

COMUNE DI NAPOLI
Progetto esecutivo "Riqualificazione del Parco Ciro Esposito"

Scampia

CIG: Z7B2C9F7DC - CUP: B62I19000860005



**CITTÀ METROPOLITANA
DI NAPOLI**

Comune di Napoli

Dirigente Servizio "Verde della Città" dott.ssa Teresa Bastia
R.U.P. arch. Francesca Spera



PROGETTO

Raggruppamento temporaneo di Professionisti R.T.P. "Green Scampia"
arch. Vincenzo Russo capogruppo-mandatario
ing. Federico de Chiara mandante
dott.ssa agr. Elena Silvestri mandante
arch. Laura Calandriello mandante
con dott. Rocco La Fratta geologo



PROGETTO ESECUTIVO

<input type="checkbox"/>	P.e.E.e.	Elenco elaborati	
<input type="checkbox"/>	P.e.R.gen.	Relazione generale	
<input type="checkbox"/>	P.e.R.geo.	Relazione geologica	
<input type="checkbox"/>	P.e.P.S.	Piano della sicurezza (con allegati grafici)	
<input type="checkbox"/>	P.e.R.t.a	Relazione tecnica agronomica	
<input type="checkbox"/>	P.e.R.t.i	Relazione tecnica impiantistica	
<input type="checkbox"/>	P.e.R.t.e	Relazione tecnica opere edili	
<input type="checkbox"/>	P.e.R.CAM	Relazione conformità C.A.M.	
<input type="checkbox"/>	P.e.R.Ra.	Relazione di raffronto Pdf - Pe	
<input type="checkbox"/>	P.e.P.m.	Piano di manutenzione	
<input type="checkbox"/>	P.e.Cm.	Computo metrico estimativo	
<input type="checkbox"/>	P.e.Quer.	Quadro economico riepilogativo	
<input type="checkbox"/>	P.e.A.p.	Analisi prezzi	
<input type="checkbox"/>	P.e.E.p.	Elenco prezzi	
<input type="checkbox"/>	P.e.S..m.	Stima incidenza manodopera	
<input type="checkbox"/>	P.e.S.s.	Stima Oneri di sicurezza	
<input type="checkbox"/>	P.e.Cr.	Cronoprogramma	
<input type="checkbox"/>	P.e.S.c.	Schema di contratto	
<input type="checkbox"/>	P.e.C.a.	Capitolato speciale di appalto	
<input type="checkbox"/>	P.e.O.p.	Offerta prezzi	
<input type="checkbox"/>	P.e.a1	Inquadramento territoriale	1:5.000
<input type="checkbox"/>	P.e.a2.R1	Rilievo - Planimetrie generali	1:1000
<input type="checkbox"/>	P.e.a2.R2	Rilievo - Sezioni e ambiti <i>(Specchio d'acqua - Terminale Municipalità - Collinetta - Ingresso principale - Accessi secondari)</i>	1:500
<input type="checkbox"/>	P.e.a2.R3	Rilievo - Ambiti <i>(Porticati perimetrali e Pagode - Cancelli - Pergole - Bastioni - Fontana - Viali - Aree gioco)</i>	1:200/1:50
<input type="checkbox"/>	P.e.a2.R4	Rilievo - Locali guardiania	1:50
<input type="checkbox"/>	P.e.a3	Planimetria generale - Analisi del degrado	1:1000
<input type="checkbox"/>	P.e.a4	Planimetria generale di progetto - Funzioni e ambiti d'intervento	1:1000
<input type="checkbox"/>	P.e.a5	Ingresso Principale <i>(Locale Guardiania - Porticato - Servizi Igienici)</i>	1:200/1:50/1:10
<input type="checkbox"/>	P.e.a6	Bastioni - Porticati perimetrali - Accessi secondari	1:200/1:50/1:10
<input type="checkbox"/>	P.e.a7	Giardino d'acqua	1:200/1:50/1:10
<input type="checkbox"/>	P.e.a8	Aree Gioco <i>(Area 3/6, 6/12 anni - Spazio fitness - Spazio danza - Area cani)</i>	1:200/1:50/1:10
<input type="checkbox"/>	P.e.a9	Pergole - Viali - Balaustre - Canale interno	1:200/1:50/1:10
<input type="checkbox"/>	P.e.a10	Arredo urbano	1:1000/1:50/1:10
<input type="checkbox"/>	P.e.i	Impianto illuminotecnico e videosorveglianza	1:1000/1:50/1:10
<input type="checkbox"/>	P.e.v.1	Rilievo Agronomico e analisi vegetazionale	1:750
<input type="checkbox"/>	P.e.v.2	Progetto paesaggistico - integrazioni nuovi impianti vegetazionali	1:1000
<input type="checkbox"/>	P.e.v.3	Pattern d'impianto vegetazionale <i>(A aiuole, B giardino didattico, C labirinto, D giardino delle farfalle)</i>	1:1000/1:50/1:10
<input checked="" type="checkbox"/>	P.e.PI.	Plinto armato	

