttura.

CARICHI ORIZZONTALI DISTRIBUITI LUNGO IL FUSTO

Sono costituiti dalle aree esposte al vento dei tronchi, della scala e dei terrazzini di riposo (se presenti). Queste aree vengono suddivise in segmenti di lunghezza pari agli elementi finiti di calcolo.

Il carico orizzontale di vento viene determinato, per ogni sezione considerata, in base alla relazione:

$Q = (\text{Pressione di riferimento}) \cdot C_e \cdot C_f \cdot C_d$ [N/mq] La sagoma della scala viene valutata con un'area esposta pari a

Area = 0.000 mq/m comprensivo di Coefficiente di forma

NOTA: L'eccentricità dei carichi verticali è riferita all'asse della torre. In presenza di scala, questa produce torsione sul fusto oltre che momenti secondari.

VERIFICA SISMICA - ANALISI STATICA

Rispetto alla zonizzazione del territorio nazionale, il presente calcolo si basa su alcuni presupposti che coprono la stragrande parte del territorio.

Di seguito sono elencati i dati di progetto sismici con cui la presente struttura è calcolata.

Si considera:

Classe d'uso = II - Coefficiente d'uso $CU = 1$

Vita nominale $VN \geq 50$ anni - Periodo di riferimento $VR = VN \times CU = 50$ anni.

Calcolo secondo lo stato limite di collasso (STC) con $TR = 975$ anni

Parametri di pericolosità sismica per TR : $a_g = 0.510$ - $F_0 = 2.511$ - $T^* = 0.441$

$F = 0.87$ [1/s] la frequenza del primo modo nella condizione corrente.

$S = 0.90$ - Categoria topografica T1, Categoria sottosuolo D.

$h = 1.00$ fattore che altera lo spettro elastico.

$T_B = 0.28$; $T_C = 0.83$; $T_D = 3.64$

$S_e(T) = 0.83$ ordinata dello spettro di risposta di progetto

Il vento nella condizione sismica viene considerato assente.

I valori dei carichi e delle forze agenti da utilizzare per le seguenti verifiche si possono desumere dalla relazione di calcolo sulle strutture ER STR 2 (cfr. pag. 17)

CONDIZIONE n. = 1 --- $G_{k1} + G_{k2} + Q_{kj}$

- Carico verticale = **879** [N]
- Taglio principale = **1063** [N]
- Momento principale = **5230705** [Nmm]

Combinazione sismica, connessi all'azione sismica E

CONDIZIONE n. = 2 $G_{k1} + G_{k2} + E$

- Carico verticale = **879** [N]
- Taglio principale = **731** [N]

- Momento principale = **3578600** [Nmm]

4.3. Calcolo della tensione trasmessa al terreno

La tensione trasmessa al terreno è pari a quella generata dalla struttura e trasmessa alla base palo quindi sulla fondazione .

$$St_{max} = N/A + M/W$$

$$St_{min} = N/A - M/W$$

La condizione dovrà essere

$$St_{max} \leq S_{lim}$$

Ovvero la tensione agente sul terreno dovrà essere inferiore alla tensione limite di progetto.
in modo più generale :

$$\text{azioni } E_d < R_d \text{ (resistenza di progetto)}$$

Dove

N/A : la pressione generata dai carichi verticali (Ns+Np)

Ns= carico verticale da struttura

Np= peso plinto

M/W : è il valore massimo della tensione massima generata dal momento agente con M=Ms+Me

Ms= Momento struttura

Me=momento da eccentricità

W = A*B²/6 : modulo di resistenza (con A e B le due dimensioni del plinto).

L'applicazione dell'approccio 2 della NTC2018 prevede l'adozione dei seguenti coefficienti parziali per le azioni sulla fondazione

$g_{g1} = 1.3$ per carichi permanenti (carico struttura Ns ,carico plinto Np, Momento da eccentricità Me)

$g_{g2} = 1.3$ per carichi permanenti non strutturali(eventuale peso del reinterro)

g_{qi} =per carichi variabili (carichi da vento Ms, Taglio T)

Calcolo con azioni orizzontali longitudinali

$$N/A = g_{g1} (Ns + Np) / (A*B) = 1.3*(87+ 1750)DaN / (81*117) cm^2$$

$$= 1.3*1837/9477 = 1.3* 0,194 DaN/cm^2 = 0.252 DaN/cm^2$$

contributo dell'eccentricità al momento: e=14cm <B/6

$$Me = g_{g1} Ns * e = 87DaN * 14 cm = 1.3*1218 DaN cm = 1583 DaN cm$$

$$(g_{qi} Ms + Me)/W = (1.5*52300 + 1583) DaN cm / 279571 cm^3 = 0,286 DaN/cm^2$$

$$St_{max} = (0,252 + 0,286) = 0,538 DaN/cm^2$$

con azioni orizzontali trasversali

$$N/A = g_{g1} (Ns + Np) / (A*B) = 1.3*(87+ 1750)DaN / (81*117) cm^2$$

$$= 1.3*1837/9477 = 1.3* 0,194 DaN/cm^2 = 0.252 DaN/cm^2$$

contributo dell'eccentricità al momento: e=0; <A/6

$$Me = 0$$

$$(g_{qi} Ms + Me)/W = 1.5* 52300 DaN cm / 127.949 cm^3 = 0,613 DaN/cm^2$$

$$St_{max} = (0.252 + 0,613) = 0,865 DaN/cm^2$$

Applicando i valori relativi alla condizione più gravosa abbiamo:

