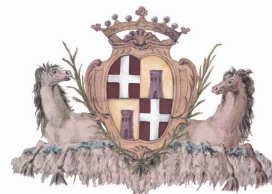
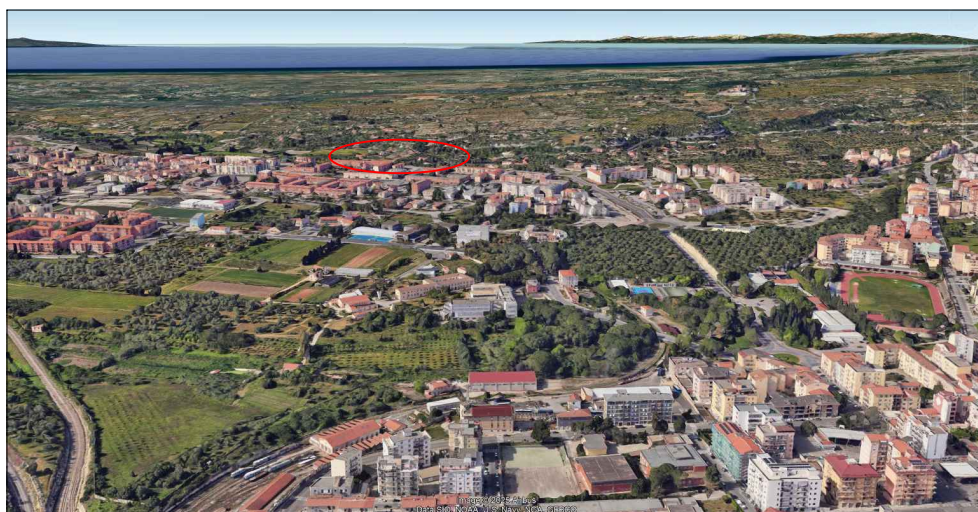


COMUNE DI SASSARI



**REALIZZAZIONE DI UNA MEDIA STRUTTURA DI VENDITA DI
PRODOTTI ALIMENTARI E NON ALIMENTARI
RELATIVO AL COMPARTO G1 DEL PUC IN VIA BUDDI BUDDI**



studio
Staik

Architettura
&
Ingegneria

Progettisti:
Ing. Ninni Chessa

Via Galvani 18, 07026
Olbia (OT)

Tel + Fax: 0789 620874

E_mail :
ninnichessa@gmail.com

sito:

**Comune di Sassari (SS), Via Buddi Buddi 14
Fg. 53, Particelle 242, 810, 1353**

Progettista:

Ing. Ninni Chessa

Committente:

Spesa Intelligente SPA

Relazione Verifica Palo bandiera

aggiornamento:

elaborato:

ET 04

05 2025

Sommario

RELAZIONE CALCOLI STATICI PLINTO	2
11 Descrizione generale dell'opera	2
12 Normativa di riferimento.....	2
13 Caratteristiche dei materiali	2
14 Azioni di progetto	3
14.1 Carichi permanenti.....	3
14.2 Azione del vento	3
15 Verifiche di sicurezza	4
15.1 Verifiche di sicurezza per carichi non sismici.....	5

RELAZIONE CALCOLI STATICI PLINTO

11 Descrizione generale dell'opera

Le verifiche di seguito riportate riguardano il plinto di un'insegna di 2x2 mt con altezza totale 7m (Z_g 5 m $h=2$ m)

