

LIASON LYON - TURIN / COLLEGAMENTO TORINO - LIONE

Partie commune franco-italienne
Section transfrontalière

Parte comune italo-francese
Sezione transfrontaliera

NOUVELLE LIGNE LYON TURIN – NUOVA LINEA TORINO LIONE PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE – PARTE COMUNE ITALO-FRANCOSE

REVISION DE L'AVANT-PROJET DE REFERENCE – REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO
CUP C11J05000030001

GENIE CIVIL - OPERE CIVILI

PLAINE DE SUSAS - PIANA DI SUSAS

TRONÇON AIRE TECHNIQUE ET DE SECURITE – TRATTA AREA TECNICA E DI SICUREZZA
PORTAILS ET TOITURES ARCHITECTURALES – PORTALI E COPERTURE ARCHITETTONICHE

PROJET DES STRUCTURES – NOTE DE CALCUL PORTAILS SUR VOIES
PROGETTO STRUTTURALE – RELAZIONE DI CALCOLO PORTALI DI LINEA

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	22/01/2013	Première diffusion / Prima emissione	G.VERGNANO C. CARUSO (ST. QUARANTA)	M. RUSSO C. OGNIBENE	L. CHANTRON M. PANTALEO
A	08/02/2013	Révision suite aux commentaires LTF / Revisione a seguito commenti LTF	G.VERGNANO C. CARUSO (ST. QUARANTA)	M. RUSSO C. OGNIBENE <i>[Signature]</i>	L. CHANTRON M. PANTALEO <i>[Signature]</i>

CODE DOC	P	D	2	C	3	A	T	S	3	3	3	4	5	A		A	P	N	O	T
	Phase / Fase		Sigle étude / Sigla			Émetteur / Emittente			Numero				Indice	Statut / Stato		Type / Tipo				

ADRESSE GED INDIRIZZO GED	C3A	//	//	50	50	10	10	06
------------------------------	-----	----	----	----	----	----	----	----

ECHELLE / SCALA

[Signature]
Technimont
Civil Construction
Dot. Ing. Nicola Manacarella
Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R



LTF sas – 1091 Avenue de la Boisse – BP 80631 – F-73006 CHAMBERY CEDEX (France)
Tél : +33 (0)4.79.68.56.50 – Fax : +33 (0)4.79.68.56.75
RCS Chambéry 439 556 952 – TVA FR 03439556952
Propriété LTF Tous droits réservés – Proprietà LTF Tutti i diritti riservati

Ce projet
est cofinancé par
l'Union européenne
(DG-TREN)



Questo progetto
è cofinanziato
dall'Unione europea
(TEN-T)

INDICE

RESUME/RIASSUNTO	3
1. PREMESSA	4
2. INTRODUZIONE	6
3. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	6
4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	8
5. CRITERI DI ANALISI DELLA SICUREZZA	8
6. MATERIALI	8
6.1.1 Calcestruzzo	8
6.1.2 Acciaio per cemento armato	9
6.1.3 Acciaio da carpenteria metallica	9
7. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI	10
8. CARICHI APPLICATI ALLA STRUTTURA	10
8.1.1 Peso proprio	11
8.1.2 Permanenti portati	11
8.1.3 Ghiaccio e vento	12
8.1.4 Variazioni termiche	14
8.1.5 Sisma	14
8.2 Tipo di analisi	15
8.3 Combinazioni di carico	16
9. PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI	16
10. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI	17
11. VERIFICHE STRUTTURALI PORTALE DI LINEA	17
11.1 Verifiche a deformazione	17
11.2 Verifiche di resistenza e di stabilità	20
12. VERIFICHE STRUTTURALI PLINTI DI FONDAZIONE	40
12.1 Verifiche geotecniche	40
12.2 Verifiche strutturali	54
13. ANALISI MODALE	56

RESUME/RIASSUNTO

Le présent document décrit les solutions de projet des structures des portails architecturaux de l'Aire Technique de Susa.

Il presente documento descrive le soluzioni progettuali d'intervento strutturale dei portali architettonici dell'Area Tecnica di Susa.

1. Premessa

A valle della Stazione Internazionale di Susa e del ponte sulla Dora, si trova l'Area Tecnica e di Sicurezza di Susa (in corrispondenza della pk 62+898 circa), che assolve anche il compito di area di servizio ferroviaria.

L'area è stata prevista nella zona attualmente occupata da una densa rete di infrastrutture di trasporto (linea FS Susa - Bussoleno, A32, SS24, SS25, autoporto e altre aree Sitaf, Guida Sicura, viabilità locale).

In quest'area sono previsti, in adiacenza ai binari di corsa, due binari di precedenza lunghi almeno 750 m e, dopo il binario di precedenza dispari, il binario di soccorso, anch'esso di lunghezza 750 m, che ha la funzione di trattamento del treno incendiato, con relativa banchina per l'evacuazione dei viaggiatori.

Il fascio binari di servizio è in curva, con 4 binari dello sviluppo totale di 1600 m circa. La pendenza longitudinale è del 2‰ e deriva dalla coniugazione delle esigenze funzionali che il fascio deve rispettare e dei vincoli altimetrici presenti sulla nuova linea. Per il funzionamento del fascio sono presenti ulteriori 3 binari, di cui un'asta di manovra di circa 316 m di sviluppo, un binario a disposizione lungo circa 220 m ed un binario per la sosta del treno di soccorso lungo 270 m circa.

L'accesso principale all'Area Tecnica avviene attraverso la rotonda realizzata sul nuovo tracciato della SS24 in affiancamento all'autostrada A32, ad est del complesso tecnico.

Dopo aver attraversato l'ingresso presidiato dalla guardiola si raggiungono i primi due edifici di servizio: la palazzina uffici tecnici (PCC) e l'edificio dedicato al primo soccorso PRV con eventuale spazio interno a disposizione per PCA.

In adiacenza al PCC ed al PRV saranno realizzate due aree di parcheggio coperte in modo da consentire le operazioni di servizio al riparo dalle intemperie.

A ovest dell'edificio uffici è stata prevista l'area di stoccaggio con un piano caricatore posto in aderenza al fascio binari.

Proseguendo lungo la viabilità interna di servizio si raggiunge la sottostazione elettrica, in cui sono ubicati un edificio tecnico, due edifici di protezione, il gruppo elettrogeno ed i basamenti per i sostegni degli elementi in tensione. L'area sarà recintata e dotata di cancello di accesso scorrevole motorizzato.

Sul lato nord della sottostazione elettrica è ubicata la rampa di accesso all'elisuperficie, area collocata ad una quota superiore di circa 7 m rispetto la quota dell'area tecnica. L'elisuperficie sarà inoltre raggiungibile direttamente attraverso la SS24 in modo da agevolare, in caso di necessità, gli interventi di soccorso.

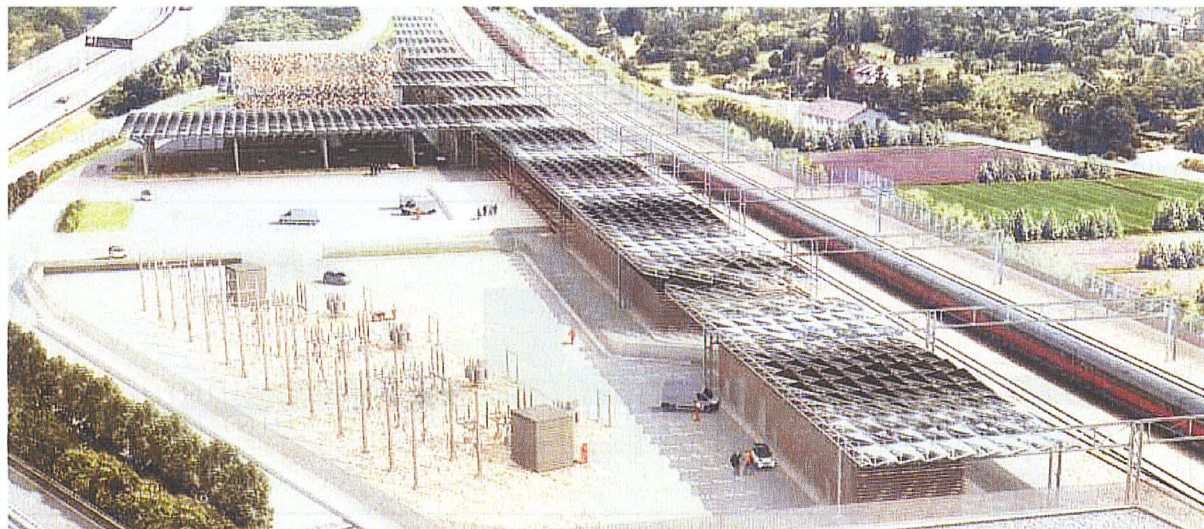
L'edificio antincendio è previsto al di sotto dell'elisuperficie ed è raggiungibile attraverso il piazzale collocato nell'estremità ovest dell'area tecnica.

Lungo il fascio binario, in adiacenza alla sottostazione elettrica, sarà realizzato il fabbricato servizi ausiliari - FSA.

Le aree non occupate dai fabbricati, dalla viabilità interna, dai parcheggi e dall'area di stoccaggio e dalla sottostazione elettrica, saranno sistemate a verde e piantumate ove possibile.

L'intero complesso sarà recintato.

Si richiama la Relazione illustrativa dei fabbricati dell'Area Tecnica (PD2-C3A-TSE3-1880_50-95-00_10-01) e la Planimetria architettonica area tecnica Susa (PD2-C3A-TSE3-1566_50-50-00_30-01).



Coperture dell'area tecnica

Una zona coperta lato nord che contiene, a partire da ovest, il fabbricato della Sottostazione Elettrica, il Fabbricato Servizi Ausiliari, il fabbricato uffici tecnici, il fabbricato guardiola, i parcheggi di servizio, le zone di soccorso, alcuni binari di servizio. La zona coperta è formata da una serie di elementi triangolari “piegati” di circa 30 ° alla stregua di un origami di carta che crea giochi di luce e trasparenze. La copertura sostenuta da travi reticolari e ritti metallici ad albero o a portale, è costituita da pannelli fotovoltaici triangolari ed elementi triangolari piani in vetro.

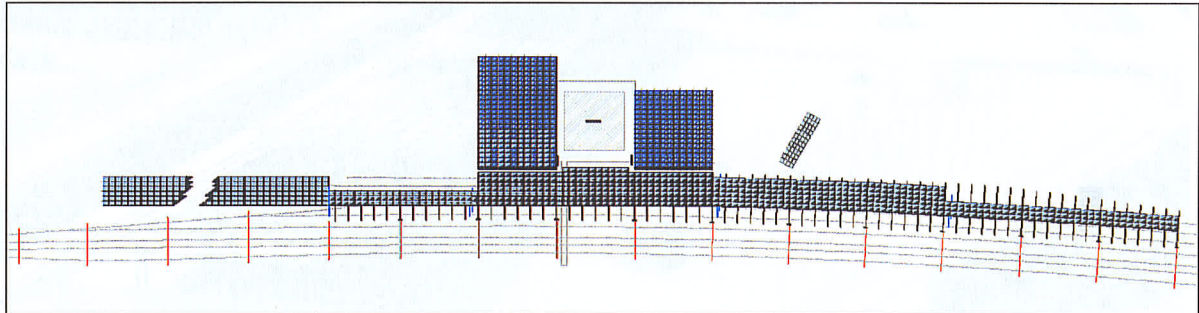
In merito all'impianto fotovoltaico si richiama la Relazione tecnica dell'Alimentazione fotovoltaica PD2-C2B-TS3-1390_35-20-00_10-01 e l'elaborato Layout disposizione fotovoltaico PD2_C2B_ TS3-1403_35-20-50_30-01.

Portali

Una serie di portali in struttura metallica reticolare, con passo circa di 45 m. Questi portali hanno la duplice funzione di scansione architettonica del volume lineare dei binari e di sostegno della linea di trazione elettrica dei binari.

2. Introduzione

La presente relazione descrive le linee guida d'intervento strutturale del progetto di costruzione dei portali d'acciaio di sostegno della linea di contatto aerea, collocati all'interno dell'area a servizi nella Piana di Susa. Essi sono indicati in rosso nella planimetria d'insieme sottostante.



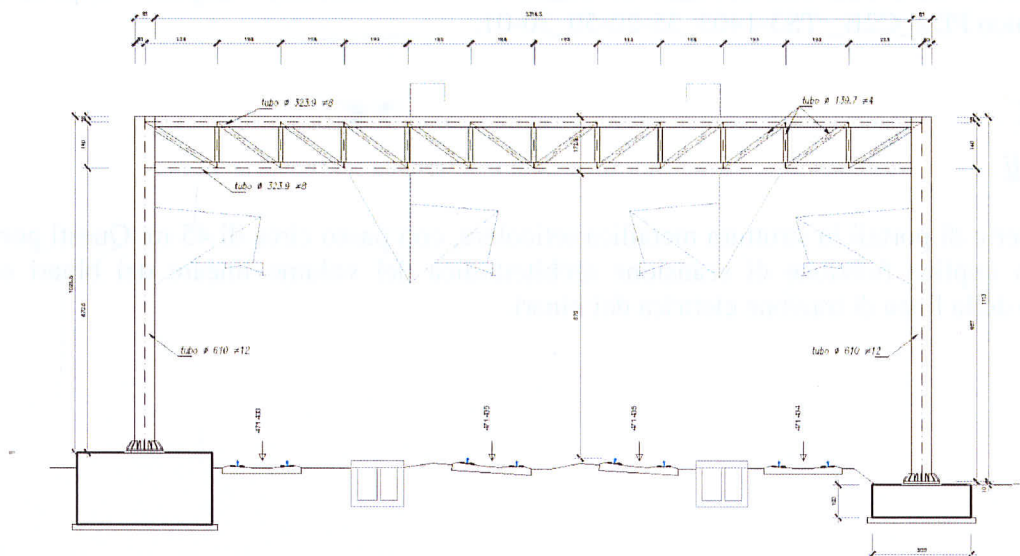
Planimetria generale

3. Descrizione generale dell'opera

Gli elementi strutturali oggetto della presente relazione presentano in elevazione una struttura in acciaio e fondazioni a plinto in cemento armato gettato in opera.

La struttura in elevazione consiste in un portale formato da due pilastri e un traverso realizzato con travatura reticolare. L'intera struttura è realizzata con profili cavi circolari formati a caldo di dimensioni diverse a seconda della sollecitazione a cui sono sottoposti:

- pilastri $\phi 610$ sp = 12 mm;
- correnti $\phi 323,9$ mm sp = 8 mm;
- diagonali e montanti $\phi 139,7$ mm sp = 4 mm.



La fondazione è costituita da plinti isolati di dimensione 300 x 300 cm e di spessore 100 cm.

4. Normative di riferimento

L'analisi della struttura in oggetto è effettuata utilizzando i metodi usuali della Scienza delle Costruzioni ed in conformità alle normative e leggi vigenti:

L. 05/11/1971 n. 1086:	“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”;
L. 02/02/1974 n. 64:	“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
D.M. 14 gennaio 2008:	“Norme Tecniche per le Costruzioni”;
Circ. Min. 02/02/2009 n.617:	“Istruzione per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”;
UNI EN 1992-2005:	“Progettazione delle strutture in calcestruzzo”;
UNI EN 1997-2005:	“Progettazione geotecnica”;
UNI EN 1998-2005:	“Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”;
UNI EN 206-1-2001:	“Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
UNI EN 1993-2005	“Progettazione delle strutture di acciaio”.

5. Criteri di analisi della sicurezza

Con riferimento alle normative precedentemente citate, le strutture in oggetto sono verificate per quanto riguarda:

- verifiche a deformazione;
- verifiche di resistenza e instabilità.

