



stefano curtì ingegneria - 3669747017 - asa.curti@libero.it - via 4 Novembre 42 B - 27020 Parona (PV)

Realizzazione di una torre atmosferica con struttura in acciaio operante nell'ambito della infrastruttura di ricerca europea Integrated Carbon Observation System-Research Infrastructure (ICOS-RI) da ubicarsi nell'area industriale di Tito (PZ). (Istituto di Metodologie per l'Analisi Ambientale del Consiglio Nazionale delle Ricerche) – CIG 8113344F42 - CUP B56C19000120005

FASE - B - PROGETTO DEFINITIVO

CNR – IMAA TITO (PZ)

TORRE ICOS

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

“REV. 0 - PRIMA EMISSIONE”

Luglio 2020





INDICE

1.	INTRODUZIONE	5
a.	Descrizione sommaria dell'intervento	5
b.	Inquadramento geografico	6
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	7
3.	SOFTWARE DI CALCOLO E VERIFICA.....	8
a.	Sap 2000 v19.2.2	8
b.	VCASLU - Gelfi.....	10
c.	PROFILI - Gelfi.....	10
4.	MATERIALI DI PROGETTO	11
a.	Acciaio da carpenterie – S275	11
b.	Bulloni – Cl. 10.9.....	11
c.	Tiranti pretesi a cella chiusa	12
d.	Calcestruzzo per opere di fondazione – C28/35	13
e.	Barre di armatura per opere in cemento armato	14
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA.....	15
a.	Stratigrafia	15
b.	Categoria di sottosuolo - B	16
c.	Categoria topografica - T1	16
6.	DEFINIZIONE DELL'OPERA.....	17
a.	Vita Nominale – 100 anni.....	17
a.	Classe d'uso – II	17
b.	Vita reale – 100 anni.....	18
7.	CARICHI PERMANENTI E ACCIDENTALI	19
a.	Pesi propri e permanenti	19
b.	Azioni accidentali	19
c.	Azioni derivanti dalla movimentazione degli ascensori	19
d.	Vento.....	20
i.	Pressione cinematica di riferimento - q_b	22



ii.	Coefficiente di esposizione - c_e	23
iii.	Coefficiente aerodinamico di pressione - c_p	24
iv.	Coefficiente dinamico- c_d	26
v.	Riassunto delle valutazioni – Spinta del vento alle differenti quote.....	28
e.	Neve.....	29
f.	Dilatazioni termiche.....	30
8.	COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	31
a.	Inquadramento normativo.....	31
b.	Combinazioni utilizzate nelle calcolazioni	32
9.	AZIONE SISMICA.....	34
a.	Pericolosità sismica di base	34
b.	Definizione dello spettro in funzione degli Stati Limite	34
c.	Spettri di risposta elastico	34
i.	SLD.....	35
ii.	SLV.....	35
10.	ANALISI STRUTTURALE	36
a.	Assunzioni, descrizioni del modello e note	36
b.	Risultati preliminari	37
i.	Azioni globali alla base	37
ii.	Spostamenti in sommità dovuti al vento (SLE).....	38
11.	VERIFICA STATICHE - STR.....	39
a.	Colonna HE180B – da basamento alla quota di 30m	39
i.	Inquadramento	39
ii.	Azioni agenti.....	39
iii.	Rapporto domanda / capacità.....	39
b.	Colonna HE180A – da 30m a 60m di quota.....	40
i.	Inquadramento	40
ii.	Azioni agenti.....	40
iii.	Rapporto domanda / capacità.....	40
c.	Colonna HE160A – da 60m a 90m di quota.....	41
i.	Inquadramento	41
ii.	Azioni agenti.....	41
iii.	Rapporto domanda / capacità.....	41
d.	Colonna HE160A – da 90m di quota alla sommità	42



i.	Inquadramento	42
ii.	Azioni agenti.....	42
iii.	Rapporto domanda / capacità.....	42
e.	Controvento Ø40mm	43
i.	Inquadramento	43
ii.	Azioni agenti.....	43
iii.	Rapporto domanda / capacità.....	43
f.	Tiranti	44
i.	Inquadramento	44
ii.	Azioni agenti.....	44
iii.	Rapporto domanda / capacità.....	44
12.	VULNERABILITA' SISMICA	45
a.	Valutazioni preliminari	45
i.	Valutazione della rigidezza - k	45
ii.	Massa "sismica" - m	45
iii.	Periodo di oscillazione equivalente	46
iv.	Azioni orizzontale equivalente e confronto con vento	46
b.	Analisi Pushover	47
i.	Assunzioni e modalità di svolgimento delle analisi.....	47
ii.	Curva forza spostamento	48
iii.	Confronto "domanda – capacità"	49
13.	SISTEMA DI FONDAZIONE E VERIFICHE GEOTECNICHE	50
a.	Zavorre e tiranti per aggancio cavi post-tesi.....	50
i.	Descrizione	50
ii.	Azioni agenti.....	51
iii.	Verifiche geotecniche	54
<i>Zavorra</i>		55
<i>Tiranti</i>		55
b.	Fondazione del nucleo centrale su micropali.....	57
i.	Condizione drenata – approccio teorico	58
<i>Resistenza laterale</i>		58
<i>Portata di base</i>		58
ii.	Condizione non drenata – approccio teorico	59
<i>Portata di base</i>		59
<i>Resistenza laterale</i>		59
iii.	Condizione drenata –portanza geotecnica	60
iv.	Condizione non drenata –portanza geotecnica	61
v.	Confronto domanda – capacità dei micropali	62
14.	FASI DI MONTAGGIO	63



stefano curtì ingegneria - 3669747017 - asa.curti@libero.it - via 4 Novembre 42 B - 27020 Parona (PV)

i.	Introduzione.....	63
ii.	Riduzione delle azioni di progetto per effetto di temporaneità.....	63
iii.	Fase 1a – Montaggio della torre fino a 30m	65
iv.	Fase 2a – Montaggio della torre da 30m a 60m.....	66
v.	Fase 3a – Montaggio della torre da 60m a 90m.....	67
15.	CONCLUSIONI.....	68



1. INTRODUZIONE

a. Descrizione sommaria dell'intervento

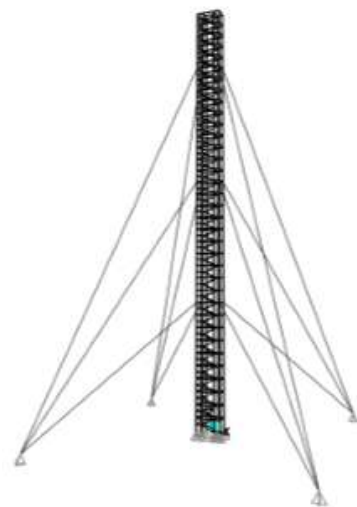
Si riporta un estratto del bando di gara, a descrizione dell'opera in progetto:

“L'intervento riguarda la realizzazione di una torre atmosferica con struttura in acciaio, ad elevata connotazione tecnologica e alto carattere innovativo, funzionale all'allestimento di un sito sperimentale operante nell'ambito dell'infrastruttura di ricerca paneuropea denominata “Interated Carbon Observation System - Research Infrastructure (ICOS-RI).”

Vista l'elevata snellezza dell'opera, dovute a:

- basso ingombro planimetrico;
- altezza significativa (circa 103m);

si è optato per una scelta con vantaggi tecnici-economici, ovvero realizzare una struttura “strallata”, con un nucleo centrale di dimensioni 6,0x3,0m in carpenteria metallica atto a portare le azioni verticali e un sistema di “tirantatura” che pone resistenza alle azioni orizzontali.



A fianco una vista estratta dalla modellazione FEM.

Sotto una immagine foto-realistica.





stefano curtì ingegneria - 3669747017 - asa.curti@libero.it - via 4 Novembre 42 B - 27020 Parona (PV)

b. Inquadramento geografico

L'area di intervento ricade nel Comune di Tito (PZ), in una zona semi-pianeggiante adibita a zona industriale.





stefano curtì ingegneria - 3669747017 - asa.curti@libero.it - via 4 Novembre 42 B - 27020 Parona (PV)

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La struttura viene verificata secondo quanto richiesto dalla Normativa Italiana attualmente in vigore, DM2018 “*Nuove norme tecniche per le costruzioni*” ed integrata con la Circolare del n° 7 del 21 Gennaio 2019 in riferimento all’aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni.

Per la valutazione dell’azione equivalente del vento sono state integrate con le specifiche dettate da:

- Eurocodice UNI EN 991-1-4-2010: Azioni del vento;
- CNR-DT 207/2008.



stefano curtì ingegneria - 3669747017 - asa.curti@libero.it - via 4 Novembre 42 B - 27020 Parona (PV)

3. SOFTWARE DI CALCOLO E VERIFICA

a. Sap 2000 v19.2.2

Computers and Structures, Inc. 1995 University Avenue Berkeley, California 94704 USA Tel: (510) 649-2200 Fax: (510) 649-2299 e-mail: info@csiberkeley.com web: www.csiberkeley.com	CSI Italia Srl Galleria San Marco 4 33170 Pordenone Tel: 0434 28465 Fax: 0434 28466 e-mail: posta@csi-italia.eu web: www.csi-italia.eu
--	---



Si riporta una descrizione della casa produttrice.

“SAP2000 è prodotto dalla Computers and Structures Inc. di Walnut Creek, California. Grazie al suo qualificatissimo staff di ingegneri professionisti, ricercatori ed illustri esponenti del mondo accademico, da oltre quattro decenni CSI è in prima linea a livello mondiale nello sviluppo tecnologico per l'ingegneria strutturale. Con i prodotti CSI potete star certi di utilizzare il miglior software esistente, supportato da un'azienda con un'incredibile storia di innovazione e dedizione alle complesse esigenze della professione.

SAP2000 è un programma di calcolo agli elementi finiti pensato per l'ingegneria civile. Ha caratteristiche molto versatili, tanto da rientrare nella categoria dei programmi cosiddetti “generalisti”, capaci cioè di analizzare strutture con caratteristiche molto diverse tra loro. È correntemente utilizzato in oltre 160 paesi sparsi in tutto il mondo e può vantare il numero più alto di utilizzatori nel settore. Questa vasta diffusione consente al programma di godere di controllo sul campo e feedback inestimabili. Grazie ad essi, l'affidabilità del software è mantenuta costantemente a livello di eccellenza.



stefano curtì ingegneria - 3669747017 - asa.curti@libero.it - via 4 Novembre 42 B - 27020 Parona (PV)

Le fasi di modellazione, analisi e verifica sono integrate in un unico ambiente grafico ad oggetti che rende l'utilizzo del programma intuitivo e di facile apprendimento. Anche i modelli più complessi possono essere creati in modo semplice, partendo da template predefiniti e sfruttando specifici strumenti di disegno e meshing. Comandi dedicati consentono l'applicazione automatica dei carichi (vento, sisma, moto ondoso) e la progettazione degli elementi in accordo alle norme italiane, europee, americane ed alle principali normative internazionali. La sua semplicità d'uso consente di sfruttare la potenza di SAP2000 per qualunque attività, dai grandi progetti ai più piccoli problemi di natura quotidiana, rendendolo il programma di calcolo strutturale più efficace e produttivo sul mercato.

Il potente solutore a 64-bit consente di eseguire analisi non lineari al passo, analisi P-Delta e in grandi spostamenti, analisi di buckling, analisi non lineari veloci (FNA) con smorzatori, isolatori alla base e appoggi dissipativi, costruzione per fasi e molto altro.

SAP2000 è disponibile in quattro diversi livelli: Base, Plus, Avanzato e Ultimate. Il livello Base è limitato a 1500 nodi ed è in grado di eseguire analisi lineari in tutte le varie modalità: statica, dinamica modale con spettro di risposta, dinamica al passo (Time history). Sono anche previste alcune analisi non lineari: non linearità geometriche del secondo ordine per piccoli spostamenti, aste solo tese o compresse. Gli elementi utilizzati sono di tipo frame e shell. Già dalla versione base sono incluse tutte le verifiche.

Il livello Plus, non ha limitazioni per numero di nodi e, rispetto alla versione precedente, aggiunge: gestione di carichi mobili, elementi di tipo solido, analisi di buckling. Il livello Avanzato affronta l'analisi non lineare in tutte le sue varie modalità, inclusi push over, dinamica a passo, grandi spostamenti. Il livello Ultimate aggiunge costruzione per fasi, dipendenza visco-elastica dal tempo, piping, treni di onde."

CUSTOMER ID: 57058



stefano curtì ingegneria - 3669747017 - asa.curti@libero.it - via 4 Novembre 42 B - 27020 Parona (PV)

b. VCASLU - Gelfi

Si riporta una descrizione del produttore.

“Il programma VcaSlu consente la Verifica di sezioni in Cemento Armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n. Permette inoltre di tracciare il Domino M-N, il diagramma Momento-Curvatura per la verifica di stabilità con il metodo della Colonna-Modello ed il Dominio Mx-My. La sezione può essere descritta mediante rettangoli, trapezi, coordinate. E' prevista la sezione circolare, anche cava e la sezione a poligono”

Il programma è a “uso libero” (freeware).

c. PROFILI - Gelfi

Si riporta una descrizione del produttore.

Il programma contiene un data base completo dei profilati commerciali laminati a caldo per impiego strutturale (DoppioT, L, U). Sono compresi tutti i profili del catalogo ARBED (www.europofil.lu). Comprende inoltre le travi saldate del prontuario Italsider 1966 e i profili saldati non simmetrici del Prontuario CISIA 1977.

I dati possono essere **ordinati** rispetto al modulo di resistenza a flessione **W_y**, rispetto al momento di inerzia **J_y** o rispetto al peso **g**.

Per ciascun profilo, oltre alle caratteristiche geometriche e statiche, vengono calcolati, con riferimento all'EUROCODICE 3, i seguenti valori:

- resistenze di progetto a compressione **N_{by,Rd}** e **N_{bz,Rd}** in base alle lunghezze di libera inflessione e alla tensione di snervamento selezionata;
- resistenze di progetto a flessione **M_{ey,Rd}** e **M_{ez,Rd}**;
- resistenze di progetto a taglio **V_{ply,Rd}** e **V_{plz,Rd}**;
- classi della sezione per compressione, per flessione e per presso-flessione;

La sezione scelta può essere disegnata in scala in una form che può essere ingrandita e che contiene un menu per la stampa, per l'esportazione in formato DXF e per il disegno diretto in Autocad 14. Per i profili a doppio T si può inoltre eseguire la verifica a presso-flessione, sia semplice che deviata, comprendente la verifica di resistenza della sezione, la verifica all'instabilità della membratura e la verifica all'instabilità flesso-torsionale.

Sono implementate inoltre le seguenti funzioni:

- verifica dei collegamenti con **Bulloni**
- verifica delle **Saldature**
- verifica delle **Travi Composte Acciaio-Calcestruzzo**
- verifica e progetto di **Giunti Flangiati** trave-colonna

Il programma è a “uso libero” (freeware).



4. MATERIALI DI PROGETTO

a. Acciaio da carpenterie – S275

Tabella 11.3.IX – Laminati a caldo con profili a sezione aperta

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

b. Bulloni – Cl. 10.9

Tensione ammissibile					
Classe vite	f_t N/mm ²	f_y N/mm ²	$f_{k,N}$ N/mm ²	$\sigma_{b,adm}$ N/mm ²	$\tau_{b,adm}$ N/mm ²
4.6	400	240	240	160	113
5.6	500	300	300	200	141
6.6	600	360	360	240	170
8.8	800	640	560	273	264
10.9	1 000	900	700	467	330

$f_{k,N}$ è assunto pari al minore dei due valori $f_{k,N} = 0,7 f_t$, $f_{k,N} = f_y$ essendo f_t ed f_y le tensioni di rottura e di snervamento secondo UNI 3740.

$\sigma_{b,adm}$, $\tau_{b,adm}$ tensioni ammissibili a trazione ed a taglio.