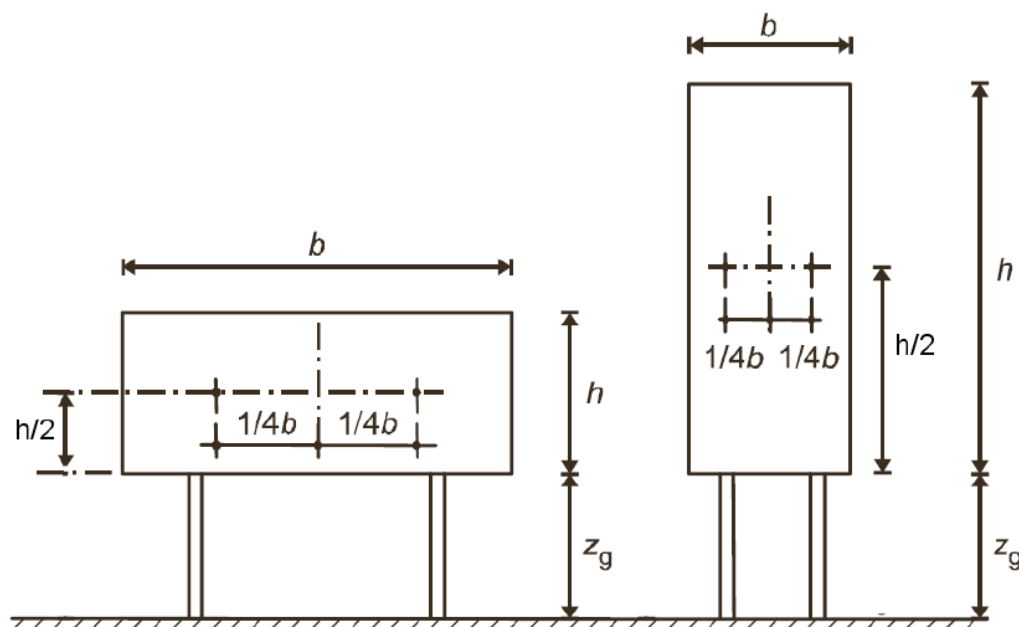


Figura G.31 – Geometria dei tabelloni.

12 Normativa di riferimento

Tale struttura è stata dimensionata secondo quanto stabilito dal D.M. 17/01/2018 – Aggiornamento delle “*Norme Tecniche sulle Costruzioni*” e dalla Circolare 2 Febbraio 2009 n. 617 C.S.LL.PP. “*Circolare esplicativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni*”; per il calcolo dell'azione del vento è stato fatto riferimento alla CNR-DT 207/2008 “*Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni*”.

13 Caratteristiche dei materiali

I materiali presenti in progetto rispettano le caratteristiche meccaniche e di resistenza riportate in seguito:

- 1) LEGANTI: Idraulici, previsti dalla Legge 26/05/1965, n. 595 e norme armonizzate della serie EN 197;
- 2) AGGREGATI: Conformi alla parte armonizzata della norma europea UNI EN 12620;
- 3) ADDITIVI: Conformi alla parte armonizzata della norma europea EN 934-2;
- 4) ACQUA: Conforme alla norma UNI EN 1008;

5) ACCIAIO PER ARMATURA: B450C;

6) ACCIAIO PER PALO: S275 J0;

Il conglomerato cementizio da impiegarsi nelle strutture dei lavori in epigrafe sarà dosato in modo tale da garantire una classe C25/30. Le altre caratteristiche del conglomerato cementizio, conformi alla norma EN 206, sono riportate di seguito:

- CLASSE DI ESPOSIZIONE: XC2;
- COPRIFERRO MINIMO: 30 mm;
- RAPPORTO ACQUA CEMENTO: $< 0,60$;
- CLASSE DI CONSISTENZA DEL CALCESTRUZZO S4;
- AGGREGATI $D < 30$ mm;
- CONTENUTO DI CEMENTO > 300 daN/m³;

Circa le altre prescrizioni esecutive si richiamano le disposizioni di cui al D.M.14/01/2008.

14 Azioni di progetto

Le azioni di progetto prese in conto per la verifica dell'opera in oggetto sono:

- carichi permanenti (pesi propri dei materiali strutturali, carichi permanenti non strutturali)
- azione del vento
- azione sismica

Di seguito si riportano in dettaglio le azioni considerate.

14.1 Carichi permanenti

I carichi permanenti da considerare nelle verifiche di resistenza e stabilità sono rappresentati dai pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali.

14.2 Azione del vento

Il vento esercita una duplice azione sull'elemento in esame un'azione concentrata, agente al centro dell'insegna, causata dalla pressione esercitata dal vento;

Per determinare l'entità delle due azioni suddette si è fatto riferimento alle norme CNRDT207/2008

"Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni". In particolare,

il calcolo è stato effettuato secondo i punti seguenti:

- valutazione della velocità e della pressione cinetica del vento (par. 3.2 della norma di riferimento);

- valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo (par. 3.3.3 e G.7/Allegato G della norma di riferimento);
- valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo (par. 3.3.4 e G.10/Allegato G della norma di riferimento).

