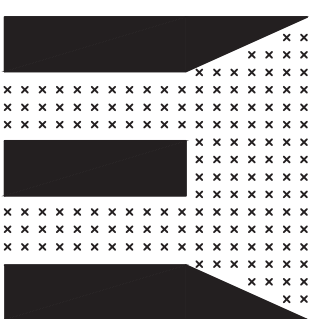




**REALIZZAZIONE DI UN NUOVO
FANALE DI SEGNALEZIONE
MARITTIMA SUL PENNELLO
PARASABIA AL PORTO DI SAN
BENEDETTO DEL TRONTO**



M 3 P R O G E T T I

Progetto Esecutivo Strutturale

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Geom. Marco Brugiapaglia

IL PROGETTISTA

Arch. Alberto Mammoli

COLLABORATORI

Ing. Gaia Mangiatterra

Arch. Giammario Volatili

Arch. Francesca Di Paolo

N° TAVOLA

E.6

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

D A T A

03/2020

1. RELAZIONE DI CALCOLO PIASTRA DI BASE E PLINTO DI FONDAZIONE DEL NUOVO FANALE NEL PORTO DI SAN BENEDETTO DEL TRONTO

Trattasi di plinto di fondazione in c.a. per il nuovo fanale da installare nel porto di San Benedetto del Tronto su un pennello parasabbia.

Il fanale, costituito da un profilo circolare cavo di sezione $\phi 219 \times 8,18$ mm, avrà una piastra di fondazione di diametro pari a 70 cm e spessore pari a 2 cm e sarà dotata di 4 flange di spessore pari a 1,4 cm.

Il plinto sarà di forma cilindrica, con diametro pari a 1m ed altezza pari a 70 cm.

L'ancoraggio alla sottostante scogliera esistente avverrà tramite n.8 barre $\phi 14$ di lunghezza pari 60 cm.

Analisi dei carichi unitari agenti sul plinto:

	s (m)	kg/m ³	kg/m ²	kg
- peso proprio palo in acciaio, fanale Mled-300, pannello fotovoltaico, ballatoio con grata antintrusione, regolatore di carica, batteria ricaricabile, cassa in acciaio:				800
Totale carichi permanenti:				800

1.1 - COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Combinazione delle azioni impiegata per lo stato limite ultimo (formula 2.5.1 Par. 2.5.3. NTC 2018):

$$\gamma_{G1}G_1+\gamma_{G2}G_2+\gamma_{Q1}Q_{k1}$$

dove:

- G_1 : peso proprio degli elementi strutturali

- G_2 : peso proprio degli elementi non strutturali
essendo i carichi non strutturali ben definiti in sede di progetto si adotta il coefficiente parziale valido per le azioni permanenti (Tab. 2.6.1 NTC 2018)

vento, vedere paragrafi successivi

- Q_{k1} : azione variabile dominante
- γ_{G1} : coefficiente parziale del peso proprio della struttura

1.3 Tab.2.6.1 , verifiche allo stato limite STR

- γ_{G2} : coefficiente parziale dei peso propri degli elem. non strutturali =

1.5 Tab.2.6.1 , verifiche allo stato limite STR

- γ_{Q1} : coefficiente parziale delle azioni variabili =

1.5 Tab.2.6.1 , verifiche allo stato limite STR

1.2 - CALCOLO AZIONE DEL VENTO

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo provocando in generale effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti che si traducono in pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. (Par. 3.3 NTC 2018).

La **pressione del vento** (*Par. 3.3.4 NTC 2018*) è data dall'espressione:

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

dove:

q_r : pressione cinetica di riferimento

c_e : coefficiente di esposizione

C_p : coefficiente di pressione

C_d : coefficiente dinamico

La **pressione cinetica di riferimento** (*Par. 3.3.6 NTC 2018*) è data dall'espressione:

$q_r = 1/2 \rho v_r^2 \text{ (N/m}^2\text{)}$

dove:

ρ : **densità dell'aria**, assunta
convenzionalmente costante e pari a = 1.25

kg/m³

v_r : **velocità di riferimento del vento (m/s)**, 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 (Tab. 3.3.II) riferito al periodo di ritorno di progetto T_R .

$V_r = V_b \times C_r$

Dove:

$V_b = V_{b,0} \times C_a$

con

$V_{b,0}$: velocità base di riferimento al livello del mare, in funzione della zona in cui sorge la costruzione

C_a : coefficiente di altitudine

$C_a = 1$

per $a_s \leq a_0$

$C_a = 1 + K_s (a_s/a_0 - 1)$

per $a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$

Ubicazione: Marche

zona: 3

zona	$V_{b,0}$	a_0	k_s
	[m/s]	[m]	
3	27	500	0.370

a_s : dall'**altitudine s.l.m.** del sito dove sorge la
costruzione = **0 m**

c_r : coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno T_R , espresso in anni.

$c_r = 0,75 (1 - 0,2 \times \ln [-\ln (1 - 1/T_R)])^{1/2}$

Cautelativamente, in assenza di indicazioni specifiche si assume $T_R = 50$ anni a cui corrisponde $c_r = 1$.