6. Materiali

6.1.1 Calcestruzzo

Per sottofondazioni

Classe di resistenza:

C12/15

Contenuto minimo di cemento: 150 kg/m³

Plinti

Classe di resistenza: C28/35

Classe di esposizione: XC2

Modulo elastico: $E_c = 32588 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica a compressione cilindrica: $f_{ck} = 29,05 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media a compressione cilindrica: $f_{cm} = 37,05 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = 16,46 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a trazione (valore medio): $f_{ctm} = 2,83 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 1,98 \text{ N/mm}^2$

Copriferro: $c = 50 \text{ mm}$

6.1.2 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre d'acciaio ad aderenza migliorata con le seguenti caratteristiche:

Tipo di acciaio: B450C

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione: $f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico $E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$

6.1.3 Acciaio da carpenteria metallica

L'acciaio da carpenteria metallica impiegato presenta le seguenti caratteristiche:

Tipo di acciaio: S355

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$

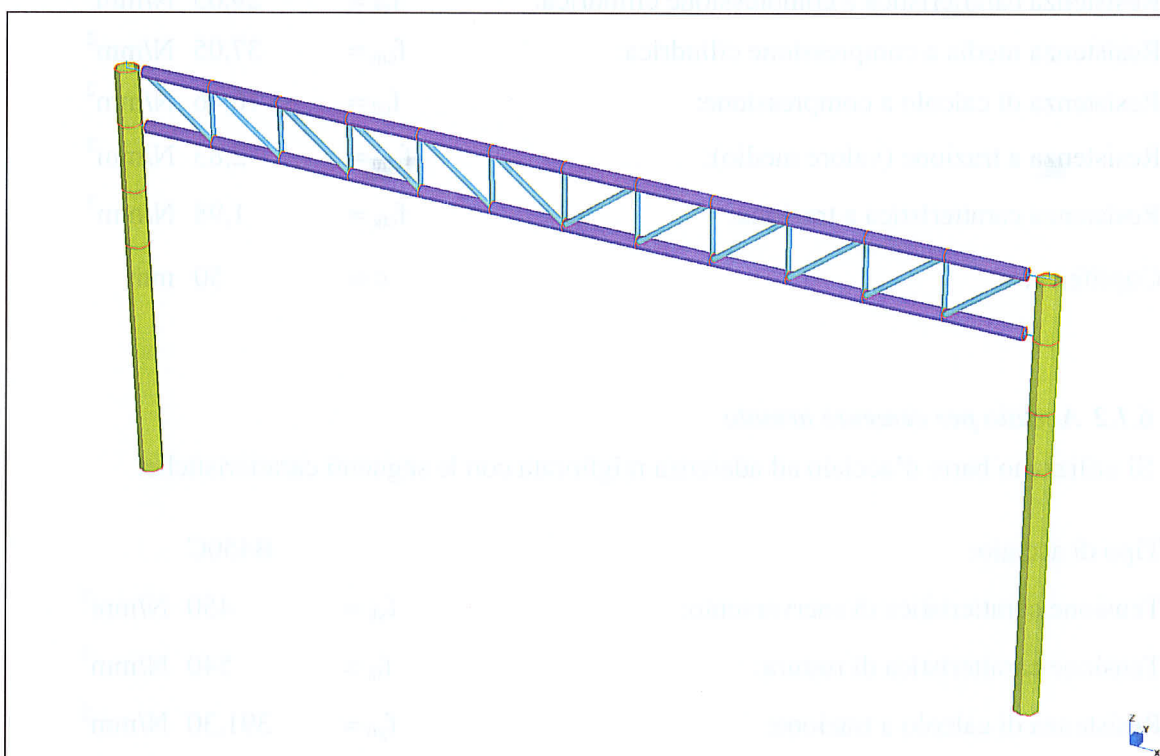
Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico $E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$

7. Modellazione della struttura e dei vincoli

La struttura è stata modellata con un programma ad elementi finiti ed è schematizzata come elemento tridimensionale interamente composto da beam, incastrato alla base. I vincoli esterni sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidità elastica. Non sono presenti svincoli interni.

Di seguito si riporta l'immagine del modello realizzato.



Modello portale di linea

8. Carichi applicati alla struttura

In accordo con le sopracitate normative, sono state considerate nei calcoli le seguenti azioni:

- pesi propri strutturali;
- carichi permanenti portati dalla struttura (elementi di sospensione, cavi linea);
- carichi variabili: ghiaccio, vento;
- variazioni termiche;
- azioni sismiche ricavate tramite analisi dinamica modale.

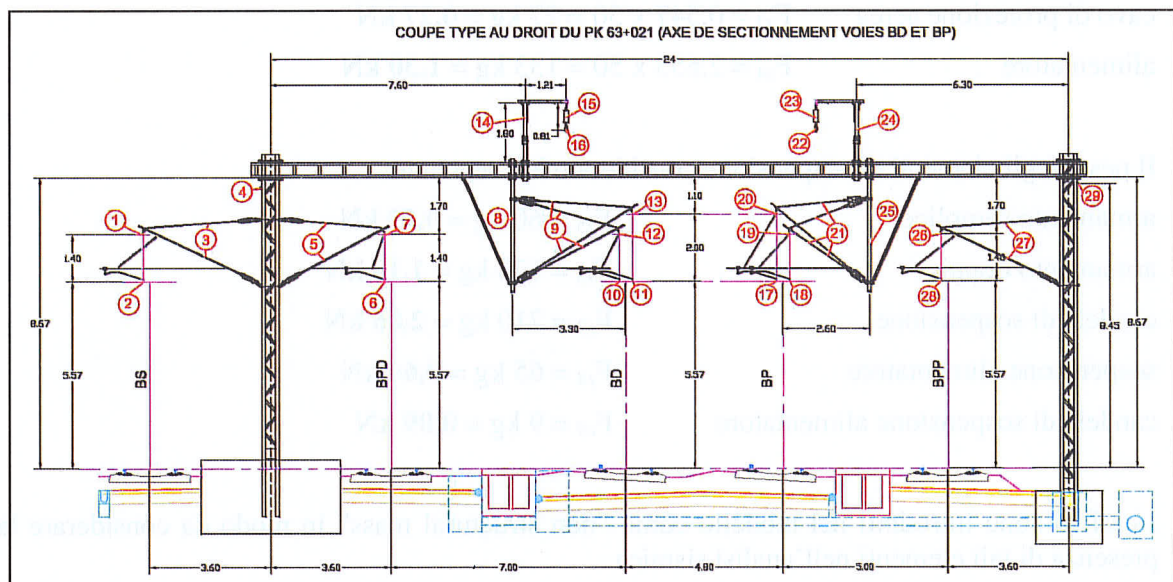
8.1.1 Peso proprio

Il peso proprio della struttura è calcolato in automatico dal programma di calcolo. La massa volumica dell'acciaio considerata nei calcoli è pari a $77,18 \text{ kN/m}^3$ (7.870 kg/m^3).

8.1.2 Permanenti portati

I carichi permanenti sono quelli derivanti dalla linea di contatto aerea. Per la definizione di tali carichi ci si riferisce all'elaborato PD2C2BTS300051 "Nota dei carichi meccanici della linea di contatto aerea Piana di Susa".

Il profilo tipo di attacco della linea al portale considerato è rappresentato nella figura seguente:



Tipologia elementi di sospensione considerati

La figura precedente è un estratto dell'elaborato sopracitato e serve solo per illustrare la tipologia degli elementi di attacco considerata nei calcoli; le quote e la forma del portale in figura non sono quelli della struttura in esame.

I vari elementi sono di seguito descritti:

- 1+7+12+13+19+20+26) fune portante;
- 2+6+10+11+17+18+28) filo di contatto;
- 4+29) cavo di protezione aerea;
- 16+22) alimentatore;
- 3+5+27) armamento semplice;
- 9+21) armamento doppio;
- 8+25) candela di sospensione;
- 14+24) sospensione alimentatore;

15+23) candela di sospensione.

Per la valutazione dei carichi agenti sulla struttura, si considera un interasse tra i vari portali pari a 50 m.

Il peso totale della catenaria, pendini compresi, è pari a 2,995 kg/m, da cui si ricavano i carichi sulla struttura:

armamento semplice $F_{z1} = 2,995 \times 50 = 150 \text{ kg} = \mathbf{1,47 \text{ kN}}$

armamento doppio $F_{z2} = 2,995 \times 2 \times 50 = 300 \text{ kg} = \mathbf{2,94 \text{ kN}}$

I pesi del cavo di protezione aerea e dell'alimentatore sono rispettivamente di 0,547 kg/m e 2,653 kg/m, da cui si ricavano i carichi sulla struttura:

cavo di protezione aerea $F_{z3} = 0,547 \times 50 = 27 \text{ kg} = \mathbf{0,27 \text{ kN}}$

alimentatore $F_{z4} = 2,653 \times 50 = 133 \text{ kg} = \mathbf{1,30 \text{ kN}}$

Il peso degli elementi di sospensione considerato è il seguente:

armamento semplice $F_{z5} = 60 \text{ kg} = \mathbf{0,59 \text{ kN}}$

armamento doppio $F_{z6} = 120 \text{ kg} = \mathbf{1,18 \text{ kN}}$

candela di sospensione $F_{z7} = 210 \text{ kg} = \mathbf{2,06 \text{ kN}}$

sospensione alimentatore $F_{z8} = 65 \text{ kg} = \mathbf{0,64 \text{ kN}}$

candela di sospensione alimentatore $F_{z9} = 9 \text{ kg} = \mathbf{0,09 \text{ kN}}$

I carichi sono introdotti nel modello come “non structural mass” in modo da considerare la presenza di tali elementi nell'analisi sismica.

8.1.3 Ghiaccio e vento

Sulla fune portante (diametro ipotizzato 17,5 mm), sul filo di contatto (diametro ipotizzato 14,5 mm), sul cavo di protezione aerea (diametro ipotizzato 15,8 mm) e sull'alimentatore (diametro ipotizzato 22,5 mm) si considera la possibilità che si formi una patina di ghiaccio di spessore pari a 12 mm e di densità 917 kg/m³:

ghiaccio fune portante $F_{z10} = [(17,5 + 2 \times 12)^2 / 4 \times \pi - 17,5^2 / 4 \times \pi] / 1.000.000 \times 917 \times 50 = 51 \text{ kg} = \mathbf{0,50 \text{ kN}^*}$

ghiaccio filo di contatto $F_{z11} = [(14,5 + 2 \times 12)^2 / 4 \times \pi - 14,5^2 / 4 \times \pi] / 1.000.000 \times 917 \times 50 = 46 \text{ kg} = \mathbf{0,45 \text{ kN}^*}$

ghiaccio cavo protezione $F_{z12} = [(15,8 + 2 \times 12)^2 / 4 \times \pi - 15,8^2 / 4 \times \pi] / 1.000.000 \times 917 \times 50 = 48 \text{ kg} = \mathbf{0,47 \text{ kN}}$

ghiaccio alimentatore $F_{z13} = [(22,5 + 2 \times 12)^2 / 4 \times \pi - 22,5^2 / 4 \times \pi] / 1.000.000 \times 917 \times 50 = 60 \text{ kg} = \mathbf{0,59 \text{ kN}}$

* Dove è presente l'armamento doppio si considera il doppio del carico riportato.

L'azione del vento è determinata secondo le formulazioni riportate sul TU08 e Circolare esplicativa:

$a_s = 471$ m quota del suolo sul livello del mare del sito di realizzazione della struttura;

$v_b = v_{b0} = 25$ m/s velocità di riferimento del vento a 10 m dal suolo ($T_r = 50$ anni);

$\alpha_r(T_r=100 \text{ anni}) = 1,04$ coefficiente moltiplicativo per $T_r > 50$ anni;

$v_b(T_r=100 \text{ anni}) = 26$ m/s velocità di riferimento del vento ($T_r = 100$ anni);

$\rho = 1,25$ kg/m³ densità dell'aria;

$q_b = 422$ N/m² pressione cinetica di riferimento;

Classe di rugosità del terreno = C

Categoria di esposizione del sito = III

$k_r = 0,2$

$z_0 = 0,10$ m

$z_{\min} = 5$ m

$z = 11$ m altezza dal suolo del punto considerato;

$c_t = 1$ coefficiente di topografia;

$c_e(z=11 \text{ m}) = 2,20$ coefficiente di esposizione;

$c_p = 1,2$ coefficiente di forma;

$c_d = 1$ coefficiente dinamico;

$p(z=11 \text{ m}) = 1,114$ N/m² pressione del vento.

A favore di sicurezza la pressione del vento si considera costante su tutta l'altezza pari al valore massimo calcolato alla quota di 11 m dal P.C.

L'azione del vento in direzione trasversale (ortogonale alla direzione della linea) viene considerata impattante sulla superficie proiettata del cavo incrementata dello spessore del ghiaccio:

vento su fune portante $F_{x1} = 1,114 \times [(17,5 + 2 \times 12) / 1000] \times 50 = 2,31$ kN*

vento su filo di contatto $F_{x2} = 1,114 \times [(14,5 + 2 \times 12) / 1000] \times 50 = 2,14$ kN*

vento su cavo protezione $F_{x3} = 1,114 \times [(15,8 + 2 \times 12) / 1000] \times 50 = 2,22$ kN

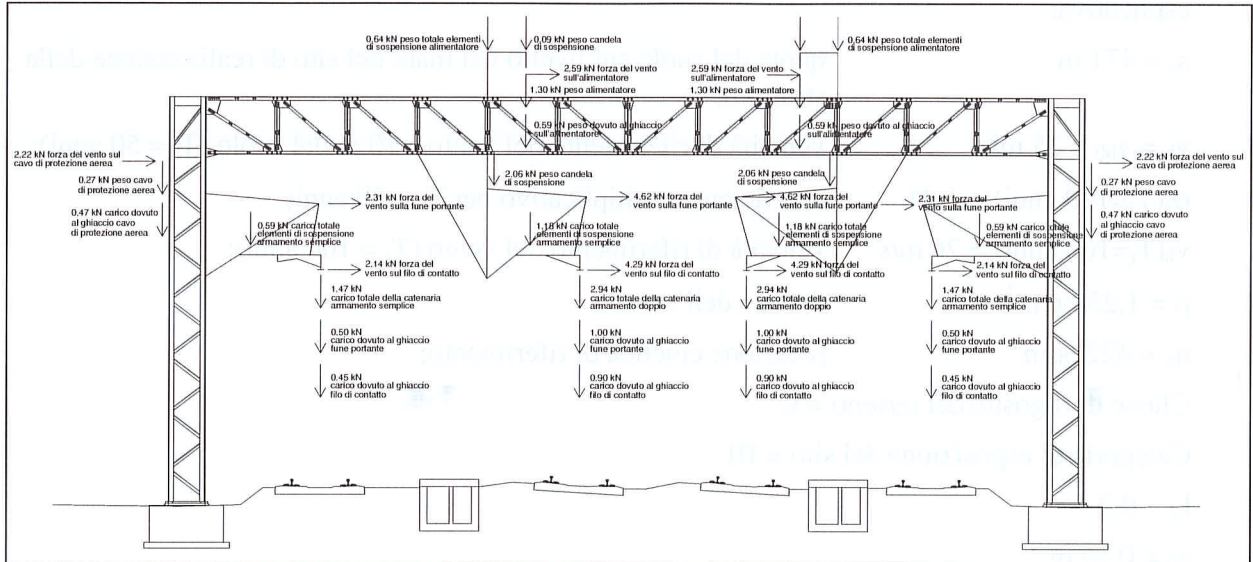
vento su alimentatore $F_{x4} = 1,114 \times [(22,5 + 2 \times 12) / 1000] \times 50 = 2,59$ kN

* Dove è presente l'armamento doppio si considera il doppio del carico riportato.

Non è stato considerato il peso del ghiaccio e l'effetto del vento sui pendini e sugli elementi di sospensione.

Il vento è inoltre applicato alternativamente in direzione ortogonale e parallela alla linea, sulla proiezione degli elementi tubolari costituenti la struttura portante.

I carichi precedentemente definiti sono rappresentati nella figura seguente:



8.1.4 Variazioni termiche

Sulla struttura è stata considerata una variazione termica di $\pm 25^{\circ}\text{C}$ secondo quanto indicato nel TU08 al paragrafo 3.5.5 (strutture in acciaio esposte).