Valutazione della velocità e della pressione cinetica del vento

Il primo passo è stato quello di determinare la velocità base di riferimento (v_b) in funzione della posizione geografica e dell'altitudine sul livello del mare del sito di costruzione. In particolare, il sito ricade in zona 3 ed ha un'altitudine di 49 m s.l.m.

Successivamente, è stata definita la velocità di riferimento di progetto per un tempo di ritorno di 50

anni ed è stata determinata la categoria di esposizione del sito.

Infine, sono stati valutati il coefficiente di topografia, il coefficiente di esposizione e il coefficiente

aerodinamico, tramite i quali è stato possibile determinare la pressione cinetica di picco. Si riporta di seguito il dettaglio di tali calcoli:

DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE DI PICCO:

Altitudine del sito	$a_s =$	70 m
Altezza massima della costruzione	$z =$	7,00 m
Larghezza cartello	$L =$	2.00 m
Zona	Olbia	Zona 5
Velocità base di riferimento s.l.m.	$v_{b,0} =$	28 m/s
Parametro Tab. 3.I	$a_0 =$	750 m
Parametro Tab. 3.I	$k_s =$	0,40 s ⁻¹
Coefficiente di altitudine	$c_a =$	1
Velocità base di riferimento (TR=50)	$v_b = c_a * v_{b,0}$	28 m/s
Classe di rugosità del terreno (Tab.	C	
Distanza dalla costa		<10 km
Categoria di esposizione del sito (Fig.3.3)	II	
Coefficiente Tab. 3.II	$k_r =$	0,19
Coefficiente Tab. 3.II	$z_0 =$	0,05 m
Coefficiente Tab. 3.II	$z_{min} =$	4 m
Coefficiente di topografia $c_t =$	1	
Coefficiente di esposizione	$c_e =$	2.07
Coefficiente aerodinamico	$c_p =$	0.90
Pressione cinetica di picco	$q_p = (1/2) * \rho * v_b^2 * c_e * c_p =$	1008,02 N/m ²

Valutazione dell'azione concentrata del vento al centro del cartello

La forza concentrata esercitata dal vento al centro del cartello può essere calcolata mediante la

relazione seguente (par. 3.3.3 della norma di riferimento):

$$F_X = q_p(\bar{z}) \cdot L^2 \cdot c_{FX}$$

in cui: q_p è la pressione cinetica di picco del vento;

\bar{z} è l' altezza di riferimento associata al coefficiente di forza;

L^2 è l'area del cartello su cui agisce la pressione del vento;

c_{FX} è il coefficiente di forza secondo la direzione X.

Il coefficiente di forza è stato valutato utilizzando il par. G.7 dell' Allegato G alla norma di riferimento. Di conseguenza, si è assunto un coefficiente di forza pari a 1,8. Si riporta di seguito il dettaglio del calcolo:

Determinazione dell'azione del vento sull'Insegna:

In corrispondenza del faro l'azione del vento può essere schematizzata come una forza puntuale. Per il calcolo del coefficiente di forza si fa riferimento al punto G.7

Coefficiente di forza $c_{FX} = 1.8$

Area di riferimento $L^2 = 2 \text{ m}^2$

Forza puntuale del vento $F_X = 2 \cdot q_p \cdot c_{FX} \cdot A = 7.257,6 \text{ N}$

15 Verifiche di sicurezza

Lo schema di calcolo adottato per la valutazione delle sollecitazioni è quello di una mensola, di lunghezza pari a 6,00 m. Il plinto di fondazione è stato dimensionato con le massime sollecitazioni.

derivanti dal palo sovrastante. Per il calcolo delle strutture si è utilizzato il **metodo semiprobabilistico agli stati limite**.

15.1 Verifiche di sicurezza per carichi non sismici

Le verifiche per i carichi non sismici vengono eseguite allo stato limite ultimo, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze secondo quanto riportato nel D.M. 14/01/2008.