Quindi:

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

$q_r = 1/2 \rho v_r^2 = 455.63 \text{ N/m}^2$

Il **coefficiente di esposizione** c_e (*Par.3.3.7 NTC 2018*) dipende dall'altezza della costruzione z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categorie di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

Per altezze dal suolo inferiori a 200 m, in assenza di analisi specifiche, c_e è dato dalla formula:

$$\begin{aligned} c_e(z) &= k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] && \text{per } z \geq z_{min} \\ c_e(z) &= c_e(z_{min}) && \text{per } z < z_{min} \end{aligned}$$

Classe di rugosità del terreno:	<i>D</i>	Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa)		
Categoria di esposizione del sito:	II			

categoria	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
II	0.19	0.05	4.00

d : larghezza palo (diametro)= 0.22 m

z : altezza della costruzione dal suolo = 4.01 m

Quindi:

$$c_e(z) = k_{2r} \times c_t \times \ln(z/z_0) \times [7 + c_t \times \ln(z/z_0)] = 1.80$$

Il **coefficiente di topografia** c_t (*Par. 3.3.7 NTC 2018*) si assume di norma pari all'unità, ma può assumere anche valori diversi, da valutarsi con ricerche più approfondite, nei casi di costruzioni presso la sommità di colline o pendii isolati.

$$c_t = 1$$

Il **coefficiente di pressione** c_p dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Viene valutato considerando il palo un corpo cilindrico di diametro $d = 0,22$ m e altezza $h = 4,00$ m.

$$\begin{aligned} c_p &= 1,2 && \text{per } d \cdot \sqrt{q} \leq 2,2 \\ c_p &= (1,783 - 0,263 \cdot d \cdot \sqrt{q})^{4,2} && \text{per } 2,2 < d \cdot \sqrt{q} < 4,2 \\ c_p &= 0,7 && \text{per } d \cdot \sqrt{q} \geq 4,2 \end{aligned}$$

Essendo

$$q = q_r \cdot C_e = 821.02$$
$$d \cdot \sqrt{q} = 6.30 \qquad c_p = 0,7$$

Cautelativamente, vista la presenza del pannello fotovoltaico, si considera $c_p = 1$

Il **coefficiente dinamico** c_d (Par 3.3.9 NTC 2018) tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

A vantaggio di sicurezza si assume il seguente valore $c_d = 1.0$

In definitiva la **pressione del vento** risulta pari a:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 821.02 \quad = N/m^2 \quad = 82.10 \quad kg/m^2$$

A vantaggio di sicurezza si considera la superficie investita dal vento come somma della superficie del pannello fotovoltaico

di dimensioni:

$$b_{pann} = 0.90 \quad m$$

$$h_{pann} = 0.80 \quad m$$

e della superficie del palo per un'altezza pari a $z \cdot h_{pann} = 3.20 \quad m$

La **superficie del pannello investita dal vento** risulta pari a:

$$A_{pann} = b_{pann} \times h_{pann} = 0.72 \quad m^2$$

per cui l'**azione del vento** è pari a:

$$P_{pann} = p \cdot A_{pann} = 59.11 \quad kg \quad applicata ad un'altezza pari a m \quad 3.6$$

essendo la pressione del vento uniformemente distribuita lungo tutta l'altezza della struttura

La **superficie del palo investita dal vento** risulta pari a:

$$A_{palo} = d_{palo} \times h_{palo} = 0.70 \quad m^2$$

per cui l'**azione del vento** è pari a:

$$P_{pann} = p \cdot A_{pann} = 57.80 \quad kg \quad applicata ad un'altezza pari a m \quad 1.6$$

essendo la pressione del vento uniformemente distribuita lungo tutta l'altezza della struttura

1.3 - CALCOLO SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PLINTO

Alla base del plinto avremo le seguenti sollecitazioni allo SLU

$$\begin{aligned} N_{sd} &= 1040.00 \quad kg \\ V_{sd} &= 175.37 \quad kg \\ M_{sd} &= 457.93 \quad kg \cdot m \end{aligned}$$

1.4 - VERIFICA DEL NODO COLONNA - FONDAZIONE

1.4.1 - Caratteristiche dei materiali impiegati

- Acciaio **S275** (per strutture metalliche)

Caratteristiche meccaniche dedotte dalla Tabella 4.2.1 NTC 2018

acciaio	spessore nominale dell'elemento			
	t ≤ 40 mm	40 mm ≤ t ≤ 80 mm		
S275	f_{y,k} (N/mm²)	f_{t,k} (N/mm²)	f_{y,k} (N/mm²)	f_{t,k} (N/mm²)
	275	430	255	410

- Acciaio per calcestruzzo armato **B450C**

Caratteristiche meccaniche dedotte dalla Tabella 11.3.1a delle NTC 2018

- valore nominale della tensione di snervamento $f_{y,nom} = 450$ N/mm²
- valore nominale della tensione a carico massimo $f_{t,nom} = 540$ N/mm²
- γ_s : coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio, $\gamma_s = 1.15$

- Calcestruzzo **C35/45**

avente le seguenti caratteristiche:

- resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck} = 0,83 R_{ck}$ 37.35 N/mm² (11.2.1 NTC 2018)
- resistenza caratteristica cubica a compressione $R_{ck} = 45.00$ N/mm²
- resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 3.35$ N/mm² (11.2.3a NTC 2018)