8.1.5 Sisma

Parametri di calcolo

Calcolo secondo NTC 2008

Modello generale

Assi di vibrazione: X Y

Combinazione quadratica completa (CQC)

Dati progetto

- Edificio sito in località SUSA (long. 7,0520 – lat. 45,1363)
- Vita nominale dell'opera $V_N = 100$ anni
- Classe d'uso IV
- Coefficiente d'uso $C_U = 2,0$
- PVR : probabilità di superamento in VR = 10% (SLV)
- Periodo di ritorno $T_r = 1898$ anni (SLV)
- Categoria del suolo di fondazione = C
- Coeff. di amplificazione stratigrafica $S_s = 1,391$
- Coeff. di amplificazione topografica $S_T = 1,000$
- $S = 1,391$
- Coeff. di smorzamento viscoso $\eta = 5\%$

Valori risultanti

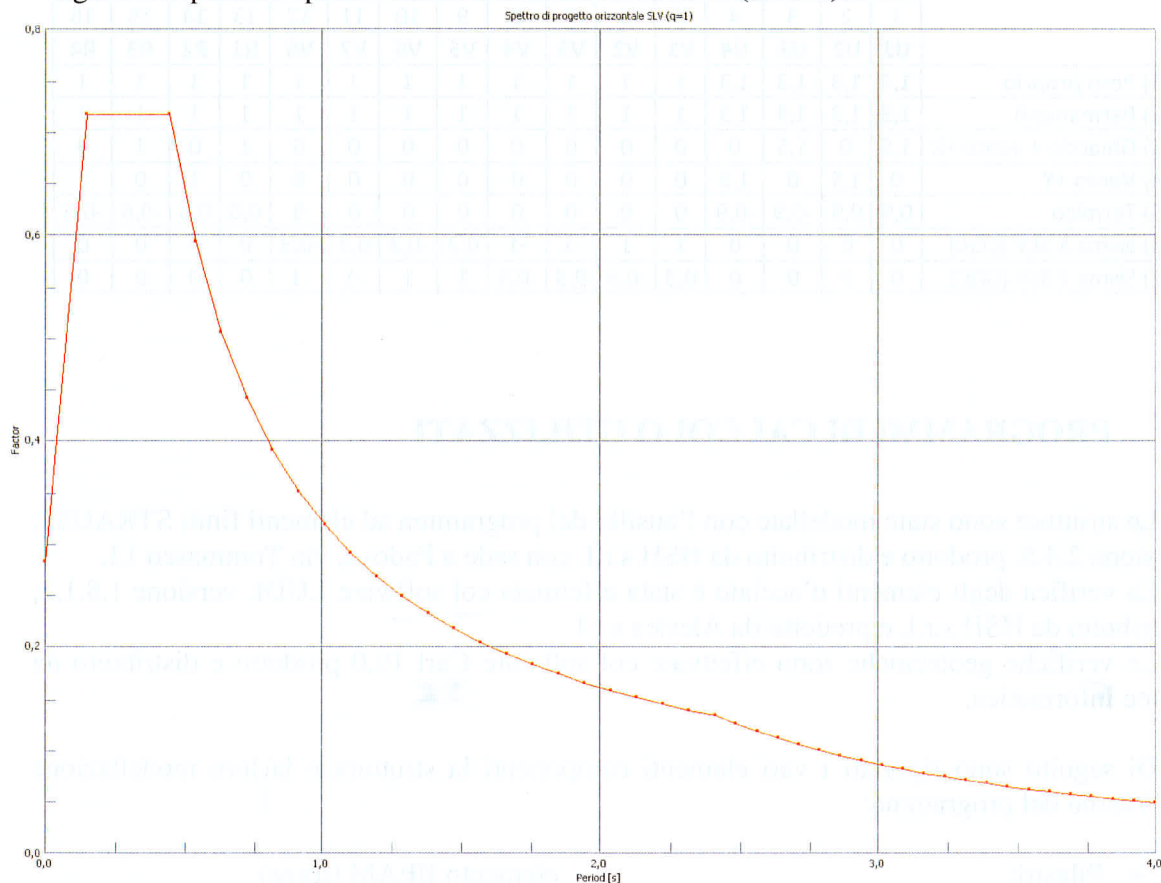
- $a_g = 0,204$ g (SLV)
- $F_0 = 2,531$ (SLV)
- $T_C^* = 0,281$ s (SLV)

Per l'analisi sismica a SLV è stato considerato un fattore di struttura $q = 1$.

Valori periodi spettro di progetto SLV:

- $T_B = 0,150$ (componente orizzontale);
- $T_C = 0,449$ (componente orizzontale);
- $T_D = 2,414$ (componente orizzontale).

Di seguito si riporta lo spettro sismico adottato nell'analisi (S.L.V.):



Spettro di progetto SLV orizzontale (normalizzato g)

8.2 Tipo di analisi

Le analisi strutturali condotte sono statiche in regime lineare. Il metodo di calcolo è agli elementi finiti. Il calcolo sismico è stato effettuato mediante analisi dinamica modale, per la quale il codice di calcolo utilizzato effettua in prima battuta il calcolo delle frequenze proprie

della struttura per individuare i modi principali e poi esegue l'analisi vera e propria calcolando autovettori e autovalori per i modi principali. La verifica delle membrature viene eseguita considerando tutte le caratteristiche di sollecitazione.

8.3 Combinazioni di carico

Nel seguente paragrafo vengono elencati i casi di carico con le combinazioni delle azioni sollecitanti la struttura che sono state inserite nel programma di calcolo per elaborare gli stati tensionali che si vengono a creare a seguito dell'interagire delle varie azioni tra cui anche quella sismica.

I coefficienti di combinazione sono quelli dettati dalla normativa per il calcolo agli stati limite.

Coefficienti di combinazione SLU, SLV e SLE rara:

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
	U1	U2	U3	U4	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	R1	R2	R3	R4
1) Peso proprio	1,3	1,3	1,3	1,3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2) Permanenti	1,3	1,3	1,3	1,3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3) Ghiaccio + vento +X	1,5	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0
4) Vento +Y	0	1,5	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1
5) Termico	0,9	0,9	-0,9	-0,9	0	0	0	0	0	0	0	0	0,6	0,6	-0,6	-0,6
6) Sisma X SLV [CQC]	0	0	0	0	1	1	-1	-1	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0	0	0	0
7) Sisma Y SLV [CQC]	0	0	0	0	0,3	-0,3	0,3	-0,3	1	1	-1	-1	0	0	0	0

9. PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

Le strutture sono state modellate con l'ausilio del programma ad elementi finiti STRAUS7, versione 2.4.5. prodotto e distribuito da HSH s.r.l. con sede a Padova, via Tommaseo 13.

La verifica degli elementi d'acciaio è stata effettuata col software LUDI, versione 1.8.1.3, distribuito da HSH s.r.l. e prodotto da Alestea s.r.l.

Le verifiche geotecniche sono effettuate col software Carl 10.0 prodotto e distribuito da Aztec Informatica.

Di seguito sono riportati i vari elementi componenti la struttura e la loro modellazione all'interno del programma:

- Pilastri: elemento BEAM (trave)
- Correnti della reticolare: elemento BEAM (trave)
- Montanti e diagonali della reticolare: elemento BEAM (trave)

10. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con calcolazioni di massima eseguite manualmente porta a confermare la validità dei risultati.

11. VERIFICHE STRUTTURALI PORTALE DI LINEA

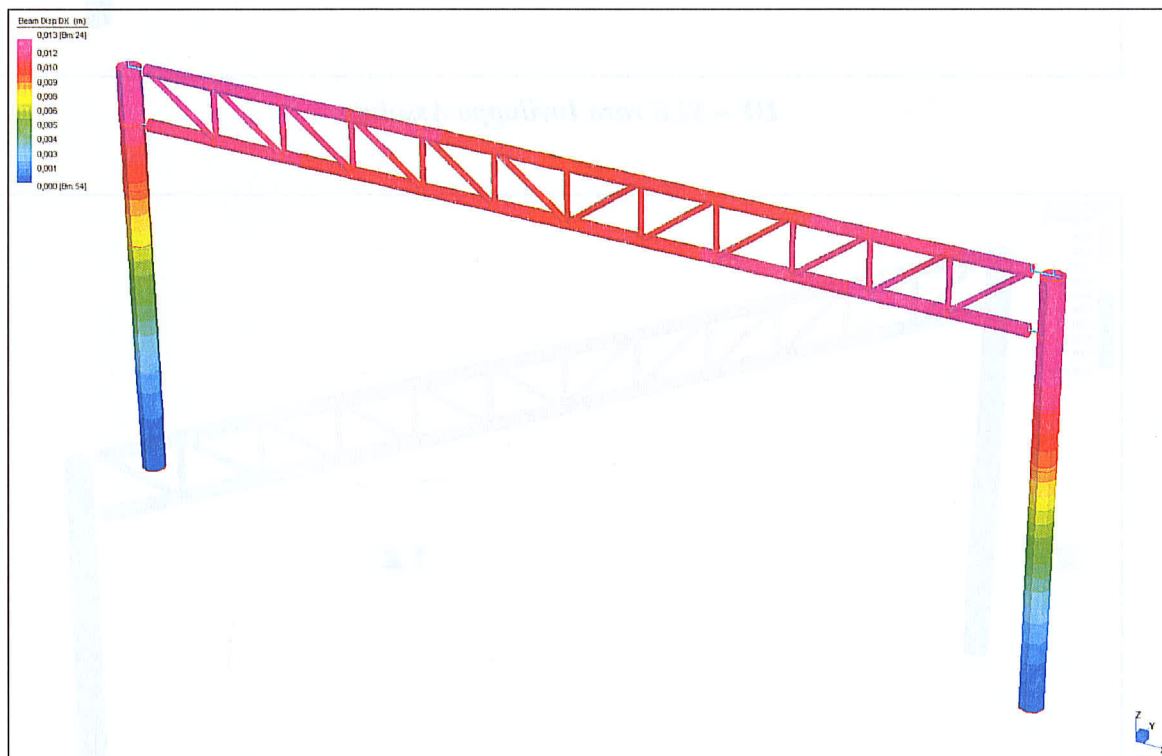
Di seguito sono riportate le verifiche strutturali del portale di sostegno della linea.

11.1 Verifiche a deformazione

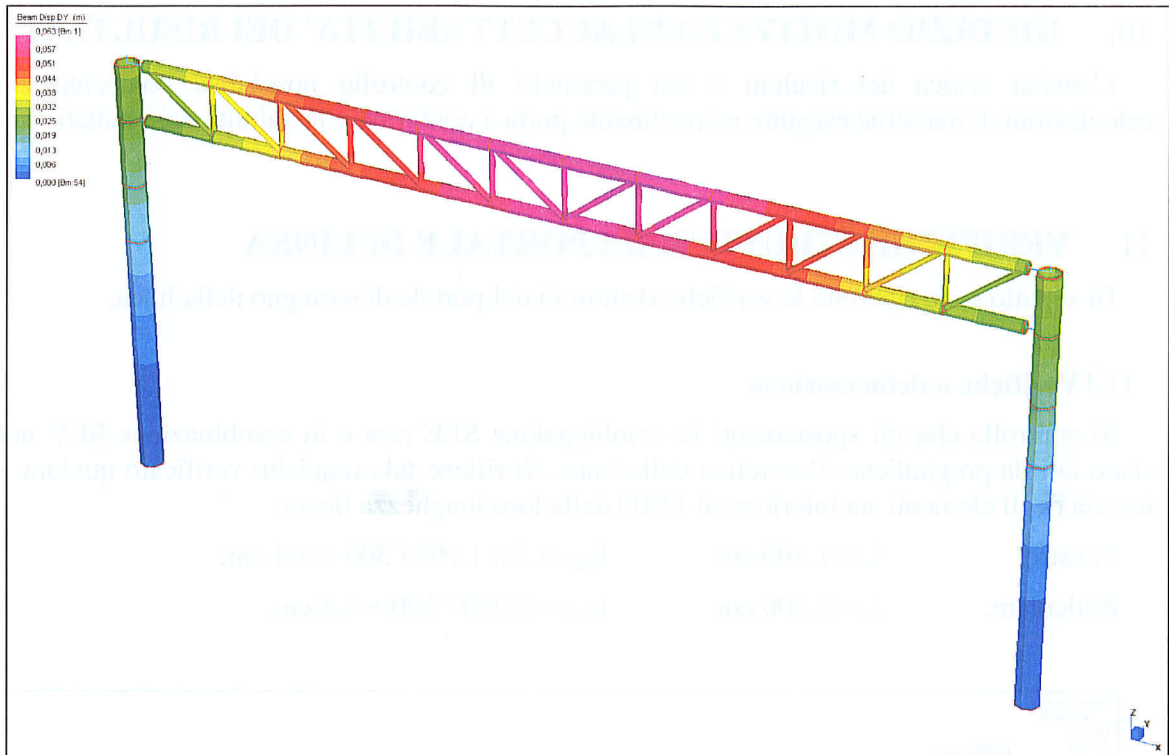
Si controlla che gli spostamenti in combinazione SLE rara e in combinazione SLV non siano tali da pregiudicare l'esercizio della linea. Si ritiene tale requisito verificato qualora la freccia degli elementi sia inferiore ad 1/500 della loro lunghezza libera:

Pilastro: $L = 1.100 \text{ cm}$ $f_{\max} = 2 \times 1.100 / 500 = 4,4 \text{ cm};$

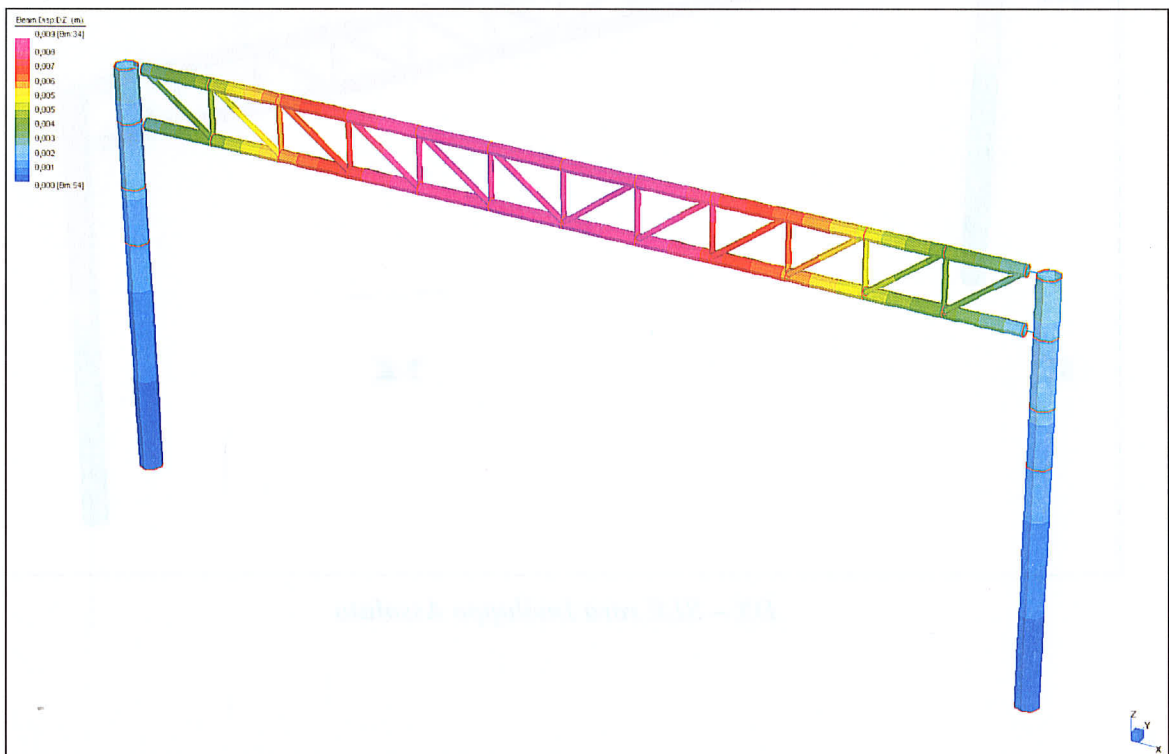
Reticolare: $L = 2.200 \text{ cm}$ $f_{\max} = 2.200 / 500 = 4,4 \text{ cm}.$



