

Comune di Pisa

Oggetto: Ponteggio in difformità dallo schema tipo

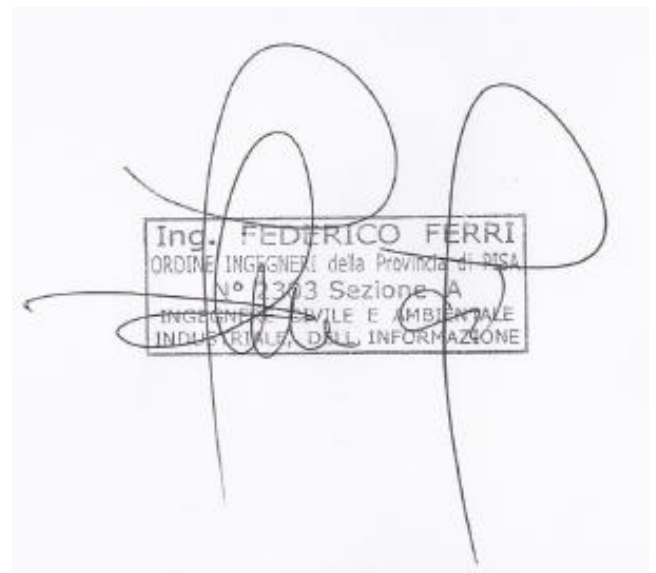
Tipologia lavori: Manutenzione Straordinaria della
Torre Piezometrica

Ubicazione: loc. Putignano (Pi)

RELAZIONE TECNICA

Progettista:

Dott. Ing. Ferri Federico



Rev.00 Marzo 2017

INDICE

INDICE.....	2
1. DESCRIZIONE DEL PONTEGGIO.....	3
1.1. ELEMENTI DEL PONTEGGIO	4
1.2. MATERIALI	4
1.2.1. Telai prefabbricati.....	4
1.2.2. Corrente Parapetto di Testa.....	4
1.2.3. Ponteggio tubolare Dalmine S.p.A.	5
2. ANALISI DEI CARICHI	6
2.1. CARICHI CONSIDERATI.....	6
3. VERIFICHE PONTEGGIO	8
3.1. CONDIZIONI DI CARICO.....	8
3.2. VERIFICA MONTANTI	9
3.2.1. Verifica montanti.....	9
3.3. VERIFICA TRAVERSI	10
3.4. VERIFICA PIANO D'APPOGGIO	10
3.5. VERIFICA BASETTE.....	10
3.6. VERIFICA DIAGONALE A TRAZIONE.....	12
3.7. VERIFICA DEGLI ANCORAGGI.....	12

I. Descrizione del ponteggio

La presente relazione di calcolo si riferisce al ponteggio da manutenzione da realizzare sul perimetro esterno della Torre Piezometrica sita in loc. Putignano (Pi)

Le strutture saranno realizzate con i materiali di cui al successivo punto 1.1. e montate secondo le istruzioni per il montaggio, l'impiego e lo smontaggio dei produttori riportate nei relativi Libretti Autorizzativi.

Si ricorda che l'impresa ha l'obbligo di porre in opera tutti i dispositivi di sicurezza previsti dalla vigente normativa anche se non espressamente indicati nella relazione e nei disegni allegati.

1.1. Elementi del Ponteggio

Il presente ponteggio è realizzato con i seguenti elementi:

- Ponteggio a Telai pref. DALMINE, tipo TEL-DAL 5 bis (telaio parapetto. Autorizzazione Ministeriale n. 19647/PR-7-B-89 del 10/03/1978;
- Tubi e giunti presso-formati della Tipo PONTEGGI DALMINE S.P.A., Autorizzazione Ministeriale n. 21879/PR-7/A3 del: 21/11/1984

1. Tavole di legno o metallici per la realizzazione dell'impalcato

1.2. Materiali

1.2.1. Telai prefabbricati

Caratteristiche geometrico / meccaniche dei materiali e degli elementi utilizzati.