- Tirafondi

Si impiegano tirafondi zincati di:

- diametro nominale d: 16 mm M16
- classe: 8.8
- A : area nominale : 201 mm²
- A_{res} : area resistente : 157.0 mm²
- f_{tb} : tensione di rottura del tirafondo a trazione: 800 N/mm²
- f_{yb} : tensione di snervamento del tirafondo: 640 N/mm²

1.4.2 - Verifica degli interassi e delle distanze dai margini dei tirafondi

Per l'applicazione dei criteri di verifica successivamente trattati gli interassi e le distanze dai margini dei bulloni devono risultare:
(Tabella 4.2. XVIII delle NTC 2018-
figura 4.2.3)

- per i fori di bordo, considerando unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali					
$1,2d_0 \leq e_1 \leq 4t + 40 \text{ mm}$	20.4	<	e_1	<	120
$1,2d_0 \leq e_2 \leq 4t + 40 \text{ mm}$	20.4	<	e_2	<	120
$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t;200\text{mm})$	37.4	<	p_1	<	200
$2,4d_0 \leq p_2 \leq \min(14t;200\text{mm})$	40.8	<	p_2	<	200
con:					
- d : diametro del tirafondo	d =	16	mm		
- d ₀ : diametro nominale del foro di alloggiamento del tirafondo	d ₀ = d+1mm =	17	mm		
- e ₁ : distanza fra il centro del tirafondo e il margine dell'elemento, parallela alla direzione dello sforzo	e ₁ =	80	mm		
- e ₂ : distanza fra il centro del tirafondo e il margine dell'elemento, ortogonale alla direzione dello sforzo	e ₂ =	80	mm		
- t : spessore minimo della piastra	t =	20	mm		
- p ₁ : distanza fra centro e centro di due tirafondi contigui	p ₁ =	140	mm		
- p ₂ : distanza fra centro e centro di due tirafondi contigui	p ₂ =	140	mm		

1.4.3 - Geometria del nodo colonna - fondazione:

- profilo collegamento palo in acciaio (circolare cavo):	diametro spessore	b' = t' =	219.00 8.18	mm mm
- geometria piastra di fondazione:				
	diametro	B =	700	mm
	spessore	s =	20	mm
distanza dell'asse dei tirafondi dal lembo teso della piastra	r =	80	mm	

1.4.4 - Schiacciamento sul calcestruzzo

Tale verifica determina il dimensionamento della superficie di contatto della piastra di base, le quali risultano verificate se:

$$f_{c,max} \leq f_{cd}$$

con:

f_{cd} : resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo, valutata come :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 21.17 \quad \text{N/mm}^2 \quad (4.1.3 \text{ NTC 2018})$$

dove:

α_{cc} : coefficiente riduttivo per le

resistenze di lunga durata, $\alpha_{cc}=0.85$

f_{ck} : resistenza caratteristica cilindrica a compressione del cls = 37.35 N/mm²

γ_c : coefficiente parziale di sicurezza relativo al cls, $\gamma_c = 1.5$

La tensione di compressione agente sul calcestruzzo $f_{c,max}$ è calcolata in funzione dell'eccentricità e dell'azione N, definita come:

$$e = M_{Ed}/N_{Ed} = 44.03 \quad \text{cm} \quad > \quad B/6 \quad (\text{cm}) = 11.67$$

Essendo nel caso di grande eccentricità, infatti:

$$e \text{ (cm)} = 44.03 \quad > \quad B/6 \times B/(B-6r) = 37.12$$

le tensioni sul calcestruzzo sono date dalla relazione:

$$f_{c,max} = ((N_{Ed}/(B \times 14) \times (7/2 B - 4r)) / (B/2 - r + e) = 14.19 \quad \text{N/mm}^2 \quad < \quad 21.17 \quad \text{N/mm}^2$$

La verifica è soddisfatta!

La sollecitazione di trazione sui tirafondi è data da:

$$N_{t,Ed} = (N_{Ed} \times (e - 3/8B)) / (7/8B - r) = 3472.87 \quad \text{N}$$

1.4.5 - Dimensionamento della piastra

La piastra metallica di contatto viene dimensionata come mensola incastrata agli elementi di colonna e soggetta al carico distribuito di reazione del calcestruzzo di contatto.

La verifica della piastra è soddisfatta se:

$$f_{yEd} \leq f_{yd}$$

con:

f_{yd} : resistenza di calcolo dell'acciaio, valutata come:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = 220 \quad \text{N/mm}^2 \quad (4.2.3 \text{ NTC 2018})$$

dove:

f_{yk} : resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio = 275 N/mm²

γ_{M2} : coefficiente parziale di sicurezza relativo al modello di resistenza adottato, in questo caso coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrane e la stabilità per sezioni

indebolite dai fori (*Tabella 4.2. VII NTC 2018*) =

1.25

La mensola di calcolo è un settore circolare con area (calcolata graficamente) pari a $A_{mensola}$ =

$$B_{mensola} = \frac{0.12}{24} \text{ m}^2 = \frac{12000}{\text{calcolato graficamente}} \text{ mm}^2$$

Momento d'incastro agente sulla mensola di area $A_{mensola}$

$$M_I = (f_{c,max} \times A_{mensola}) \times B_{mensola} / 2 = \frac{20431261}{24} \text{ Nmm}$$

La sezione resistente media della piastra avrà dimensioni $B \times s$

$$B = 530 \text{ mm}$$

calcolata graficamente

La tensione sulla piastra sarà pari a:

$$f_{y,Ed,I} = M_I / W_I = M_I / (B \times s^3 / 6) = \frac{28.91}{220} \text{ N/mm}^2 < \frac{220}{\text{N/mm}^2}$$

La verifica è soddisfatta!