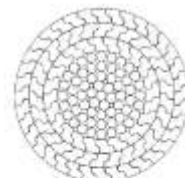
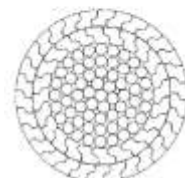
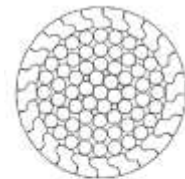
c. Tiranti pretesi a cella chiusa

Typical properties of the wires are:

- tensile strength $f_t=1570$ to 1660 MPa minimum
- proof stress $R_{p0.2}=1180$ to 1245 MPa minimum
- elongation at break $A=4\%$ minimum on 250mm gauge length
- the zinc coating and the wire ductility comply with UNI 7304 class A, ISO 2232 class A, DIN 2078 heavy galvanising, ASTM A586 class A, 10264-3 class A or other standards as required. The minimum zinc coating of the Z shaped wires is 300g/m².



Diameter (mm)	Cross Section A (mm ²)	Minimum Break Load MBL (kN)	Elastic Stiffness E-A (MN)	Weight (kg/m)
32	681	1015	112	5.6
36	862	1285	142	7.1
40	1077	1605	178	8.9
44	1303	1945	215	10.7
48	1551	2315	256	12.8
52	1841	2750	304	15.2
56	2136	3190	352	17.6
60	2452	3660	405	20.2
64	2789	4165	460	23.0
68	3149	4700	513	26.0
72	3530	5210	575	29.1
76	3933	5790	641	32.4
80	4358	6405	710	35.9
84	4805	7045	783	39.6
88	5274	7720	860	43.5
92	5764	8430	940	47.5
96	6276	9165	1023	51.7
100	6890	10050	1123	56.8
104	7452	10860	1215	61.4
108	8037	11700	1310	66.2
112	8643	12575	1409	71.2
116	9271	13480	1511	76.4
120	9922	14415	1617	81.8
124	10594	15385	1727	87.3
128	11289	16385	1840	93.0





d. Calcestruzzo per opere di fondazione – C28/35

Riepilogo Valori caratteristici

f_c	= resistenza cilindrica a compressione
R_c	= resistenza cubica
R_{cm}	= resistenza cubica media
f_{cm}	= resistenza media cilindrica
R_{ck}	= resistenza caratteristica cubica
f_{ck}	= resistenza caratteristica cilindrica = $0,83 R_{ck}$
f_{cd}	= resistenza di calcolo cilindrica = f_{ck} / γ_c
f_{cc}	= $0,85 f_{cd}$
f_{ct}	= resistenza a trazione
f_{ctm}	= resistenza a trazione semplice assiale = $0,27 \sqrt[3]{(R_{ck})^2}$
f_{ctfm}	= resistenza a trazione per flessione = $1,2 f_{ctm}$
f_{ctk}	= resistenza caratteristica a trazione semplice assiale = $0,7 f_{ctm}$
f_{ctfk}	= resistenza caratteristica a trazione per flessione = $0,7 f_{ctfm}$
f_{ctd}	= resistenza di calcolo a trazione –assiale– = f_{ctk} / γ_c
f_{ctfd}	= resistenza di calcolo a trazione –per flessione– = f_{ctfk} / γ_c

MODULI ELASTICI

$$E_c = 5.700 \sqrt{R_{ck}} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$E_c = 18.000 \sqrt{R_{ck}} \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

MODULI ELASTICI CON MATURAZIONE A VAPORE

$$E_c = 5.100 \sqrt{R_{ck}} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$E_c = 16.100 \sqrt{R_{ck}} \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

Rck [N/mm ²]	f _{ck}	f _{cd}	f _{cc}	f _{ctm}	f _{ctfm}	f _{ctk}	f _{ctfk}
25	20.75	12.97	11.02	2.31	2.77	1.62	1.94
30	24.90	15.56	13.23	2.61	3.13	1.82	2.19
35	29.05	18.16	15.43	2.89	3.47	2.02	2.43
40	33.20	20.75	17.64	3.16	3.79	2.21	2.65
45	37.35	23.34	19.84	3.42	4.10	2.39	2.87
50	41.50	25.94	22.05	3.66	4.40	2.57	3.08
55	45.65	28.53	24.25	3.90	4.69	2.73	3.28

Rck [N/mm ²]	f _{ctd}	f _{ctfd}	v				
25	1.01	1.21	0,15-0,18				
30	1.14	1.37	0,16-0,19				
35	1.26	1.52	0,17-0,20				
40	1.38	1.66	0,18-0,22				
45	1.49	1.79	0,20-0,25				
50	1.60	1.92	0,22-0,27				
55	1.71	2.05	0,24-0,29				



e. Barre di armatura per opere in cemento armato

B450C

$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$(f_{tk} / f_{yk}) \geq 1,13$$

$$\leq 1,35$$

controllato in stabilimento

tensione caratteristica di rottura

tensione caratteristica di snervamento

modulo elastico

Tensione di trazione ammissibile

$$\sigma_s = 255.00 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

f_y = tensione di snervamento

f_t = tensione di rottura

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento $\geq 4300 \text{ Kg/cm}^2$

f_{tk} = tensione caratteristica di rottura $\geq 5400 \text{ Kg/cm}^2$

$f_{(0,2)}$ = tensione allo 0,2% di deformazione residua

$f_{(0,2)k}$ = tensione caratteristica allo 0,2% di deformazione residua

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

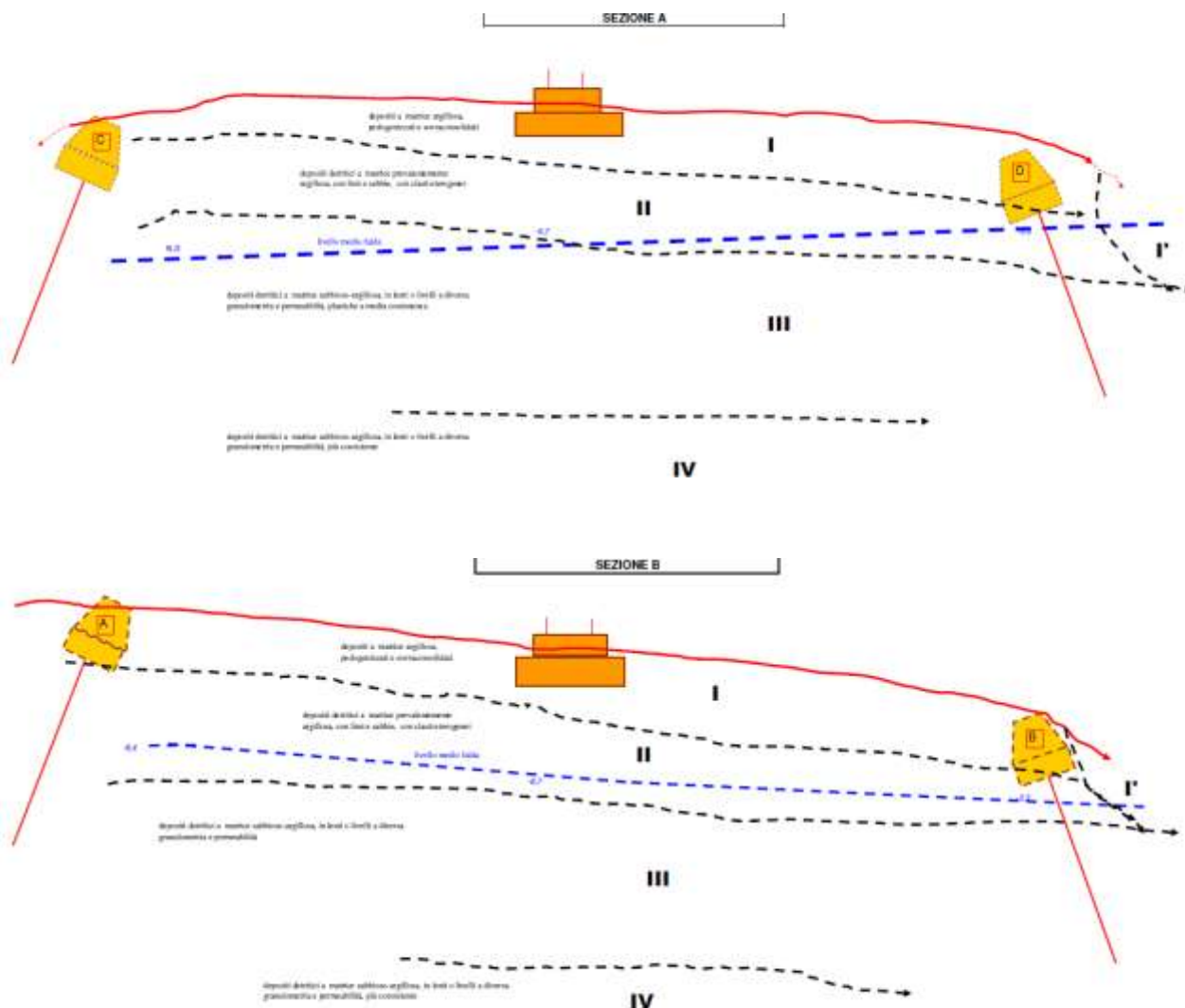


5. CARATERIAZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA

Nei seguenti paragrafi si riassume quanto dettato dalla relazione geologica. Per ampia trattazione si faccia riferimento a tale documentazione.

a. Stratigrafia

Le immagini seguenti descrivono il profilo stratigrafico.





Le caratteristiche meccaniche dei differenti strati geotecnici sono riassunte nel seguito.

Unità Geotecnica	γ [kN/m ³]	Dr [%]	ϕ [°]	ϕ' [°]	Cu (kPa)	E' (MPa)	Ip (%)	Consistenza (da Ic ed I _L)	Profondità da piano di riferimento [m]	Litologia
I	~19,0	40÷50	28÷32	26÷30	30÷50	10÷20	~ 5÷ 10	Consistente	Spessori fino ad 2,5/3,0 m	depositi a matrice argillosa, pedogenizzati e sovraconsolidati
I'	~19,0	30÷40	24÷28	20÷22	10÷40	10÷15	~ 5÷ 15	Mediamente Consistente	Spessori fino ad 4,0 m	depositi a matrice argillosa, pedogenizzati e normalconsolidati
II	~19,0	50÷60	34÷36	28÷32	50÷200	20÷40	~ 10÷ 15	Consistente	Da ~ 2,5/3,0 m a > 8,0	depositi detritici a matrice prevalentemente argillosa con sabbia e limo, con clasti eterogenei, talora più diffusi in lenti o livelli
III	~19,0	40÷50	28÷35	27÷29	50÷250	40÷60	~ 15÷ 20	Mediamente Consistente	Da ~ 8,0 m a ~ 17,0	depositi detritici a matrice prevalentemente argillosa e sabbiosa, con clasti eterogenei
IV	~20,0	50÷80	35÷40	28÷34	50÷300	60÷80	~ 10÷ 15	Mediamente Consistente	Da ~ 17,0 m	depositi detritici a matrice argillosa più o meno sabbiosa, in lenti o livelli a diversa granulometria e permeabilità

NB: si ricorda che: esiste una falda con profondità variabile (si veda sezioni) e comportamento legato alla diversa permeabilità e pressione (cfr relazione); i parametri di resistenza al taglio variano reciprocamente fra terreni coesivi e terreni incoerenti; si tratta di "macrounità" che presentano al loro interno eterogeneità litologiche e di comportamento anche importanti da tenere presenti in fase esecutiva

Tabella 3 : modello geologico e sismostratigrafico

b. Categoria di sottosuolo - B

Sulla base dell'analisi sismica eseguita di cui viene riportata nella figura seguente il profilo delle onde Vs il valore di Vs che si ottiene per i 30 metri è :

$$Vs_{30} = 468,899 \text{ m/s}$$

Da cui si evince che il terreno è compreso nella categoria di suolo B.

c. Categoria topografica - T1

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$



6. DEFINIZIONE DELL'OPERA

a. Vita Nominale – 100 anni

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo alla quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella seguente tabella:

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

a. Classe d'uso – II

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.



b. Vita reale – 100 anni

Le azioni sismiche vengono valutate in corrispondenza del periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \cdot 1 = 100 \text{ anni}$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato dalla tabella sottostante

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.



7. CARICHI PERMANENTI E ACCIDENTALI

a. Pesi propri e permanenti

I pesi propri degli elementi strutturali saranno automaticamente conteggiati dal software di calcolo e verificati con le risultanze degli elaborati grafici.

Per quanto riguarda i carichi permanenti:

- Grigliati e pedate dei gradini $0,15 \text{ KN/m}^2$;
- Parapetti* (rete elettrosaldata) $0,08 \text{ KN/m}^2$;

* I sopracitati valori si riferiscono al piano di calpestio di ogni singolo orizzontamento (o rampa), pertanto con un interasse in altezza di circa 3,3m.

b. Azioni accidentali

La normativa attualmente in vigore non specifica carichi accidentali per lo specifico uso ma dichiara che sono “*da valutarsi caso per caso*”.

In accordo alla committenza, i pianerottoli e rampe saranno dimensionati per un'azione massima (non contemporanea sull'intero elevato) di $2,0 \text{ kN/m}^2$. La contemporaneità del carico avverrà alle sole quote “principali” di lavoro, e quindi a 10, 50 e 100m, considerata per l'intero pianerottolo e le due rampe di scale limitrofe.

A livello globale (intero sviluppo altimetrico) si terrà in considerazione di un carico accidentale stimato in $0,50 \text{ kN/m}^2$.

c. Azioni derivanti dalla movimentazione degli ascensori

L'azione verticale derivante dalla movimentazione degli ascensori sarà portata direttamente dal traliccio dell'ascensore stesso.

Tale movimentazione e l'eccentricità dell'ascensore rispetto al suo traliccio, determinano delle azioni orizzontali che saranno a carico della torre in progetto.

Sulla scorta dell'esperienza professionale e calcolazioni manuali si è concluso che le azioni indotte dall'ascensore sono molto inferiori alle azioni del vento (non pienamente concomitanti), pertanto in questa fase si è deciso di trascurarle, dato che non dimensionanti.

Ulteriori calcolazioni saranno aggiunti in fase esecutiva, avendo anche il progetto e relazione tecnica di calcolo del fornitore dell'elemento meccanico (ascensore).



d. Vento

La spinta del vento è calcolata come proposto dal DM18:

3.3.4. PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$P = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \quad [3.3.4]$$

dove

q_r è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

c_p è il coefficiente di pressione di cui al § 3.3.8;

c_d è il coefficiente dinamico di cui al § 3.3.9.

I dati estratti da Normativa fanno riferimento alle seguenti tabelle:



Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m.
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione geografica e topografica del terreno. 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).



ZONE 1,2,3,4,5					
A	--	IV	IV	V	V
B	--	III	III	IV	IV
C	--	*	III	III	IV
D	I	II	II	II	III
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5					
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1					

ZONA 9		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

ZONA 6					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8		
A	--	IV
B	--	IV
C	--	III
D	I	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7		



i. Pressione cinematica di riferimento - q_b

La pressione cinematica di riferimento è calcolata come:

3.3.6. PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

La pressione cinetica di riferimento q_r è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2 \quad [3.3.6]$$

dove

v_r è la velocità di riferimento del vento di cui al § 3.3.2;

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

Esprimendo ρ in kg/m³ e v_r in m/s, q_r risulta espresso in N/m².

La velocità di riferimento v_r 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 (vedi Tab. 3.3.II), riferito al periodo di ritorno di progetto T_s . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r \quad [3.3.2]$$

dove

v_b è la velocità base di riferimento, di cui al § 3.3.1;

c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_s .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 + 0.2 \times \ln \left[1 + \frac{1}{T_s} \right]} \quad [3.3.3]$$

dove T_s è il periodo di ritorno espresso in anni.