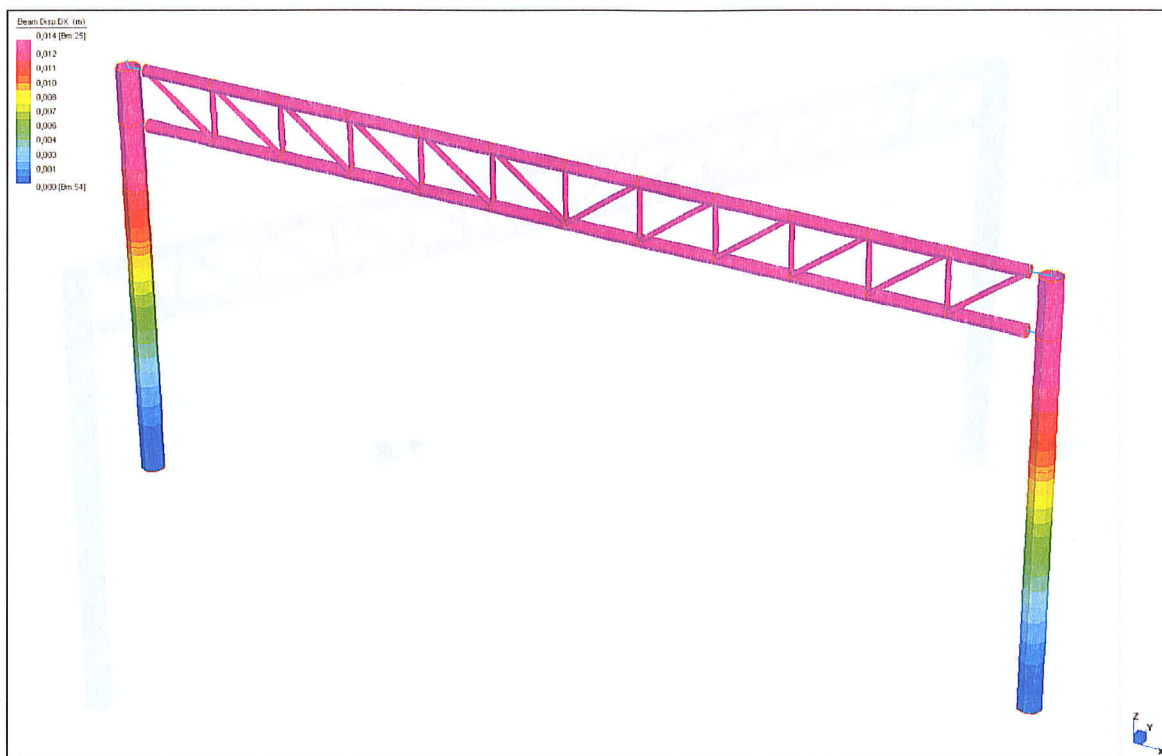
DX – SLE rara Inviluppo Assoluto



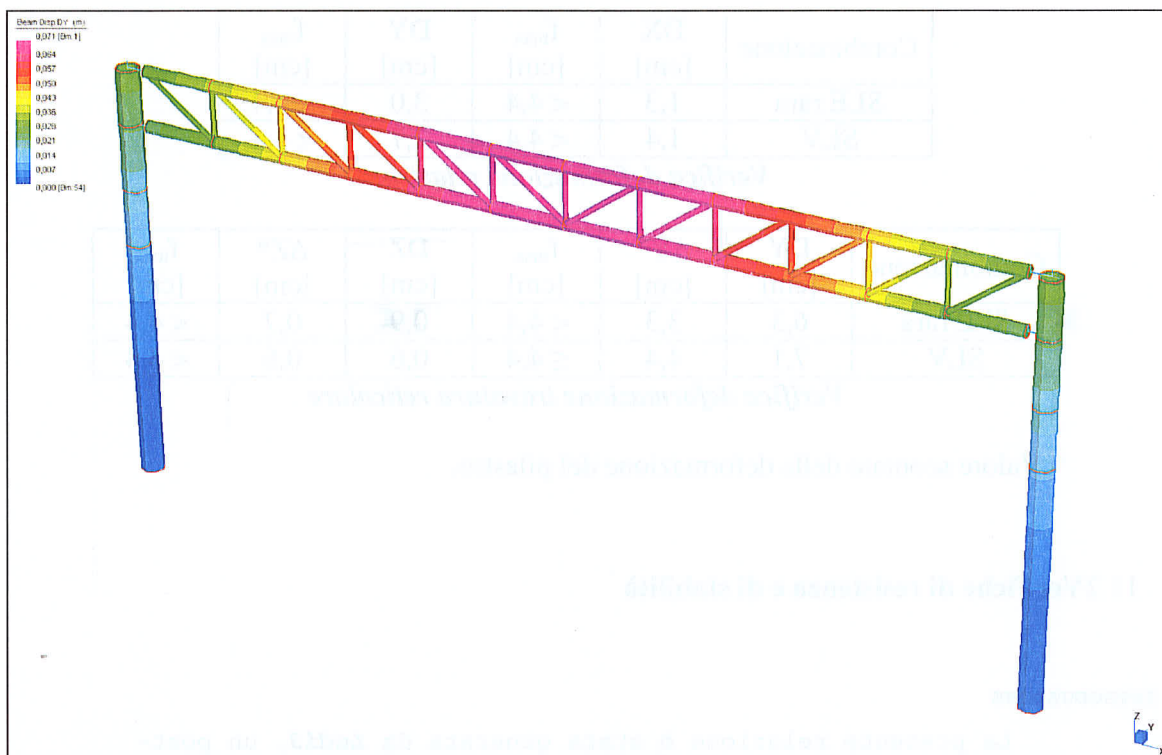
DY – SLE rara Involuppo Assoluto



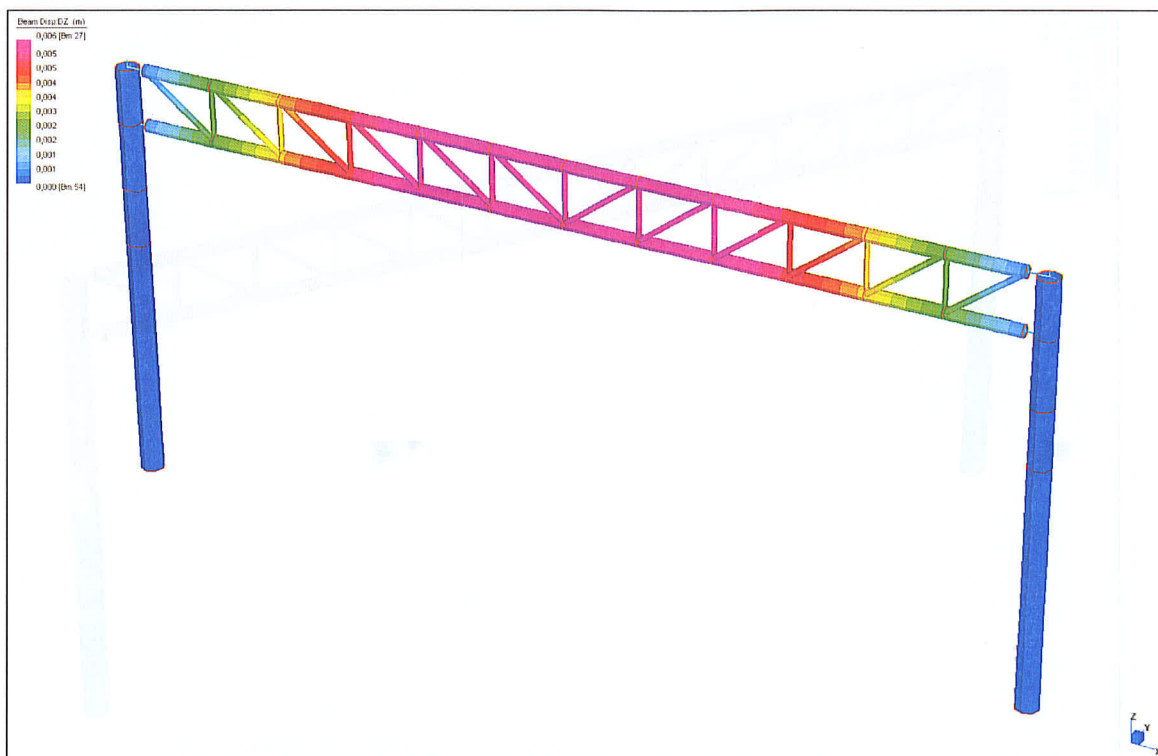
DZ – SLE rara Involuppo Assoluto



DX – SLV Involuppo Assoluto



DY – SLV Involuppo Assoluto



DZ – SLV Involuppo Assoluto

Combinazione	DX [cm]	f_{\max} [cm]	DY [cm]	f_{\max} [cm]
SLE rara	1,3	< 4,4	3,0	< 4,4
SLV	1,4	< 4,4	2,7	< 4,4

Verifica deformazione pilastro

Combinazione	DY [cm]	ΔY^* [cm]	f_{\max} [cm]	DZ [cm]	ΔZ^* [cm]	f_{\max} [cm]
SLE rara	6,3	3,3	< 4,4	0,9	0,7	< 4,4
SLV	7,1	4,4	\leq 4,4	0,6	0,6	< 4,4

Verifica deformazione travatura reticolare

* Valore scontato della deformazione del pilastro.

11.2 Verifiche di resistenza e di stabilità

INTRODUZIONE

La presente relazione è stata generata da **Ludi3**, un post-processore del codice fem STRAUS per verifiche di resistenza e di stabilità di strutture in acciaio, secondo quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le costruzioni - D.M.14.01.08.

Ludi3 tratta in modo automatico le verifiche di resistenza e la verifica di stabilità secondo quanto prescritto dalla normativa. La lunghezza libera d'inflexione, nei due piani principali d'inerzia, è riportata nel paragrafo relativo ai dati delle travi.

IPOTESI DI CALCOLO

VERIFICHE DI RESISTENZA

Le verifiche di resistenza seguono le indicazioni per il calcolo agli stati limite poste nel capitolo 4.2.4 dell'N.T.C.2008. Il criterio di verifica limita la sollecitazione esterna S_{Ed} ad essere inferiore a quella resistente: $S_{Ed}/S_{Rd} \leq 1$. In particolare nel caso di sovrapposizione di sollecitazioni assiali e flettenti, è usata l'approssimazione a favore di sicurezza in cui i rapporti vengono sommati linearmente come da § 4.2.4.1.2:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} \leq 1$$

I coefficienti di sicurezza utilizzati sono divisi per verifiche di resistenza e verifiche di instabilità. Nella NOTA 2B sono specificati i valori:

$$\gamma_{M0} = 1.00$$

$$\gamma_{M1} = 1.00$$

Il limite ultimo raggiungibile per sezioni di classe 1 e 2 è la sezione completamente plasticizzata, mentre per le sezioni di classe 3 sono ammesse solo verifiche in campo elastico. Lo stato limite è quindi quello relativo al superamento del limite elastico nella fibra della sezione maggiormente sollecitata.

La resistenza ultima assiale, uguale per l'analisi elastica e plastica, è calcolata con la relazione:

$$N_{Rd} = N_{Rd,p1} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Nella resistenza ultima flessionale il modulo di resistenza W è come quello plastico W_{p1} per le sezioni di classe 1 e 2 e quello elastico $W_{e1,min}$ per le sezioni di classe 3.

Come da prescrizioni del paragrafo *Flessione e taglio*, la presenza di sforzi taglianti, superiori al 50% del valore resistente, è computata inserendo un coefficiente riduttivo nella tensione di snervamento del materiale:

$$f_{y,v} = (1 - \rho) f_y$$
$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{p1,Rd}} - 1 \right)^2$$

e quindi:

$$M_{Rd} = M_{V,Rd} = \frac{W \cdot (1 - \rho) f_y}{\gamma_{M0}}$$

Le verifiche di resistenza al taglio sono differenziate tra il caso di sezioni di classe 1 e 2, per le quali è calcolato il rapporto massimo tra sollecitazioni agenti e resistenti, e le sezioni di classe 3, per le quali il coefficiente di sicurezza è calcolato come rapporto tensionale:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1$$

classi 1 e 2

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3}\gamma_{M0})} \leq 1$$

classe 3

in cui $V_{Rd} = V_{p1,Rd}$. Nel caso di copresenza di sollecitazioni torcenti sono applicati i coefficienti riduttivi prescritti al § 6.2.7(9).

Le verifiche a torsione sono eseguite calcolando le tensioni tangenziali nei punti significativi della sezione secondo le regole della Scienza delle Costruzioni.

$$\tau_T = \frac{T \cdot s}{J_t}$$

In particolare, per sezioni aperte (Saint Venant):

per sezioni chiuse (Bredt):
$$\tau_T = \frac{T}{2 \cdot \Omega \cdot s}$$

Nella ricerca della tensione tangenziale τ_{Ed} massima le tensioni derivanti dalla torsione sono sommate a quelle dovute agli sforzi taglianti.

$$\frac{\tau_{V1,Ed} + \tau_{V2,Ed} + \tau_{T,Ed}}{f_y / (\sqrt{3}\gamma_{M0})} \leq 1$$

VERIFICHE DI STABILITÀ

Le verifiche di stabilità di elementi metallici compressi sono condotte seguendo le prescrizioni del § 4.2.4.1.3. La norma prevede di cautelarsi dagli effetti di sbandamento assiale nelle direzioni 1 e 2 e lo sbandamento flessione torsionale (LT = lateral torsional) tramite i coefficienti di riduzione χ .

L'asta compressa è verificata se vengono soddisfatte le seguenti disuguaglianze:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_1 N_{b,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{1,Ed}}{\chi_{LT} M_{1,b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,b,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_2 N_{b,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{1,Ed}}{\chi_{LT} M_{1,b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,b,Rd}} \leq 1$$

dove:

N_{Ed} , $M_{1,Ed}$ ed $M_{2,Ed}$ sono le sollecitazioni massime sulla trave;
 $N_{b,Rd}$, $M_{b,1,Rd}$ ed $M_{b,2,Rd}$ sono le sollecitazioni resistenti calcolate con il coefficiente di sicurezza γ_{M1} ;
 χ sono i coefficienti di riduzione per instabilità flessionale e torsionale;
 k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} sono i fattori di interazione. Ludi calcola tali fattori con entrambi i metodi (A e B) proposti dalla norma negli allegati.

Ai fini della verifica di un elemento compresso sono definiti i seguenti parametri di snellezza:

$$\lambda_1 = \ell_{0,1}/i_1 \quad \lambda_2 = \ell_{0,2}/i_2 \quad \lambda_\theta = \ell_{0,\theta}/i_{min}$$

dove ℓ_0 è la lunghezza libera d'inflexione dell'elemento e i è il raggio d'inerzia della sezione trasversale.

Per definire i singoli coefficienti χ è necessario calcolare la snellezza equivalente $\bar{\lambda}$ (funzione del carico critico) e il coefficiente Φ (funzione del carico critico e dell'imperfezione del materiale α).

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad e \quad \Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

In maniera del tutto equivalente è calcolato il valore di χ_{LT} :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad e \quad \Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

nelle formule utilizzate, i coefficienti di imperfezione α e α_{LT} sono tabulati nelle tabelle 6.1 e 6.3 a seconda del tipo di acciaio e del tipo di sezione; i carichi critici sono calcolati con la nota relazione:

$$N_{cr} = \pi^2 \frac{EA}{\lambda^2}$$

Per il calcolo del M_{cr} l'Eurocodice non specifica un metodo di calcolo (se non limitatamente nella circolare n.617 per le sezione a I/H), si richiede soltanto che esso inglobi la reale distribuzione dei momenti ed i vincoli applicati alle estremità dell'asta. Nella presente relazione il momento critico è calcolato seguendo le indicazioni della normativa inglese BS 5950-2000 "Structural use of steelwork in building", in accordo alla relazione del paragrafo 4.3 "Lateral torsional buckling":

$$M_{cr} = \frac{p_b \cdot W}{m_{LT}}$$

dove p_b è la tensione di buckling, W è il modulo di resistenza elastico o plastico a seconda della classe della sezione, m_{LT} è il coefficiente di equivalenza tra la trave sollecitata da momento costante e una distribuzione qualsiasi.