- Acciaio S235: $\sigma_I = 1600 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{II} = 1800 \text{ kg/cm}^2$
- Tubo $\phi 48,3/2,9$ (montante e traverso del telaio prefabbricato):

Diametro esterno	:	48,3 mm
Spessore	:	2,9 mm
Sezione	:	413 mm ²
Momento di inerzia	:	106100 mm ⁴
Modulo di resistenza	:	4420 mm ³
Raggio di inerzia	:	16 mm

- Tubo $\phi 26,9/2,3$ (correnti e diagonali):

Diametro esterno	:	26,9 mm
Spessore	:	2,3 mm
Sezione	:	178 mm ²
Raggio di inerzia	:	8,7 Mm

1.2.2. Corrente Parapetto di Testa

Caratteristiche geometrico / meccaniche dei materiali e degli elementi utilizzati.

- Acciaio S235: $\sigma_I = 1600 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{II} = 1800 \text{ kg/cm}^2$
- Tubo $\phi 42,6/21,3/2$ (corrente di testa):

Diametro esterno	:	42,6 mm
Spessore	:	2 mm

1.2.3. Ponteggio tubolare Dalmine S.p.A.

Si prescrive l'impiego di giunti ortogonali per la realizzazione dei collegamento trasverso/corrente/montante/diagonale di piano. E' ammesso l'uso di giunti orientabili per la realizzazione dei diagonal di facciata. I tubi sono in acciaio S235 (tensione ammissibile 160 N/mm^2). I giunti sono fusi. I dati seguenti sono dedotti dai libretti autorizzativi.

Caratteristiche geometrico / meccaniche dei materiali e degli elementi utilizzati.

-	Acciaio S235:	$\sigma_I = 1600 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{II} = 1800 \text{ kg/cm}^2$
	Diametro esterno	:	48,3 mm
	Spessore	:	3,2 mm
	Sezione	:	453 mm ²
	Momento di inerzia	:	116900 mm ⁴
	Modulo di resistenza	:	4800 mm ³
	Raggio di inerzia	:	16 mm
	Peso	:	36 N/m
	Tensione ammissibile	:	160 N/mm ²

2. Impalcati.

Per la realizzazione dei piani di lavoro, sottopiani di sicurezza e delle protezioni fermapiede si deve utilizzare tavolame in abete dello spessore di 5cm. o metallici. Per i piani in legno, le tavole di campi contigui devono essere sovrapposte per almeno 40 cm.

2. Analisi dei carichi

2.1. Carichi considerati

1) Peso proprio degli elementi metallici costituenti il ponteggio:

1a) Telai prefabbricati Marcegaglia

Telaio	: 184,00 N
Corrente	: 23,50 N
Diagonale di facciata	: 28,00 N
Diagonale in pianta	: 27,00 N
Spina a verme	: 1,40 N
Mensola con puntone	: 19,30 N
Terminale semplice	: 85,00 N
Parasassi	: 125,00 N

1b) Ponteggio tubolare Dalmine

Tubo	: 36,00 N/m
Giunto ortogonale	: 10,00 N
Giunto girevole	: 10,00 N
Spinotto	: 10,00 N

2) Peso proprio dell'impalcato in legname ($0,3 \text{ KN/m}^2$) per piano di ponteggio;

3) Sovraccarico di servizio su un piano d'impalcato = $1,50 \text{ KN/m}^2$

Sovraccarico di servizio su un secondo piano d'impalcato = $0,75 \text{ KN/m}^2$

4) Azione del vento

Come indicato nella Lettera circolare 24 ottobre 1991 (Prot. n. 22831/OM.4), viene valutata con i criteri indicati nelle istruzioni CNR – 10012/85 assumendo come velocità di riferimento:

- $V_{rif(1)} = 16 \text{ m/s}$, per la condizione di lavoro;
- $V_{rif(2)} = 30 \text{ m/s}$, per le condizioni di fuori servizio