Ove la velocità base di riferimento dipende dalla zona e dall'altitudine:

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a \quad [3.3.1]$$

$v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \quad [3.3.1.b]$$

dove:

a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.40
2	Emilia Romagna	25	750	0.45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0.40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0.36
7	Liguria	28	1000	0.34
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.32



Pertanto:

$$c_a = 1 + k_s \cdot \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) = 1 + 0,37 \cdot \left(\frac{845}{500} - 1 \right) = 1,25$$

$$c_r = 0,75 \cdot \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[-\ln \left(\frac{1}{1 - 100} \right) \right]} = 1,04$$

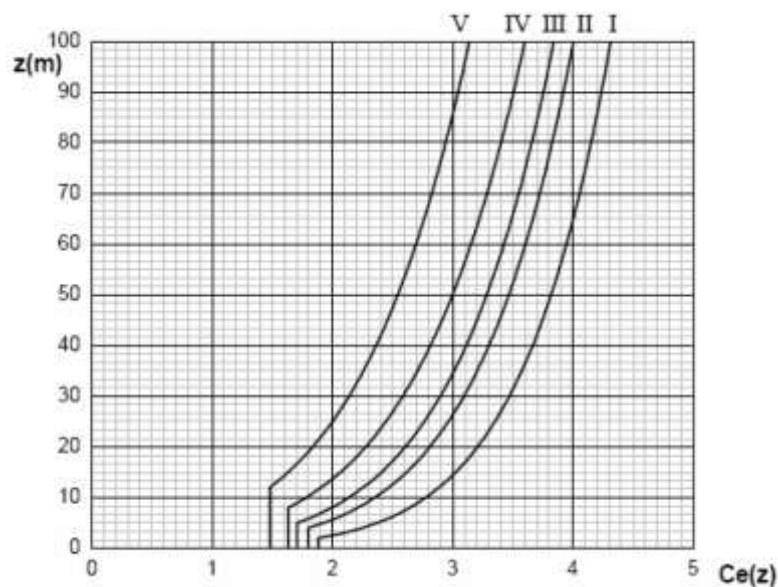
$$v_r = v_b \cdot c_r \cdot c_a = 27 \cdot 1,04 \cdot 1,25 = 35,2 \text{ m/s}$$

La pressione equivalente vale:

$$q_b = \frac{\rho \cdot v_r^2}{2} = \frac{1,25 \cdot 35,2^2}{2} = 777 \text{ N/m}^2$$

ii. Coefficiente di esposizione - c_e

Il grafico seguente mostra la variazione del coefficiente di esposizione in funzione della categoria di esposizione e dell'altezza.





iii. Coefficiente aerodinamico di pressione - c_p

La normativa vigente, riporta le seguenti indicazioni:

C3.3.8.7 COEFFICIENTI DI PRESSIONE PER TORRI E PALI A TRALICCIO A SEZIONE RETTANGOLARE O QUADRATA

Per torri e pali a traliccio a sezione rettangolare o quadrata e vento diretto normalmente ad una delle pareti, salvo più accurate valutazioni, i c_p sono da valutare nel modo seguente:

$$c_p = \begin{cases} 2,4 & \text{per torri con elementi tubolari a sezione circolare} \\ 2,8 & \text{per torri con elementi aventi sezione di forma diversa dalla circolare} \end{cases}$$

L'azione di insieme esercitata dal vento spirante normalmente ad una delle pareti va valutata con riferimento alla superficie della parte piena di una sola faccia.

Per vento spirante secondo la bisettrice dell'angolo formato da due pareti, l'azione d'insieme è pari a 1,15 volte quella sopra definita.

Salvo documentazione specifica, i medesimi coefficienti si adottano cautelativamente anche per torri a sezione triangolare, per le quali non è da applicare il coefficiente 1,15 suddetto.

L'Eurocodice e la CNR-DT 207 (cap. G.9.3) mostrano come il coefficiente di esposizione al vento sia in funzione del rapporto ϕ (rapporto tra superficie "coperta" e ingombro totale).

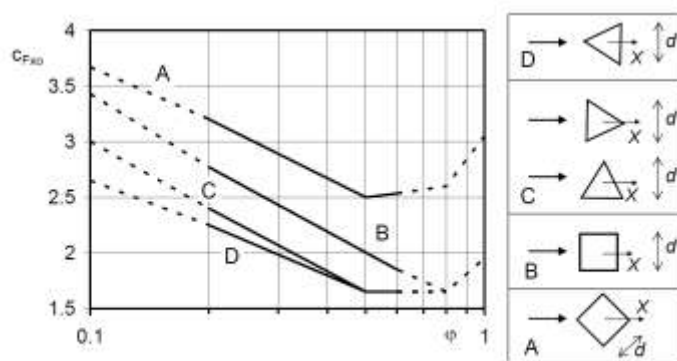


Figura G.44 – Coefficiente di forza c_{FX0} per tralicci con elementi a spigoli vivi.

Nel caso in esame:

- Gli elementi utilizzati appartengono alla categoria:
 - o B quando il vento “spinge” in direzione perpendicolare ai lati della torre;
 - o A quando il vento “spinge” in direzione diagonale alla torre.
- Il rapporto ϕ è pari a:
 - o 37% per i primi 60m di sviluppo verticale;
 - o 32% per la restante altezza.

Dal sopra-riportato grafico si ottengono:

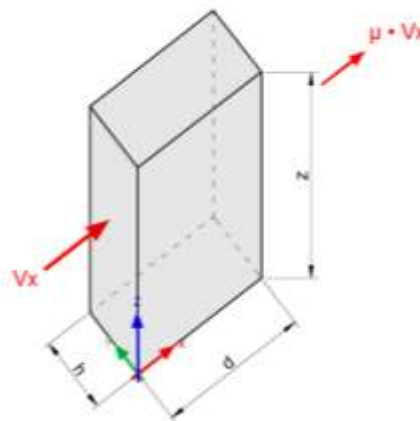
- $\phi=36\%$ $C_{FX0} (B) = c_{p(B)} = 2,30$ $C_{FX0} (A) = c_{p(A)} = 2,65$
- $\phi=30\%$ $C_{FX0} (B) = c_{p(B)} = 2,40$ $C_{FX0} (A) = c_{p(A)} = 2,85$



L'azione del vento viene amplificata di un fattore correttivo che tiene in considerazione l'andamento planimetro della torre (rapporto tra i lati), basata sul concetto di travi multiple (par. C3.3.8.6.2).

Pertanto, quando l'azione agente del vento ha direzione sul lato minore (h), il rapporto d/h è pari a 2,0, comportando un coefficiente:

$$\mu_x = 1 - 1,2 \rho = 1 - 1,2 \cdot 33\% = 0,60$$

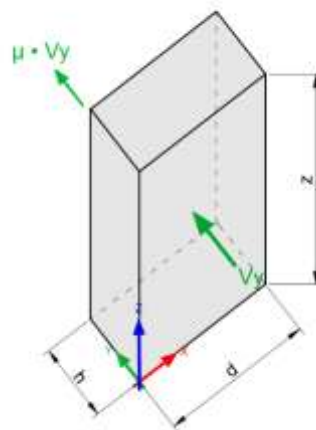


Mentre quando il vento “spinge” sul lato maggiore (d), il rapporto d/h è pari a 0,5, assumendo soddisfatta l'ipotesi di struttura “compatta”.

$$\mu_y = 0$$

Anche in direzione diagonale, la forma della struttura assume una forma “appiattita” confermando l'ipotesi di compattezza. Inoltre il coefficiente di pressione è già amplificato nel caso di “effetti diagonali”. Si assume pertanto:

$$\mu_{xy} = 0,0$$





stefano curtì ingegneria - 3669747017 - asa.curti@libero.it - via 4 Novembre 42 B - 27020 Parona (PV)

iv. Coefficiente dinamico- c_d

La normativa (DM18) riporta:

3.3.9. COEFFICIENTE DINAMICO

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Essendo la struttura più alta di 80m, si può valutare il **coefficiente dinamico** come proposto da CNR attraverso metodo semplificato, alla Appendice L.

Le tabella riepilogative riportano i coefficienti di amplificazione in ambo le direzioni.

Direzione Y (lato maggiore)

Passo	Descrizione	Valore	U.M.
1	Modello strutturale di riferimento	Str. Vert.	-
2	Base - b	6,2	m
	Altezza - h	103,0	m
	z_e	61,8	m
3	Velocità media del vento - v_m	45,3	m/s
4	Intensità di turbolenza - I_v	0,156	-
5	Scala integrale di turbolenza - L_v	157	m
6	Frequenza del sistema - η_d	1,35	Hz
	Smorzamento del sistema strutturale - ξ_d	0,60%	-
	Smorzamento del sistema areaodinamico - ξ_s	0,05%	-
	Smorzamento totale - ξ	0,65%	-
7	Fattore di risposta quasi statica - B^2	0,58	-
8	Parametro - S_d	0,049	-
9	Parametro - η_h	12,28	-
	Parametro - η_b	0,74	-
10	Parametro - R_h	0,08	-
	Parametro - R_b	0,65	-
11	Fattore di risposta - R_d^2	0,297	-
12	Frequenza attesa - v_d	0,784	Hz
13	Fattore di picco - g_d	3,673	-
14	Coefficiente di raffica - G_d	2,072	-
15	Coefficiente dinamico	0,992	-



stefano curtì ingegneria - 3669747017 - asa.curti@libero.it - via 4 Novembre 42 B - 27020 Parona (PV)

Direzione X (lato minore)

Passo	Descrizione	Valore	U.M.
1	Modello strutturale di riferimento	Str. Vert.	-
2	Base - b	3,2	m
	Altezza - h	103,0	m
	Z_e	61,8	m
3	Velocità media del vento - v_m	45,3	m/s
4	Intensità di turbolenza - I_v	0,156	-
5	Scala integrale di turbolenza - L_v	157	m
6	Frequenza del sistema - η_d	1,50	Hz
	Smorzamento del sistema strutturale - ξ_d	0,60%	-
	Smorzamento del sistema areaodinamico - ξ_s	0,02%	-
	Smorzamento totale - ξ	0,62%	-
7	Fattore di risposta quasi statica - B^2	0,59	-
8	Parametro - S_d	0,045	-
9	Parametro - η_h	13,64	-
	Parametro - η_b	0,42	-
10	Parametro - R_h	0,07	-
	Parametro - R_b	0,77	-
11	Fattore di risposta - R_d^2	0,311	-
12	Frequenza attesa - v_d	0,883	Hz
13	Fattore di picco - g_d	3,705	-
14	Coefficiente di raffica - G_d	2,093	-
15	Coefficiente dinamico	1,002	-

Pertanto, il coefficiente dinamico è approssimabile all'unità ($c_d=1,0$).



v. Riassunto delle valutazioni – Spinta del vento alle differenti quote

Le seguenti tabelle riportano i valori utilizzati nelle calcolazioni. Per ampia trattazione sulla nomenclatura si faccia riferimento alla normativa attuale oppure alle note nel seguito.

Zona	3
categoria esp.:	3
a_s	845 m
T_r	100 anni
C_r	1,040
V_{ref_Tr}	35,25 m/sec
v	0,000015 m ² /sec
Z_0	0,1 m
k_r	0,20
Z_{min}	5 m
C_t	1
q	777 N/m ²
c_d	1,0

z	$C_p(90^\circ)$	C_e	p_{max}	p_{vento}	$\phi = A_{net}/A_{tot}$	n° col	S_x	S_y	$S_{x,y}$
[m]	-	-	kN/m ²	kN/m ²	-	-	[kN]	[kN]	[kN]
5	2,30	1,71	3,05	1,10	36%	8,00	0,703	0,851	0,711
15	2,30	2,41	4,30	1,55	36%	8,00	0,991	1,200	1,002
25	2,30	2,77	4,94	1,78	36%	8,00	1,138	1,378	1,151
35	2,30	3,01	5,38	1,94	36%	8,00	1,240	1,501	1,254
45	2,30	3,20	5,72	2,06	36%	8,00	1,318	1,596	1,334
55	2,30	3,36	6,00	1,80	30%	8,00	1,152	1,395	1,165
65	2,40	3,49	6,51	1,95	30%	8,00	1,249	1,513	1,264
75	2,40	3,61	6,72	2,02	30%	8,00	1,291	1,563	1,306
85	2,40	3,71	6,91	2,07	30%	8,00	1,327	1,607	1,343
95	2,40	3,80	7,08	2,12	30%	8,00	1,360	1,647	1,376

Dove:

- z è la quota altimetrica di riferimento;
- p_{max} è la pressione massima del vento (compreso coefficiente di pressione);
- p_{vento} è la pressione massima del vento ($p_{max} \times \phi$);
- S_x , S_y , S_{xy} rappresentano le azioni orizzontali su ogni singola colonna nelle tre rispettive direzioni.



e. Neve

Il valore di riferimento dalla neve al suolo è stimata con formulazione proposta da Normativa (DM18). Il sito ricade in zona III (provincia di Potenza), ove si ottiene la seguente formulazione:

$$q_{sk} = 0,51 \cdot \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] = 0,51 \cdot \left[1 + \left(\frac{860}{481} \right)^2 \right] = 2,14 \text{ KN/m}^2$$

Il carico della neve, su superficie piana è ottenuta dalla seguente formulazione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_i = 2,14 \cdot 0,8 \cdot 0,9 \cdot 1 = 1,54 \text{ KN/m}^2$$

Dove:

- μ_i è il fattore di forma per elementi piani;
- C_e è il coefficiente di esposizione (strutture esposte su più lati sensibilmente maggiori degli elementi limitrofi).

Si noti che:

- I grigliati su ogni interpiano hanno permeabilità idonea a lasciar passare acqua piovana e ma non neve, pertanto tale manto nevoso si accumulerebbe solamente ai piani più alti;
- L'eventuale neve che, con poca probabilità, potrebbe disporsi su singolo interpiano (per stravento), avrebbe un carico equivalente inferiore al carico accidentale di progetto, pertanto entrerebbe in combinazione con il relativo coefficiente di partecipazione, e quindi non dimensionante.

Visto quanto riportato in precedenza, l'azione della neve è stata trascurata a livello "globale".

L'azione della neve sul singolo elemento strutturale pianerottolo / rampa di scale è inoltre inferiore al carico accidentale massimo di progetto, pertanto non dimensionate.



f. Dilatazioni termiche

Vista la geometria (elevata altezza) e i materiali costruttivi (acciaio) la torre è soggetta a fenomeni di dilatazioni termiche. Si noti che:

- Le deformazioni del nucleo centrale seguono un andamento uni-direzione, pari all'asse verticale;
- I tiranti “deformano” sull'asse principale di lavoro, che varia a seconda dell'inclinazione del tirante stesso.

L'aspetto critico riguarda l'associazione del vento “massimo” con dilatazione termica che potrebbe aumentare gli spostamenti per effetto di detensionamento dei cavi.

La variazione termica è stata calcolata tenendo in considerazione:

- La normativa vigente;
- L'escursione termica in situ (stagionale e giornaliera);
- La tipologia strutturale.

Pertanto verrà assegnata un “gap” termico pari a $\pm 25^{\circ}\text{C}$. Nel seguito estratto normativo:

3.5.5. AZIONI TERMICHE SUGLI EDIFICI

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente ΔT_u , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II.

Nel caso in cui la temperatura costituisca, invece, azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura, l'andamento della temperatura T nelle sezioni degli elementi strutturali deve essere valutato più approfonditamente studiando il problema della trasmissione del calore.

Tab. 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15^{\circ}\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15^{\circ}\text{C}$



8. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

a. Inquadramento normativo

Le verifiche allo stato limite ultimo seguiranno la seguente formulazione:

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

Mentre per quelle sismiche

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Le combinazioni allo SLE riguardano:

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

Per i coefficienti di combinazione, sono utilizzati i valori proposti da normativa per “ambienti suscettibili ad affollamento”.