INDICE

GENERALITA'	2
NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	2
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	3
Calcestruzzo.....	3
Acciaio da c.a.....	4
CARICHI.....	5
Peso proprio	5
Carichi e sovraccarichi gravitazionali.....	5
Vento.....	5
Sisma.....	7
Distorsioni termiche.....	7
COMBINAZIONI DI CARICO	8
DESCRIZIONE DEL METODO DI ANALISI STRUTTURALE.....	8
CARICHI IN FONDAZIONE.....	8
CRITERI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE	9
VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	9
CARICO LIMITE.....	9
VERIFICA DELLA PRESSIONE DI CONTATTO SUL TERRENO.....	10
VERIFICHE DI EQUILIBRIO	10
VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA FONDAZIONE IN C.A.....	10
CONCLUSIONI.....	10

GENERALITA'

Nell'ambito delle opere per la ristrutturazione e la ricomposizione del Parco "Ciro Esposito" di Scampia è prevista l'installazione di nuovi pali di illuminazione. Poiché si utilizzeranno prodotti da commercio già omologati, è richiesto il calcolo delle sole fondazioni, costituite da plinti tozzi poco profondi in calcestruzzo cementizio armato gettato in opera. La presente relazione ha quindi lo scopo di determinare i massimi carichi trasferiti alla fondazione ed in base ad essi svolgere le verifiche di resistenza e di equilibrio previste dalle norme vigenti. Poiché le fondazioni saranno uniformate, nei calcoli si farà riferimento al palo più alto, che si sviluppa per 7,8 metri, di cui 7 fuori terra, con diametro alla base di 138 mm ed in testa di 60 mm.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Legge 05/11/1971 n. 1086

Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge 02/02/1974 n. 64

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.P.R. 06/06/2001 n.380

Testo unico per l'edilizia.

- Legge 27/07/2004 n. 186

Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 28 maggio 2004, n. 136, recante disposizioni urgenti per garantire la funzionalità di taluni settori della pubblica amministrazione. Disposizioni per la rideterminazione di deleghe legislative e altre disposizioni connesse (art. 5 "Normative tecniche in materia di costruzioni": antisismica).

- D.M. 17/01/2018

Nuove norme tecniche per le costruzioni.

- Circ. 21/01/2019, n. 7

Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali che verranno adoperati saranno conformi alle prescrizioni normative di cui ai capitoli 7, 10, 11 del D.M. 17/01/2018 e alle relative prescrizioni applicative di cui alla Circolare n. 7, capitoli C7, C10, C11, nonché in conformità alle specifiche prescrizioni normative di cui all'art. 65 del Decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 2001 (art. 4 della legge n. 1086 del 1971).

I materiali utilizzati per le strutture in cemento armato sono:

- Calcestruzzo di classe C25/30 - $R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$;
- Acciaio B450 C.

Calcestruzzo

Il calcestruzzo sarà del tipo normale (UNI EN 206-1: 2006 e UNI 11104: 2004) con classe di resistenza C20/25.

Il conglomerato dovrà essere confezionato nel modo seguente:

- Conglomerato cementizio: classe C25/30 - $R_{ck} 300$.
- Leganti: i leganti impiegati nell'opera di progetto sono quelli previsti dalle disposizioni vigenti in materia (legge 26/05/1965 e norme armonizzate della serie EN 167), dotati di attestato di conformità ai sensi delle norme EN 197-1 ed EN 197-2. In presenza di ambienti chimicamente aggressivi si fa riferimento ai cementi previsti dalle norme UNI 9156 (cementi resistenti ai solfati) e UNI 9606 (cementi resistenti al dilavamento della calce).
- Aggregati: la sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce di decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine. La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 15 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose, né gelive, dovrà essere privo di impurità o elementi di decomposizione.
- Aggiunte: conformi alle norme UNI EN 13263-1.
- Additivi: conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 934-2.
- Acqua: l'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere limpida, priva di sali in percentuale dannosa e non aggressiva (UNI EN 1008: 2003).
- Rapporto acqua/cemento: non dovrà superare il valore di 0.5 in peso.
- Composizione per m^3 : indicativamente 1 m^3 di calcestruzzo dovrà avere la seguente composizione:
 - $3,50 \text{ q/m}^3$ di cemento tipo 425;
 - 120 l di acqua (rapporto acqua/cemento $0,4 \div 0,5$);
 - $0,800 \text{ m}^3$ di ghiaia;
 - $0,400 \text{ m}^3$ di sabbia lavata.