Calcolo pressione del vento									
z [m]	α_z	G_r	α_t	α_r	$V_{rwi(1)}$ [m/s]	$V_{rwi(2)}$ [m/s]	C	$P_{v(1)}$ [N/m ²]	$P_{v(2)}$ [N/m ²]
2,00	0,512	3,082	1	0,93	16	30	1,2	136,64	456,20
4,00	0,521	3,180	1	0,93	16	30	1,2	138,84	488,10
6,00	0,538	3,261	1	0,93	16	30	1,3	150,41	528,77
10,00	0,545	3,380	1	0,93	16	30	1,2	160,20	540,70
12,00	0,560	3,410	1	0,93	16	30	1,2	178,84	605,10
14,00	0,572	3,685	1	0,93	16	30	1,2	186,64	656,25
16,00	0,585	3,880	1	0,93	16	30	1,2	198,89	688,32
18,00	0,618	3,967	1	0,93	16	30	1,3	210,14	728,37
20,00	0,635	3,998	1	0,93	16	30	1,2	220,13	740,20

Tabella 1: pressione del vento ai piani del ponteggio

5) Azione della neve

secondo quanto previsto dal libretto aut. Allegato n. 2:

Facendo riferimento alle istruzioni C.N.R. 10012/85, si considera la zona II ad altitudine $h = 0$ m s.l.m.m.; il carico viene valutato mediante l'espressione:

$$q_n = \alpha_r \cdot \mu \cdot \eta \cdot (900 + 2,4 \cdot h) \quad [N/m^2]$$

- α_r è il coefficiente di ritorno posto uguale ad 1;
- μ è il coefficiente di esposizione posto uguale a 0,8;
- η è il coefficiente di zona posto uguale ad 0,66.

Risulta perciò:

$$q_n = 92 \text{ daN/m}^2$$

Questo carico deve essere applicato al 100% sul più alto impalcato ed al 30% sul complesso degli impalcati sottostanti.

3. Verifiche ponteggio

3.1. Condizioni di carico

Come indicato nella Lettera circolare 24 ottobre 1991 (Prot. n. 22831/OM.4), vengono effettuate verifiche per le seguenti condizioni di carico:

1) Condizioni di servizio

Vengono cumulati i pesi propri, i carichi di servizio assunti per intero su un impalcato e per il 50% su un secondo impalcato, e l'azione del vento prevista per la condizione di servizio.

2) Condizioni di fuori servizio normale

Vengono cumulati i pesi propri, il 50% del carico di servizio applicato su un solo impalcato e l'azione del vento prevista per la condizione di fuori servizio.

3) Condizioni di fuori servizio per neve

Vengono cumulati i pesi propri, il carico dovuto alla neve applicato per intero sull'impalcato più alto e globalmente per il 30% sull'insieme dell'impalcato sottostanti e l'azione del vento previsto per la condizione di fuori servizio.

Per i traversi d'appoggio degli impalcato la condizione più gravosa è la condizione di carico I, composta da pesi propri, permanenti ed accidentali di servizio.

Per la verifica vengono adottate le seguenti tensioni ammissibili:

- per la condizione di carico di servizio $\sigma_{adm} = 160 \text{ N/mm}^2$
- per la condizione di carico di fuori servizio $\sigma_{adm} = 180 \text{ N/mm}^2$

3.2. Verifica montanti

Come riportato nei disegni allegati la configurazione del ponteggio è tale che necessita di realizzare lungo il prospetto di via calafati uno schema con partenza del tipo monotubo collegato all'esterno con un secondo montante (chiamato successivamente “montante di raddoppiato”) lungo il quale, scaricare il carico gravante sul montante esterno di partenza. Si eseguirà la verifica del montante di raddoppio e del montante interno posti tra due nodi ad interasse 2,00 m. caricati dai pesi gravanti su tutto il ponteggio e ipotizzando (nella II e III c.c) che su di essi agisca la più alta azione del vento.