Categoria/Azione variabile	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	caso		
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Per i carichi accidentali (0,50 KN/m² su ogni interpiano) si adotteranno i coefficienti.

$$\psi_0=0,00 - \psi_1=0,00 - \psi_2=0,00$$



b. Combinazioni utilizzate nelle calcolazioni

Si riportano le azioni di calcolo introdotte nel calcolatore, ove sono stati combinati i singoli “casi di carico” definiti nel seguito:

- G_{str} : Pesi propri strutturali
- G_{perm} : Peso grigliati, ringhiere, ecc
- Q_{acc} Accidentali;
- $Q_{v_x,y}$: Vento nelle differenti direzioni e versi.
- P_{pret} Carico da pretensione

Pertanto, le combinazioni sono così disposte:

- Combinazione (SLE) per carichi accidentali:
 - $01_{a_SLE (G+Q)} = 1,0 G_{str} + 1,0 G_{prem} + 1,0 P_{Pret} + 1,0 Q_{acc}$
- Combinazione (SLE) per soli carichi strutturali e permanenti:
 - $01_{b_STR (G)} = 1,0 G_{str} + 1,0 G_{prem} + 1,0 P_{Pret}$
- Combinazione (SLU) per soli carichi “verticali”:
 - $01_{c_SLU (G+Q)} = 1,3 G_{str} + 1,3 G_{prem} + 1,0 P_{Pret} + 1,5 \times Q_{acc}$
- Combinazione (SLU) per soli carichi gravitazionali, ad esclusione dei carichi accidentali:
 - $01_{d_SLU (G)} = 1,3 G_{str} + 1,3 G_{prem} + 1,0 P_{Pret}$
- Combinazione allo SLE con vento dominante:
 - $02_{x+} = 01_b + 1,0 Q_{v_x} + 0,60 \Delta_t^+$
 - $02_{x-} = 01_b + 1,0 Q_{v_x} + 0,60 \Delta_t^-$
 - $02_{y+} = 01_b + 1,0 Q_{v_y} + 0,60 \Delta_t^+$
 - $02_{y-} = 01_b + 1,0 Q_{v_y} + 0,60 \Delta_t^-$
 - $02_{xy+} = 01_b + Q_{vx_xy} + Q_{vy_xy} + 0,60 \Delta_t^+$
 - $02_{xy-} = 01_b + Q_{vx_xy} + Q_{vy_xy} + 0,60 \Delta_t^-$



- Combinazione allo SLU con vento dominante:

- $03_{x+} = 01_d + 1,5 Q_{v_x} + 0,60 \times 1,30 \Delta_t^+$
- $03_{x-} = 01_d + 1,5 Q_{v_x} + 0,60 \times 1,30 \Delta_t^-$
- $03_{y+} = 01_d + 1,5 Q_{v_y} + 0,60 \times 1,30 \Delta_t^+$
- $03_{y-} = 01_d + 1,5 Q_{v_y} + 0,60 \times 1,30 \Delta_t^-$
- $03_{xy+} = 01_d + 1,5 Q_{vx_ (xy)} + 1,5 Q_{vy_ (xy)} + 0,60 \times 1,30 \Delta_t^+$
- $03_{xy-} = 01_d + 1,5 Q_{vx_ (xy)} + 1,5 Q_{vy_ (xy)} + 0,60 \times 1,30 \Delta_t^-$

N.B. – L'azione termica non è dimensionante, ma complementare all'amplificazione delle altre azioni. Pertanto per brevità, non è presente una singola combinazione con tale effetto massimizzato.



9. AZIONE SISMICA

a. Pericolosità sismica di base

Si riportano i valori in riferimento alla pericolosità sismica di base

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0.059	2.361	0.276
50	0.079	2.336	0.292
72	0.096	2.311	0.315
101	0.115	2.315	0.323
140	0.137	2.310	0.332
201	0.164	2.311	0.340
475	0.248	2.314	0.367
975	0.342	2.321	0.386
2475	0.481	2.430	0.427

b. Definizione dello spettro in funzione degli Stati Limite

I valori associati per ogni Stato limite sono i seguenti:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.087	2.323	0.304
SLD	101	0.115	2.315	0.323
SLV	949	0.338	2.320	0.386
SLC	1950	0.441	2.402	0.416

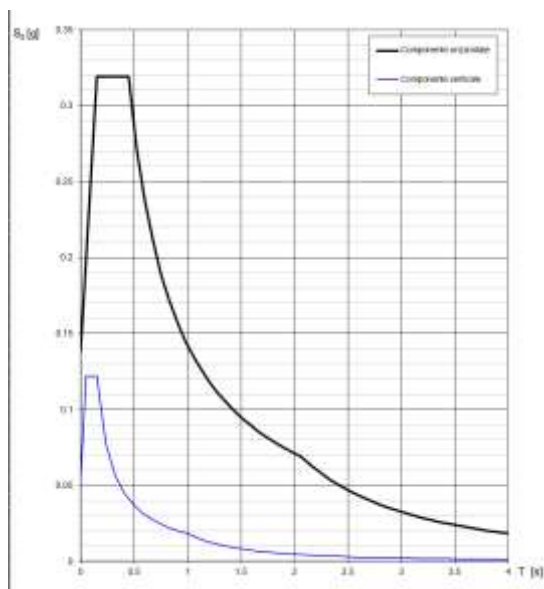
c. Spettri di risposta elastico

I due paragrafi successivi riportano gli spettri di progetto, allo Stato limite di Danno e quello allo Stato Limite di salvaguardia della vita.



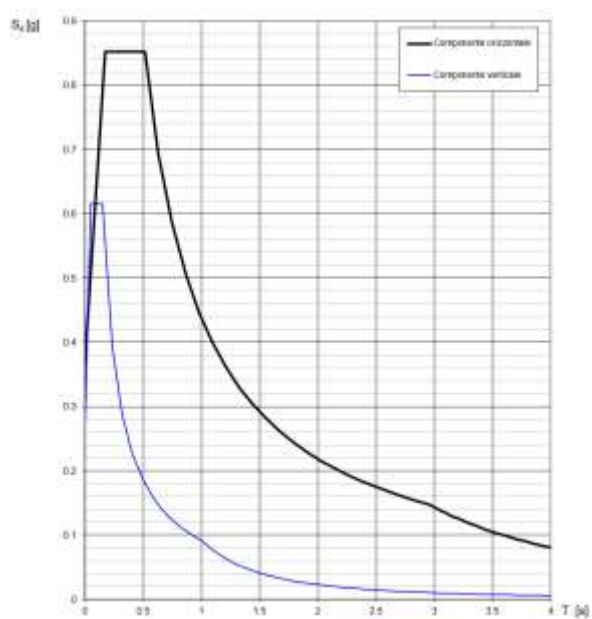
i. SLD

Il grafico seguente mostra lo spettro di risposta di progetto, per lo stato limite considerato.



ii. SLV

Il grafico seguente mostra lo spettro di risposta di progetto, per lo stato limite considerato.





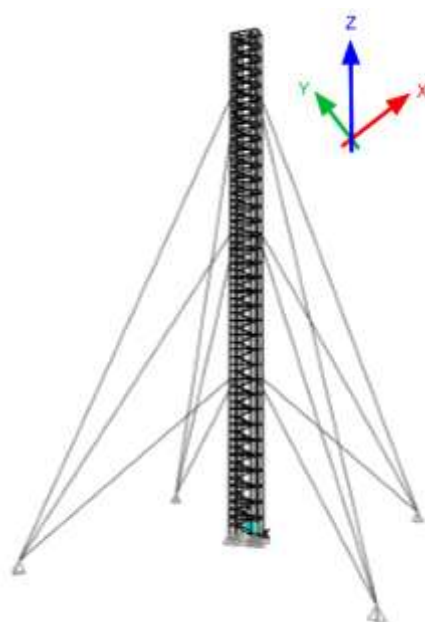
10. ANALISI STRUTTURALE

Una modellazione FEM è stata effettuata per predire la risposta del manufatto e individuare le sollecitazioni sui singoli elementi, al fine di effettuare idonee verifiche rispetto alle capacità.

a. Assunzioni, descrizioni del modello e note

La modellazione FEM, e relativo calcolo strutturale, sono riassunta nei seguenti punti:

- Al piano campagna, sono stati settati vincoli a “cerniera”, ovvero senza capacità rotazionali / flessionali.
- Gli elementi in carpenteria metallica sono stati modellati come elementi “beam” con proprietà meccaniche equivalenti.
- Ove gli elementi in acciaio non presentano continuità, e non hanno connessioni “rigide”, sono stati assegnati dei “release”, svincolando in tal modo le rigidità flessionali;
- Ai controventi, non è stata assegnata capacità flessionale;
- L'azione del vento è stata applicata come carico distribuito su tutta l'altezza delle colonne, variandone l'intensità in funzione dell'altezza.
- I tiranti sono modellati come elementi “cables” e pretensione:
 - 300 KN per i primi due livelli;
 - 400 KN per l'ultimo livello (cavo più lungo).
- La modellazione tipo “cables” (cavo) dei tiranti permette due vantaggi significativi:
 - Reazione alla sola “trazione”;
 - Il software, in automatico, varia la geometria del cavo in funzione della tesatura iniziale e la rispettiva variazione del campo tensionale dovuta alle forze esterne, calcolando e aggiornando le variabili geometriche (corda molla, elongazione, ecc...).
- L'analisi condotta, per soddisfare i precedenti requisiti, è del tipo Non Lineare;
- Assi:
 - X (rosso) rappresenta la direzione con lato maggiore del nucleo (6m circa);
 - Y (verde) rappresenta la direzione con lato minore del nucleo (3m circa);
 - Z (ciano) rappresenta la direzione relativa all'altezza del manufatto (103m circa);





stefano curtì ingegneria - 3669747017 - asa.curti@libero.it - via 4 Novembre 42 B - 27020 Parona (PV)

b. Risultati preliminari

i. Azioni globali alla base

La tabella seguente mostra le azioni alla base (centro nucleo torre) nei diversi casi di carico e combinazioni.

OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
01b_G_STR	NonStatic	Max	1,526E-08	0	1300,069	0	122,6138	6,5214
01c_G+Q_SLU	NonStatic	Max	1,268E-09	0	2190,161	0	161,9347	7,106
01d_G_SLU	NonStatic	Max	2,498E-07	1,842E-06	1690,09	0	160,7418	6,9952
02x-_01b+Vx-dT	NonStatic	Max	-944,758	-3,87E-08	1300,069	-21,1564	-51583,3621	25,7859
02x+_01b+Vx+dT	NonStatic	Max	-944,758	-1,647E-06	1300,069	-22,0323	-51565,6531	27,9047
02xy_01b+Vxy+dT	NonStatic	Max	-427,516	-828,478	1300,069	45291,5863	-23249,6696	-20,7361
02xy_01b+Vxy-dT	NonStatic	Max	-427,516	-828,478	1300,069	45301,8688	-23235,1445	-37,5619
02y-_01b+Vy-dT	NonStatic	Max	6,181E-06	-1145,55	1300,068	62621,1699	124,237799...	-17,0806
02y+_01b+Vy+dT	NonStatic	Max	1,095E-05	-1145,55	1300,069	62623,559	119,9205	-14,6636
03x-_01d+Vx-dT	NonStatic	Max	-1417,136	1,863E-06	1690,09	-31,1258	-77233,6298	40,4755
03x+_01d+Vx+dT	NonStatic	Max	-1417,136	-7,788E-06	1690,09	-32,135	-77276,3063	41,6735
03xy_01d+Vxy+dT	NonStatic	Max	-643,913	-1247,831	1690,09	68101,0745	-34921,9912	-87,5344
03xy_01d+Vxy-dT	NonStatic	Max	-643,913	-1247,831	1690,09	68063,8505	-34850,5658	-134,5687
03y-_01d+Vy-dT	NonStatic	Max	2,366E-07	-1718,325	1690,09	93585,4407	169,4721	-33,4164
03y+_01d+Vy+dT	NonStatic	Max	-1,095E-06	-1718,325	1690,09	93728,1758	161,5773	-28,2254



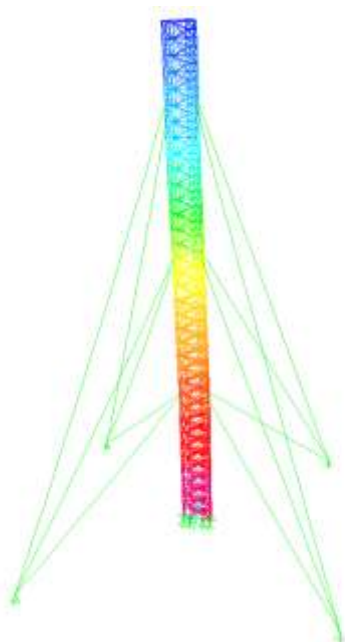
ii. Spostamenti in sommità dovuti al vento (SLE)

Lo spostamento atteso in sommità all'edificio, valutato in condizione di stato limite di esercizio e nel caso di azione del vento agente in direzione:

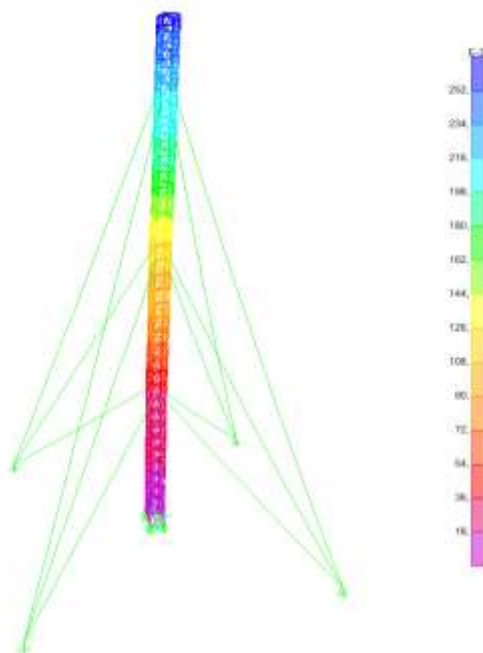
- X - Comb. 02_x - $\Delta_x = 165\text{mm}$.
- Y - Comb. 02_y - $\Delta_y = 250\text{mm}$.

Gli spostamenti risultano pertanto inferiore ai 300mm massimi consentiti.

Le immagini seguenti ne danno esemplificazione grafica.



Spostamenti in X



Spostamenti in Y



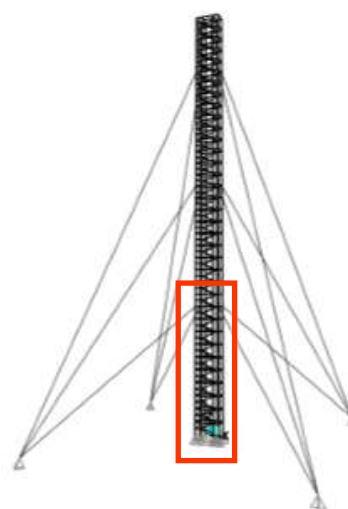
11. VERIFICA STATICHE - STR

a. Colonna HE180B – da basamento alla quota di 30m

i. Inquadramento

In questa classificazione rientrano tutte le colonne dal basamento al primo ordine di tiranti (30m).

I nodi di connessione tra i montanti possono essere definiti a “completo ripristino”, assumendo pertanto in fase di verifica un coefficiente di snellezza ridotto rispetto all’instabilità ($\beta=0,7$).



ii. Azioni agenti

Si riporta la massima azione assiale con la rispettiva combinazione di carico a cui le colonne sono soggette:

$$- \text{Comb. } 03_{xy} \rightarrow N_{ed} = 1'214 \text{ KN}$$

Le azioni flessionali e taglianti sono trascurabili.

iii. Rapporto domanda / capacità

Si riporta la verifica che tiene in considerazione effetto di instabilità, come richiesto da DM18.