I conglomerati cementizi da impiegarsi nelle strutture in c.a. di norma saranno prodotti da centrali di betonaggio e dovranno avere, a 28 gg. dal getto, le seguenti caratteristiche meccaniche:

Resistenza caratteristica cubica a compressione $R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 249 \text{ daN/cm}^2$

Resistenza di calcolo cilindrica a compressione $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 141 \text{ daN/cm}^2$

Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 26 \text{ daN/cm}^2$

Modulo elastico $E_c = 22000 [(f_{ck} + 8)/10]^{0,3} = 31476 \text{ Mpa}$

Coefficiente di Poisson $\nu = 0,2$

Peso specifico $\gamma_s = 2500 \text{ daN/m}^3$

Classe di esposizione XC2 (fondazione)

Tali caratteristiche meccaniche dovranno essere possedute anche da calcestruzzo confezionato in cantiere.

Acciaio da c.a.

Le armature metalliche saranno costituite da acciaio saldabile e qualificato secondo le procedure di cui al punto 11.3 del D.M. 17/01/2018 “Norme tecniche per le costruzioni”.

Sarà utilizzato acciaio per cemento armato tipo B450C caratterizzato da:

Modulo elastico	$E = 2100000 \text{ daN/cm}^2$
Tensione nominale di snervamento	$f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione nominale di rottura	$f_{t \text{ nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$

La resistenza di calcolo a trazione vale: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 4580/1,15 = 3983 \text{ daN/cm}^2$

Nella posa in opera le armature non potranno essere eccessivamente ossidate, corrose, recanti difetti superficiali che ne inficino la resistenza o ricoperti di sostanze che possano ridurre sensibilmente la resistenza del conglomerato. È tollerata una ossidazione che scompaia totalmente mediante sfregamento con un panno asciutto. Non è ammessa in cantiere alcuna operazione di raddrizzamento.

I materiali impiegati saranno verificati con analisi di laboratorio, come previsto dalla normativa vigente.

CARICHI

Si determinano di seguito i carichi agenti sulla struttura, legati alla collocazione geografica ed alla destinazione d'uso.

Peso proprio

Per il materiale strutturale acciaio si considera un peso specifico di 7850 daN/m^3 .

Per il materiale strutturale calcestruzzo si considera un peso specifico di 2500 daN/m^3 .

Carichi e sovraccarichi gravitazionali

Il peso del palo è pari a circa 60 daN .

Per strutture esili investite dal vento si considera usualmente la maggiorazione di superficie esposta a causa della formazione di un manicotto di ghiaccio spesso 1 cm .

Con riferimento al diametro medio del palo (100 mm) il peso del manicotto di ghiaccio è pari a:

$$Q \approx 900 * 0,01 * \pi * 0,100 * 7,0 = 20 \text{ daN}$$

Vento

Per costruzioni ordinarie la norma consente di ricondurre l'azione del vento, di natura dinamica, ad un'azione statica equivalente. Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione, considerando come direzione quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione.

L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa delle pressioni agenti sulla superficie esterna ed interna dell'elemento stesso. L'azione d'insieme esercitata dal vento è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi. L'azione del vento è rapportata alla velocità di riferimento " v_b ", valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. La Circolare esplicativa alle NTC 2018 chiarisce che il periodo di ritorno per le azioni ambientali è diverso da quello considerato per il sisma, enunciando espressamente al paragrafo 2.4.1 che *"Il periodo di ritorno dei sovraccarichi e delle azioni climatiche agenti sulla costruzione non è correlato alla vita nominale di progetto dell'opera"* ed inoltre essi *"sono definiti indipendentemente dalla vita nominale attesa per la costruzione con un preassegnato periodo di ritorno (a titolo esemplificativo: 50 anni per le azioni ambientali, 1000 anni per le azioni da traffico, vedasi § 2.5.2)."*

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche:

$$v_b = v_{b,0} \text{ se } a_s \leq a_0$$

$$v_b = [1 + k_a * (a_s / a_0 - 1)] * v_{b,0} \text{ se } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri tabellati in funzione della posizione geografica.