1.4.6 - Taglio sui tirafondi

Nell'ipotesi di trascurare la flessione del gambo e la trazione del gambo dovuta alle pressioni sulla testa e sul dado si considera una distribuzione costante delle tensioni t_b sulla sezione del gambo stesso.

Considerando un numero di tirafondi n pari a:

$$12$$

La forza di taglio di progetto $F_{v,Ed}$ è pari a:

$$10400.00 \text{ N}$$

Lo sforzo di taglio agente sul singolo tirafondo è pari a:

$$F_{v,Edsing} = F_{v,Ed} / n = \frac{866.67}{\text{N}}$$

per cui la verifica a taglio è soddisfatta se:

$$F_{v,Edsing} \leq F_{v,Rd}$$

con:

$F_{v,Rd}$: resistenza di taglio di progetto:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tk} A_{res} / \gamma_{M2} = \frac{60288}{(4.2.63 \text{ NTC 2018})} \text{ N}$$

dove

γ_{M2} : coefficiente parziale di sicurezza per la verifica delle unioni (*Tabella 4.2.XIV NTC 2018*) =

$$1.25$$

Quindi:

$$F_{v,Edsing} = \frac{866.67}{\text{N}} < \frac{60288}{\text{N}}$$

La verifica è soddisfatta!

1.4.7 - Trazione e sfilamento dei tirafondi

Per i tirafondi tesi la verifica a trazione si ritiene soddisfatta se:

$$N_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$$

con:

$F_{t,Rd}$: resistenza di calcolo a trazione degli elementi di connessione, valutata come :

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{bk} A_{res} / \gamma_{M2} = 90432 \quad N \quad (4.2.68 \text{ NTC 2018})$$

La risultante delle tensioni di trazione di progetto $N_{t,Ed}$ è pari a:

$$3472.87 \quad N$$

La forza di trazione agente sul singolo tirafondo è pari a:

$$N_{t,Edsing} = N_{t,Ed} / n = 289.41 \quad N$$

$$F_{t,Edsing} = 289.41 \quad N < 90432 \quad N$$

La verifica è soddisfatta!

Per i tirafondi tesi lo *sfilamento*, per i tipi direttamente annegati nel getto, viene verificato controllando che sia:

$$N_{t,Edsing} \leq N_{s,Rd}$$

con:

$N_{s,Rd}$: resistenza di calcolo di sfilamento valutata, per tirafondi con parte terminale curva, come:

$$N_{s,Rd} = f_{bd} / ((1+d/r)^2) \pi d (p+6,4R+3,5p_1) = 163321.39 \quad N$$

in cui:

f_{bd} : resistenza tangenziale di aderenza di calcolo, valutata come:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 5.03 \quad N/mm^2 \quad (4.1.6 \text{ NTC 2018})$$

f_{bk} : resistenza tangenziale caratteristica di aderenza acciaio-calcestruzzo, valutata come :

$$f_{bk} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk} = 7.54 \quad N/mm^2 \quad (4.1.7 \text{ NTC 2018})$$

$$\begin{aligned} \eta_1 &= 1.00 && \text{in condizioni di buona aderenza} \\ \eta_2 &= 1.00 && \text{per barre di diametro } < 32\text{mm} \end{aligned}$$

p: parametri legati alla geometria del tirafondo (ved. tavole esecutive):

$$\begin{aligned} p &= 500 \quad \text{mm} \\ R &= 40 \quad \text{mm} \\ p_1 &= 50 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

$$N_{t,Edsing} = 289.41 \quad N < 163321.39 \quad N$$

La verifica è soddisfatta!

1.4.8 - Trazione e taglio sui tirafondi

Si verificano inoltre i tirafondi tesi alla sollecitazione composta di trazione e taglio, per cui deve valere :

$$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/1,4F_{t,Rd} \leq 1 \quad (4.2.71 \text{ NTC 2018})$$

$$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/1,4F_{t,Rd} = 0.017 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

1.4.9 - Verifica a rifollamento piastra

La verifica a rifollamento è soddisfatta se

$$F_{vEd,sin} < F_{b,Rd}$$

Con $F_{b,Rd}$ resistenza di progetto a rifollamento pari a:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 275200 \text{ N} \quad (4.2.67 \text{ NTC 2018})$$

γ_{M2} : coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori:

$$1.25$$

$$d: \text{ diametro tirafondo} = 16 \text{ mm}$$

$$t: \text{ spessore piastra} = 20 \text{ mm}$$

$$f_{tk}: \text{ resistenza a rottura materiale piastra} = 430 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = \min [e_1/3d_0; f_{bk}/f_{tk}; 1] \text{ per tirafondi di bordo} = 1.00$$

$$e_1/3d_0 = 1.57$$

$$f_{bk}/f_{tk} = 1.86$$

$$k = \min [2, 8e_2/d_0 - 1, 7, 2.5] \text{ per tirafondi di bordo} = 2.50$$

$$2, 8e_2/d_0 = 11.48$$

$$F_{vEd,sing} = 866.67 \text{ N} < 275200.00 \text{ N}$$

La verifica è soddisfatta!