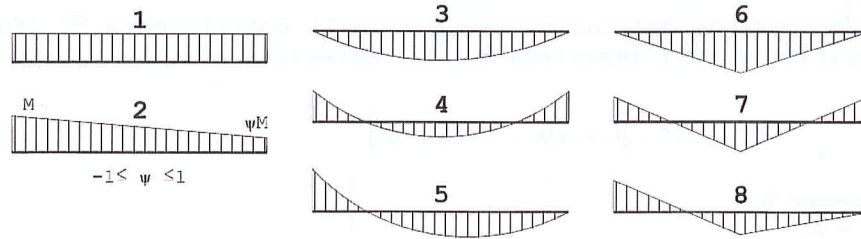
$$m_{LT} = 0.2 + \frac{0.15M_2 + 0.5M_3 + 0.15M_4}{M_{max}} \geq 0.44$$

in cui M_2 , M_3 , M_4 sono i momenti calcolati rispettivamente a $1/4\ell$, $1/2\ell$ e $3/4\ell$.

La tensione p_b è tabulata (BS 5950 table 16 e table 17) in funzione del materiale, del tipo di lavorazione (laminata o saldata) e dalla snellezza equivalente della trave λ_{LT} .

$$\lambda_{LT} = uv\lambda\sqrt{\beta_w}$$

DIAGRAMMA DEI MOMENTI



PROPRIETÀ DEL MODELLO NUMERICO

UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura adottate, dove non specificato, sono le seguenti:

Unità del modello STRAUS:

Lunghezza: m
 Tempo: s
 Massa: kg
 Forza: kN

Unità di misura di Ludi:

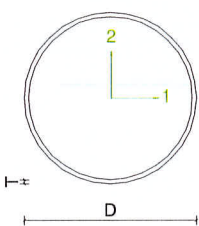
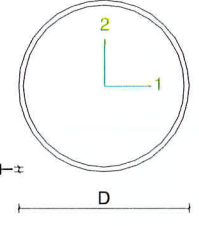
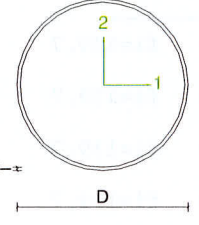
Lunghezza: m
 Tempo: s
 Massa: kg
 Forza: kN
 Tensioni: MPa
 Momento: kNm
 Area: m²
 Mom. inerz.: m³
 Inerzia: m⁴
 Area armat.: cm²

CONDIZIONI DI CARICO

Titolo	Attivo
1: Peso proprio	Si
2: Elementi di sospensione	Si
3: Ghiaccio + vento X	Si
4: Vento Y	Si
5: Termico	Si
1: SLU 1	Si
2: SLU 2	Si
3: SLU 3	Si
4: SLU 4	Si
5: SLE rara 1	Si
6: SLE rara 2	Si
7: SLE rara 3	Si
8: SLE rara 4	Si
9: SLD 1	Si
10: SLD 2	Si
11: SLD 3	Si
12: SLD 4	Si
13: SLD 5	Si
14: SLD 6	Si
15: SLD 7	Si
16: SLD 8	Si

17: SLV 1	Si
18: SLV 2	Si
19: SLV 3	Si
20: SLV 4	Si
21: SLV 5	Si
22: SLV 6	Si
23: SLV 7	Si
24: SLV 8	Si

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DELLE SEZIONI

	N°Prop	D	B	T1	T2	T3	L
	Prop.13	0.3239	0.0000	0.0080	0.0000	0.0000	0.0000
	Prop.15	0.1397	0.0000	0.0040	0.0000	0.0000	0.0000
	Prop.16	0.610	0.000	0.012	0.000	0.000	0.000

PROPRIETÀ INERZIALI

Proprietà	Area [m ²]	I ₁₁ [m ⁴]	I ₂₂ [m ⁴]	J [m ⁴]
13	7.939e-03	9.910e-05	9.910e-05	1.982e-04
15	1.705e-03	3.929e-06	3.929e-06	7.857e-06
16	2.254e-02	1.008e-03	1.008e-03	2.016e-03

MATERIALI

NORMATIVA

In base alle norma capitolo §11.3.4, si prevede l'impiego dei tipi d'acciaio denominati S235, S275, S355, S450 definite dalle EN 10025-2. Le caratteristiche sono riportate nella tabella. Si accettano comunque anche altri tipi di acciaio di caratteristiche meccaniche diverse utilizzati e previsti nei National Annex

compatibile con l'Eurocodice 3.

ACCIAIO

N.	Nome	$F_{y(<40)}$	$F_{y(>40)}$	$F_{u(<40)}$	$F_{u(>40)}$
1	S235	235.00	215.00	360.00	360.00
2	S275	275.00	255.00	430.00	410.00
3	S355	355.00	335.00	510.00	470.00
4	S450	440.00	410.00	550.00	550.00

DESCRIZIONE DEI GRUPPI

Grp.

1:	Modello
3:	Acciaio
4:	Gruppo0
6:	Pilastrini
7:	Reticolare
8:	Corrente superiore
9:	Corrente inferiore
10:	Montante
11:	Diagonale
12:	Link
5:	Calcestruzzo

DATI DELLE ASTE

Numero	Gruppo	Materiale	Lavorazione	Proprietà
1	10	S355	Laminata	Diagonale/montante
sp=4mm (beam)				fi=139,7
2	10	S355	Laminata	Diagonale/montante
sp=4mm (beam)				fi=139,7
3	10	S355	Laminata	Diagonale/montante
sp=4mm (beam)				fi=139,7
4	10	S355	Laminata	Diagonale/montante
sp=4mm (beam)				fi=139,7
5	10	S355	Laminata	Diagonale/montante
sp=4mm (beam)				fi=139,7
6	10	S355	Laminata	Diagonale/montante
sp=4mm (beam)				fi=139,7
7	10	S355	Laminata	Diagonale/montante
sp=4mm (beam)				fi=139,7
8	10	S355	Laminata	Diagonale/montante
sp=4mm (beam)				fi=139,7
9	10	S355	Laminata	Diagonale/montante
sp=4mm (beam)				fi=139,7
10	10	S355	Laminata	Diagonale/montante
sp=4mm (beam)				fi=139,7
11	10	S355	Laminata	Diagonale/montante
sp=4mm (beam)				fi=139,7
12	6	S355	Laminata	Tubo f610 sp=12mm
13	6	S355	Laminata	Tubo f610 sp=12mm
14	11	S355	Laminata	Diagonale/montante
sp=4mm (beam)				fi=139,7
15	11	S355	Laminata	Diagonale/montante
sp=4mm (beam)				fi=139,7
16	11	S355	Laminata	Diagonale/montante
sp=4mm (beam)				fi=139,7

Aire technique et de securité – Portali di linea – Note de calcul - Area tecnica e di Sicurezza – Portali di linea – Relazione di calcolo

17	11	S355	Laminata	Diagonale/montante	fi=139,7
sp=4mm (beam)					
18	11	S355	Laminata	Diagonale/montante	fi=139,7
sp=4mm (beam)					
19	11	S355	Laminata	Diagonale/montante	fi=139,7
sp=4mm (beam)					
20	11	S355	Laminata	Diagonale/montante	fi=139,7
sp=4mm (beam)					
21	11	S355	Laminata	Diagonale/montante	fi=139,7
sp=4mm (beam)					
22	11	S355	Laminata	Diagonale/montante	fi=139,7
sp=4mm (beam)					
23	11	S355	Laminata	Diagonale/montante	fi=139,7
sp=4mm (beam)					
24	11	S355	Laminata	Diagonale/montante	fi=139,7
sp=4mm (beam)					
25	11	S355	Laminata	Diagonale/montante	fi=139,7
sp=4mm (beam)					
26	9	S355	Laminata	Corrente	f323,9 sp=8mm
(beam)					
33	8	S355	Laminata	Corrente	f323,9 sp=8mm
(beam)					

ATTRIBUTI DI INSTABILITA'

Numero	Lunghezza [m]	Molt. per inflessione		
		β_1	β_2	β_3
1	1.45	1.00	1.00	1.00
2	1.45	1.00	1.00	1.00
3	1.45	1.00	1.00	1.00
4	1.45	1.00	1.00	1.00
5	1.45	1.00	1.00	1.00
6	1.45	1.00	1.00	1.00
7	1.45	1.00	1.00	1.00
8	1.45	1.00	1.00	1.00
9	1.45	1.00	1.00	1.00
10	1.45	1.00	1.00	1.00
11	1.45	1.00	1.00	1.00
12	11.00	2.00	1.74	0.87
13	11.00	2.00	1.74	0.87
14	2.39	1.00	1.00	1.00
15	2.39	1.00	1.00	1.00
16	2.39	1.00	1.00	1.00
17	2.39	1.00	1.00	1.00
18	2.39	1.00	1.00	1.00
19	2.39	1.00	1.00	1.00
20	2.39	1.00	1.00	1.00
21	2.39	1.00	1.00	1.00
22	2.39	1.00	1.00	1.00
23	2.39	1.00	1.00	1.00
24	2.39	1.00	1.00	1.00
25	2.39	1.00	1.00	1.00
26	22.80	0.08	1.00	0.08
33	22.80	0.08	1.00	0.08

VERIFICHE

VERIFICHE ASTE ACCIAIO

Trave	Fatt.Res.	L.C.	Ascissa	Cl.	Fatt.Inst.	L.C.	Ascissa	Cl.	Stato
1	0.06	Cmb 22	0.00	2	0.06	Cmb 21	1.45	2	Verificato
2	0.07	Cmb 24	0.00	2	0.07	Cmb 24	1.45	2	Verificato
3	0.09	Cmb 20	1.45	2	0.09	Cmb 24	1.45	2	Verificato
4	0.09	Cmb 20	0.00	2	0.08	Cmb 24	1.45	2	Verificato
5	0.09	Cmb 20	0.00	2	0.07	Cmb 20	1.45	2	Verificato
6	0.11	Cmb 20	1.45	2	0.09	Cmb 20	1.45	2	Verificato
7	0.07	Cmb 21	0.00	2	0.07	Cmb 21	1.45	2	Verificato
8	0.13	Cmb 1	1.45	2	0.09	Cmb 21	1.45	2	Verificato
9	0.13	Cmb 1	0.00	2	0.10	Cmb 1	1.45	2	Verificato
10	0.11	Cmb 3	0.00	2	0.09	Cmb 3	1.45	2	Verificato
11	0.15	Cmb 1	1.45	2	0.11	Cmb 1	1.45	2	Verificato
12	0.24	Cmb 2	0.00	3	0.16	Cmb 2	0.00	3	Verificato
13	0.24	Cmb 2	0.00	3	0.16	Cmb 2	0.00	3	Verificato
14	0.10	Cmb 24	2.39	2	0.03	Cmb 24	2.39	2	Verificato
15	0.08	Cmb 20	2.39	T.	0.02	Cmb 24	2.39	2	Verificato
16	0.10	Cmb 20	2.39	T.	0.03	LC 3	0.00	2	Verificato
17	0.13	Cmb 1	2.39	T.	0.03	Cmb 23	2.39	2	Verificato
18	0.11	Cmb 1	2.39	T.	0.02	Cmb 23	2.39	2	Verificato
19	0.14	Cmb 1	2.39	T.	0.02	Cmb 21	2.39	2	Verificato
20	0.06	Cmb 20	0.00	T.	0.03	LC 3	0.00	2	Verificato
21	0.07	Cmb 3	0.72	T.	0.03	Cmb 20	2.39	2	Verificato
22	0.04	Cmb 20	0.00	T.	0.03	Cmb 17	2.39	2	Verificato
23	0.04	Cmb 17	0.00	T.	0.03	Cmb 20	2.39	2	Verificato
24	0.09	Cmb 24	2.39	2	0.03	Cmb 24	2.39	2	Verificato
25	0.10	Cmb 1	2.39	2	0.03	Cmb 21	2.39	2	Verificato
26	0.17	Cmb 1	22.80	2	0.41	Cmb 1	20.90	2	Verificato
33	0.14	Cmb 4	11.40	2	0.49	Cmb 4	11.40	2	Verificato

VERIFICA PER PROPRIETÀ

RIASSUNTO PER PROPRIETÀ

Prop.	Fatt.Res.	Trave	L.C.	Cl.	Fatt.Inst.	Trave	L.C.	Cl.
13	0.17	26	Cmb 1	2	0.49	33	Cmb 4	2
15	0.15	11	Cmb 1	2	0.11	11	Cmb 1	2
16	0.24	13	Cmb 2	3	0.16	13	Cmb 2	3

VERIFICA DELLE PROPRIETÀ

Verifica prop. 13

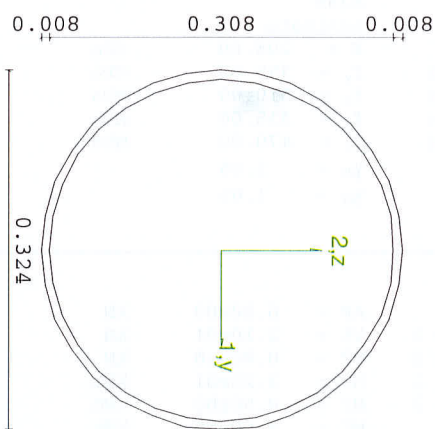
PROP. 13 - BEAM n. 26 - SEZIONE IN X = 22.80

Grp.: Corrente inferiore Trave: 26 Prop.: 13 Sez.in: 22.80

Cmb 1	M1 = 32.48	M2 = 0.00
	N = -131.38	V1 = 20.96
	V2 = 0.00	MT = 0.00
Sezione Circolare cava		
D = 0.3239 T1 = 0.0080		
Area	= 7.94e-03	
I11	= 9.91e-05	
I22	= 9.91e-05	

VERIFICA DI RESISTENZA:

Classe	= Classe 2
FR-PF	= 0.17
FR-V	= 0.02
FR-T	= 0.00
FR-τ	= 0.03



VERIFICA DI INSTABILITA':

Classe	= Classe 2
FI-N	= 0.38
FPF, y	= 0.41
FPF, z	= 0.10

PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Diametro	D =	0.32	m
Spessore	T1 =	8.00e-03	m
Posizione del baricentro elastico	X _{1G,el} =	0.16	m
	X _{2G,el} =	0.16	m
Posizione del baricentro plastico	X _{1G,p1} =	0.16	m
	X _{2G,p1} =	0.16	m
Distanza baricentro - centro di taglio	X _{1CT} -X _{1G} =	0.00	m
	X _{2CT} -X _{2G} =	0.00	m
Area della sezione	A =	7.94e-03	m ²
Momento d'inerzia	asse 1	I ₁₁ =	9.91e-05 m ⁴
	asse 2	I ₂₂ =	9.91e-05 m ⁴
	asse 3	J =	1.98e-04 m ⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio	I _p =	1.98e-04	m ⁴
Costante di ingobbamento	I _θ =	0.00	m ⁶
Raggio giratore	asse 1	i ₁₁ =	0.11 m
	asse 2	i ₂₂ =	0.11 m
Modulo di resistenza elastico	superiore	W _{1 sup,el} =	6.12e-04 m ³
	inferiore	W _{1 inf,el} =	6.12e-04 m ³
Modulo di resistenza elastico	destro	W _{2 dx,el} =	6.12e-04 m ³
	sinistro	W _{2 sx,el} =	6.12e-04 m ³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	W _{1,p1} =	7.99e-04 m ³
	asse 2	W _{2,p1} =	7.99e-04 m ³
Area di taglio	asse 1	A _{v1,p1} =	5.05e-03 m ²
	asse 2	A _{v2,p1} =	5.05e-03 m ²