3.2.1. Verifica montanti

Si procede analogamente alle verifiche precedenti

$$\sigma_{id} = \omega \frac{N}{A} + \frac{M_{eq}}{W \left(1 - \nu \frac{N}{N_{cr}} \right)} < \sigma_{adm}$$

Mon- tan.	N. CdC	L-ef +- cm	Lo --+	λ	ω	N daN	MTot daNcm	σ_N +-----	σ_M	σ_{id} daN/cm ²	σ_{app} -----+	Ncr /N
Int.	1	250	231	144	2,78	650	1801	438	537	975	3,93	5,38
	2	250	231	144	2,78	437	2049	295	542	837	2,64	8
	3	250	231	144	2,78	575	1441	387	403	790	3,48	6,08
Est.	1	250	231	144	2,78	792	1847	533	592	1125	4,8	4,41
	2	250	231	144	2,78	579	2095	390	586	976	3,5	6,03
	3	250	231	144	2,78	717	1488	483	441	924	4,34	4,87

Per la corretta lettura della tabella precedente si specifica inoltre che σ_{app} rappresenta la tensione esercitata sulla superficie di appoggio e N_{cr}/N è il rapporto tra il carico critico dell'asta e l'azione assiale effettiva sul montante.

3.3. Verifica traversi

Le verifiche di resistenza del traverso sono effettuate sia in campata, in corrispondenza del massimo momento flettente, sia all'appoggio. Si verifica indipendentemente che:

$$\sigma_M = \frac{M}{W} < \sigma_{adm}$$

$$\tau = 3 \frac{T}{A} < \tau_{adm}$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} < \sigma_{adm}$$

Sez.	N.	Lcamp	L-sb	T	M	σ -M	τ	σ_{id}	
	CdC	+-	cm	---+	Kg	Kgcm	+-	Kg/cm ²	---+
app.	1	105	0		172	1503	340	166	445
	2	105	0		101	883	200	97	261
	3	105	0		117	1024	232	113	303
camp	1	105	0		---	3007	680	---	680
	2	105	0		---	1766	400	---	400
	3	105	0		---	2047	463	---	463

3.4. Verifica piano d'appoggio

Le verifiche di resistenza del traverso sono effettuate sia in campata, in corrispondenza del massimo momento flettente, sia all'appoggio. Si verifica indipendentemente che:

Ripiano	Spess.	B-min	W	Qrip	T	Mrip	Mc.	σrip	σc	σ-amm	Tcr
	+-	cm	---+	cm3	Kg/ml	Kg	Kgm	Kgm	+-	Kg/cm2	---+ / T
Legno	4	30	---	180	120	73	58	27	72	80	----
Metallo	---	45	10	168	120	68	58	680	1153	1400	5,29

3.5. Verifica basette

Nel ponteggio è prevista la possibilità di inserire le apposite basette regolabili fornite dal costruttore, da collocare secondo le indicazioni allegate nel libretto, aventi lo scopo sia di ripartire al suolo le azioni trasmesse dai montanti che di regolazione dell'appoggio in modo da riprendere differenze di livello del piano di appoggio.

La basetta regolabile è costituita da una piastra di base con spessore di circa 5 mm

provvista di fori per consentire la chiodatura alla tavola in legno di ripartizione, e di uno stelo filettato in acciaio avente diametro tale da entrare coassialmente nei montanti del ponteggio, e sul quale agisce una ghiera a vite in acciaio la cui rotazione consente la regolazione in altezza dei montanti. La regolazione della ghiera è tale da assicurare sempre un corretto accoppiamento tra basetta e montante.