1.4.10 - Verifica a punzonamento piastra

Nelle unioni bullonate soggette a trazione è necessario condurre la verifica della piastra a punzonamento; la resistenza a *punzonamento del piatto* collegato viene valutata come:

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2} = 207390.72 \text{ N} \quad (4.2.70 \text{ NTC 2018})$$

con:

d_m : minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone

t_p : spessore del piatto = 20 mm
 f_{tk} : tensione di rottura dell'acciaio del piatto = 430 N/mm²

γ_{m2} : coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori:

(Tabella 4.2. VII NTC 2018) = 1.25

$$F_{t,Edsing.} = 289.41 \text{ N} < 207390.72 \text{ N}$$

La verifica è soddisfatta!

1.5 - PROGETTO DEL PLINTO DI FONDAZIONE

1.5 - Progetto armatura

Geometria plinto cilindrico

Diametro plinto D = 100 cm
Altezza plinto H = 70 cm

Peso specifico calcestruzzo ρ_{scis} = 2500 kg/m²

$$\text{Peso plinto} = A_{base} \times H \times \rho_{scis} \times \gamma G_1 = 1785.875 \text{ kg}$$

$$A_s = R / f_{yd} = 0.72 \text{ cm}^2$$

$$R = N_{sd} + \text{Peso plinto} = 2825.875 \text{ kg}$$

$$f_{yd} = f_{nom} / \gamma_s = 391.30 \text{ N/mm}^2$$

Vista la geometria del plinto (inerte) e le modeste sollecitazioni agenti si escludono fenomeni di punzonamento.

1.6 - PROGETTO SCALA E PARAPETTO METALLICO

La struttura portante della scala verrà realizzata con 2 cosciali piatti di dimensioni 250x8 mm in acciaio posti lateralmente sui quali verranno imbullonati dei profili a L a sostegno di gradini in grigliato antisdrucciolo di lunghezza pari a 120 cm e pedata pari a 30 cm.

- Analisi dei carichi unitari trasmessi dalla scala:

	s (m)	kg/mc	kg/mq
- peso proprio pedata gradini in acciaio :			50.00
- peso proprio balaustra metallica:			20.00
Totale carichi permanenti:			70.00
- sovraccarico accidentale (cat.C2 Tab 3.1.II - Ambienti suscettibili di affollamento):			400.0
			0

1.6.1 - Combinazione delle azioni

Combinazione delle azioni impiegata per lo stato limite ultimo (formula 2.5.1 Par. 2.5.3. NTC 2018):

$$\gamma_{G1}G_1+\gamma_{G2}G_2+\gamma_{Q1}Q_{k1}$$

dove:

- G₁ : peso proprio degli elementi strutturali = ved. Paragrafi successivi
- G₂ : peso proprio degli elementi non strutturali = 70.00 kg/m²
- Q_{k1} : azione variabile dominante = 400.00 kg/m²
- γ_{G1} : coefficiente parziale del peso proprio 1.3 Tab.2.6.I , verifiche allo stato limite della struttura = STR
- γ_{G2} : coefficiente parziale dei peso propri degli elem. non strutturali = 1.5 Tab.2.6.I , verifiche allo stato limite
- γ_{Q1} : coefficiente parziale delle azioni variabili = 1.5 Tab.2.6.I , verifiche allo stato limite STR

1.6.2 - Resistenze di calcolo

- Acciaio S275 (per strutture metalliche)

Caratteristiche meccaniche dedotte dalla Tabella 4.2.1 NTC 2018

	spessore nominale dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm ≤ t ≤ 80 mm	
acciaio				
S275	f _{y,k} (N/mm²)	f _{t,k} (N/mm²)	f _{y,k} (N/mm²)	f _{t,k} (N/mm²)
	275	430	255	410

modulo elastico E = 210000 N/mm²
peso specifico ρ = 7850 Kg/m³

Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni di classe 1-2-3-4

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

- Barre filettate

Per l'ancoraggio cosciale e parapetto con la soletta in c.a. del camminamento e si impiegano barre di:

- diametro nominale d:	12	mm	M12
- classe:	8.8		
- A : area nominale :	113	mm ²	
- A _{res} : area resistente :	84.3	mm ²	
- f _{tb} : tensione di rottura della barra a trazione:	800	N/mm ²	
- f _{yb} : tensione di snervamento della barra:	640	N/mm ²	

1.6.3 - Verifiche di stabilità dei gradini della scala

N°2 profili angolari in acciaio 40x40x4 mm, posti longitudinalmente

$$G_{1grad} : \text{peso della struttura portante del gradino} = 16.13 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{grad} = \gamma_{G1} G_{1grad} + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} = 725.97 \text{ kg/m}^2$$