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			22.80	m
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	0.08	
	asse 2	$\beta_2 =$	1.00	
	asse 3	$\beta_3 =$	0.08	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 9	0.05	0.91	0.44	0.40
Piano 2	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355	
Lavorazione		Laminata	
Modulo di elasticità		$E = 206.00$	GPa
Tensione di snervamento	($t < 40\text{mm}$)	$f_y = 355.00$	MPa
Tensione di rottura	($t < 40\text{mm}$)	$f_u = 510.00$	MPa
Tensione di snervamento	($t > 40\text{mm}$)	$f_y = 335.00$	MPa
Tensione di rottura	($t > 40\text{mm}$)	$f_u = 470.00$	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale		$\gamma_{M0} = 1.05$	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		$\gamma_{M1} = 1.05$	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	0.00e00	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	2.10e01	kN
	direzione 2	V2 =	0.00e00	kN
Momento flettente	direzione 1	M1 =	3.25e01	kNm
	direzione 2	M2 =	0.00e00	kNm
Momento torcente		MT =	0.00e00	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		$C1 =$	Classe 2
Asse con inerzia maggiore		$y-y =$	2-2
Asse con inerzia minore		$z-z =$	1-1
Resistenza assiale		$N_{Rd} =$	2684.28 kN
Resistenza tagliante riduzione per la torsione	asse y	$V_{p1,y,Rd} =$	986.62 kN
		coeff =	1.00
		$V_{p1,y,T,Rd} =$	986.62 kN
Resistenza tagliante riduzione per la torsione	asse z	$V_{p1,z,Rd} =$	986.62 kN
		coeff =	1.00
		$V_{p1,z,T,Rd} =$	986.62 kN
Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse y	$M_{y,Rd} =$	269.97 kNm
		coeff =	1.00
		$M_{y,V,Rd} =$	269.97 kNm
Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse z	$M_{z,Rd} =$	269.97 kNm
		coeff =	1.00
		$M_{z,V,Rd} =$	269.97 kNm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} =$	244.79 kNm
Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione		$N_{Ed}/N_{Rd} + \sqrt{(M_{y,Ed}/M_{y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{z,Rd})^2} \leq 1$	$F_{R-PF} = 0.17$ Verificato
Verifica di Resistenza plastica a Taglio		$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-V} = 0.02$ Verificato
Verifica di Resistenza elastica a Torsione		$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$	$F_{R-T} = 0.00$ Verificato
Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali		$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} / f_y \leq 1$	$F_{R-\tau} = 0.03$ Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

C1 = Classe 2

Sforzo normale	N _{ED} = -1.31e02	kN
Momento flettente	M _{z,ED} = 3.25e01	kNm
	M _{y,ED} = 0.00e00	kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico	Lunghezza libera	Snellezza adimensionale	Coefficiente riduttivo
	P _{cr} [kN]	ℓ ₀ [m]	λ*	χ
y	395.12	22.80	2.67	0.13
z	56896.96	1.90	0.22	1.00

Resistenza assiale	minimo	N _{b,Rd} = 3.47e02	kN
	asse y	N _{b,y,Rd} = 3.47e02	kN
	asse z	N _{b,z,Rd} = 2.67e03	kN

Resistenza flessionale	asse y	M _{b,y,Rd} = 2.70e02	kNm
	asse z	M _{b,z,Rd} = 2.70e02	kNm

Coefficiente di interazione	k _{yy} = 1.30
	k _{yz} = 0.24
	k _{zy} = 0.78
	k _{zz} = 0.40

Verifica di Instabilità a Compressione

$$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1 \quad F_{I-N} = 0.38 \quad (\text{Verificato})$$

Verifica di Instabilità a Pressoflessione

$$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy} (M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1 \quad F_{R-PF,y} = 0.41 \quad (\text{Verificato})$$

$$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy} (M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1 \quad F_{R-PF,z} = 0.10 \quad (\text{Verificato})$$

Verifica prop. 13

PROP. 13 - BEAM n. 33 - SEZIONE IN X = 11.40

Grp.: Corrente superiore Trave: 33 Prop.: 13 Sez.in: 11.40

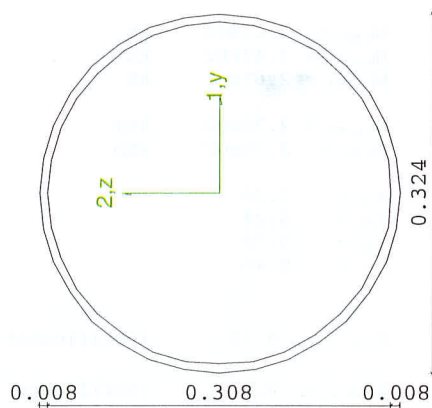
Cmb 4	M1 = 2.58	M2 = 23.42
	N = -132.78	V1 = 0.48
	V2 = -0.16	MT = -0.12
Sezione Circolare cava		
D = 0.3239 T1 = 0.0080		
Area	= 7.94e-03	
I11	= 9.91e-05	
I22	= 9.91e-05	

VERIFICA DI RESISTENZA:

Classe = Classe 2
 FR-PF = 0.14
 FR-V = 0.00
 FR-T = 0.00
 FR- τ = 0.00

VERIFICA DI INSTABILITA':

Classe = Classe 2
 FI-N = 0.38
 FPF,y = 0.49
 FPF,z = 0.12



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Diametro	D =	0.32	m
Spessore	T1 =	8.00e-03	m
Posizione del baricentro elastico	$x_{1G,e1}$	= 0.16	m
	$x_{2G,e1}$	= 0.16	m
Posizione del baricentro plastico	$x_{1G,p1}$	= 0.16	m
	$x_{2G,p1}$	= 0.16	m
Distanza baricentro - centro di taglio	$x_{1CT}-x_{1G}$	= 0.00	m
	$x_{2CT}-x_{2G}$	= 0.00	m
Area della sezione	A =	7.94e-03	m ²
Momento d'inerzia	asse 1	I_{11} =	9.91e-05 m ⁴
	asse 2	I_{22} =	9.91e-05 m ⁴
	asse 3	J =	1.98e-04 m ⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio	I_p	=	1.98e-04 m ⁴
Costante di ingobbamento	I_{ω}	=	0.00 m ⁶
Raggio giratore	asse 1	i_{11} =	0.11 m
	asse 2	i_{22} =	0.11 m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\ sup,e1}$ =	6.12e-04 m ³
	inferiore	$W_{1\ inf,e1}$ =	6.12e-04 m ³
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\ dx,e1}$ =	6.12e-04 m ³
	sinistro	$W_{2\ sx,e1}$ =	6.12e-04 m ³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,p1}$ =	7.99e-04 m ³
	asse 2	$W_{2,p1}$ =	7.99e-04 m ³
Area di taglio	asse 1	$A_{v1,p1}$ =	5.05e-03 m ²
	asse 2	$A_{v2,p1}$ =	5.05e-03 m ²

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza		22.80	m
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	0.08
	asse 2	$\beta_2 =$	1.00
	asse 3	$\beta_3 =$	0.08

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 9	1.00	0.94	0.49	0.40
Piano 2	Tipo 9	1.00	0.92	0.82	0.87

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355	
Lavorazione		Laminata	
Modulo di elasticità		$E = 206.00$	GPa
Tensione di snervamento	($t < 40\text{mm}$)	$f_y = 355.00$	MPa
Tensione di rottura	($t < 40\text{mm}$)	$f_u = 510.00$	MPa
Tensione di snervamento	($t > 40\text{mm}$)	$f_y = 335.00$	MPa
Tensione di rottura	($t > 40\text{mm}$)	$f_u = 470.00$	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale		$\gamma_{M0} = 1.05$	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		$\gamma_{M1} = 1.05$	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	0.00e00	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	4.82e-01	kN
	direzione 2	V2 =	-1.58e-01	kN
Momento flettente	direzione 1	M1 =	2.58e00	kNm
	direzione 2	M2 =	2.34e01	kNm
Momento torcente		MT =	0.00e00	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		C1 =	Classe 2
Asse con inerzia maggiore		y-y =	2-2
Asse con inerzia minore		z-z =	1-1
Resistenza assiale		$N_{Rd} =$	2684.28 kN
Resistenza tagliante	asse y	$V_{p1,y,Rd} =$	986.62 kN
riduzione per la torsione		coeff =	1.00
		$V_{p1,y,T,Rd} =$	986.12 kN
Resistenza tagliante	asse z	$V_{p1,z,Rd} =$	986.62 kN
riduzione per la torsione		coeff =	1.00
		$V_{p1,z,T,Rd} =$	986.12 kN
Resistenza flessionale	asse y	$M_{y,Rd} =$	269.97 kNm
riduzione per il taglio		coeff =	1.00
		$M_{y,V,Rd} =$	269.97 kNm
Resistenza flessionale	asse z	$M_{z,Rd} =$	269.97 kNm
riduzione per il taglio		coeff =	1.00
		$M_{z,V,Rd} =$	269.97 kNm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} =$	244.79 kNm
Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione			
$N_{Ed}/N_{Rd} + \sqrt{(M_{y,Ed}/M_{y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{z,Rd})^2} \leq 1$		$F_{R-PF} =$	0.14 Verificato
Verifica di Resistenza plastica a Taglio			
$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-V} =$	0.00 Verificato
Verifica di Resistenza elastica a Torsione			
$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$		$F_{R-T} =$	0.00 Verificato
Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali			
$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}/f_y \leq 1$		$F_{R-\tau} =$	0.00 Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

Cl = Classe 2

Sforzo normale

$N_{ED} = -1.33e02$ kN

Momento flettente

$M_{z,ED} = -6.90e00$ kNm

$M_{y,ED} = -2.44e01$ kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico	Lunghezza libera	Snellezza adimensionale	Coefficiente riduttivo
	P_{cr} [kN]	ℓ_0 [m]	λ^*	χ
y	395.12	22.80	2.67	0.13
z	56896.96	1.90	0.22	1.00

Resistenza assiale

minimo

$N_{b,Rd} = 3.47e02$ kN

asse y

$N_{b,y,Rd} = 3.47e02$ kN

asse z

$N_{b,z,Rd} = 2.67e03$ kN

Resistenza flessionale

asse y

$M_{b,y,Rd} = 2.70e02$ kNm

asse z

$M_{z,Rd} = 2.70e02$ kNm

Coefficiente di interazione

$k_{yy} = 1.13$

$k_{yz} = 0.24$

$k_{zy} = 0.68$

$k_{zz} = 0.40$

Verifica di Instabilità a Compressione

$$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$$

$F_{I-N} = 0.38$ (Verificato)

Verifica di Instabilità a Pressoflessione

$$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy} (M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$$

$F_{R-PF,y} = 0.49$ (Verificato)

$$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy} (M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$$

$F_{R-PF,z} = 0.12$ (Verificato)

Verifica prop. 15

PROP. 15 - BEAM n. 11 - SEZIONE IN X = 1.45

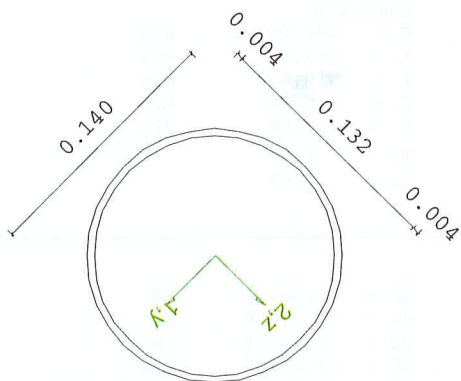
Grp.: Montante Trave: 11 Prop.: 15 Sez.in: 1.45		
Cmb 1	M1 = -1.35	M2 = 1.35
	N = -42.75	V1 = -1.73
	V2 = 1.73	MT = 0.00
Sezione Circolare cava		
D = 0.1397 T1 = 0.0040		
Area	= 1.71e-03	
I11	= 3.93e-06	
I22	= 3.93e-06	

VERIFICA DI RESISTENZA:

Classe	= Classe 2
FR-PF	= 0.15
FR-V	= 0.02
FR-T	= 0.00
FR-τ	= 0.01

VERIFICA DI INSTABILITA':

Classe	= Classe 2
FI-N	= 0.08
FPF,y	= 0.11
FPF,z	= 0.11



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Diametro	D =	0.14	m
Spessore	T1 =	4.00e-03	m
Posizione del baricentro elastico	X _{1G,e1} =	0.07	m
	X _{2G,e1} =	0.07	m
Posizione del baricentro plastico	X _{1G,p1} =	0.07	m
	X _{2G,p1} =	0.07	m
Distanza baricentro - centro di taglio	X _{1CT} -X _{1G} =	0.00	m
	X _{2CT} -X _{2G} =	0.00	m
Area della sezione	A =	1.71e-03	m ²
Momento d'inerzia	asse 1	I ₁₁ =	3.93e-06 m ⁴
	asse 2	I ₂₂ =	3.93e-06 m ⁴
	asse 3	J =	7.86e-06 m ⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio	I _p =	7.86e-06	m ⁴
Costante di ingobbamento	I ₀ =	0.00	m ⁶
Raggio giratore	asse 1	i ₁₁ =	0.05 m
	asse 2	i ₂₂ =	0.05 m
Modulo di resistenza elastico	superiore	W _{1 sup,e1} =	5.62e-05 m ³
	inferiore	W _{1 inf,e1} =	5.62e-05 m ³
Modulo di resistenza elastico	destro	W _{2 dx,e1} =	5.62e-05 m ³
	sinistro	W _{2 sx,e1} =	5.62e-05 m ³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	W _{1,p1} =	7.37e-05 m ³
	asse 2	W _{2,p1} =	7.37e-05 m ³
Area di taglio	asse 1	A _{v1,p1} =	1.09e-03 m ²
	asse 2	A _{v2,p1} =	1.09e-03 m ²

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			1.45	m
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	1.00	
	asse 2	$\beta_2 =$	1.00	
	asse 3	$\beta_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	Ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 2	-0.86	0.62	0.44	0.40
Piano 2	Tipo 2	-0.86	0.62	0.44	0.40

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355	
Lavorazione		Laminata	
Modulo di elasticità		$E = 206.00$	GPa
Tensione di snervamento	($t < 40\text{mm}$)	$f_y = 355.00$	MPa
Tensione di rottura	($t < 40\text{mm}$)	$f_u = 510.00$	MPa
Tensione di snervamento	($t > 40\text{mm}$)	$f_y = 335.00$	MPa
Tensione di rottura	($t > 40\text{mm}$)	$f_u = 470.00$	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale		$\gamma_{M0} = 1.05$	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		$\gamma_{M1} = 1.05$	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF = 0.00e00	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 = -1.73e00	kN
	direzione 2	V2 = 1.73e00	kN
Momento flettente	direzione 1	M1 = -1.35e00	kNm
	direzione 2	M2 = 1.35e00	kNm
Momento torcente		MT = 0.00e00	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

	C1 =	Classe 2
Asse con inerzia maggiore	y-y =	2-2
Asse con inerzia minore	z-z =	1-1

Resistenza assiale		$N_{Rd} = 576.54$	kN
Resistenza tagliante	asse y	$V_{p1,y,Rd} = 211.91$	kN
riduzione per la torsione		coeff = 1.00	
		$V_{p1,y,T,Rd} = 211.91$	kN
Resistenza tagliante	asse z	$V_{p1,z,Rd} = 211.91$	kN
riduzione per la torsione		coeff = 1.00	
		$V_{p1,z,T,Rd} = 211.91$	kN
Resistenza flessionale	asse y	$M_{y,Rd} = 24.91$	kNm
riduzione per il taglio		coeff = 1.00	
		$M_{y,V,Rd} = 24.91$	kNm
Resistenza flessionale	asse z	$M_{z,Rd} = 24.91$	kNm
riduzione per il taglio		coeff = 1.00	
		$M_{z,V,Rd} = 24.91$	kNm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} = 22.58$	kNm

Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione

$$N_{Ed}/N_{Rd} + \sqrt{((M_{y,Ed}/M_{y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{z,Rd})^2)} \leq 1 \quad F_{R-PF} = 0.15 \quad \text{Verificato}$$

Verifica di Resistenza plastica a Taglio

$$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1 \quad F_{R-V} = 0.02 \quad \text{Verificato}$$

Verifica di Resistenza elastica a Torsione

$$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1 \quad F_{R-T} = 0.00 \quad \text{Verificato}$$

Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali

$$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}/f_y \leq 1 \quad F_{R-\tau} = 0.01 \quad \text{Verificato}$$