AZIONI DI CALCOLO:

Le azioni di calcolo E_d si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

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

dove:

G_1 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali; P

rappresenta il valore di pretensione;

Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile dominante di ogni combinazione; Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;

γ_{G1} , γ_{G2} , γ_{Qi} e γ_P rappresentano i coefficienti parziali di sicurezza, che assumono i valori riportati nella Tabella 2.6.I.

Per il palo di illuminazione è stata effettuata l'unica verifica ritenuta significativa, ossia la verifica a flessione (STR).

Per quanto riguarda il plinto di fondazione sono state effettuate le seguenti verifiche:

- verifica a ribaltamento (EQU)
- verifica a scorrimento (GEO)
- verifica di capacità portante del terreno (GEO)

Nelle verifiche strutturali le azioni sono state moltiplicate per i coefficienti parziali di tipo STR.

Per la verifica a ribaltamento (Stato Limite di Equilibrio come corpo rigido), il momento ribaltante e quello stabilizzante sono stati calcolati sulla base dei carichi agenti moltiplicati per i coefficienti parziali di tipo EQU.

Le verifiche a scorrimento e di capacità portante (verifiche di tipo Geotecnico) sono state condotte secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

PLINTO DI FONDAZIONE

Per la struttura di fondazione del palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Altezza del plinto	$h = 100 \text{ cm}$
Base del plinto	$b = 200 \text{ cm}$
Peso specifico cls	$g_{\text{cls}} = 2500 \text{ kg/m}^3$

Peso insegna	$N_{\text{insegna}} = 150 \text{ kg}$
Altezza	$H = 6.00 \text{ m}$

• Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento viene quindi effettuata secondo l'unico approccio: EQU

Si calcolano il momento ribaltante, M_R , dovuto all'azione del vento, ed il momento stabilizzante, M_S , dovuto ai pesi propri, rispetto allo spigolo esterno della base del plinto di fondazione. Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere: $M_S/M_R \geq 1$ Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Coefficiente EQU carichi permanenti	$g_G =$	0.90 (favorevoli)
Coefficiente EQU carichi accidentali	$g_Q =$	1.50 (sfavorevoli)

Momento massimo dovuto a F_x

$$M_F = g_Q \cdot F_x \cdot H = 65.318,40$$

kgm Taglio massimo dovuto a F_x

$$T_F = g_Q \cdot F_x =$$

$$10.886,40 \text{ N Peso dell'insegna}$$

$$N_{\text{insegna}} = g_G \cdot N_{\text{faro}} = 1.350,00$$

N Peso del plinto
N

$$P = g_G \cdot g_{\text{cls}} \cdot V_{\text{plinto}} = 90.000,00$$

Momento stabilizzante $M_S = (N_{\text{insegna}} + P) \cdot b/2 = 91.350,00 \text{ Nm}$
VERIFICATO Momento ribaltante
 $M_R = M_F + T_F \cdot h = 81.647,40 \text{ Nm}$

• Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3). Si calcolano la forza di scorrimento, F_{scorr} , dovuta all'azione del vento, e la forza stabilizzante, F_{stab} , dovuta all'attrito tra terreno e muro, pari a:

$$F_{\text{stab}} = (Y_{G1,F} \cdot P \cdot \tan \frac{\delta}{\alpha}) / Y_R$$

Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere $F_{\text{stab}}/F_{\text{scorr}} \geq 1$ Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Coefficiente A1 carichi permanenti	$g_G =$	1.00
Coefficiente A1 carichi accidentali	$g_Q =$	1.50
Coefficiente M1 parametri	$=$	(sfavorevoli)
Coefficiente R3 scorrimento	$g_R =$	1.10

Taglio massimo dovuto a F_x

$$T_F = g_Q \cdot F_x =$$

$$10.886,40 \text{ N Peso}$$

del'insegna

$$N_{\text{insegna}} = g_G \cdot N_{\text{faro}} = 1.350$$

,00 N

Peso del plinto

$$P = g_G \cdot g_{\text{cls}} \cdot V_{\text{plinto}} = 100.000,00 \text{ N}$$

Angolo di attrito terreno-

$$\phi' = 30.00^\circ$$

Forza resistente

$$F_R = (N_{\text{insegna}} + P) \cdot \tan(\phi' / g_{\phi'}) / g_R = 53.194,95 \text{ N}$$