Profilo angolare a lati uguali - caratteristiche della sezione:

- Lato	b =	40	mm
- Spessore:	s =	4	mm
- Peso:	G =	2.42	kg/m
- Area sezione:	A =	3.08	cm ²
- Area a taglio:	A _v =	1.54	cm ²
- Modulo di resistenza plastico x-x :	W _{pl} =	1.55	cm ³
- Momento di inerzia x-x:	J =	4.47	cm ⁴

Larghezza del gradino : b = 0.30 m

Luce di calcolo: L = 1.20 m

Larghezza di influenza dei carichi: i = 0.15 m

$$\text{Carico totale agente sul singolo profilo a L } q_{grad} = P_{grad} \cdot i = 108.9 \text{ kg/m}$$

Calcolo delle sollecitazioni massime

$$M_{Ed} = q^* L^2 / 8 =$$

$$19.60 \quad \text{kgm}$$

$$V_{Ed} = q^* L / 2 =$$

$$65.34 \quad \text{kg}$$

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione per sezioni di classe 1 e 2 vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_y) / \gamma_{M0}$$

Quindi:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_y) / \gamma_{M0}$$

$$40.60 \quad \text{kgm}$$

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} =$$

$$0.483 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a taglio in assenza di torsione vale:

$$V_{c,Rd} = (A_v f_y) / (\sqrt{3} \gamma_{M0})$$

in cui l'area resistente a taglio A_v è pari a:

$$1.54 \quad \text{cm}^2$$

Quindi:

$$V_{c,Rd} = (A_v f_y) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) =$$

$$2328.65 \quad \text{kg}$$

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} =$$

$$0.028 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica agli stati limite di esercizio

In virtù della tipologia della struttura e per via del fatto che questa non sostiene materiale di finitura fragile la deformazione finale degli elementi viene calcolata allo stato limite di esercizio considerando la *combinazione frequente* :

$$P_{req,t} = G_1 + G_2 + \psi_{1,1} Q_{k1} =$$

$$366.13 \quad \text{kg/m}^2$$

$$\text{con } \psi_{1,1} = 0.70 \quad (\text{Tab.2.5.1 NTC 2018})$$

$$= \text{Carico totale sul profilo angolare } q_{req,t} = P_{req,t} \cdot I = 54.92 \quad \text{kg/m}$$

Il calcolo dello spostamento verticale massimo viene valutato come:

$$\delta_{max} = 5/384 \cdot q^* L^4 / (E^* J) =$$

$$0.16 \quad \text{cm} < L/250 =$$

$$0.48$$

La verifica è soddisfatta!

1.6.4 - Verifiche di stabilità dei cosciali della scala

N°2 piatti in acciaio, posti lateralmente (cosciali)

G_{1t} : peso proprio dei cosciali ($A^* \rho_{mean}$)/l=

26.2 kg/m²

$$P_t = \gamma_{G1} G_{1t} + \gamma_{G2} G_{2t} + \gamma_{Q1} Q_{k1} =$$

759.99 kg/m²

Profilo piatto - caratteristiche della sezione:

- Altezza:	h = 250.0 mm
- Spessore:	s = 8 mm
- Peso:	G = 15.7 kg/m
- Area sezione:	A = 20.0 cm ²
- Area a taglio:	A _v = 20.0 cm ²
- Modulo di resistenza elastico x-x :	W _x = 83.3 cm ³
- Momento di inerzia x-x:	J _x = 1041.7 cm ⁴
- Modulo di resistenza elastico y-y :	W _y = 2.7 cm ³
- Momento di inerzia y-y:	J _y = 1.07 cm ⁴

Larghezza totale della scala:

b = 1.20 m

Luce di calcolo del cosciale laterale esterno (sviluppo effettivo):

L = 3.55 m

Larghezza di influenza dei carichi:

i = 0.60 m

Carico totale agente sul singolo cosciale $q_t = p_t \cdot i =$

$q_t = \frac{455.9}{9}$ kg/m

Calcolo delle sollecitazioni massime della scala

(si eseguono le verifiche a flessione e taglio considerando lo schema a trave appoggiata favore di sicurezza)

$$M_{Ed} = q \cdot L^2 / 8 =$$

718.33 kgm

$$V_{Ed} = q \cdot L / 2 =$$

809.39 kg

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione per sezioni di classe 1 e 2 vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} \cdot f_{yk}) / \gamma_{M0}$$

Quindi:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} \cdot f_{yk}) / \gamma_{M0} = 2182.54 \text{ kgm}$$

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0.329 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a taglio in assenza di torsione vale:

$$V_{c,Rd} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{m0})$$

in cui l'area resistente a taglio A_v è pari a: 20.00 cm²

Quindi:

$$V_{c,Rd} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{m0}) = 30242.16 \text{ kg}$$

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.027 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica agli stati limite di esercizio

In virtù della tipologia della struttura e per via del fatto che questa non sostiene materiale di finitura fragile la deformazione finale degli elementi viene calcolata allo stato limite di esercizio considerando la *combinazione frequente*:

$$P_{freq,t} = G_1 + G_2 + \psi_{1,1} Q_{k1} = 392.30 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{con } \psi_{1,1} = 0.70$$

Carico totale sul cosciale $q_{freq,t} = P_{freq,t} = 235.38 \text{ kg/m}$

Il calcolo dello spostamento verticale massimo viene valutato come:

$$\delta_{max} = 5/384 \cdot q \cdot L^4 / (E \cdot J) = 0.22 \text{ cm} < L/250 = 1.42$$

La verifica è soddisfatta!