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

Cl = Classe 2

Sforzo normale

$N_{ED} = -4.28e01$ kN

Momento flettente

$M_{z,ED} = -1.35e00$ kNm

$M_{y,ED} = 1.35e00$ kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico	Lunghezza libera	Snellezza adimensionale	Coefficiente riduttivo
	P_{cr} [kN]	ℓ_0 [m]	λ^*	χ
y	3872.75	1.45	0.40	0.95
z	3872.75	1.45	0.40	0.95

Resistenza assiale

minimo

$N_{b,Rd} = 5.50e02$ kN

asse y

$N_{b,y,Rd} = 5.50e02$ kN

asse z

$N_{b,z,Rd} = 5.50e02$ kN

Resistenza flessionale

asse y

$M_{b,y,Rd} = 2.49e01$ kNm

asse z

$M_{b,z,Rd} = 2.49e01$ kNm

Coefficiente di interazione

$k_{yy} = 0.41$

$k_{yz} = 0.24$

$k_{zy} = 0.24$

$k_{zz} = 0.41$

Verifica di Instabilità a Compressione

$$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$$

$F_{I-N} = 0.08$ (Verificato)

Verifica di Instabilità a Pressoflessione

$$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy} (M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz} (M_{z,Ed}/M_{b,z,Rd}) \leq 1$$

$F_{R-PF,y} = 0.11$ (Verificato)

$$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy} (M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz} (M_{z,Ed}/M_{b,z,Rd}) \leq 1$$

$F_{R-PF,z} = 0.11$ (Verificato)

Verifica prop. 16

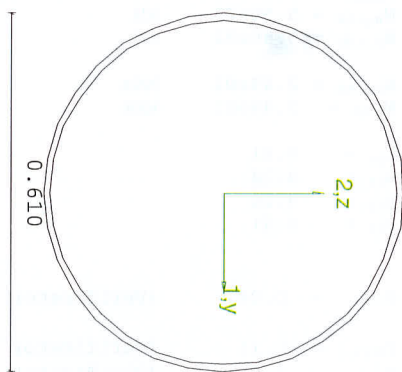
PROP. 16 - BEAM n. 13 - SEZIONE IN X = 0.00

Grp.: Pilastrì Trave: 13 Prop.: 16 Sez.in: 0.00	
Cmb 2	M1 = 243.25 M2 = -57.20
	N = -60.52 V1 = -28.89
	V2 = 13.48 MT = -62.70
Sezione Circolare cava	
D = 0.6100 T1 = 0.0120	
Area	= 2.25e-02
I11	= 1.01e-03
I22	= 1.01e-03

VERIFICA DI RESISTENZA:

Classe = Classe 3
 $\sigma_M = 79.72$
 $F_R = 0.24$

0.012 0.586 0.012



VERIFICA DI INSTABILITA':

Classe = Classe 3
 $F_{inst-N} = 0.02$
 $F_{inst-PF,y} = 0.16$
 $F_{inst-PF,z} = 0.16$

PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Diametro	D =	0.61	m
Spessore	T1 =	0.01	m
Posizione del baricentro elastico	$X_{1G,e1}$	= 0.30	m
	$X_{2G,e1}$	= 0.30	m
Posizione del baricentro plastico	$X_{1G,p1}$	= 0.30	m
	$X_{2G,p1}$	= 0.30	m
Distanza baricentro - centro di taglio	$X_{1CT}-X_{1G}$	= 0.00	m
	$X_{2CT}-X_{2G}$	= 0.00	m
Area della sezione	A =	2.25e-02	m ²
Momento d'inerzia	asse 1	$I_{11} = 1.01e-03$	m ⁴
	asse 2	$I_{22} = 1.01e-03$	m ⁴
	asse 3	J = 2.02e-03	m ⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio	$I_p =$	2.02e-03	m ⁴
Costante di ingobbamento	$I_{\theta} =$	0.00	m ⁶
Raggio giratore	asse 1	$i_{11} = 0.21$	m
	asse 2	$i_{22} = 0.21$	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\ sup,e1} = 3.31e-03$	m ³
	inferiore	$W_{1\ inf,e1} = 3.31e-03$	m ³
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\ dx,e1} = 3.31e-03$	m ³
	sinistro	$W_{2\ sx,e1} = 3.31e-03$	m ³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,p1} = 4.29e-03$	m ³
	asse 2	$W_{2,p1} = 4.29e-03$	m ³
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,p1} = 1.44e-02$	m ²
	asse 2	$A_{V2,p1} = 1.44e-02$	m ²

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza		11.00	m
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	2.00
	asse 2	$\beta_2 =$	1.74
	asse 3	$\beta_3 =$	0.87

Attributi per il calcolo di instabilità

Piano	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 9	0.00	0.95	0.53	0.53
Piano 2	Tipo 9	-0.29	0.97	0.47	0.40

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355	
Lavorazione		Laminata	
Modulo di elasticità		$E = 206.00$	GPa
Tensione di snervamento	($t < 40\text{mm}$)	$f_y = 355.00$	MPa
Tensione di rottura	($t < 40\text{mm}$)	$f_u = 510.00$	MPa
Tensione di snervamento	($t > 40\text{mm}$)	$f_y = 335.00$	MPa
Tensione di rottura	($t > 40\text{mm}$)	$f_u = 470.00$	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale		$\gamma_{M0} = 1.05$	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità		$\gamma_{M1} = 1.05$	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	0.00e00	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	-2.89e01	kN
	direzione 2	V2 =	1.35e01	kN
Momento flettente	direzione 1	M1 =	2.43e02	kNm
	direzione 2	M2 =	-5.72e01	kNm
Momento torcente		MT =	0.00e00	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		Cl =	Classe 3
Punto maggiormente sollecitato		y =	0.00 m
		z =	0.00 m
Tensione da pressoflessione		$\sigma_{pF} =$	-78.25 MPa
Tensione tangenziale massima		$\tau_{max} =$	12.12 MPa
Tensione ideale	$\sigma_{VM} = \sqrt{(\sigma_{pF}^2 + 3\tau_{max}^2)}$	$\sigma_{VM} =$	79.72 MPa
	σ_{VM}/f_d	$F_R =$	0.24 Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		Cl =	Classe 3
Sforzo normale		$N_{ED} =$	-6.05e01 kN
Momento flettente		$M_{z,ED} =$	2.43e02 kNm
		$M_{y,ED} =$	7.15e01 kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico	Lunghezza libera	Snellezza adimensionale	Coefficiente riduttivo
	P_{cr} [kN]	ℓ_0 [m]	λ^*	χ
y	5727.59	19.10	1.18	0.54
z	4317.11	22.00	1.36	0.44

Resistenza assiale	minimo	$N_{b,Rd} =$	3.33e03	kN
	asse y	$N_{b,y,Rd} =$	4.13e03	kN
	asse z	$N_{b,z,Rd} =$	3.33e03	kN

Resistenza flessionale	asse y	$M_{b,y,Rd} = 1.12e03$	kNm
	asse z	$M_{z,Rd} = 1.12e03$	kNm
Coefficiente di interazione		$K_{yy} = 0.40$	
		$K_{yz} = 0.53$	
		$K_{zy} = 0.32$	
		$K_{zz} = 0.53$	
Verifica di Instabilità a Compressione			
$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$		$F_{I-N} = 0.02$	(Verificato)
Verifica di Instabilità a Pressoflessione			
$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + K_{yy} (M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + K_{yz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-PF,y} = 0.16$	(Verificato)
$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + K_{zy} (M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + K_{zz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-PF,z} = 0.16$	(Verificato)

12. VERIFICHE STRUTTURALI PLINTI DI FONDAZIONE

Di seguito sono riportate le verifiche geotecniche dei plinti isolati di sostegno al portale.

12.1 Verifiche geotecniche

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_q = A \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_{\gamma} = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 (D / B) \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_{\gamma} = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_{\gamma} = 1 + 0.1 (D / B) \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\circ$$

$$i_{\gamma} = [1 - (\theta^\circ / \phi^\circ)]^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_{\gamma} = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

Verifica della portanza per carichi orizzontali (scorrimento)

Per la verifica a scorrimento lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere la fondazione deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere la fondazione F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale

gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle della fondazione. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 30 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

Descrizione Descrizione della fondazione

Forma Forma della fondazione (N=Nastriforme, R=Rettangolare, C=Circolare)

X Ascissa del baricentro della fondazione espressa in [m]

Y Ordinata del baricentro della fondazione espressa in [m]

B Base/Diametro della fondazione espressa in [m]

L Lunghezza della fondazione espressa in [m]

D Profondità del piano di posa in [m]

α Inclinazione del piano di posa espressa in [°]

ω Inclinazione del piano campagna espressa in [°]

Descrizione	Forma	X	Y	B	L	D	α	ω
Fondazione	(R)	0,00	0,00	3,00	3,00	1,00	0,00	0,00

Descrizione terreni e falda

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

Descrizione Descrizione terreno

γ Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]

γ_{sat} Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]

ϕ Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi

δ Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi

c Coesione del terreno espressa in [kg/cm²]

ca Adesione del terreno espressa in [kg/cm²]

Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	<i>c</i>	<i>ca</i>
Terreno	2000,0	2000,0	35,00	23,33	0,000	0,000

Normativa
 N.T.C. 2008

Calcolo secondo: Approccio 2

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_{γ}	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti parziali combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$		1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}		1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}		1,00	1,00

Coefficienti parziali combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche geotecniche.

		R1	R2	R3
Capacità portante	γ_r	1,00	1,80	2,30
Scorrimento	γ_r	1,00	1,10	1,10

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0,70$ $\Psi_1=0,50$ $\Psi_2=0,20$

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

<i>Fondazione</i>	Nome identificativo della fondazione
<i>N</i>	Sforzo normale totale espressa in [kg]
<i>Mx</i>	Momento in direzione X espressa in [kgm]
<i>My</i>	Momento in direzione Y espresso in [kgm]
<i>ex</i>	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
<i>ey</i>	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
<i>β</i>	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
<i>T</i>	Forza di taglio espressa in [kg]

Condizione n° 1 (Peso proprio + permanente) [PERMANENTE]

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
Fondazione	27200,0	0,0	2800,0	0,1	0,0	90,0	650,0

Condizione n° 2 (Vento X) [VARIABILE]

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
Fondazione	1000,0	0,0	14900,0	14,9	0,0	90,0	2650,0

Condizione n° 3 (Vento Y) [VARIABILE]

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
Fondazione	0,0	14300,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1950,0

Condizione n° 4 (Termico) [VARIABLE]

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
Fondazione	0,0	0,0	3890,0	0,0	0,0	90,0	590,0

Condizione n° 5 (Sisma X) [VARIABLE]

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
Fondazione	900,0	0,0	17650,0	19,6	0,0	90,0	2900,0

Condizione n° 6 (Sisma Y) [VARIABLE]

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
Fondazione	0,0	13100,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1650,0

Condizione n° 7 (Vento X (N+)) [VARIABLE]

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
Fondazione	-2,0	0,0	14900,0	-7450,0	0,0	90,0	2650,0

Condizione n° 8 (Sisma X (N+)) [VARIABLE]

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
Fondazione	-900,0	0,0	17650,0	-19,6	0,0	90,0	2900,0

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

- γ Coefficiente di partecipazione della condizione
- Ψ Coefficiente di combinazione della condizione
- C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 SLU - Approccio 2

	γ	Ψ	C
Peso proprio + permanente	1.00	1.30	1.30
Vento X	1.00	1.50	1.50
Termico	1.00	0.90	0.90

Combinazione n° 2 SLU - Approccio 2

	γ	Ψ	C
--	----------	--------	---

Peso proprio + permanente	1.00	1.30	1.30
Vento Y	1.00	1.50	1.50
Termico	1.00	0.90	0.90

Combinazione n° 3 SLU - Approccio 2

	γ	Ψ	C
Peso proprio + permanente	1.00	1.00	1.00
Sisma X	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 SLU - Approccio 2

	γ	Ψ	C
Peso proprio + permanente	1.00	1.00	1.00
Sisma Y	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU - Approccio 2

	γ	Ψ	C
Peso proprio + permanente	1.00	1.00	1.00
Vento X	1.00	1.50	1.50
Termico	1.00	0.90	0.90

Combinazione n° 6 SLU - Approccio 2

	γ	Ψ	C
Peso proprio + permanente	1.00	1.00	1.00
Vento Y	1.00	1.50	1.50
Termico	1.00	0.90	0.90

Combinazione n° 7 SLU - Approccio 2

	γ	Ψ	C
Peso proprio + permanente	1.00	1.30	1.30
Vento X (N+)	1.00	1.50	1.50
Termico	1.00	0.90	0.90

Combinazione n° 8 SLU - Approccio 2

	γ	Ψ	C
Peso proprio + permanente	1.00	1.00	1.00
Sisma X (N+)	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLU - Approccio 2

	γ	Ψ	C
Peso proprio + permanente	1.00	1.00	1.00
Vento X (N+)	1.00	1.50	1.50
Termico	1.00	0.90	0.90

Analisi in condizioni drenate

Verifica della portanza per carichi verticali

Il calcolo della portanza è stato eseguito col metodo di Meyerhof
La relazione adottata è la seguente:

$$q_u = c N_c s_c i_c d_c + q N_q s_q i_q d_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma$$

Altezza del cuneo di rottura: AUTOMATICA

Il criterio utilizzato per il calcolo del macrostrato equivalente è stato la MEDIA ARITMETICA

Nel calcolo della portanza sono state richieste le seguenti opzioni:

Riduzione sismica: NESSUNA

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

Riduzione per carico eccentrico: MEYERHOF

Riduzione per rottura locale o punzonamento del terreno: NESSUNA

Meccanismo di punzonamento in presenza di falda.

Fondazione

Combinazione n° 1

Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno equivalente

Spessore dello strato	$H = 2,88$	[m]
Peso specifico terreno	$\gamma = 2000,00$	[kg/mc]
Angolo di attrito	$\phi = 35,00$	[°]
Coesione	$c = 0,00$	[kg/cm ²]
Modulo di taglio	$G = 0,00$	[kg/cm ²]

Base ridotta $B' = B - 2 e_x = 1,40$ [m]

Lunghezza ridotta $L' = L - 2 e_y = 3,00$ [m]

Coefficienti di capacità portante e fattori correttivi del carico limite.

$N_c = 46,12$	$N_q = 33,30$	$N_\gamma = 37,15$
$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
$i_c = 0,82$	$i_q = 0,82$	$i_\gamma = 0,58$
$d_c = 1,13$	$d_q = 1,06$	$d_\gamma = 1,06$

Il valore della capacità portante è dato da:

$$q_u = 0,00 + 5,84 + 3,23 = 9,07 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$Q_u = 381094,72 \text{ [kg]}$$

$$Q_d = 165693,36 \text{ [kg]}$$

$$V = 36860,00 \text{ [kg]}$$
$$\eta = Q_u / V = 381094,72 / 36860,00 = \mathbf{10,34 > 2,3 \text{ [verificato]}}$$

Indici rigidezza

$$I_c = 0,82 \qquad I_{rc} = 119,30$$

Combinazione n° 2

Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno equivalente

Spessore dello strato	H = 2,88	[m]
Peso specifico terreno	$\gamma = 2000,00$	[kg/mc]
Angolo di attrito	$\phi = 35,00$	[°]
Coesione	c = 0,00	[kg/cm ²]
Modulo di taglio	G = 0,00	[kg/cm ²]

$$\text{Base ridotta} \qquad B' = B - 2 \text{ ex} = 2,60 \text{ [m]}$$

$$\text{Lunghezza ridotta} \qquad L' = L - 2 \text{ ey} = 1,79 \text{ [m]}$$

Coefficienti di capacità portante e fattori correttivi del carico limite.