Le basette regolabili hanno le seguenti caratteristiche:

- Diametro massimo lordo del vitone	cm 3,9
- Diametro massimo utile del vitone (senza filettat.)	cm 3,6
- Diametro minimo utile del vitone	cm 3,1
- Altezza complessiva del vitone	cm 50
- Parte del vitone minima da porre dentro il montante	cm 15
- Possibilità di variazione altezza ponteggio	cm 5 - 35

La verifica della predetta basetta regolabile viene effettuata con riferimento alla massima regolazione possibile, a presso-flessione.

Spin. Regolaz.							Inclinazioni		Azioni		Sollecitazioni			
Ba-	Ti	n.	Ht	L-min	Delta	H	Mont.	Baset.	N	MTot	S-N	S-M	S-id	
set.	po	CdC	+	-----	cm	-----+	+-	radianti	+-	Kg	Kgcm	+-	Kg/cmq	---+
Int.	S	1	50	15	5 -	35	0,008	0,023	661	918	251	445	696	
		2	50	15	5 -	35	0,008	0,023	448	1096	170	532	702	
		3	50	15	5 -	35	0,008	0,023	586	830	223	403	626	
Est.	S	1	50	15	5 -	35	0,008	0,023	800	1084	305	526	831	
		2	50	15	5 -	35	0,008	0,023	590	1262	224	612	836	
		3	50	15	5 -	35	0,008	0,023	728	996	277	483	760	

3.6. Verifica diagonale a trazione

Verifica a trazione

Nella verifica della diagonale a trazione utilizzata per riportare il carico della stilata interrotta sul montante interno, si ipotizza in via cautelativa che non esista collegamento tra i montanti interni ed esterni dei telai; pertanto il carico massimo a cui sottoposto il diagonale risulta dalle condizioni precedentemente analizzate pari a:

$$N = 7893,60 \text{ N}$$

La forza gravante sul diagonale è pertanto:

$$F_d = N \sin \alpha$$

$$\alpha = 58^\circ \quad \text{angolo della diagonale in pianta con il corrente}$$

$$\text{Pertanto } F_d = 6688,15 \text{ N}$$

La diagonale viene verificata a trazione valutando la tensione massima mediante la seguente relazione :

$$\sigma = \frac{F_d}{A}$$

$$\text{Pertanto } \sigma = 14,76 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{\text{adm}} = 180 \text{ N/mm}^2$$

Verifica a scorrimento del giunto

Il diagonale è soggetto ad una forza di trazione pari a:

$$F_d = 6688,15 \text{ N}$$

Con riferimento alla forza di scorrimento assunta per il tipo di giunto in uso si ottiene:

$$15950 / 6688,15 = 2,40 > 1,50 \quad (\text{verificato})$$

3.7. Verifica degli ancoraggi

Gli sforzi massimi a carico degli ancoraggi sono esercitati in senso normale alla struttura portante in pietra.

Calcolo azioni sugli ancoraggi

La massima azione sugli ancoraggi è esercitata dal diagonale a trazione utilizzata per riportare il carico della stilata interrotta sul montante di raddoppio; pertanto il carico massimo a cui sottoposto l'ancoraggio risulta dalle condizioni precedentemente analizzate pari a:

$$F_a = F_d \cos \alpha$$

$$F_d = 6688,15 \text{ N}$$

$$\alpha = 58^\circ \quad \text{angolo della diagonale in pianta con il corrente}$$

$$\text{Pertanto } F_a = 3544,15 \text{ N}$$

Verifica dell'ancoraggio ad anello

Lo stocco di tubo trasferisce la spinta sullo stocco orizzontale che a sua volta trasferisce il carico all'ancoraggio; pertanto si effettua la verifica dello stocco soggetto a momento flettente e a sforzo di taglio la verifica a sforzo normale e a momento flettente dovuto all'eccentricità della spinta del diagonale rispetto al piano dell'ancoraggio ($e = 60 \text{ mm}$)

a) Verifica stocco

Modellizzando l'estremità del tubo verticale come un incastro si hanno i seguenti sforzi:

$$T = S = F_a = 3544,15 \text{ N} \quad M = S \times e = 212649,00 \text{ N mm}$$