1.6.5 - Verifica degli interassi e delle distanze dai margini delle barre filettate

Per l'applicazione dei criteri di verifica successivamente trattati gli interassi e le distanze dai margini dei bulloni devono risultare:

(Tabella 4.2.XVIII delle NTC 2018- figura 4.2.3)

- per i fori di bordo, considerando unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali				
$1,2d_0 \leq e_1 \leq 4t + 40 \text{ mm}$	15.6	<	e_1	< 72
$1,2d_0 \leq e_2 \leq 4t + 40 \text{ mm}$	15.6	<	e_2	< 72
$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200\text{mm})$	28.6	<	p_1	< 2
$2,4d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200\text{mm})$	31.2	<	p_2	< 2
con:				
- d : diametro della barra	d =	12	mm	
- d ₀ : diametro nominale del foro di alloggiamento della barra	d ₀ =	13	mm	

- e_1 : distanza fra il centro della barra e il margine dell'elemento, parallela alla direzione dello sforzo $e_1 = 80 \text{ mm}$

- e_2 : distanza fra il centro della barra e il margine dell'elemento, ortogonale alla direzione dello sforzo $e_2 = 80 \text{ mm}$

- t : spessore minimo della piastra $t = 8 \text{ mm}$

- p_1 : distanza fra centro e centro di due barre contigue $p_1 = 80 \text{ mm}$

- p_2 : distanza fra centro e centro di due barre contigue $p_2 = 90 \text{ mm}$

1.6.6 - Taglio sulle barre filettate

Nell'ipotesi di trascurare la flessione del gambo e la trazione del gambo dovuta alle pressioni sulla testa e sul dado si considera una distribuzione costante delle tensioni t_b sulla sezione del gambo stesso.

Considerando un numero di barre n pari a: 10

La forza di taglio di progetto $F_{v,Ed}$ è pari a: 809.39 N

Lo sforzo di taglio agente sul singolo tirafondo è pari a:

$$F_{v,Edsing} = F_{v,Ed} / n \quad 80.94 \text{ N}$$

per cui la verifica a taglio è soddisfatta se:

$$F_{v,Edsing} \leq F_{v,Rd}$$

con:

$F_{v,Rd}$: resistenza di taglio di progetto:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tk} A_{res} / \gamma_{M2} = 32371.2 \text{ N} \quad (4.2.63 \text{ NTC 2018})$$

dove

γ_{M2} : coefficiente parziale di sicurezza per la verifica delle unioni (Tabella 4.2. XIV NTC 2018) = 1.25

Quindi:

$$F_{v,Edsing} = 80.94 \text{ N} < 32371.2 \text{ N}$$

La verifica è soddisfatta!

1.6.7 - Verifica a rifollamento della piastra

La verifica a rifollamento è soddisfatta se

$$F_{vEd,sin} < F_{b,Rd}$$

Con $F_{b,Rd}$ resistenza di progetto a rifollamento pari a:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 82560 \text{ N} \quad (4.2.67 \text{ NTC 2018})$$

γ_{M2} : coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori:

1.25

d: diametro barra = 12 mm
t: spessore piastra = 8 mm
N/mm

f_{tk} : resistenza a rottura materiale piastra = 430 N/mm²

$\alpha = \min [e_1/3d_0; f_{bk}/f_{tk}; 1]$ per tirafondi di bordo = 1.00

$e_1/3d_0 = 2.05$

$f_{bk}/f_{tk} = 1.86$

$k = \min [2, 8e_2/d_0 - 1, 7; 2, 5]$ per tirafondi di bordo = 2.50

$2, 8e_2/d_0 = 15.53$

$F_{VEd, sing.} = 80.94 \text{ N} < 82560 \text{ N}$

La verifica è soddisfatta!

1.6.8 - Verifiche di stabilità del parapetto

Il parapetto è realizzato con montanti in acciaio S275 costituiti da tubolari cavi 50x5 posti ad interasse di 0,85 m

Profilo tubolare 50x5- caratteristiche della sezione:

- Diametro esterno: $h = 48,3 \text{ mm}$
- Spessore: $s = 5 \text{ mm}$
- Peso: $G = 5.3 \text{ kg/m}$
- Area sezione: $A = 6.8 \text{ cm}^2$
- Area a taglio: $A_v = 6.80 \text{ cm}^2$
- Modulo di resistenza elastico asse forte: $W = 6.7 \text{ cm}^3$
- Modulo di resistenza plastico asse forte: $W_p = 9.4 \text{ cm}^3$
- Momento di inerzia asse forte: $J = 16.2 \text{ cm}^4$