$N_c = 46,12$	$N_q = 33,30$	$N_\gamma = 37,15$
$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
$i_c = 0,89$	$i_q = 0,89$	$i_\gamma = 0,72$
$d_c = 1,13$	$d_q = 1,06$	$d_\gamma = 1,06$

Il valore della capacità portante è dato da:

$$q_u = 0,00 + 6,29 + 7,43 = 13,72 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$Q_u = 636195,23 \text{ [kg]}$$

$$Q_d = 276606,62 \text{ [kg]}$$

$$V = 35360,00 \text{ [kg]}$$

$$\eta = Q_u / V = 636195,23 / 35360,00 = \mathbf{17,99 > 2,3 \text{ [verificato]}}$$

Indici rigidezza

$$I_c = 0,89 \qquad I_{rc} = 119,30$$

Combinazione n° 3

Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno equivalente

Spessore dello strato	$H = 2,88$	[m]
Peso specifico terreno	$\gamma = 2000,00$	[kg/mc]
Angolo di attrito	$\phi = 35,00$	[°]
Coesione	$c = 0,00$	[kg/cm ²]
Modulo di taglio	$G = 0,00$	[kg/cm ²]

Base ridotta	$B' = B - 2 ex = 1,54$	[m]
Lunghezza ridotta	$L' = L - 2 ey = 3,00$	[m]

Coefficienti di capacità portante e fattori correttivi del carico limite.

$N_c = 46,12$	$N_q = 33,30$	$N_\gamma = 37,15$
$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
$i_c = 0,85$	$i_q = 0,85$	$i_\gamma = 0,63$
$d_c = 1,13$	$d_q = 1,06$	$d_\gamma = 1,06$

Il valore della capacità portante è dato da:

$$q_u = 0,00 + 6,00 + 3,85 = 9,85 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$Q_u = 456352,65 \text{ [kg]}$$

$$Q_d = 198414,19 \text{ [kg]}$$

$$V = 28100,00 \text{ [kg]}$$

$$\eta = Q_u / V = 456352,65 / 28100,00 = \mathbf{16,24 > 2,3 \text{ [verificato]}}$$

Indici rigidezza

$$I_c = 0,85 \quad I_{rc} = 119,30$$

Combinazione n° 4

Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno equivalente

Spessore dello strato	$H = 2,88$	[m]
Peso specifico terreno	$\gamma = 2000,00$	[kg/mc]
Angolo di attrito	$\phi = 35,00$	[°]
Coesione	$c = 0,00$	[kg/cm ²]
Modulo di taglio	$G = 0,00$	[kg/cm ²]

Base ridotta	$B' = B - 2 ex = 2,79$	[m]
Lunghezza ridotta	$L' = L - 2 ey = 2,04$	[m]

Coefficienti di capacità portante e fattori correttivi del carico limite.

$N_c = 46,12$	$N_q = 33,30$	$N_\gamma = 37,15$
$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
$i_c = 0,92$	$i_q = 0,92$	$i_\gamma = 0,80$
$d_c = 1,13$	$d_q = 1,06$	$d_\gamma = 1,06$

Il valore della capacità portante è dato da:

$$q_u = 0,00 + 6,51 + 8,82 = 15,33 \text{ [kg/cmq]}$$

$$Q_u = 872249,47 \text{ [kg]}$$

$$Q_d = 379238,90 \text{ [kg]}$$

$$V = 27200,00 \text{ [kg]}$$

$$\eta = Q_u / V = 872249,47 / 27200,00 = \mathbf{32,07 > 2,3 \text{ [verificato]}}$$

Indici rigidezza

$$I_c = 0,92 \quad I_{rc} = 119,30$$

Combinazione n° 5

Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno equivalente

Spessore dello strato	$H = 2,88$	[m]
Peso specifico terreno	$\gamma = 2000,00$	[kg/mc]
Angolo di attrito	$\phi = 35,00$	[°]
Coesione	$c = 0,00$	[kg/cm ²]
Modulo di taglio	$G = 0,00$	[kg/cm ²]

$$\text{Base ridotta} \quad B' = B - 2 \text{ ex} = 1,00 \text{ [m]}$$

$$\text{Lunghezza ridotta} \quad L' = L - 2 \text{ ey} = 3,00 \text{ [m]}$$

Coefficienti di capacità portante e fattori correttivi del carico limite.

$N_c = 46,12$	$N_q = 33,30$	$N_\gamma = 37,15$
$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
$i_c = 0,79$	$i_q = 0,79$	$i_\gamma = 0,50$
$d_c = 1,13$	$d_q = 1,06$	$d_\gamma = 1,06$

Il valore della capacità portante è dato da:

$$q_u = 0,00 + 5,57 + 1,99 = 7,57 \text{ [kg/cmq]}$$

$$Q_u = 227776,68 \text{ [kg]}$$

$$Q_d = 99033,34 \text{ [kg]}$$

$$V = 28700,00 \text{ [kg]}$$

$$\eta = Q_u / V = 227776,68 / 28700,00 = 7,94 > 2,3 \text{ [verificato]}$$

Indici rigidezza

$$I_c = 0,79$$

$$I_{rc} = 119,30$$

Combinazione n° 6

Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno equivalente

Spessore dello strato $H = 2,88$ [m]

Peso specifico terreno $\gamma = 2000,00$ [kg/mc]

Angolo di attrito $\phi = 35,00$ [°]

Coesione $c = 0,00$ [kg/cm^q]

Modulo di taglio $G = 0,00$ [kg/cm^q]

Base ridotta $B' = B - 2 e_x = 2,54$ [m]

Lunghezza ridotta $L' = L - 2 e_y = 1,42$ [m]

Coefficienti di capacità portante e fattori correttivi del carico limite.

$$N_c = 46,12 \quad N_q = 33,30 \quad N_\gamma = 37,15$$

$$s_c = 1,00 \quad s_q = 1,00 \quad s_\gamma = 1,00$$

$$i_c = 0,86 \quad i_q = 0,86 \quad i_\gamma = 0,66$$

$$d_c = 1,13 \quad d_q = 1,06 \quad d_\gamma = 1,06$$

Il valore della capacità portante è dato da:

$$q_u = 0,00 + 6,08 + 6,60 = 12,68 \text{ [kg/cm}^q\text{]}$$

$$Q_u = 457565,62 \text{ [kg]}$$

$$Q_d = 198941,58 \text{ [kg]}$$

$$V = 27200,00 \text{ [kg]}$$

$$\eta = Q_u / V = 457565,62 / 27200,00 = 16,82 > 2,3 \text{ [verificato]}$$

Indici rigidezza

$$I_c = 0,86$$

$$I_{rc} = 119,30$$

Combinazione n° 7

Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno equivalente

Spessore dello strato	$H = 2,88$	[m]
Peso specifico terreno	$\gamma = 2000,00$	[kg/mc]
Angolo di attrito	$\phi = 35,00$	[°]
Coesione	$c = 0,00$	[kg/cm ²]
Modulo di taglio	$G = 0,00$	[kg/cm ²]

Base ridotta	$B' = B - 2 ex = 1,33$	[m]
Lunghezza ridotta	$L' = L - 2 ey = 3,00$	[m]

Coefficienti di capacità portante e fattori correttivi del carico limite.

$N_c = 46,12$	$N_q = 33,30$	$N_\gamma = 37,15$
$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
$i_c = 0,82$	$i_q = 0,82$	$i_\gamma = 0,57$
$d_c = 1,13$	$d_q = 1,06$	$d_\gamma = 1,06$

Il valore della capacità portante è dato da:

$$q_u = 0,00 + 5,80 + 2,99 = 8,79 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$Q_u = 351175,95 \text{ [kg]}$$

$$Q_d = 152685,19 \text{ [kg]}$$

$$V = 35357,00 \text{ [kg]}$$

$$\eta = Q_u / V = 351175,95 / 35357,00 = \mathbf{9,93 > 2,3 \text{ [verificato]}}$$

Indici rigidezza

$I_c = 0,82$	$I_{rc} = 119,30$
--------------	-------------------

Combinazione n° 8

Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno equivalente

Spessore dello strato	$H = 2,88$	[m]
Peso specifico terreno	$\gamma = 2000,00$	[kg/mc]
Angolo di attrito	$\phi = 35,00$	[°]
Coesione	$c = 0,00$	[kg/cm ²]
Modulo di taglio	$G = 0,00$	[kg/cm ²]

Base ridotta	$B' = B - 2 ex = 1,44$	[m]
--------------	------------------------	-----

Lunghezza ridotta $L' = L - 2 e_y = 3,00 \text{ [m]}$

Coefficienti di capacità portante e fattori correttivi del carico limite.

$N_c = 46,12$	$N_q = 33,30$	$N_\gamma = 37,15$
$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
$i_c = 0,84$	$i_q = 0,84$	$i_\gamma = 0,61$
$d_c = 1,13$	$d_q = 1,06$	$d_\gamma = 1,06$

Il valore della capacità portante è dato da:

$$q_u = 0,00 + 5,93 + 3,48 = 9,41 \text{ [kg/cmq]}$$

$$Q_u = 407674,69 \text{ [kg]}$$

$$Q_d = 177249,87 \text{ [kg]}$$

$$V = 26300,00 \text{ [kg]}$$

$$\eta = Q_u / V = 407674,69 / 26300,00 = 15,50 > 2,3 \text{ [verificato]}$$

Indici rigidezza

$$I_c = 0,84 \quad I_{rc} = 119,30$$

Combinazione n° 9

Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno equivalente

Spessore dello strato	$H = 2,88$	[m]
Peso specifico terreno	$\gamma = 2000,00$	[kg/mc]
Angolo di attrito	$\phi = 35,00$	[°]
Coesione	$c = 0,00$	[kg/cm ²]
Modulo di taglio	$G = 0,00$	[kg/cm ²]

Base ridotta $B' = B - 2 e_x = 0,89 \text{ [m]}$

Lunghezza ridotta $L' = L - 2 e_y = 3,00 \text{ [m]}$

Coefficienti di capacità portante e fattori correttivi del carico limite.

$N_c = 46,12$	$N_q = 33,30$	$N_\gamma = 37,15$
$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
$i_c = 0,78$	$i_q = 0,78$	$i_\gamma = 0,48$
$d_c = 1,13$	$d_q = 1,06$	$d_\gamma = 1,06$

Il valore della capacità portante è dato da:

$$q_u = 0,00 + 5,50 + 1,70 = 7,19 \text{ [kg/cmq]}$$

$$Q_u = 192719,41 \text{ [kg]}$$

$$Q_d = 83791,05 \text{ [kg]}$$

$$V = 27197,00 \text{ [kg]}$$

$$\eta = Q_u / V = 192719,41 / 27197,00 = 7,09 > 2,3 \text{ [verificato]}$$

Indici rigidezza

$$I_c = 0,78$$

$$I_{rc} = 119,30$$

Verifica della portanza per carichi orizzontali (scorrimento).

Partecipazione spinta passiva: 0,00 (%)

La relazione adottata è la seguente:

$$\eta = R / H \geq \eta_{req}$$

η_{req} : coefficiente di sicurezza richiesto

Simbologia adottata

- Cmb** Identificativo della combinazione
- H** Forza di taglio agente al piano di posa espresso in [kg]
- R_{ult1}** Resistenza offerta dal piano di posa per attrito ed adesione espressa in [kg]
- R_{ult2}** Resistenza passiva offerta dall'affondamento del piano di posa espressa in [kg]
- R** Somma di R_{ult1} e R_{ult2}
- R_{amm}** Resistenza ammissibile allo scorrimento espressa in [kg]
- η** Coeff. di sicurezza allo scorrimento

Fondazione

Cmb	H	R_{ult1}	R_{ult2}	R	R_{amm}	η
1	5351,00	15897,31	0,00	15897,31	14452,10	2,97 > 1,1
2	3232,49	15250,38	0,00	15250,38	13863,98	4,72 > 1,1
3	3550,00	12119,22	0,00	12119,22	11017,47	3,41 > 1,1
4	1773,41	11731,06	0,00	11731,06	10664,60	6,61 > 1,1
5	5156,00	12377,99	0,00	12377,99	11252,72	2,40 > 1,1
6	3154,42	11731,06	0,00	11731,06	10664,60	3,72 > 1,1
7	5351,00	15249,08	0,00	15249,08	13862,80	2,85 > 1,1
8	3550,00	11342,90	0,00	11342,90	10311,73	3,20 > 1,1
9	5156,00	11729,76	0,00	11729,76	10663,42	2,27 > 1,1

12.2 Verifiche strutturali

La fondazione in esame è di tipo rigido e pertanto viene verificata con il metodo del "tirante-puntone". Si assume, a favore di sicurezza, che la tensione massima determinata al di sotto della fondazione sia costante al di sotto di tutto il plinto.

La terna sollecitante a SLU/SLV, ricavata dal modello, che provoca le massime tensioni sul terreno è la seguente:

$$N = 272,00 \text{ kN}$$

$$M_x = 273,00 \text{ kNm}$$

$$M_y = 63,01 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{t,\max} = 0,153 \text{ N/mm}^2$$

$$c = 5 \text{ cm} \quad (\text{copriferro})$$

$$d = 92 \text{ cm} \quad (\text{altezza utile armatura più interna})$$

$$A_{s,\min} = 0,0015 \times 100 \times 100 = 15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si dispongono $\phi 20/20$ longitudinali nelle due direzioni:

$$A_s = 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\text{tot}} = 15,71 \times 3 = 47,13 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{Ed}} = 0,153 \times 3.000 \times 3.000 = 1.377.000 \text{ N} = 1.377 \text{ kN}$$

$$T_{\text{Ed}} = 1.377.000 \times (3.000 - 610) / (8 \times 0,85 \times 920) = 526.060 \text{ N} = 526 \text{ kN}$$

$$T_{\text{Rd}} = 4.713 \times 391,3 = 1.844.197 \text{ N} = \mathbf{1.844 \text{ kN}} > T_{\text{Ed}} \quad [\text{verificato}]$$

13. ANALISI MODALE

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi delle frequenze naturali della struttura del modello sismico.

MODE	PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION					
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	1.5214E+00	3.5186E+03	3.2152E+05	0.000	75.861	0.000
2	2.8134E+00	1.0430E+04	3.2593E+06	0.000	3.061	0.000
3	3.0508E+00	3.8344E+03	1.4089E+06	0.000	0.000	0.000
4	3.7670E+00	7.2579E+03	4.0660E+06	97.645	0.000	0.000
5	4.5186E+00	9.1060E+03	7.3400E+06	0.000	0.000	0.000
6	5.0374E+00	2.8926E+03	2.8977E+06	0.000	16.553	0.000
7	6.9787E+00	3.2299E+03	6.2100E+06	0.000	0.000	50.416
8	8.6237E+00	2.7427E+03	8.0524E+06	0.000	0.000	0.000
9	1.2325E+01	1.8900E+03	1.1334E+07	0.000	0.001	0.000
10	1.5010E+01	2.5593E+04	2.2765E+08	0.000	0.000	3.138
11	1.5626E+01	2.6475E+03	2.5520E+07	0.000	0.000	0.000
12	1.5824E+01	1.2867E+04	1.2720E+08	0.686	0.000	0.000
13	1.5889E+01	1.8521E+03	1.8459E+07	0.000	1.305	0.000
14	2.0859E+01	4.0131E+03	6.8934E+07	0.042	0.000	0.000
15	2.4446E+01	1.9908E+03	4.6968E+07	0.000	0.001	0.000
TOTAL TRANSLATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS				98.374	96.782	53.555

I modi considerati nell'analisi spettrale sono i seguenti:

SISMA X

MODAL EXCITATION				
Mode	Spectral Value	Excitation	Amplitude	Participation (%)
1	2.293578E-01	1.484698E-12	3.726558E-15	0.000
2	3.594500E-01	1.218777E-12	1.401980E-15	0.000
4	3.594500E-01	8.869513E+02	5.690963E-01	97.645
6	3.594500E-01	2.632301E-10	9.445117E-14	0.000
13	2.430911E-01	7.287417E-08	1.777504E-12	0.000
TOTAL MASS PARTICIPATION				97.645%

SISMA Y

MODAL EXCITATION				
Mode	Spectral Value	Excitation	Amplitude	Participation (%)
1	2.293578E-01	7.817796E+02	1.962248E+00	75.861
2	3.594500E-01	1.570447E+02	1.806511E-01	3.061
4	3.594500E-01	8.194052E-13	5.257566E-16	0.000
6	3.594500E-01	3.651800E+02	1.310324E-01	16.553
13	2.430911E-01	1.025473E+02	2.501272E-03	1.305
TOTAL MASS PARTICIPATION				96.781%