Per cui:

$$\tau = 2T/A = 15,65 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma = M/W = 44,30 \text{ N/mm}^2$$

La tensione totale risulta:

$$\sigma_{\text{tot}}^2 = 3\tau^2 + \sigma^2 \rightarrow \sigma_{\text{tot}} = 51,94 \leq \sigma_{\text{adm}} = 160 \text{ N/mm}^2$$

b) Verifica del punto di contatto

Si verifica l'ancoraggio nella sezione di contatto con la muratura; in corrispondenza di tale sezione si hanno le seguenti sollecitazioni:

$$N = S = 3544,15 \text{ N} \quad M = S \times e = 212649,00 \text{ N mm}$$

Per cui:

$$\sigma_1 = N/A_g = 7,23 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_2 = M/W_g = 138,62 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{con } A_g = \text{sezione golfare} = 490 \text{ mm}^2 \quad (\phi_g = 25 \text{ mm})$$

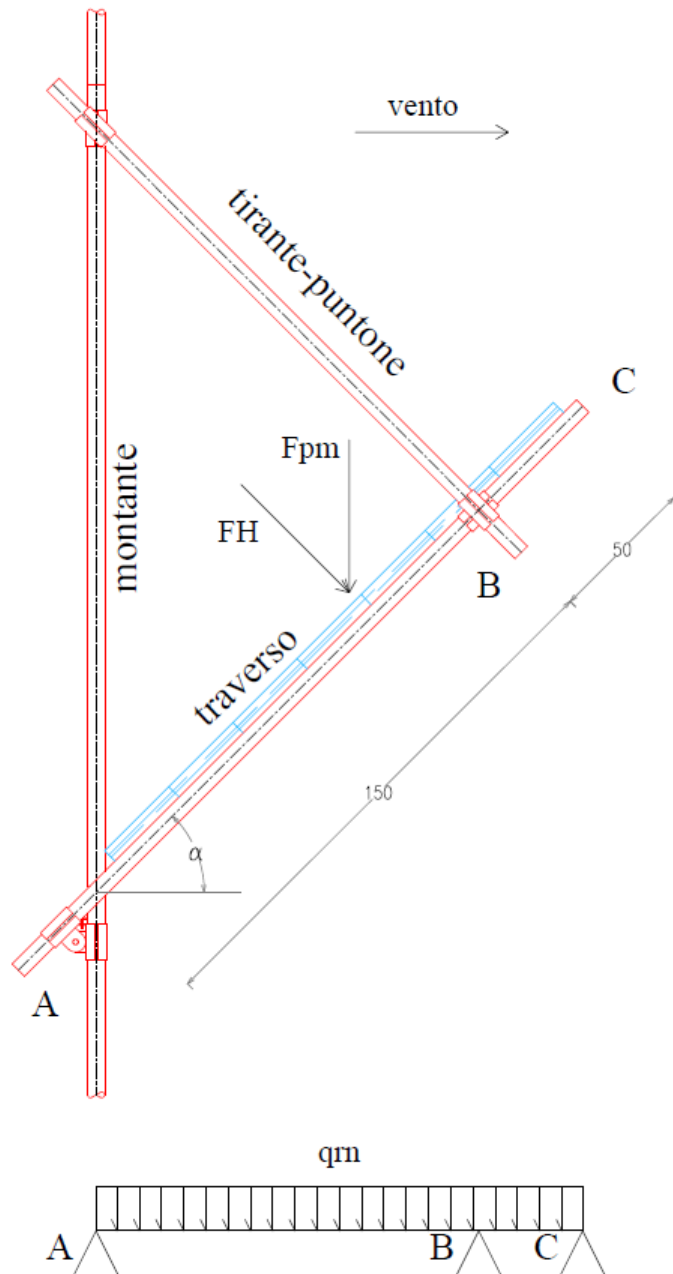
$$W_g = \text{modulo di resistenza golfare} = 1534 \text{ mm}^3$$

La tensione totale risulta:

$$\sigma_{\text{tot}}^2 = \sigma_1^2 + \sigma_2^2 \rightarrow \sigma_{\text{tot}} = 138,81 \leq \sigma_{\text{adm}} = 160 \text{ N/mm}^2$$

VERIFICA PARAMASSI

Per il calcolo degli elementi Paramassi sono considerati i carichi dovuti al peso proprio della struttura e il carico dovuto alla pressione esercitata dal vento sul tavolato della mantovana.