VERIFICATO

Forza di scorrimento

$$F_s = T_F = 10.886,40 \text{ N}$$

• *Verifica della capacità portante*

Dalla vasta bibliografia esistente sulla zona oggetto dell'intervento, si è ipotizzato un terreno di fondazione caratterizzato dai seguenti parametri:

Categoria suolo di fondazione C

Peso specifico $g = 1700.00$

kg/m^3

Angolo di attrito $\phi' = 30.00^\circ$
 Coesione efficace $c' = 0.15 \text{ kg/cm}^2$

Per il calcolo del carico limite si è utilizzata la formula di Brinch-Hansen, che esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{\gamma} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

in cui:

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione; $q = \gamma \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione; γ = peso
 unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;
 D = profondità del piano di posa della fondazione;
 B = dimensione caratteristica della fondazione, che corrisponde alla larghezza della suola;
 L = Lunghezza della fondazione; γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione; N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante; s, d, i, g, b, ψ = coefficienti correttivi.

NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L sono ridotte rispettivamente di:

$$B' = B - 2 \cdot e_B \quad L' = L - 2 \cdot e_L$$

dove

:
 e_B = eccentricità parallela al lato di
 dimensione B ; e_L = eccentricità parallela al
 lato di dimensione L .

Si riporta il valore dei succitati parametri, calcolati con le relative formule, e della pressione limite:

$N_c = 30.14$
 $s_c = .14$
 $d_c = 1.02$
 $i_c = 0.91$
 $g_c = 1.00$
 $b_c = 1.00$
 $N_q = 18.40$
 $s_q = 1.13$
 $d_q = 1.29$
 $i_q = 0.92$
 $g_q = 1.0$
 $b_q = 1.0$
 $N_\gamma = 22.40$
 $s_\gamma = 0.91$
 $d_\gamma = 1.00$
 $i_\gamma = 0.88$

$$g_g = 1.00$$

$$b_g = 1.00$$

$$q_{lim} = 93.20 \text{ N/cm}^2$$

La verifica della capacità portante è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3). Tale verifica si esegue confrontando la massima pressione di contatto trasmessa dal plinto di fondazione con la pressione limite. Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Coefficiente A1 carichi	$g_G =$	1.00	
Coefficiente A2 carichi	$g_Q =$	1.50	
Coefficiente R3 capacità	$g_R =$	2.30	
Momento massimo dovuto a F_x	$M_F = g_Q * F_x * H =$	65.318,40 kgm	
Taglio massimo dovuto a F_x	$T_F = g_Q * F_x =$	10.886,40 N	
Peso dell'insegna	$N_{insegna} = g_G * N_{faro} =$	1.350,00 N	
Peso del plinto	$P = g_G * g_{cls} * V_{plinto} =$	100.000,00 N	
Momento alla base del plinto	$M_{pl} = M_F + (T_F) * h =$	81.648,00 Nm	
Compressione alla base del	$N_{pl} = N_{insegna} + P =$	101,350,00 N	
Eccentricità	$e = 0,25 * L =$	0,50 m	
Tensione di compressione	$S_{max} = 2 * N_{pl} / 3 * b * (b/2 - e) =$	16.89 N/cm²	VERIFICATO
Tensione di compressione ammissibile	$S_{max} =$	40,52 N/cm²	

DIMENSIONAMENTO DELL'ARMATURA:

Il plinto in oggetto lavora prettamente a compressione per cui non si ritiene necessario il progetto/verifica dell'armatura. Tuttavia, onde evitare eventuali fessurazioni nel calcestruzzo, si prescrive un'armatura minima costituita da staffe $\Phi 8/30$ in direzione X e Y. Dunque, essendo le dimensioni del plinto 200x200x100 cm, adottando un copriferro di 5 cm, si avranno 8 staffe quadrate in direzione X e altrettante in direzione Y.