Altezza profilo e corrimano: $H = 1.00 \text{ m}$

Interasse montanti: $i = 0.80 \text{ m}$

Carico concentrato orizzontale sul montante a livello del parapetto :

- carico concentrato orizz. unif. distribuito a livello del parapetto = $q = 200 \text{ kg/m}$
- carico concentrato orizzontale sul singolo montante = $q * i = P = 160 \text{ kg}$

Calcolo delle sollecitazioni massime (schema trave a mensola):

$M_{Ed, max} = \text{momento max (sezione di incastro)} = P * H = 160 \text{ kgm}$

$V_{Ed, max} = \text{taglio max} = P = 160 \text{ kg}$

Verifica a flessione

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione per sezioni di classe 1 e 2 vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_{yk}) / \gamma_{M0}$$

Quindi:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_{yk}) / \gamma_{M0} \quad 246.71 \text{ kgm}$$

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0.649 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

Verifica a taglio

La verifica si ritiene soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a taglio in assenza di torsione vale:

$$V_{c,Rd} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0})$$

Quindi:

$$V_{c,Rd} = (A_v f_{yk}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = 10282.33 \text{ kg}$$

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.016 < 1$$

La verifica è soddisfatta!

1.6.9 - Verifica degli interassi e delle distanze dai margini delle barre filettate

Per l'applicazione dei criteri di verifica successivamente trattati gli interassi e le distanze dai margini dei bulloni devono risultare:

(Tabella 4.2.XVIII delle NTC 2018- figura 4.2.3)

- per i fori di bordo, considerando unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali				
$1,2d_0 \leq e_1 \leq 4t + 40 \text{ mm}$	15.6	<	e_1	< 72
$1,2d_0 \leq e_2 \leq 4t + 40 \text{ mm}$	15.6	<	e_2	< 72
$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200\text{mm})$	28.6	<	p_1	< 2
$2,4d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200\text{mm})$	31.2	<	p_2	< 2
con:				
- d : diametro della barra	d =	12	mm	
- d ₀ : diametro nominale del foro di alloggiamento della barra	d ₀ = d+1mm =	13	mm	
- e ₁ : distanza fra il centro della barra e il margine dell'elemento, parallela alla direzione dello sforzo	$e_1 =$	75	mm	
- e ₂ : distanza fra il centro della barra e il margine dell'elemento, ortogonale alla direzione dello sforzo	$e_2 =$	30	mm	

- t : spessore minimo della piastra
 - p₁ : distanza fra centro e centro di due barre contigue
 - p₂ : distanza fra centro e centro di due barre contigue
- | | | | |
|--|------------------|----|----|
| | t = | 8 | mm |
| | p ₁ = | 75 | mm |
| | p ₂ = | 75 | mm |

1.6.10 - Taglio sulle barre filettate

Nell'ipotesi di trascurare la flessione del gambo e la trazione del gambo dovuta alle pressioni sulla testa e sul dado si considera una distribuzione costante delle tensioni t_b sulla sezione del gambo stesso.

Considerando un numero di barre n pari a: 2

La forza di taglio di progetto $F_{v,Ed}$ è pari a: 160.00 N

Lo sforzo di taglio agente sul singolo tirafondo è pari a:

$$F_{v,Edsing.} = F_{v,Ed} / n \quad 80.00 \quad N$$

per cui la verifica a taglio è soddisfatta se:

$$F_{v,Edsing.} \leq F_{v,Rd}$$

con:

$F_{v,Rd}$: resistenza di taglio di progetto:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tbk} A_{res} / \gamma_{M2} = 32371.2 \quad N \quad (4.2.63 \text{ NTC 2018})$$

dove

γ_{M2} : coefficiente parziale di sicurezza per la verifica delle unioni (Tabella 4.2.XIV NTC 2018) = 1.25

Quindi:

$$F_{v,Edsing.} = 80.00 \quad N < 32371.2 \quad N$$

La verifica è soddisfatta!

1.6.7 - Verifica a rifollamento della piastra

La verifica a rifollamento è soddisfatta se

$$F_{v,Edsin} < F_{b,Rd}$$

Con $F_{b,Rd}$ resistenza di progetto a rifollamento pari a:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 82560 \quad N \quad (4.2.67 \text{ NTC 2018})$$

γ_{M2} : coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità per sezioni indebolite dai fori:

$$1.25$$

$$d: \text{ diametro barra} = 12 \quad \text{mm}$$

$$t: \text{ spessore piastra} = 8 \quad \text{mm}$$

$$N/mm$$

$$f_{tk}: \text{ resistenza a rottura materiale piastra} = 430 \quad 2$$

$$\alpha = \min [e-/3d_0; f_{tbk}/f_{tk}; 1] \text{ per tirafondi di bordo} = 1.00$$

$$e_1/3d_0 = 1.92$$

$$f_{tok}/f_k = 1.86$$

$$k = \min [2, 8e_2/d_0 - 1, 7; 2, 5] \text{ per tirafondi di bordo}$$

$$= 2.50$$

$$2, 8e_2/d_0 = 4.76$$

$$F_{VEd, sing} = 80.00 \quad N \qquad < \qquad 82560.00 \quad N$$

La verifica è soddisfatta!

Ancona, 25/03/2020

Il progettista delle
strutture