Peso Proprio della Struttura

Come peso proprio viene considerato quello del tavolato della mantovana relativo ad un modulo al piano, ridotto della metà e proiettato sui piani inclinati, per cui:

$$F_{pm} = 2,00 \times 1,80 \times 0,04 \times 700 = 101 \text{ Kg}$$

che come da carico unitario vale:

$$q_v = F_{pm}/2 = 101/2 = 50,50 \text{ Kg}$$

e proiettato sul piano inclinato

$$q_{vn} = q_v \cdot \cos \alpha = 50,50 \cdot \cos 45^\circ = 36 \text{ Kg}$$

Carico Orizzontale dovuto al vento F_H

Superficie investita dal vento

$$S = 1,80 \cdot (1,50 + 0,50) \cdot \sin \alpha = 1,80 \cdot 1,41 = 2,54 \text{ m}^2$$

Calcolo della pressione

$$P = q_{ref} \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 167 \text{ Kg}$$

Carico equivalente alla pressione orizzontale

$$F_H = P \cdot S = 167 \cdot 2,54 = 424 \text{ Kg/m}^2$$

Carico equivalente unitario

$$q_{Hn} = F_H/2 = 212 \text{ Kg/m}$$

Carico unitario Risultante

$$q_{rn} = q_{vn} + q_{Hn} = 36 + 212 = 248 \text{ Kg/m}$$

Calcolo delle reazioni agli appoggi

$$V_A = q_{rn} \cdot (l^2 - a^2) / (2 \cdot l) = 165,33 \text{ Kg}$$

$$V_B = q_{rn} \cdot l - V_A = 330,67 \text{ Kg}$$

Determinazione del punto di nulla del taglio x_0 dalla reazione V_A per l'ascissa dove il momento è massimo:

$$x_0 = V_A / q_{rn} = 0,67 \text{ m}$$

Calcolo del momento massimo valutato nell'ascissa x_0

$$M_{max} = V_A \cdot x_0 - q_{rn} \cdot (x_0^2 / 2) = 55110 \text{ Kgm}$$

Calcolo della tensione di verifica

$$\sigma = M_{max} / W = 55110 / 4430 = 12,44 \text{ N/mm}^2$$

la sezione è verificata in quanto risulta $\sigma < \sigma_{amm}$

Verifica di Stabilità degli elementi compressi (puntone)

Vengono assunti i carichi F_v ed F_H

$$M_r = F_H \cdot 1,06 - F_v \cdot 0,78 = 370,47 \text{ Kgm}$$

$$F_n = M_r / 1,50 = 247 \text{ Kg}$$

$$N = F_n / \cos \alpha = 247,45$$

Considerata l'asta come incernierata ad un estremo e incernierata all'altro si ha:

$$\beta = 0,8$$

$$l_0 = \beta \cdot l = 1,42 \cdot 0,8 = 1,14 \text{ m}$$

$$\lambda = l_0 / \rho_{\min} = 70,81$$

a cui corrisponde un valore $\omega = 1,25$

Il valore della tensione di verifica vale

$$\sigma = \omega N/A = 55110/4430 = 0,67 \text{ Kg/mm}^2 < 16 \text{ Kg/mm}^2$$

la sezione è verificata in quanto risulta $\sigma < \sigma_{amm}$

Pisa, Marzo 2017

Dott. Ing. Ferri Federico