HE 180 B Acciaio: S275 (Fe430) f_y (N/mm²): 275 f_u : 430

Proprietà della sezione:

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r _t (mm)
HE 100 B	20,4	100	100	6,00	10,00	12,00
HE 120 B	26,7	120	120	6,50	11,00	12,00
HE 140 B	33,7	140	140	7,00	12,00	12,00
HE 160 B	42,6	160	160	8,00	13,00	15,00
HE 180 B	51,2	180	180	8,50	14,00	15,00
HE 200 B	61,3	200	200	9,00	15,00	18,00
HE 220 B	74,4	220	220	9,50	16,00	20,00

Calcolo:

N_{ed} [kN]: 1214 $M_{ed,y}$ [kNm]: 126,1 $M_{ed,z}$ [kNm]: 60,50 $V_{ed,y}$ [kN]: 306,1 $V_{ed,z}$ [kN]: 752,1

Verifica:

Classe Sezione: 1 Compressione: 1 Flessione My: 1 Flessione Mz: 1 Presso-Flessione: 1

Verifica:

Verifica:

HE 180 B Acciaio: S275 (Fe430) f_y (N/mm²): 275

Verifica:

N_{ed} [kN]: 1214

Inflessione attorno all'asse:

	y-y	z-z
Snellezza λ	30,03	50,33
N_{ed} [kN]	1214	1214
$M_{ed,y}$ [kNm]	0	0
$M_{ed,z}$ [kNm]	0	0

Resistenza della sezione:

Verifica:

N_{ed} [kN] + $\frac{M_{ed,y}}{W_{pl,y}}$ + $\frac{M_{ed,z}}{W_{pl,z}}$ = 0,891 + 0 + 0 = 0,891

Le verifiche risultano soddisfatte, con un coefficiente di sfruttamento (C.S.) pari a 0,89.

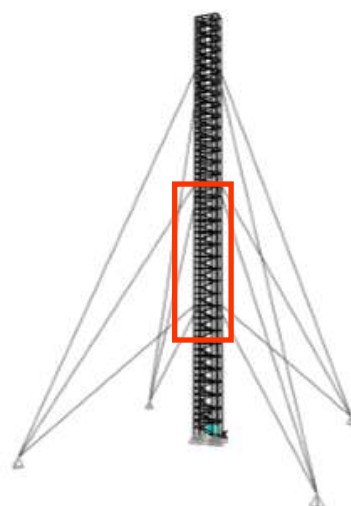


b. Colonna HE180A – da 30m a 60m di quota

i. Inquadramento

In questa classificazione rientrano tutte le colonne che partono dalla quota di 30m e raggiungono i 60m.

I nodi di connessione tra i montanti possono essere definiti a “completo ripristino”, assumendo pertanto in fase di verifica un coefficiente di snellezza ridotto rispetto all’instabilità ($\beta=0,7$).



ii. Azioni agenti

Si riporta la massima azione assiale con la rispettiva combinazione di carico a cui le colonne sono soggette:

$$- \text{Comb. 03}_y \rightarrow N_{ed} = 872 \text{ KN}$$

Le azioni flessionali e taglianti sono trascurabili.

iii. Rapporto domanda / capacità

Si riporta la verifica che tiene in considerazione effetto di instabilità, come richiesto da DM18.

The screenshot shows the design of an HE180A column. The main parameters are:

- Section: HE 180 A
- Material: Acciaio S275 (Fe430)
- Yield strength: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$
- Design axial force: $N_{ed} = 872 \text{ kN}$
- Design resistance: $N_{Rd} = 1118 \text{ kN}$
- Stability factor: $\chi = 0.927$
- Design resistance including stability: $N_{Rd,stab} = 1027 \text{ kN}$

The stability check is performed using the formula:

$$\frac{N_{ed}}{N_{Rd,stab}} + \frac{k_y M_{y,ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{k_z M_{z,ed}}{M_{z,Rd}} = 0.927 + 0 + 0 = 0.927$$

The result is 0.927, which is less than 1.0, indicating that the column is satisfactory.

Le verifiche risultano soddisfatte, con un coefficiente di sfruttamento (C.S.) pari a 0,93.



c. Colonna HE160A – da 60m a 90m di quota

i. Inquadramento

In questa classificazione rientrano tutte le colonne che partono dalla quota di 60m e raggiungo i 90m.

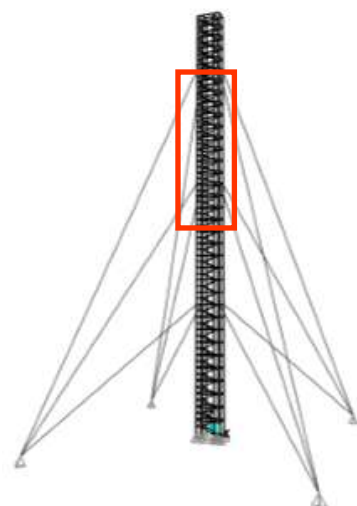
I nodi di connessione tra i montanti possono essere definiti a “completo ripristino”, assumendo pertanto in fase di verifica un coefficiente di snellezza ridotto rispetto all’instabilità ($\beta=0,7$).

ii. Azioni agenti

Si riporta la massima azione assiale con la rispettiva combinazione di carico a cui le colonne sono soggette:

$$- \text{Comb. 03}_y \rightarrow N_{ed} = 571 \text{ KN}$$

Le azioni flessionali e taglianti sono trascurabili.



iii. Rapporto domanda / capacità

Si riporta la verifica che tiene in considerazione effetto di instabilità, come richiesto da DM18.

HE 160 A Acciaio S275 (Fe430) f_y (N/mm²) 275

N_{ed} [kN] 571

Iniezione attorno all'asse

	y - y	z - z
Snellezza λ	35,01	57,79
$N_{b,Rd}$ [kN]	939,0	757,3
$M_{1,Rd}$ [kNm]	0	0
$M_{2,Rd}$ [kNm]	0	0

β_{rel} 1,1

μ -0,612

$M_{y,Rd}$ [kNm] 1,355

$M_{z,Rd}$ [kNm] 6,419

$M_{y,Ed}$ [kNm] 0

$M_{z,Ed}$ [kNm] 0

Resistenza della sezione OK

Instabilità flessione-torsionale OK

Flessione e compressione assiale - Classe 1 - EC3 art. 5.4 (1)

$\frac{N_{ed}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = 0,754 + 0 + 0 = 0,754$ OK

Le verifiche risultano soddisfatte, con un coefficiente di sfruttamento (C.S.) pari a 0,76.

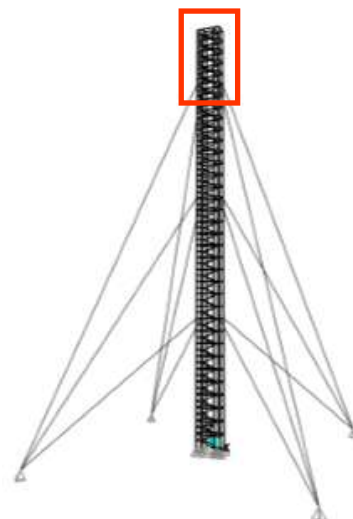


d. Colonna HE160A – da 90m di quota alla sommità

i. Inquadramento

In questa classificazione rientrano tutte le colonne che da 90m di quota raggiungono la sommità della torre.

I nodi di connessione tra i montanti possono essere definiti a “completo ripristino”, assumendo pertanto in fase di verifica un coefficiente di snellezza ridotto rispetto all’instabilità ($\beta=0,7$).



ii. Azioni agenti

Si riporta la massima azione assiale con la rispettiva combinazione di carico a cui le colonne sono soggette:

$$- \text{Comb. } 03_y \rightarrow N_{ed} = 220 \text{ KN}$$

Le azioni flessionali e taglianti sono trascurabili.

iii. Rapporto domanda / capacità

Si riporta la verifica che tiene in considerazione effetto di instabilità, come richiesto da DM18.

Table 1: Section Properties (from software interface)

Designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r _t (mm)
HE 160 A	30,4	152	160	8,00	9,00	15,00
HE 180 A	36,0	171	180	8,00	9,50	15,00
HE 180 B	42,6	160	180	8,00	13,00	15,00
HE 200 A	42,3	190	200	6,50	10,00	18,00
HE 190 B	51,2	180	190	8,50	14,00	15,11
HE 220 A	50,5	210	220	7,00	13,00	18,00

Table 2: Design Results for HE 160 A

Parameter	Value
N _{ed} [kN]	220
M _{ed} [kNm]	0
V _{ed} [kN]	0
Stiffness λ	35,01
N _{Ed} [kN]	939,0
M _{Ed} [kNm]	0
M _{2,Ed} [kNm]	0
β _M	1,1
μ	-0,612
k	1,183
M _{Ed} [kNm]	64,19
M _{2,Ed} [kNm]	0
Resistance of the section	OK
Instability flexo-torsional	0,388 OK
Flexion and compression axial - Class 1 - EC3 B5.4.1	OK
Final check formula	0,388 + 0 + 0 = 0,388

Le verifiche risultano soddisfatte, con un coefficiente di sfruttamento (C.S.) pari a 0,39.



e. Controvento Ø40mm

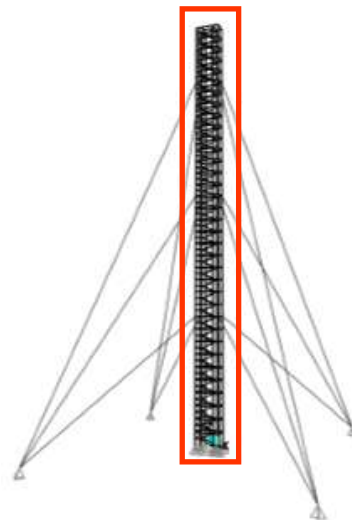
i. Inquadramento

In questa classificazione rientrano tutti i controventi a X principali che permettono di trasferire gli sforzi orizzontale lungo l'intero sviluppo altimetrico della torre.

ii. Azioni agenti

Si riporta la massima azione assiale (trazione) con la rispettiva combinazione di carico a cui le colonne sono soggette:

- Comb. 03_{y-} → $N_{ed} = -199 \text{ KN}$



iii. Rapporto domanda / capacità

Si riporta la verifica a trazione.

$$F_{t,rd} = \frac{A_{net} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{1'256 \cdot 275}{1,05} = 329 \text{ KN} > F_{t,Ed} = 199 \text{ KN}$$

Le verifiche risultano soddisfatte, con un coefficiente di sfruttamento (C.S.) pari a 0,60.



f. Tiranti

i. Inquadramento

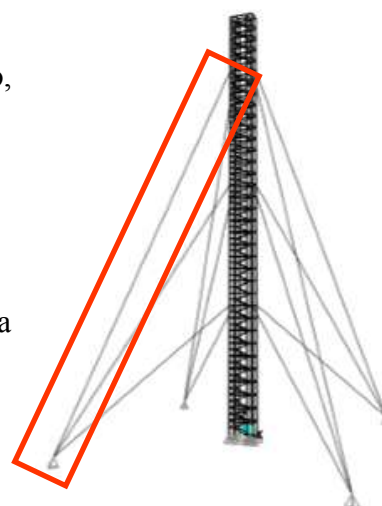
In questa classificazione rientrano tutti i tiranti attivi.

Si riportano la sola verifica del tirante maggiormente sollecitato, ovvero quello di lunghezza maggiore.

ii. Azioni agenti

La massima azione assiale (trazione) con la rispettiva combinazione di carico a cui sono soggette:

- Comb. 03_{xy+} → $N_{ed} = 930 \text{ KN}$



iii. Rapporto domanda / capacità

La capacità minima del tirante è estratta dalla scheda tecnica, ed è pari a 4'165 KN.

Table 2: Full Locked Coil Strand				
Diameter (mm)	Cross Section A (mm ²)	Minimum Break Load MBL (kN)	Elastic Stiffness E-A (MN)	Weight (kg/m)
32	681	1015	112	5.6
36	862	1285	142	7.1
40	1037	1605	178	8.9
44	1303	1945	215	10.7
48	1551	2315	256	12.8
52	1841	2750	304	15.2
56	2136	3190	352	17.6
60	2452	3660	405	20.2
64	2789	4165	460	23.0
68	3149	4700	513	26.0
72	3530	5210	575	29.1
76	3933	5790	641	32.4
80	4358	6405	710	35.9
84	4805	7045	783	39.6

Le verifiche risultano soddisfatte, con un coefficiente di sfruttamento (C.S.) pari a 0,23.

Attenzione: si noti che la geometria del tirante è dimensionata per soddisfare i requisiti di rigidità.



12. VULNERABILITA' SISMICA

L'azione sismica, nel caso del presente studio, è di difficile valutazione dato che gli elementi sismo-resistenti lavorano solo a trazione, pertanto una eventuale analisi dinamica modale comporterebbe dei risultati non veritieri. Necessarie analisi avanzate (Pushover o Dinamiche non Lineari) ma la letteratura dimostra come tali approcci, in alcuni casi, sottostimino l'azione sismica.

Pertanto si procederà a delle valutazioni preliminari, approfondendo successivamente con analisi Pushover.

a. Valutazioni preliminari

Nel seguito si riportano semplici calcolazioni "manuali", che dimostrano come la struttura sia maggiormente sofferente alle azioni statiche (vento) rispetto a quelle sismiche.

Al fine di stimare il periodo di oscillazione, è necessaria la valutazione di massa e rigidezza.

Data la tipologia strutturale, con approccio conservativo, viene assunto un fattore di struttura unitario ($q=1$).

i. Valutazione della rigidezza - k

Lo spostamento in sommità alla torre, per effetto del vento (coefficiente di amplificazione unitario) è pari a:

- 165mm in direzione X con una forza totale agente (vento) di 944 KN ;
- 250mm in direzione Y con una forza totale agente (vento) di 1'145 KN;

Ne consegue che la rigidezza stimata dell'intero corpo sia:

$$K_x = \frac{F}{\Delta_x} = \frac{944}{0,165} \cong 5'700 \text{ KN/m}$$

$$K_y = \frac{F}{\Delta_y} = \frac{1'145}{0,250} \cong 4'500 \text{ KN/m}$$

ii. Massa "sismica" - m

La torre ha massa pari a circa 1'300 KN (130 ton), comprensiva del peso dei cavi.

Si assume in via conservativa che tale massa sia completamente partecipante al periodo di oscillazione indagato ($m\%=100\%$).



iii. Periodo di oscillazione equivalente

Il periodo di oscillazione può essere stimato come:

$$T_x = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K_x}} = 0,95s$$

$$T_y = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K_y}} = 1,06s$$

iv. Azioni orizzontale equivalente e confronto con vento

Dallo spettro di risposta elastico ($q=1$), per i sopracitati periodi, si ottiene una accelerazione spettrale di:

$$S_{a(T=0,8s)} = 0,45g$$

Quindi, si può calcolare il taglio alla base equivalente come:

$$V_B = S_{a(T=0,8s)} \cdot m = 0,45g \cdot 1'300 \text{ KN} \cong 600 \text{ KN}$$

Il taglio alla base, dovuto all'azione sismica, è molto inferiore alla massima spinta del vento (SLU, dir. Y) di 1'720 KN, con un rapporto di circa 3 volte.

Pertanto, l'unità strutturale in studio non sembra lamentare lacune alle azioni sismiche di progetto.



stefano curtì ingegneria - 3669747017 - asa.curti@libero.it - via 4 Novembre 42 B - 27020 Parona (PV)

b. Analisi Pushover

Il presente capitolo intende approfondire le valutazioni effettuate nel precedente paragrafo mediante delle analisi FEM più raffinate.

i. Assunzioni e modalità di svolgimento delle analisi

Sono state condotte due analisi Pushover, una per ogni direzione.

Il punto di controllo per la valutazione degli spostamenti è stato settato in cima alla torre.

Il carico orizzontale che “simula” l’azione sismica viene applicato uniformemente allo sviluppo verticale della torre, dato che non ci sono variazioni significative della massa fra le diverse altezze.

Il fattore di partecipazione modale è stato calcolato mediante il raffronto tra:

- Analisi dinamica modale;
- Spostamenti dovuti alle azioni del vento.