Il sito ricade in zona 3 (tabella 3.3.I):

$$v_{b,0} = 27 \text{ m/sec}$$

$$a_0 = 500 \text{ m}$$

$$k_a = 0,37 \text{ 1/sec}$$

Di conseguenza:

$$v_b = v_{b,0} = 27 \text{ m/sec}$$

La pressione del vento è data dall'espressione: $p = q_b * c_e * c_p * c_d$

dove:

$$q_b = \text{pressione cinetica di riferimento} = 0,5 * \rho * v_b^2$$

$$\rho = \text{densità dell'aria} = 1,25 \text{ daN/m}^3$$

c_e = coefficiente di esposizione, funzione dell'altezza della costruzione e delle caratteristiche geografiche del sito attraverso i parametri k_r , z_0 , z_{min} , a loro volta tabellati in funzione della categoria di esposizione del sito, e del coefficiente c_t , diverso da uno solo per manufatti in zone particolarmente esposte;

c_p = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;

c_d = coefficiente dinamico comprensivo degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

$$q_b = 0,5 * 1,25 * 27^2 = 456 \text{ N/m}^2 = 45,6 \text{ daN/m}^2$$

Si rimarca che la norma precisa che “ q_b ” è calcolato in N/m^2 anche se il valore di “ ρ ” inserito nella formula è valutato in kg/m^3 .

Come specificato in calce alla tabella 3.3.III delle NTC 2018: *Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).*

Nel caso in esame, il parco ha forma allungata e si trova inserito fra edifici molto alti, di conseguenza per vento spirante normalmente al suo asse la classe di rugosità è A, ma per vento spirante longitudinalmente la classe di rugosità è C (aree con ostacoli diffusi come alberi, case, recinzioni).

Il manufatto sorge dunque su un terreno con classe di rugosità pari a C (rif. Tab. 3.3.III NTC 2018) in zona 3 a meno di 10 km dal mare e al di sotto dei 500 metri s.l.m. (fig. 3.3.2 NTC 2018) e quindi in un sito di Categoria II.

Dalla Tabella 3.3.II delle NTC 2018:

$$k_r = 0,19$$

$$z_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 4,0 \text{ m}$$

I manufatti hanno sempre altezza dal suolo maggiore di z_{\min} .

In mancanza di indicazioni da parte della nuova Circolare per la determinazione del coefficiente di forma per corpi cilindrici molto snelli (quali il fusto del palo), ci si riferisce a quella precedente che al paragrafo C.3.3.10.6 fornisce indicazioni esaurienti:

Per i corpi cilindrici a sezione circolare di diametro d e altezza h (ambidue espressi in metri) i coefficienti c_p sono i seguenti:

$$c_p = \left\{ \begin{array}{ll} 1,2 & \text{per } d\sqrt{q} \leq 2,2 \\ (1,783 - 0,263d\sqrt{q}) & \text{per } 2,2 < d\sqrt{q} < 4,2 \\ 0,7 & \text{per } 4,2 \leq d\sqrt{q} \end{array} \right\}$$

per $q = q_b c_e$ (N/m^2), con q_b e c_e definiti rispettivamente ai §§ 3.3.6 e 3.3.7 delle NTC.

L'azione di insieme esercitata dal vento va valutata con riferimento alla superficie proiettata sul piano ortogonale alla direzione del vento.

Le espressioni sopra indicate valgono anche per i corpi prismatici a sezione di poligono regolare di otto o più lati, essendo d il diametro del cerchio circoscritto.

Per l'altezza del palo:

$$c_e = 0,19^2 * 1 * \ln(7,0/0,05) * [7 + 1 * \ln(7,0/0,05)] = 2,13$$

Con riferimento al diametro medio (100 mm):

$$q = 456 * 2,13 = 971 \text{ N/mq}$$

$$d\sqrt{q} = 0,100 * 971^{0,5} = 3,12$$

$$c_p = (1,783 - 0,263 * d\sqrt{q}) = (1,783 - 0,263 * 3,12) = 0,96$$

Il coefficiente dinamico è assunto unitario, come consentito dalle norme per manufatti di altezza minore di 80 metri (rif. par. 3.3.9 NTC 2018).