La condizione di sollecitazione massima è assimilabile a **0,865 DaN/cm²**

4.4. Calcolo della *s_{lim}* (Resistenza di progetto)

Per il calcolo della della resistenza di progetto adotteremo la formula di terzaghi corretta (soluzione generale di brinch Hansen) .

$$s_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + 0.5 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

c : coesione del terreno;

q : carico preesistente sul piano di posa;

B : larghezza della fondazione (dimensione minore);

: peso dell'unità di volume del terreno.

N_c -N_q- N_γ : capacità portanti funzioni dell'angolo di attrito interno del terreno(angolo di resistenza al taglio)

d: Fondazione non superficiale

s : Fondazione non nastriforme

Carico verticale non centrato

i : Carico orizzontale non nullo

b: Piano di posa non orizzontale-

g : Terreno a fianchi non orizzontale-

correzioni di forma

Le correzioni di forma S_c S_γ, S_q secondo EC7 annesso D

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'} \quad (\text{forma rettangolare})$$

$$s_\gamma = 0.7 \quad (\text{forma quadrata o circolare})$$

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

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

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$$

correzioni per profondità di posa

Le correzioni di forma S_c S_γ, S_q secondo EC7 annesso D

$$d_y = 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi'_d}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi'_d (1 - \sin \phi'_d)^2 \frac{D}{B} \quad D < B$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi'_d (1 - \sin \phi'_d)^2 \arctan(D/B) \quad D > B$$

L'approccio sarà di tipo 2 di cui all NTC2018 , ovvero **Approccio 2 -A1+M1+R3 -**

In presenza di in tipo di terreno assimilabile a vegetale compatto e trascurando il contributo delle forze di attrito laterali $d_q=1$ (ipotesi a favore della sicurezza) , la formula si riduce a:

$$\sigma_{lim} = 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma + q N_q s_q$$

$$\phi_d(M1) = \tan^{-1}(\tan 35^\circ / 1) = 35^\circ$$

$$N_q(\phi_d = 35^\circ) = 33.3$$

$$N_\gamma(\phi_d = 35^\circ) = 2(N_q - 1) \tan(\phi_d) = 45.2$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3B/L = 1 - 0.3 * 0.81/1.17 = 0.792$$

$$q = 18 \times 0.9 = 16.2 \text{ kN/m}^2$$

$$s_q = 1 + \sin(\phi_d) = 1.57$$

$$\sigma_{lim} = 260.9 + 846.95 = 1107.8 \text{ kN/m}^2 \text{ pari a } 11.07 \text{ DaN/cm}^2$$

$$\sigma_{lim \text{ prog}} = \sigma_{lim} / 2.3 = 11.07 / 2.3 = 4.81 \text{ DaN/cm}^2$$

$$\sigma_{lim} < \sigma_{lim \text{ prog}}$$

$$0.865 < 4.81 \text{ DaN/cm}^2 \text{ (verifica soddisfatta)}$$

4.5. Verifica allo scorrimento in condizioni statiche

Anche per la verifica allo scorrimento occorrerà riferirsi all'approccio 2 **A1 +M1 +R3 -** applicando i relativi coefficienti parziali e globali relativi:

considerando la forza di taglio come derivante da una azione variabile(vento e/o sisma) avremo:

$$E_d = \gamma q_i * T = 1.5 * 106.3 \text{ DaN} = 160 \text{ DaN}$$

La resistenza di progetto $R'd = R_d / \gamma_r =$

$$= (N_p + N_s) * \tan(F_k) / \gamma_r = (1750 + 87) * \tan(35^\circ) / 1.1 = 1265.3 \text{ DaN}$$

Dove a favore della sicurezza abbiamo trascurato il contributo del momento M

Pertanto avremo che $E_d < R_d$

$$160 \text{ DaN} < 1265 \text{ DaN} \text{ (verifica soddisfatta)}$$

4.6. Verifica al ribaltamento del palo

La condizione di stabilità al ribaltamento si ottiene con la condizione $M_r < M_s$ con M_r Momento ribaltante e M_s Momento stabilizzante.

Il momento stabilizzante minimo è pari:

PON METRO

$M_s = N_p \cdot A = 1750 \text{ DaN} \cdot 41 \text{ cm} = 70520 \text{ DaN cm}$

Il Momento ribaltante è pari a : 52300 DaN cm

La condizione di stabilità $M_r < M_s$ è pertanto verificata

52300 DaN cm < 70520 DaN cm (verifica soddisfatta)