Da ambo le analisi, sembra corretto assumere un fattore di partecipazione modale pari a:

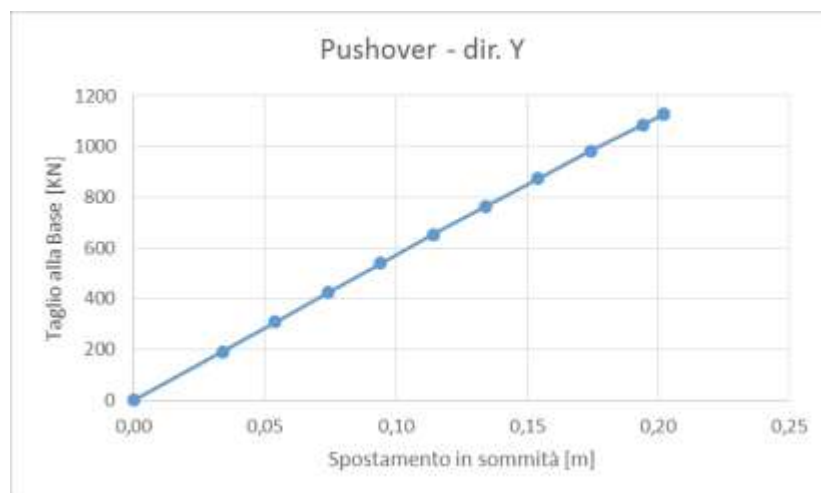
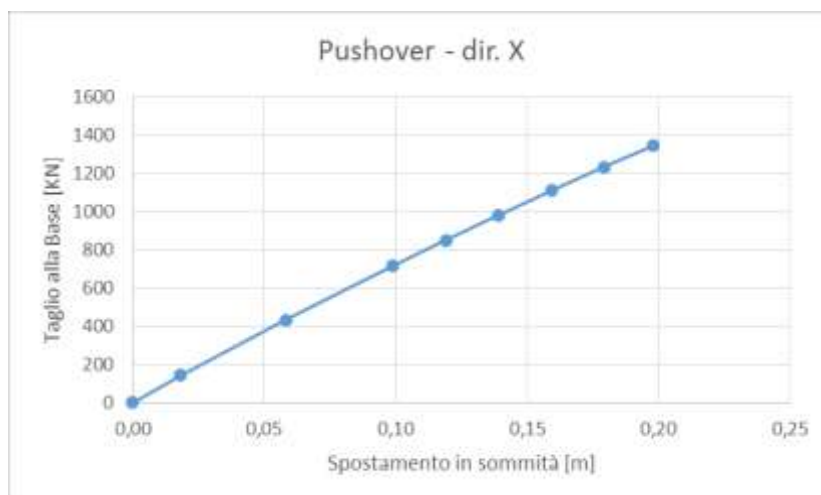
$$\Gamma \cong 1,50$$

Sulla scorta delle valutazioni preliminari, si è deciso di fermare l’analisi ad uno spostamento in sommità pari a 20cm (spostamento ampiamente raggiungibile dalla struttura dato che è stato verificato precedentemente in condizione statica – vedasi spostamenti al vento in Stato limite elastico).



ii. Curva forza spostamento

I grafici seguenti mostrano le curve “forza-spostamento” per le due direzioni indagate (X e Y).

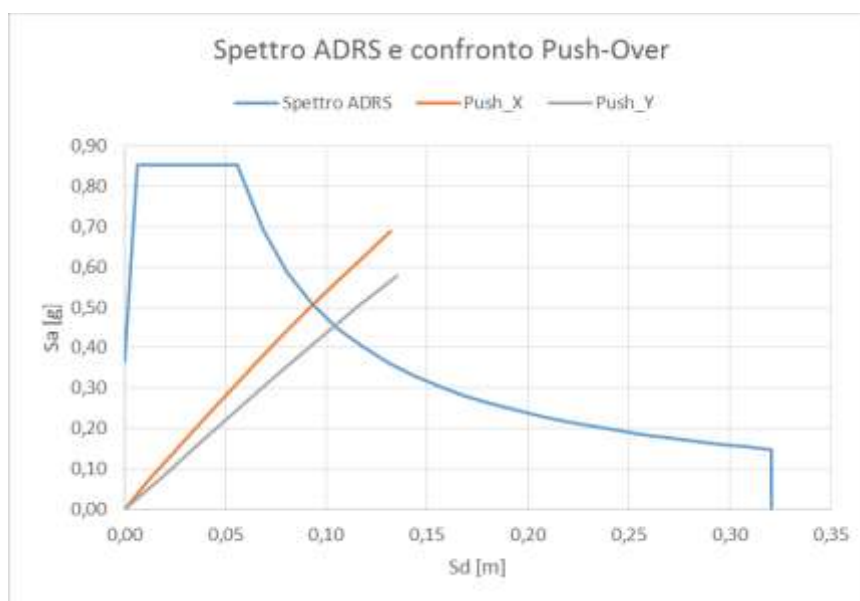




iii. Confronto “domanda – capacità”

Le curve forza-spostamento sono state scalate mediante l’ausilio del fattore di partecipazione modale e la massa totale della torre.

I valori sono stati successivamente confrontati con lo spettro ADRS. Il risultato è riportato nel seguito:



Per ambo le direzioni, si evidenzia un Performance Point piuttosto simile, riassunto nel seguito:

- Spostamento in sommità della torre 145mm;
- Taglio alla base 850 KN.

I suddetti valori sono ampiamenti raggiungibili dalla struttura in oggetto, come dimostrato nelle valutazioni statiche riportate nell’apposito capitolo.

Si noti che le analisi condotte sono conservative, dato che:

- Assumono una massa partecipante del 100% al primo modo di vibrare;
- Non tengono in considerazione effetti dissipativi (damping, fattore di struttura, dissipazione isteretica dei cavi, ecc...)

Resta comunque aperta la questione in merito alla valutazione degli “alti modi di vibrare”, ove la torre resta soggetta in funzione della sua snellezza.

Si rimanda ad una fase di progettazione più avanzata eventuali approfondimenti.

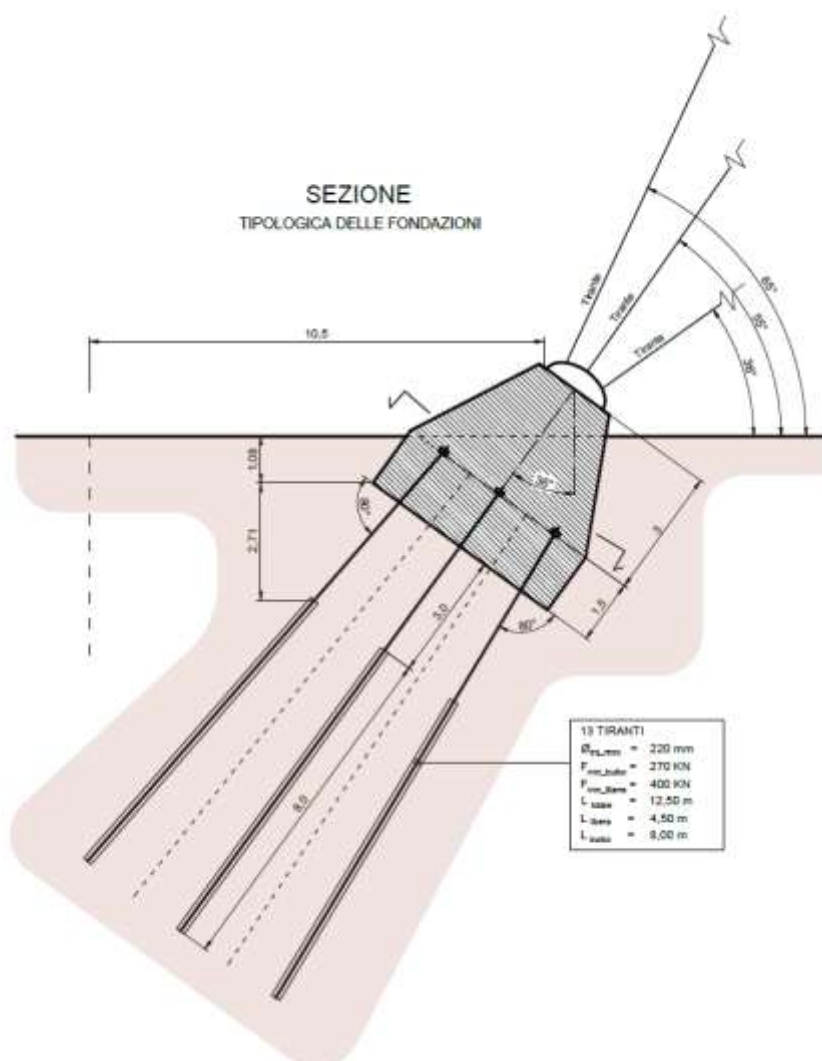


13.SISTEMA DI FONDAZIONE E VERIFICHE GEOTECNICHE

a. Zavorre e tiranti per aggancio cavi post-tesi

i. Descrizione

Il sistema di fondazione è composto da una zavorra in c.a. a cui vengono connessi un sistema di tirantatura. L'immagine seguente riporta una sezione esemplificativa.





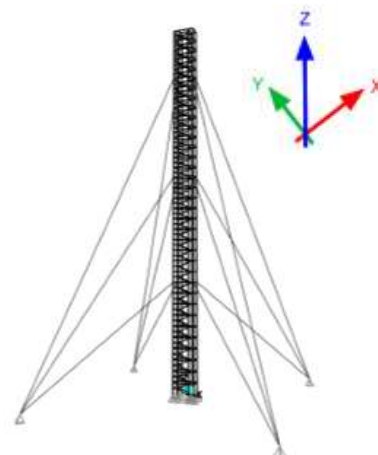
ii. Azioni agenti

Nel presente paragrafo si riportano i valori agenti per le principali combinazione di carico.

I valori sono espressi in KN.

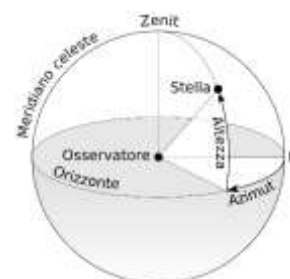
La nomenclatura di riferimento è la seguente:

- F1 – asse X (rosso)
- F2 – asse Y (verde)
- F3 – asse Z (blu)



Per il calcolo della sommatoria delle azioni e relativo angolo si noti che:

- gli angoli fanno riferimento al sistema di coordinate polari, riassunti nell'immagine a lato;
- F_{Ed_ris} rappresenta l'azione massima passante per l'asse rappresentato dagli angoli (azimut e zenit).



Come si evince dalle seguenti tabelle, si riporta la massima azione agente risultante che scaturisce dalla combinazione 03_{xy+}:

COMB. 03 _{xy+}				
Nodo	Dir.	Forza	Risultanti	
294	x	898 KN	azimut	46,6°
	y	948 KN	zenit	54,9°
	z	1859 KN	F _{risultante}	2272 KN



stefano curtì ingegneria - 3669747017 - asa.curti@libero.it - via 4 Novembre 42 B - 27020 Parona (PV)

PUNTO	COMBINAZIONE		F1	F2	F3	Fed
291	01b_G_STR	Max	0	414	0	414
291	01b_G_STR	Min	-393	0	-787	879
291	01c_G+Q_SLU	Max	0	416	0	416
291	01c_G+Q_SLU	Min	-394	0	-783	876
291	01d_G_SLU	Max	0	416	0	416
291	01d_G_SLU	Min	-394	0	-783	877
291	02x+_01b+Vx+dT	Max	-638	672	-1'300	1597
291	02x+_01b+Vx+dT	Min	-638	672	-1'300	1597
291	02x-_01b+Vx-dT	Max	-574	604	-1'147	1418
291	02x-_01b+Vx-dT	Min	-574	604	-1'147	1418
291	02y+_01b+Vy+dT	Max	-216	227	-407	514
291	02y+_01b+Vy+dT	Min	-216	227	-407	514
291	02y-_01b+Vy-dT	Max	-161	169	-278	362
291	02y-_01b+Vy-dT	Min	-161	169	-278	362
291	02xy_01b+Vxy+dT	Max	-362	381	-713	886
291	02xy_01b+Vxy+dT	Min	-362	381	-713	886
291	02xy_01b+Vxy-dT	Max	-296	311	-555	702
291	02xy_01b+Vxy-dT	Min	-296	311	-555	702
291	03x+_01d+Vx+dT	Max	-773	812	-1'569	1928
291	03x+_01d+Vx+dT	Min	-773	812	-1'569	1928
291	03x-_01d+Vx-dT	Max	-716	751	-1'427	1765
291	03x-_01d+Vx-dT	Min	-716	751	-1'427	1765
291	03y+_01d+Vy+dT	Max	-161	170	-279	364
291	03y+_01d+Vy+dT	Min	-161	170	-279	364
291	03y-_01d+Vy-dT	Max	-122	129	-194	263
291	03y-_01d+Vy-dT	Min	-122	129	-194	263
291	03xy_01d+Vxy+dT	Max	-355	373	-680	853
291	03xy_01d+Vxy+dT	Min	-355	373	-680	853
291	03xy_01d+Vxy-dT	Max	-281	295	-498	643
291	03xy_01d+Vxy-dT	Min	-281	295	-498	643
292	01b_G_STR	Max	396	418	0	575
292	01b_G_STR	Min	0	0	-793	793
292	01c_G+Q_SLU	Max	398	420	0	578
292	01c_G+Q_SLU	Min	0	0	-790	790
292	01d_G_SLU	Max	398	420	0	578
292	01d_G_SLU	Min	0	0	-790	790
292	02x+_01b+Vx+dT	Max	253	268	-502	622
292	02x+_01b+Vx+dT	Min	253	268	-502	622
292	02x-_01b+Vx-dT	Max	190	201	-352	447
292	02x-_01b+Vx-dT	Min	190	201	-352	447
292	02y+_01b+Vy+dT	Max	214	225	-402	508
292	02y+_01b+Vy+dT	Min	214	225	-402	508
292	02y-_01b+Vy-dT	Max	157	166	-272	355
292	02y-_01b+Vy-dT	Min	157	166	-272	355
292	02xy_01b+Vxy+dT	Max	191	201	-360	455
292	02xy_01b+Vxy+dT	Min	191	201	-360	455
292	02xy_01b+Vxy-dT	Max	136	144	-236	308
292	02xy_01b+Vxy-dT	Min	136	144	-236	308
292	03x+_01d+Vx+dT	Max	200	213	-380	480
292	03x+_01d+Vx+dT	Min	200	213	-380	480
292	03x-_01d+Vx-dT	Max	146	155	-249	327
292	03x-_01d+Vx-dT	Min	146	155	-249	327
292	03y+_01d+Vy+dT	Max	157	165	-272	355
292	03y+_01d+Vy+dT	Min	157	165	-272	355
292	03y-_01d+Vy-dT	Max	119	125	-188	255
292	03y-_01d+Vy-dT	Min	119	125	-188	255
292	03xy_01d+Vxy+dT	Max	131	138	-226	296
292	03xy_01d+Vxy+dT	Min	131	138	-226	296
292	03xy_01d+Vxy-dT	Max	99	104	-156	212
292	03xy_01d+Vxy-dT	Min	99	104	-156	212



stefano curtì ingegneria - 3669747017 - asa.curti@libero.it - via 4 Novembre 42 B - 27020 Parona (PV)