La spinta del vento sul fusto del palo vale:

$$q = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \cdot d = 45,6 \cdot 2,13 \cdot 0,96 \cdot 1 \cdot (0,10 + 0,01 + 0,01) = \mathbf{11 \text{ daN/m}}$$

Sisma

La struttura fuori terra è leggera e per la grande elasticità del materiale base oltre che per la configurazione strutturale, è in grado di dissipare l'energia trasferita da un evento sismico per mezzo di oscillazioni smorzate dalla resistenza dell'aria senza subire danneggiamenti. Le forze di inerzia sono nettamente inferiori a quelle del vento, con cui non è statisticamente cumulabile. Per tutte queste considerazioni è possibile omettere la verifica sismica.

Distorsioni termiche

La struttura è isostatica e di limitate dimensioni ed è stato quindi omesso il calcolo per le distorsioni termiche.

COMBINAZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico esposte ai paragrafi precedenti sono state combinate tra loro secondo i criteri delle norme vigenti. Le combinazioni di carico risultanti sono di seguito raggruppate per tipologia evidenziando per ognuna di esse i coefficienti di partecipazione delle singole condizioni di carico. Il coefficiente di partecipazione deriva dal prodotto del coefficiente parziale di sicurezza (γ) per il coefficiente di combinazione (ψ).

Le combinazioni di carico sono in generale di tre tipi:

- stato limite ultimo (SLU) per la valutazione della resistenza;
- stato limite di esercizio (SLE) per la valutazione degli spostamenti da carichi ordinari e per le verifiche alle tensioni ammissibili ove consentito (costruzioni secondarie in zona a bassa sismicità);
- stato limite di danno (SLD) per la valutazione degli spostamenti da sisma e della funzionalità residua.

Nel caso specifico: è stata omessa la verifica sismica perché il sisma per strutture come quella in esame è sempre meno gravoso del vento con cui non è cumulabile, a maggior ragione è superflua la verifica allo Stato Limite di Danno.

Ai fini del calcolo della fondazione è allora sufficiente una sola combinazione di tipo SLU:

agiscono carichi e sovraccarichi permanenti con presenza di ghiaccio e vento: il coefficiente di partecipazione vale 1,0 per i carichi gravitazionali permanenti, vale 0,75 per il ghiaccio ($\gamma_Q \cdot \psi_{02} = 1,5 \cdot 0,5 = 0,75$) e vale infine 1,5 per il vento da normativa (azione principale).

DESCRIZIONE DEL METODO DI ANALISI STRUTTURALE

Il calcolo è stato svolto nell'ipotesi di linearità meccanica e geometrica: le deformazioni e le tensioni sono proporzionali alle azioni esterne e si annullano con la cessazione del cimento, gli spostamenti sono sufficientemente piccoli da poter valutare, in ogni fase di carico, le sollecitazioni rispetto alla configurazione iniziale (indeformata) della struttura. Determinate le sollecitazioni, le membrature sono state verificate col metodo degli stati limite.

CARICHI IN FONDAZIONE

Nella combinazione di tipo SLU, considerando il vento come azione principale e minimizzando i pesi, alla base del palo:

$$N_{bp} = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot \psi_{02} \cdot Q = 1,0 \cdot 60 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 20 = 75 \text{ daN}$$

$$T_{bp} = \gamma_Q \cdot q \cdot H = 1,5 \cdot 11 \cdot 7,0 = 116 \text{ daN}$$

$$M_{bp} = \gamma_Q \cdot q \cdot H^2 / 2 = 1,5 \cdot 11 \cdot 7,0^2 / 2 = 404 \text{ daNm}$$

Con un plinto alto un metro di base 90x90 cm, **alla quota del piano di posa**, considerando il peso della fondazione ed il momento di trasporto del taglio, **ai fini delle verifiche di resistenza:**

$$N = N_{bp} + \gamma_G \cdot G_{pl} = 75 + 1,0 \cdot (0,9 \cdot 0,9 \cdot 1,0) \cdot 2500 = 2100 \text{ daN}$$

$$T = T_{bp} = 116 \text{ daN}$$

$$M = M_{bp} + T_{bp} \cdot H_{pl} = 404 + 116 \cdot 1,0 = 520 \text{ daNm}$$

Ai fini delle verifiche di equilibrio, in base ai coefficienti della tabella 2.6.I delle NTC 2018, **sul piano di posa:**

$$N = 0,9 \cdot 2100 = 1890 \text{ daN}$$

$$T = 116 \text{ daN}$$

$$M = 520 \text{ daNm}$$

CRITERI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche agli SLU sono state eseguite secondo l'approccio 2 previsto dalle NTC 2018, cioè le azioni di progetto in fondazione derivano da un'unica analisi strutturale svolta impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1. Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi può essere condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3. Nel dettaglio (rif. tabella 6.4.I):

$\gamma_R = 1,1$ per la resistenza allo scorrimento;

$\gamma_R = 2,3$ per la capacità portante.

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Al paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC 2018, fra le circostanze che da sole escludono la liquefazione e consentono di omettere la relativa verifica, è indicata al punto 2 una profondità media stagionale della falda superiore a 15 metri dal piano di campagna, purché il manufatto abbia fondazioni superficiali.

Nel caso in esame, le fondazioni sono appunto superficiali e dalla relazione geologica risulta che falda si attesta a oltre 80 metri di profondità. Tale circostanza esclude la liquefazione e la norma consente di omettere la verifica a liquefazione in quanto sicuramente soddisfatta.

CARICO LIMITE

La formula classica consegna il valore del carico limite verticale per una fondazione nastriforme, quindi di lunghezza infinita o almeno molto maggiore della dimensione trasversale. Nel caso di forme diverse dell'impronta sul terreno, occorre aggiungere coefficienti correttivi. Nel caso particolare la fondazione è quadrata; l'espressione diventa:

$$q_{lim} = N_q * \zeta_q * \gamma_1 * D + N_c * \zeta_c * c + N_\gamma * \zeta_\gamma * \gamma_2 * B / 2$$

dove:

$\phi =$ angolo di attrito interno del terreno del piano di posa (25°)

$N_q =$ coefficiente adimensionale tabellato in funzione dell'angolo di attrito del terreno di posa = 10,66

$N_c =$ coefficiente adimensionale tabellato in funzione dell'angolo di attrito del terreno di posa = 20,72

$N_\gamma =$ coefficiente adimensionale tabellato in funzione dell'angolo di attrito del terreno di posa = 10,88

$\gamma_1 =$ peso specifico del terreno al di sopra del piano di posa = $1,45 \text{ t/m}^3$

$D =$ profondità del piano di posa = 1,0 m

$\gamma_2 =$ peso specifico del terreno al di sotto del piano di posa = $1,45 \text{ t/m}^3$

$B =$ dimensione minore della fondazione = 0,9 m

$L =$ dimensione maggiore della fondazione = 0,9 m

$c =$ coesione del terreno al di sotto del piano di posa = 0

$\zeta_q =$ coefficiente correttivo di forma = $(1 + B/L) * \tan\phi = (1+1) * \tan 24^\circ = 0,89$

$\zeta_c =$ coefficiente correttivo di forma = $(1 + B/L) * N_q/N_c = (1+1) * 10,66/20,72 = 1,03$

$\zeta_\gamma =$ coefficiente correttivo di forma = $1 - 0,4 * B/L = 1 - 0,4 * 1 = 0,60$

Sostituendo ai simboli i valori numerici:

$$q_{lim} = 10,66 * 0,89 * 1,45 * 1,0 + 20,72 * 1,03 * 0 + 10,88 * 0,60 * 1,45 * 0,9 / 2 = 18,0 \text{ t/mq} = 1,80 \text{ daN/cm}^2$$

Per le combinazioni di tipo SLU la pressione di contatto ammissibile sul terreno vale:

$$q_{a,u} = q_{lim} / \gamma_R = 1,80 / 2,3 = 0,78 \text{ daN/cm}^2$$

VERIFICA DELLA PRESSIONE DI CONTATTO SUL TERRENO

L'eccentricità dello sforzo normale sull'impronta del plinto vale:

$$e = M/N = 520/2100 = 0,248 \text{ m} > D/6 = 0,15 \text{ m}$$

La sezione di impronta è quindi parzializzata.

$$u = D/2 - e = 0,90/2 - 0,248 = 0,202 \text{ m}$$

La massima pressione di contatto sul terreno vale:

$$\sigma = 2*N/(3*B*u) = 2*2100/(3*90*0,202) = 0,77 \text{ daN/cm}^2 < q_{a,u} = 0,78 \text{ daN/cm}^2$$

VERIFICHE DI EQUILIBRIO

Circa la verifica allo scorrimento, considerando per il terreno di fondazione un angolo di attrito interno pari a 25°:

$$\gamma_R = N * \tan\phi / T = 1890 * \tan 25^\circ / 116 = 7,60 > 1,1$$

Circa la verifica al ribaltamento, valutando i momenti rispetto al filo esterno inferiore della fondazione:

$$M_{stab} = N * e = 1890 * 0,45 = 851 \text{ daNm}$$

$$M_{rib} = 520 \text{ daNm}$$

$$\gamma_R = M_{stab} / M_{rib} = 851 / 520 = 1,64 > 1,15$$

VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA FONDAZIONE IN C.A.