PUNTO	COMBINAZIONE		F1	F2	F3	Fed
293	01b_G_STR	Max	394	0	0	394
293	01b_G_STR	Min	0	-416	-790	893
293	01c_G+Q_SLU	Max	396	0	0	396
293	01c_G+Q_SLU	Min	0	-418	-786	890
293	01d_G_SLU	Max	396	0	0	396
293	01d_G_SLU	Min	0	-418	-787	891
293	02x+_01b+Vx+dT	Max	247	-261	-490	607
293	02x+_01b+Vx+dT	Min	247	-261	-490	607
293	02x-_01b+Vx-dT	Max	184	-195	-341	434
293	02x-_01b+Vx-dT	Min	184	-195	-341	434
293	02y+_01b+Vy+dT	Max	684	-724	-1'421	1736
293	02y+_01b+Vy+dT	Min	684	-724	-1'421	1736
293	02y-_01b+Vy-dT	Max	628	-666	-1'289	1581
293	02y-_01b+Vy-dT	Min	628	-666	-1'289	1581
293	02xy_01b+Vxy+dT	Max	522	-554	-1'081	1322
293	02xy_01b+Vxy+dT	Min	522	-554	-1'081	1322
293	02xy_01b+Vxy-dT	Max	458	-486	-925	1142
293	02xy_01b+Vxy-dT	Min	458	-486	-925	1142
293	03x+_01d+Vx+dT	Max	192	-204	-364	459
293	03x+_01d+Vx+dT	Min	192	-204	-364	459
293	03x-_01d+Vx-dT	Max	139	-147	-236	311
293	03x-_01d+Vx-dT	Min	139	-147	-236	311
293	03y+_01d+Vy+dT	Max	860	-913	-1'791	2186
293	03y+_01d+Vy+dT	Min	860	-913	-1'791	2186
293	03y-_01d+Vy-dT	Max	820	-872	-1'697	2076
293	03y-_01d+Vy-dT	Min	820	-872	-1'697	2076
293	03xy_01d+Vxy+dT	Max	601	-639	-1'240	1519
293	03xy_01d+Vxy+dT	Min	601	-639	-1'240	1519
293	03xy_01d+Vxy-dT	Max	533	-568	-1'066	1321
293	03xy_01d+Vxy-dT	Min	533	-568	-1'066	1321
294	01b_G_STR	Max	0	0	0	0
294	01b_G_STR	Min	-394	-416	-790	976
294	01c_G+Q_SLU	Max	0	0	0	0
294	01c_G+Q_SLU	Min	-396	-418	-786	975
294	01d_G_SLU	Max	0	0	0	0
294	01d_G_SLU	Min	-396	-418	-786	975
294	02x+_01b+Vx+dT	Max	-644	-678	-1'312	1611
294	02x+_01b+Vx+dT	Min	-644	-678	-1'312	1611
294	02x-_01b+Vx-dT	Max	-579	-610	-1'157	1431
294	02x-_01b+Vx-dT	Min	-579	-610	-1'157	1431
294	02y+_01b+Vy+dT	Max	-678	-718	-1'409	1720
294	02y+_01b+Vy+dT	Min	-678	-718	-1'409	1720
294	02y-_01b+Vy-dT	Max	-622	-659	-1'277	1566
294	02y-_01b+Vy-dT	Min	-622	-659	-1'277	1566
294	02xy_01b+Vxy+dT	Max	-705	-745	-1'457	1782
294	02xy_01b+Vxy+dT	Min	-705	-745	-1'457	1782
294	02xy_01b+Vxy-dT	Max	-649	-686	-1'326	1628
294	02xy_01b+Vxy-dT	Min	-649	-686	-1'326	1628
294	03x+_01d+Vx+dT	Max	-781	-821	-1'585	1948
294	03x+_01d+Vx+dT	Min	-781	-821	-1'585	1948
294	03x-_01d+Vx-dT	Max	-722	-759	-1'440	1781
294	03x-_01d+Vx-dT	Min	-722	-759	-1'440	1781
294	03y+_01d+Vy+dT	Max	-851	-903	-1'775	2165
294	03y+_01d+Vy+dT	Min	-851	-903	-1'775	2165
294	03y-_01d+Vy-dT	Max	-812	-863	-1'682	2057
294	03y-_01d+Vy-dT	Min	-812	-863	-1'682	2057
294	03xy_01d+Vxy+dT	Max	-898	-948	-1'859	2272
294	03xy_01d+Vxy+dT	Min	-898	-948	-1'859	2272
294	03xy_01d+Vxy-dT	Max	-859	-906	-1'768	2165
294	03xy_01d+Vxy-dT	Min	-859	-906	-1'768	2165

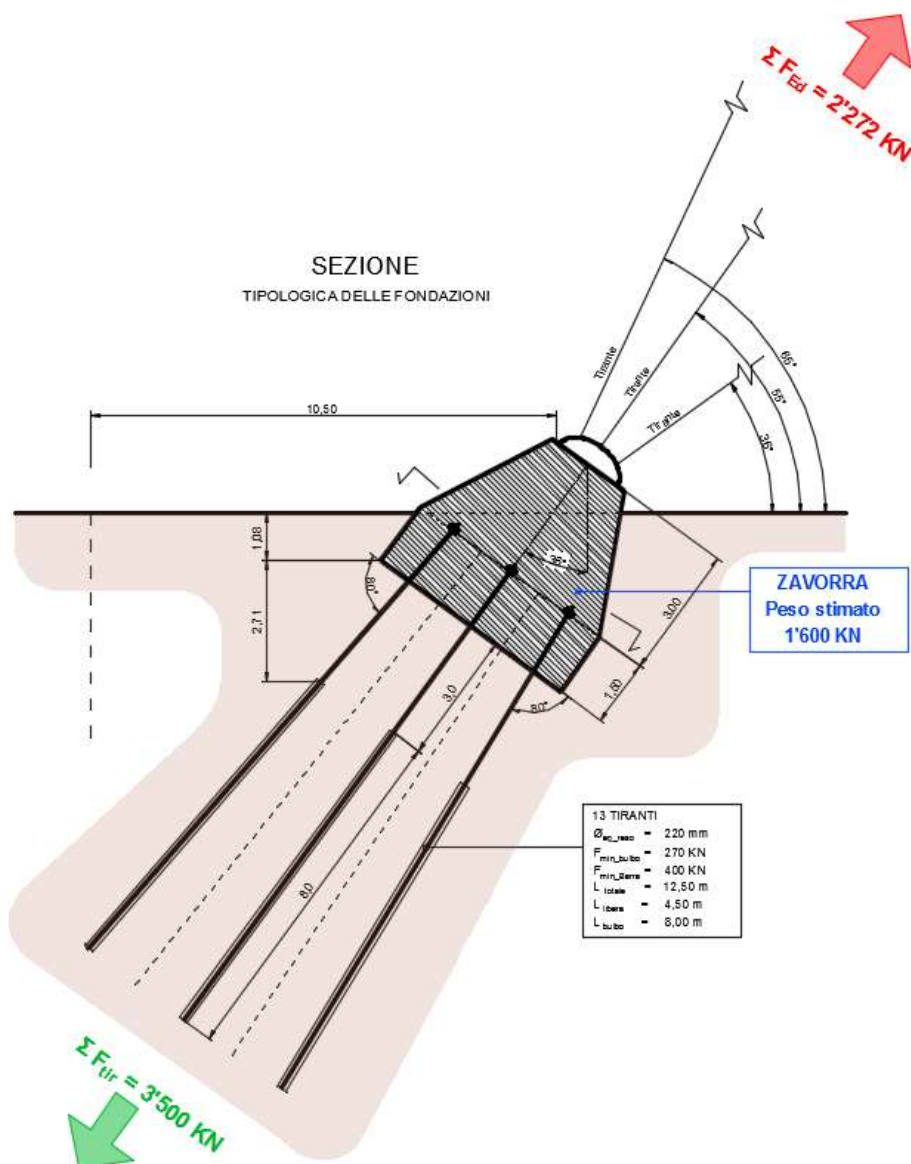


iii. Verifiche geotecniche

Il dimensionamento segue alcune regole “di buon senso” legate al comportamento statico-sismico dell'elemento strutturale.

La zavorra è dimensionata per fare da “contrappeso” ad almeno il 60% della domanda di trazione derivante dai cavi.

Si riporta una immagine esemplificativa che riassume le calcolazioni.





Zavorra

La zavorra ha un peso stimato di circa 1'600 KN ovvero pari a circa il 70% della risultante dell'azione.

Questo permetterà alla struttura globale di non avere deformazioni dovute all'interazione “terreno-struttura”, soddisfacendo in questo modo l'ipotesi di modellazione come vincolo a “cerniera” perfetta.

Tiranti

La capacità a trazione del singolo tirante è valutata mediante l'ausilio del metodo Bustamante & Doix. Il calcolo si basa sulla seguente formulazione:

$$F_{Rd} = \pi \cdot D_s \cdot L_s \cdot q_s$$

Dove:

- D_s è il diametro reso corretto per il coefficiente α ;
- L_s è la lunghezza del bulbo;
- q_s è la resistenza unitaria sulla pelle, stimata mediante il seguente grafico;

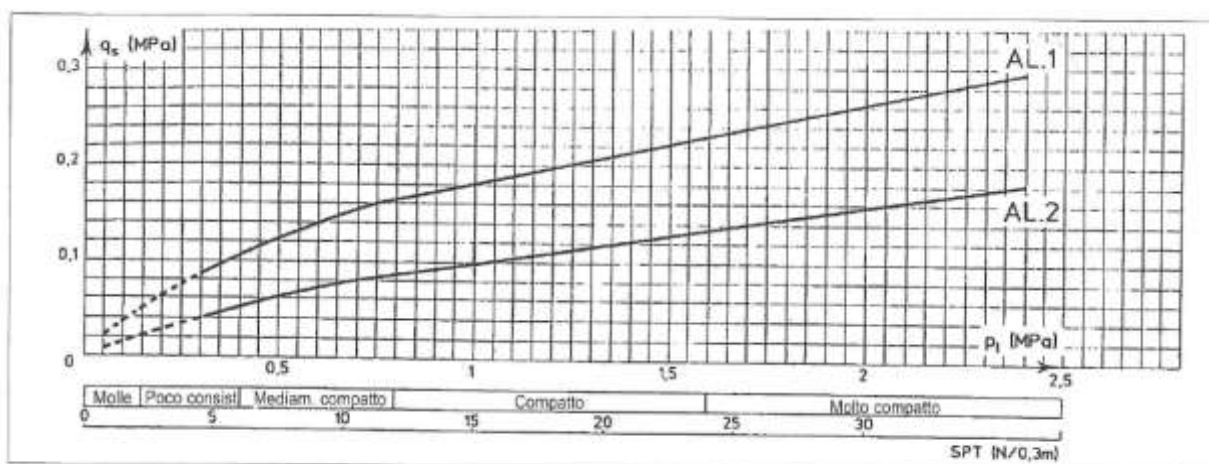


Figura 3.7. Abachi per il calcolo del valore di q_s in terreni argillosi-limosi

In via conservativa, si utilizzerà un valore di resistenza medio pari a 0,08 MPa, ovvero per terreni mediamente compatti (strato III).



Il calcolo della capacità del singolo tirante è riportato nel seguito:

DATI DI INPUT			
Diametro reso del tiante	ϕ_{eq}	0,22	m
Quota testa ancoraggio	$Q_{imposta}$	-1,5	m
Lunghezza libera tirante	L_{LIB}	3,0	m
Lunghezza bulbo tirante	L_{BULBO}	8,0	m
Lunghezza totale tirante	L_{TOT}	11,0	m
Forza totale da tiranti	F_{ed_tot}	2272	KN
Numero tiranti	n°	13	
Forza di progetto su singolo tirante	F_{ed}	175	KN
Coefficiente ampl. Diametro	α_d	1,20	
Fattore di correzione	ξ	1,65	
Coefficiente di sicurezza	γ	1,20	
Angolo attrito	ρ	28	°

VERIFICA - BASATAMANTE & DOIX			
Resistenza laterale minima richiesta	$q_{s,min}$	0,052	Mpa
Resistenza laterale	$q_{s,Rd}$	0,08	Mpa
Fattore di sicurezza		1,53	

Dove la resistenza laterale minima è calcolata come nel seguito:

$$q_{s,min} = \frac{F_{Ed} \cdot \gamma \cdot \xi}{\phi_{eq} \cdot \alpha_d \cdot \pi \cdot L_{bulbo}}$$

La verifica può ritenersi soddisfatta.



b. Fondazione del nucleo centrale su micropali

Le indagini hanno mostrato una variabilità della falda, dove al di sotto del nucleo centrale della torre si assesta a -6,70m dal piano campagna.

Verranno pertanto effettuate sia valutazioni in termini di capacità portante drenata, che non drenata.

La resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ è calcolata applicando al valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ i coefficienti parziali γ_R riportati in Tabella 6.4.II (NTC), relativi alla condizione di pali trivellati. Il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ a compressione è ottenuto applicando i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 (Tabella 6.4.III della NTC) alle resistenze di calcolo $R_{c,cal}$; tali fattori sono funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative.

VERIFICA	Coefficiente parziale	PALI TRIVELLATI (R3)
Punta	γ_b	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1.15
Totale ⁽¹⁾	γ_t	1.30
Laterale in trazione	$\gamma_{s,t}$	1.25

Numero verticali indagate	1	2	3	4	5	7	>10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

La resistenza di calcolo a compressione del palo $R_{c,cal}$ viene valutata come somma della portata limite per attrito laterale più quella di base, secondo l'espressione:

$$R_{c,cal} = Q_{ult} = Q_{ult,lat} / (\xi_3 \cdot \gamma_s) + Q_{ult,bas} / (\xi_3 \cdot \gamma_b) - W_p$$

In cui:

Q_{ult} = portata limite totale;

$Q_{ult,lat}$ = portata limite per attrito laterale;

$Q_{ult,bas}$ = portata limite di base.

W_p = peso del palo (al netto del peso del terreno asportato)



i. Condizione drenata – approccio teorico

Resistenza laterale

Nei terreni granulari, la tensione tangenziale limite laterale $\tau_{ult,lat,i}$ viene calcolata in accordo a Burland, Reese & O'Neill, Chen e Kulhawy, con la seguente espressione:

$$\tau_{ult,lat,i} = \beta \cdot \sigma'_v$$

dove:

σ'_v = tensione verticale efficace litostatica;

β = coefficiente empirico (da valutare come di seguito specificato)

In accordo a Reese & O'Neill [1988] al coefficiente empirico β possono essere assegnati i seguenti valori per i depositi incoerenti in esame:

$1.8 \geq \beta = 2.0 - 0.15 \cdot z^{0.75} \geq 0.25$ per depositi sabbioso - ghiaiosi / ghiaiosi

$1.2 \geq \beta = 1.5 - 0.42 \cdot z^{0.34} \geq 0.25$ per depositi sabbiosi

essendo z la profondità a partire dal p.c. originario.

Portata di base

La portata limite di base $Q_{ult,bas}$ viene calcolata in accordo alla seguente espressione:

$$Q_{ult,bas} = A \cdot q_{ult,bas}$$

dove:

A = area della sezione di base del palo;

$q_{ult,bas}$ = portata limite unitaria alla base del palo.

Per i depositi incoerenti, la portata limite di base $q_{ult,bas}$ è stata valutata secondo la seguente espressione (Berezantsev, 1965):

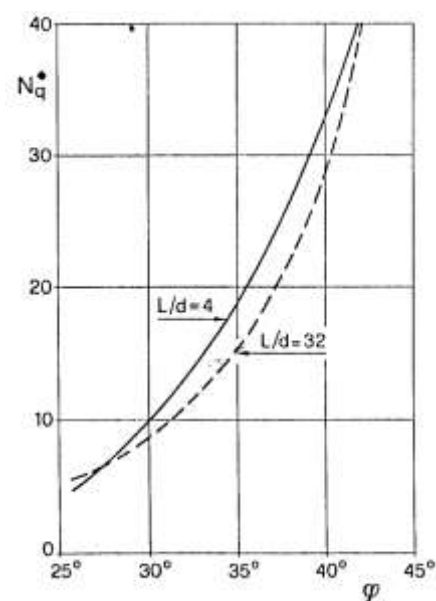
$$q_{ult,bas} = N_q^* \cdot \sigma'_{vo}$$

in cui:

N_q^* = coefficiente di capacità portante;

σ'_{vo} = pressione geostatica verticale alla profondità della base del palo

Per il valore di N_q^* è stato fatto riferimento alla ben nota espressione di Beretzantzev (1965).





ii. Condizione non drenata – approccio teorico

Portata di base

La portata limite di base $Q_{ult,bas}$ viene calcolata in accordo alla seguente espressione:

$$q_{ult,bas} = c_u \cdot N_c + \sigma_{v0}$$

in cui:

- c_u = coesione non drenata del terreno;
- N_c = fattore di capacità portante (assumibile pari a 9);
- σ_{v0} = tensione geostatica totale.

Resistenza laterale

La resistenza laterale può essere stimata come:

$$\tau_i = c_a = \alpha \cdot c_u$$

in cui:

- α = coefficiente empirico dipendente dal tipo di argilla. Il valore dovrebbe essere tarato su prove di carico, ma in questa fase si assume 0,7;
- c_u = coesione non drenata del terreno;



iii. Condizione drenata –portanza geotecnica

La tabella seguente riporta il calcolo della portanza del micropalo, alle differenti quote.