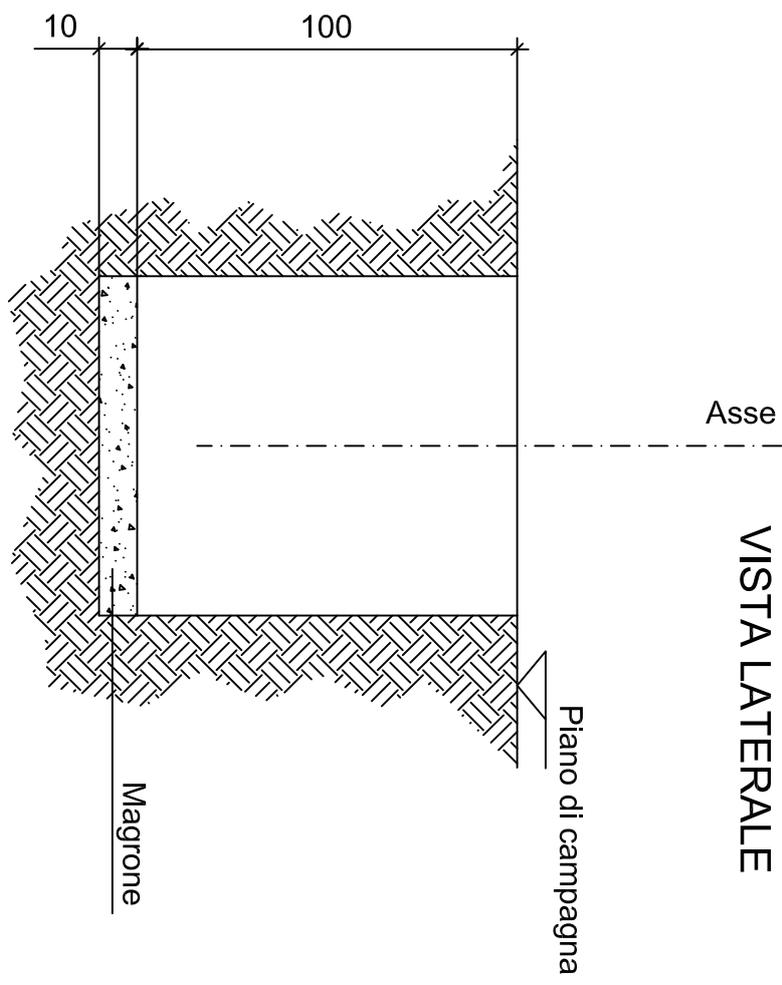
Lo sforzo normale trasferito dalla struttura in elevazione è irrisorio ed è quindi superflua la verifica a punzonamento. Il plinto poi è estremamente tozzo e quindi perdono di significato le verifiche a flessione. Le verifiche di resistenza si limitano quindi al controllo del rispetto dei minimi di armatura. Assimilando il plinto ad una platea, ad ogni lembo ed in ogni direzione l'armatura minima è pari allo 0,1% della sezione trasversale complessiva, cioè a 9,0 cmq. Si dispongono allora 5 ϕ 16, di sezione complessiva pari a 10,05 cmq.

CONCLUSIONI

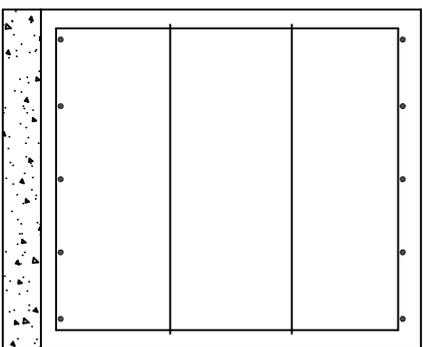
Come risulta dai paragrafi precedenti sono ovunque soddisfatte le verifiche di resistenza previste dalle norme vigenti. E' quindi garantito il prescritto margine di sicurezza delle strutture oggetto della presente relazione, in base alla normativa tecnica vigente. Ai sensi della legge 64/74, inoltre, sono verificate tutte le ipotesi di calcolo.

Il Tecnico

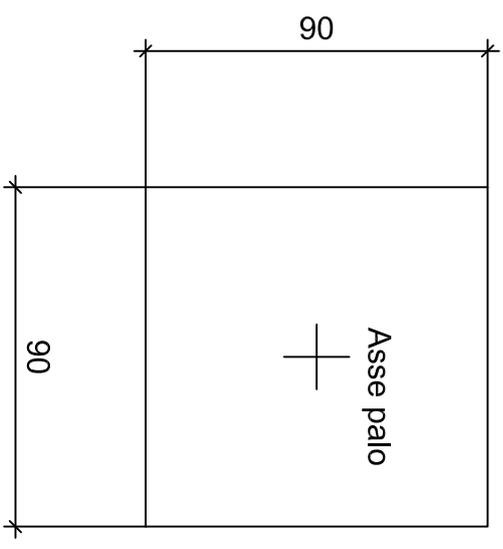
VISTA LATERALE



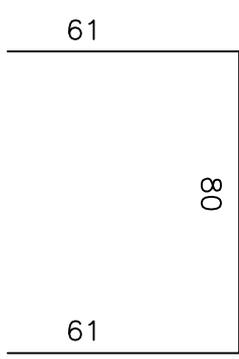
DISTINTA FERRI



PIANTA



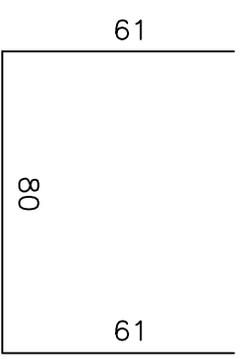
5Ø16 sup.



1+1Ø12 parete



5Ø16 inf.



CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali che verranno adoperati saranno conformi alle prescrizioni normative di cui ai capitoli 7, 10, 11 del D.M. 17/01/2018 e alle relative prescrizioni applicative di cui alla Circolare n. 7, capitoli C7, C10, C11, nonché in conformità alle specifiche prescrizioni normative di cui all'art. 65 del Decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 2001 (art. 4 della legge n. 1086 del 1971).

I materiali utilizzati per le strutture in cemento armato sono:

- Calcestruzzo di classe C25/30 - Rck = 300 daN/cm² ; classe di esposizione XC2 (fondazione)
- Acciaio B450 C.

Calcestruzzo

Il calcestruzzo sarà del tipo normale (UNI EN 2061: 2006 e UNI 11104: 2004) con classe di resistenza C25/30.

Il conglomerato dovrà essere confezionato nel modo seguente:

- Conglomerato cementizio: classe C25/30 - Rck 300
- Leganti: i leganti impiegati nell'opera di progetto sono quelli previsti dalle disposizioni vigenti in materia (legge 26/05/1965 e norme armonizzate della serie EN 167), dotati di attestato di conformità ai sensi delle norme EN 197-1 ed EN 197-2. In presenza di ambienti chimicamente aggressivi si fa riferimento ai cementi previsti dalle norme UNI 9156 (cementi resistenti ai solfati) e UNI 9606 (cementi resistenti al dilavamento della calce).
- Aggregati: la sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce di decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine. La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 15 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche devono essere accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose, né gelive, dovrà essere privo di impurità o elementi di decomposizione.
- Aggiunte: conformi alle norme UNI EN 13263-1.
- Additivi: conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 934-2.
- Acqua: l'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere limpida, priva di sali in percentuale dannosa e non aggressiva (UNI EN 1008: 2003).
- Rapporto acqua/cemento: non dovrà superare il valore di 0.5 in peso.
- Composizione per mc (solo indicativa):
 - 3,50 q/mc di cemento tipo 425;
 - 120 l di acqua (rapporto acqua/cemento 0,4 + 0,5);
 - 0,800 mc di ghiaia;
 - 0,400 mc di sabbia lavata.

I conglomerati cementizi da impiegarsi nelle strutture in c.a. di norma saranno prodotti da centrali di betonaggio e dovranno avere, a 28 gg. dal getto, le seguenti caratteristiche meccaniche:

Resistenza caratteristica cubica a compressione Rck = 300 daN/cm²

NOTE SUI FERRI DI ARMATURA

- Il copriferro netto "c" minimo vale 3 cm in fondazione
- La lunghezza "L" indicata nei grafici per i ferri è misurata esternamente.