Successivamente si riporterà il rispettivo grafico di portanza.

CAPACITA' PORTANTE DEI PALI													
z	L_palo	Strato	σ_v'	L/D	Nq	Nc	$q_{bas}/(\gamma \xi)$	Q_bas	Beta	$\tau_{lat}/(\gamma \xi)$	Q_ult_lat	PP_palo	Qult
[m]	[m]	[-]	[KN/m ²]	[-]	[-]	[-]	[KN/m ²]	[KN]		[KN/m ²]	[KN]	[KN]	[KN]
0	0,0												0
1	0	I	19	0	0,6	-1,0	6	0	1,08	12	0	0	0
2	1	I	38	5	0,6	-1,1	11	0	0,97	22	15	1	15
3	2	I	57	10	0,3	-1,8	9	0	0,89	30	36	2	35
4	3	II	76	14	7,2	11,6	278	11	1,58	72	86	3	94
5	4	II	95	19	7,1	11,5	346	13	1,50	85	145	4	154
6	5	II	114	23	7,1	11,5	414	16	1,42	97	212	5	223
7	6	II	133	28	7,1	11,4	481	18	1,35	108	287	6	299
8	7	II	152	32	7,1	11,4	548	21	1,29	117	368	7	382
9	8	II	171	37	7,1	11,4	616	23	1,22	125	454	8	470
10	9	III	190	41	7,1	11,4	685	26	1,16	132	546	9	563
11	10	III	209	46	7,1	11,4	753	29	1,09	137	640	10	659
12	11	III	228	50	7,1	11,4	822	31	1,03	141	738	10	759
13	12	III	247	55	7,1	11,4	890	34	0,97	144	838	11	860
14	13	III	266	60	7,1	11,4	959	36	0,91	146	938	12	962
15	14	III	285	64	7,1	11,4	1'027	39	0,86	146	1'040	13	1'065



Il micropalo ha una portanza geotecnica (in condizione drenata) di 860 KN in compressione.



iv. Condizione non drenata –portanza geotecnica

La quota di falda è assunta a -6m dal piano campagna.

Fino a tale quota, si calcola la resistenza geotecnica del micropalo con comportamento drenato. Per ampia trattazione si faccia riferimento all'apposito capitolo. Nel seguito tabella riassuntiva.

CAPACITA' PORTANTE DEI PALI											
z	L_palo	Strato	σ_v'	L/D	Nq	Nc	q_bas/(\gamma\xi)	Q_bas	Beta	$\tau_{lat}/(\gamma\xi)$	Q_ult_lat
[m]	[m]	[-]	[KN/m²]	[-]	[-]	[-]	[KN/m²]	[KN]		[KN/m²]	[KN]
0	0,0										
1	0	I	19	0	0,6	-1,0	6	0	1,08	12	0
2	1	I	38	5	0,6	-1,1	11	0	0,97	22	15
3	2	I	57	10	0,3	-1,8	9	0	0,89	30	36
4	3	II	76	14	7,2	11,6	278	11	1,58	72	86
5	4	II	95	19	7,1	11,5	346	13	1,50	85	145
6	5	II	114	23	7,1	11,5	414	16	1,42	97	212

La resistenza laterale non drenata, totale del micropalo (con l'aggiunta della capacità in condizione non drenata da -6m dal p.c. fino alla base del micropalo) è riportata nel seguito.

$$Q_{ult_lat} = Q_{ult_lat_D} + Q_{ult_lat_ND} = 217 + \frac{\tau_i \cdot S_{Lat}}{\gamma \cdot \xi} = 217 + \frac{0,7 \cdot 100 \cdot 0,22 \cdot \pi \cdot 7}{1,15 \cdot 1,45} =$$

$$Q_{ult_lat} = 217 + 203 = 420 \text{ KN}$$

La resistenza alla base è calcolata come:

$$Q_{ult,bas} = A_p \cdot (c_u \cdot N_C + \sigma_{v0}) = A_p \cdot (100 \cdot 9 + 228) = 43 \text{ KN}$$

Pertanto, la portanza geotecnica totale è di:

$$Q_{ult} = Q_{ult,bas} + Q_{ult,lat} - W_P = 420 + 43 - 11 \cong 450 \text{ KN}$$



v. Confronto domanda – capacità dei micropali

Per ogni montante della torre, sono previsti 3 micropali, come l'immagine seguente testimonia:



Il massimo carico agente sulla singola colonna è di 1'212 KN di compressione, pertanto sul singolo micropalo andranno $1'212 / 3 = 404$ KN.

La quota parte del peso di fondazione è pari a 8 KN.

Dalle precedenti analisi, si evince che l'azione sul singolo micropalo è di 412 KN, contro una portanza di 450 KN.

Le verifiche possono ritenersi soddisfatte.



14.FASI DI MONTAGGIO

i. Introduzione

Durante la fase di realizzazione dell'opera, saranno presenti degli step intermedi costruttivi che possono diventare dimensionanti per alcuni elementi strutturali o per l'intera opera.

Saranno analizzate le tre fasi principali:

- Fase 1a : Montaggio della torre da 0 a 30m, senza cavi;
- Fase 1b : Installazione dei cavi al primo livello e relativa tesatura;
- Fase 2a : raggiungimento della quota di 60m, senza cavi al secondo livello;
- Fase 2b : installazione dei cavi alla quota di 60m (2° livello) e relativa tesatura;
- Fase 3a : raggiungimento della quota di 90m, senza cavi al terzo livello;
- Fase 3b : installazione dei cavi alla quota di 90m e relativa tesatura.

L'installazione dei cavi prevede una stabilizzazione dell'opera e quindi un aumento delle sue capacità, pertanto non saranno prese in considerazione le fasi definite come "b".

N.B. Ad ogni fase di montaggio, dovranno essere ricontrollate le tesature anche degli altri cavi (dei livelli precedentemente installati), dato che sussistono cedimenti verticali della torre significativi che comportano un detensionamento dei cavi in oggetto.

ii. Riduzione delle azioni di progetto per effetto di temporaneità

Vista la temporaneità dell'opera in fase costruttiva, l'azione del vento sarà diminuita secondo quanto dettato dal DM08 (cap. 3.3.2), di cui si riporta un estratto.

Ove non specificato diversamente, si assumerà $T_r = 50$ anni, cui corrisponde $\alpha = 1$. Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione potrà essere ridotto come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà $T_r \geq 5$ anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi ed un anno, si assumerà $T_r \geq 10$ anni;

Il montaggio dei differenti livelli, è stimato conservativamente in circa 2 settimane, pertanto può essere utilizzato un $T_r = 5$ anni.

Le tabelle seguenti riportano le calcolazioni di spinta del vento aggiornate.



stefano curtì ingegneria - 3669747017 - asa.curti@libero.it - via 4 Novembre 42 B - 27020 Parona (PV)

Zona	3
categoria esp.:	3
a_s	845 m
Tr	5 anni
C_r	0,860
v_{ref_Tr}	29,15 m/sec
v	0,000015 m ² /sec
z_0	0,1 m
k_r	0,20
z_{min}	5 m
C_t	1
q	531 N/m ²
cd	1,0

z	$C_p(90^\circ)$	C_e	p_{max}	p_{vento}	$\mu = A_{net}/A_{to}$	$n^\circ \text{ col}$	S_x	S_y	$S_{x,y}$
[m]	-	-	kN/m ²	kN/m ²	-	-	[kN]	[kN]	[kN]
5	2,30	1,71	2,09	0,75	36%	8,00	0,480	0,582	0,486
15	2,30	2,41	2,94	1,06	36%	8,00	0,677	0,820	0,685
25	2,30	2,77	3,38	1,22	36%	8,00	0,778	0,942	0,787
35	2,30	3,01	3,68	1,32	36%	8,00	0,848	1,027	0,858
45	2,30	3,20	3,91	1,41	36%	8,00	0,901	1,092	0,912
55	2,30	3,36	4,10	1,23	30%	8,00	0,788	0,954	0,797
65	2,40	3,49	4,45	1,33	30%	8,00	0,854	1,035	0,864
75	2,40	3,61	4,60	1,38	30%	8,00	0,882	1,069	0,893
85	2,40	3,71	4,73	1,42	30%	8,00	0,907	1,099	0,918

N.B. Nel caso di temporaneità, l'attuale normativa non prevede la valutazione di azioni sismiche.



iii. Fase 1a – Montaggio della torre fino a 30m

Si indagano le azioni per lo step di realizzazione descritto nella figura a fianco.

La massima azione assiale sui montanti e controventi sono riporti nel seguito:

- Montanti (HE180B):
 - Comb. 02_{y+} → $N_{ed} = 547 \text{ KN}$
 - Comb. 02_{y+} → $N_{ed} = -341 \text{ KN}$
- Controventi (Ø40):
 - Comb. 03_{xy+} → $N_{ed} = -172 \text{ KN}$



N.B. Trazione con simbolo negativo

Le azioni agenti, se confrontate con le verifiche strutturali condotte ad opera definitiva, sono inferiori.

Unica differenza (significativa), deriva dalla trazione agente sui montanti, ove dovranno essere dettagliati specificatamente i nodi con idonee capacità meccaniche.

A tal proposito, i nodi saranno realizzati a completo ripristino, pertanto idonei a prendere valori di compressione che risultano essere maggiori a quelli di trazione.

Le verifiche possono ritenersi soddisfatte.

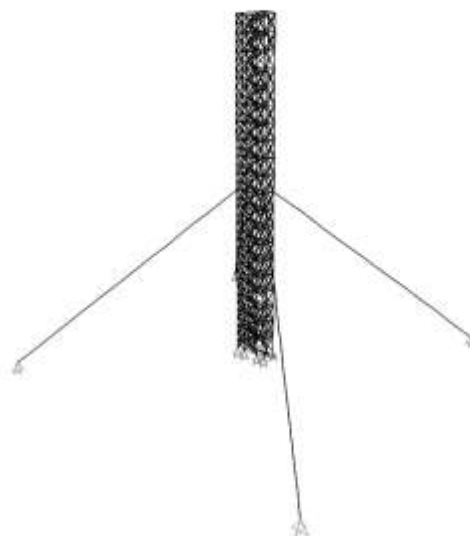


iv. Fase 2a – Montaggio della torre da 30m a 60m

Si indagano le azioni per lo step di realizzazione descritto nella figura a fianco.

La massima azione assiale sui montanti e controventi sono riporti nel seguito:

- Montanti (HE180B):
 - Comb. 02_{y+} → $N_{ed} = 560 \text{ KN}$
 - Comb. 02_{y+} → $N_{ed} = -80 \text{ KN}$
- Montanti (HE180A):
 - Comb. 02_{y+} → $N_{ed} = 590 \text{ KN}$
 - Comb. 02_{y+} → $N_{ed} = -430 \text{ KN}$
- Controventi (Ø40):
 - Comb. 02_{y+} → $N_{ed} = -210 \text{ KN}$



N.B. Trazione con simbolo negativo.

Le azioni agenti, se confrontate con le verifiche strutturali condotte ad opera definitiva, sono inferiori, tranne che per il controvento, di cui si riporta la verifica nel dettaglio.

$$F_{t,rd} = \frac{A_{net} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{1'256 \cdot 275}{1,05} = 329 \text{ KN} > F_{t,Ed} = 210 \text{ KN}$$

Come nel caso precedente, insistono della trazione agente sui montanti, ove dovranno essere dettagliati specificatamente i nodi con idonee capacità meccaniche.

A tal proposito, i nodi saranno realizzati a completo ripristino, pertanto idonei a prendere valori di compressione che risultano essere maggiori a quelli di trazione.

Le verifiche possono ritenersi soddisfatte.

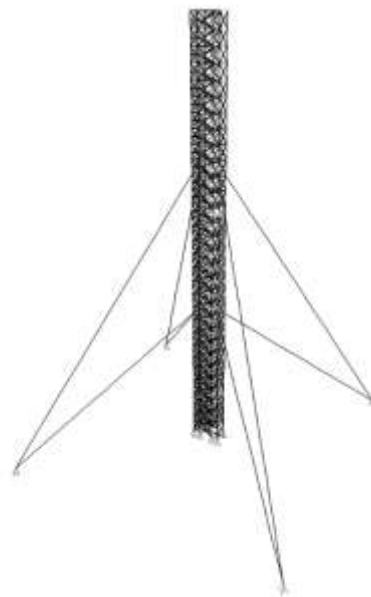


v. Fase 3a – Montaggio della torre da 60m a 90m

Si indagano le azioni per lo step di realizzazione descritto nella figura a fianco.

La massima azione assiale sui montanti e controventi sono riporti nel seguito:

- Montanti (HE180B):
 - Comb. 02_{y+} → $N_{ed} = 690 \text{ KN}$
- Montanti (HE180A):
 - Comb. 02_{y+} → $N_{ed} = 610 \text{ KN}$
- Montanti (HE160A):
 - Comb. 02_{y+} → $N_{ed} = 560 \text{ KN}$
 - Comb. 02_{y+} → $N_{ed} = -490 \text{ KN}$
- Controventi (Ø40):
 - Comb. 02_{y+} → $N_{ed} = -211 \text{ KN}$



N.B. Trazione con simbolo negativo.

Come nel caso precedente, insistono della trazione agente sui montanti, ove dovranno essere dettagliati specificatamente i nodi con idonee capacità meccaniche.

A tal proposito, i nodi saranno realizzati a completo ripristino, pertanto idonei a prendere valori di compressione che risultano essere maggiori a quelli di trazione.

Le verifiche possono ritenersi soddisfatte.



15.CONCLUSIONI

Le valutazioni effettuate nella presente relazione hanno portato ad una verifica di fattibilità dell'opera, dimensionando gli elementi strutturali.

Si riassumono le specifiche e assunzioni principali:

- Vita nominale dell'opera 100 anni, classe d'uso II;
- Carichi accidentali (non contemporanei):
 - o 50 kg/m^2 su ogni pianerottolo / rampa per l'intero sviluppo della torre;
 - o 200 kg/m^2 sui tre intervalli di lavoro (10, 50 e 100m di altezza);

I precedenti carichi accidentali non sono valutati concomitanti con la massima azione del vento.

Gli spostamenti derivanti dall'azione del vento in sommità alla torre, sono inferiori ai limiti richiesti dalla Committenza ($\Delta_{\max} = 300\text{mm}$).

In questa fase di studio, le azioni dell'ascensore sono state valutate solo preliminarmente, dato che non dimensionanti (non concomitanti con la massima azione del vento). Ulteriori calcolazioni saranno effettuate in fase esecutiva, in collaborazione con il progetto esecutivo dell'ascensore (e relativa relazione di calcolo).

Lo scrivente ha inoltre escluso problematiche vibrazionali e l'innescò di turbolenze, come richiesto dalla CNR DT 207. Vista però la delicatezza dell'opera, in fase esecutiva si potrebbe valutare un approfondimento di tali temi mediante analisi avanzate con CFD (Computational Fluid Dynamic) per la definizione del coefficiente di pressione analitico e l'ulteriore controllo di innescò delle turbolenze.

L'azione sismica è stata valutata mediante due approcci:

- calcolazioni manuali;
- analisi Pushover (statica non lineare).

Tali procedure hanno dimostrato il soddisfacimento dei requisiti richiesti da Normativa. Per maggior scrupolo, in fase di progettazione esecutiva, si potrebbero condurre ITHA (Inelastic Time History Analysis) per constatare che gli alti modi di vibrare non comportino problematiche alle quote superiori.

Vista l'elevata lunghezza dei tiranti (cavi) e la bassa tensione di tesatura, sono stati previsti due ordini di funi stabilizzanti, al fine di evitare fenomeni di risonanza vibrazionale. A tal proposito si ricorda la necessità di tesare le barre ad ogni fase di montaggio della torre, dato che sussistono cedimenti verticali significativi della carpenteria metallica, che comportano perdite di pre-tensione dei cavi.

Parona, 31/07/2020



Ing. Curti Stefano