

1. INDICE

1. INDICE	1
2. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	2
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
4. MATERIALI.....	2
4.6. ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE.....	2
4.7. BULLONI.....	3
5. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	4
6. CARICHI DI PROGETTO.....	4
6.1. VENTO.....	4
6.2. NEVE.....	4
6.3. SISMA	5
6.4. CARICO PERMANENTE DI COPERTURA	6
6.5. RIEPILOGO ANALISI DEI CARICHI	6
7. PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO.....	7
8. DATI DI IMPUT.....	11
8.1. CARATTERISTICHE INERZIALI DELLE SOLE AREE	11
8.2. DATI RELATIVI AI NODI DELLA STRUTTURA	11
8.3. CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO	12
8.4. SOLLECITAZIONI NEI PILASTRI	14
8.5- DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI	15
8.6.CALCOLO DELLA FRECCIA MASSIMA	16
9 VERIFICHE ASTA DAL NODO 2 AL NODO 1	17

2. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Il presente documento riporta la verifica della sottostruttura per l'appoggio della lamiera di copertura in alluminio-titanio tipo Kayak, delle nuove scuole del Comune di Camposanto.

Fino ad un'altezza di 85 cm verranno utilizzati i supporti tipo P50/85, le cui caratteristiche sono riportate nella tabella tecnica allegata. Il valore del carico si riferisce ad una prova eseguita sottoponendo i campioni ad un peso concentrato verticalmente sul supporto, tenendo anche quest'ultimo perfettamente verticale.

Per altezze maggiori di 85cm verranno utilizzati supporti costituiti da profili a C in acciaio S235, verificati per carichi concentrati verticali, come i supporti sopra indicati, nell'ipotesi di profili incastrati alla base e liberi in sommità.

Si riportano le verifiche degli elementi che possano essere schematizzati con schemi isostatici verificabili con delle semplici analisi.

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] D.M. 14 Gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni"
- [2] Circolare 02 Febbraio 2009 n. 617 "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008"
- [3] UNI EN 206-1:2006 e UNI 11104:2004

4. MATERIALI

4.6. Acciaio per strutture metalliche

Acciaio S235

Tensione di rottura

$$f_t = 36.00 \text{ kN/cm}^2$$

Tensione di snervamento (sp. ≤ 40 mm)

$$f_y = 23.50 \text{ kN/cm}^2$$

Tensione di snervamento ($40 \text{ mm} < \text{sp.} \leq 80 \text{ mm}$)

$$f_{y,t} = 21.50 \text{ kN/cm}^2$$

Modulo elastico

$$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

Coefficiente di Poisson

$$\nu = 0.3$$

Coefficiente di espansione termica lineare

$$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Densità

$$\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$$

Fattori di sicurezza:

Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4

$$\gamma_{m0} = 1.05$$

Resistenza all'instabilità delle membrature

$$\gamma_{m1} = 1.05$$

Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)

$$\gamma_{m2} = 1.25$$

4.7. Bulloni

Bulloni classe 8.8 con dadi classe 8

Tensione di rottura

$$f_{tb} = 80.00 \text{ kN/cm}^2$$

Tensione di snervamento

$$f_{yb} = 64.00 \text{ kN/cm}^2$$

Fattori di sicurezza:

Resistenza dei bulloni

$$\gamma_{m2} = 1.25$$

Pressioni di rifollamento

$$\gamma_{m2} = 1.25$$

5. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Vita nominale:	$V_N =$	50 anni
Classe d'uso:	IV	
Coefficiente d'uso:	$C_U =$	2.0
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	$V_R = 50 \times 2.0 =$	100 anni

6. CARICHI DI PROGETTO

6.1. Vento

$H = 21$ m.s.l.m.	Quota sul livello del mare
$H_{\text{fabbricato}} = 4.6$ m	Altezza fabbricato
Distanza dalla costa:	Terra oltre 30 km e $H < 500$ m.s.l.m.
Classe di rugosità del terreno:	B
$C_t = 1.00$	
$C_d = 1.00$	

Zona 2 – Categoria di esposizione IV

$V_{\text{ref}} = 25$ m/s
 $Q_{\text{ref}} = 0.39$ kN/mq
 $C_e = 1.63$
 $P = 0.64$ kN/mq (escluso C_p)

Il carico del vento sulle pareti viene valutato considerando $C_p = +0.8$ per le pareti sopravento e $C_p = -0.4$ per le pareti sottovento.

In copertura è presente un carico di depressione valutato con $C_p = -0.4$ ma che porta a delle sollecitazioni inferiori a quelle causate dagli massimi carichi verticali, e pertanto risulta trascurabile ai fini dell'analisi globale del fabbricato e viene utilizzato solamente per le verifiche degli elementi secondari.

Si considerano:

$\psi_0 = 0.6$
 $\psi_1 = 0.2$
 $\psi_2 = 0.0$

Il vento radente di copertura è stato valutato considerando un coefficiente $C_f = 0.04$, corrispondente a spinte di $0.04 \times 0.64 = 0.026$ kN/mq applicate alla superficie della copertura.

6.2. Neve

$H = 21$ m.s.l.m. Quota sul livello del mare

Zona I Mediterranea

$$q_{sk} = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

$$C_E = 1.0$$

Coefficiente di esposizione

$$C_t = 1.0$$

Coefficiente termico

$$\mu_1 = 0.8$$

Coefficiente di forma della copertura

$$q_s = q_{sk} \times C_E \times C_t \times \mu_i = 1.50 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.8 = 1.20 \text{ kN/m}^2$$

Si considerano:

$$\psi_0 = 0.5$$

$$\psi_1 = 0.2$$

$$\psi_2 = 0.0$$

6.3. Sisma

La zona risulta classificata sismica di 3° categoria.

La categoria del suolo di fondazione è di tipo D.

La categoria topografica è di tipo T1

Gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale possono essere determinati applicando agli elementi una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = (S_a \times W_a) / q_a$$

Dove:

F_a - forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole

W_a - peso dell'elemento

S_a - accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità

$$S_a = \alpha S_x \left[\frac{3(1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0.5 \right]$$

q_a - fattore di struttura dell'elemento

Quindi:

$$q_a = 2 \text{ (elementi di ancoraggio per controsoffitti dalla tab.7.2.1)}$$

$$W_a = 7850 \times 1.06 \times 0.000352 = 2,93 \text{ Kg}$$

$$T_a/T_1 = 1$$

$$Z/H = 0,88$$

$$S = S_s \times S_t = 1.50$$

$$\alpha = 0.1574$$

$$S_a = 0.798$$

$$F_a = S_a \times W_a / q_a = 1,17 \text{ Kg (per elemento secondario)}$$

E' stata trascurata la verifica in condizioni sismiche in quanto l'azione sismica risulta nettamente inferiore all'azione del vento.

6.4. Carico permanente di copertura

La seguente analisi dei carichi fa riferimento solamente agli elementi non strutturali.

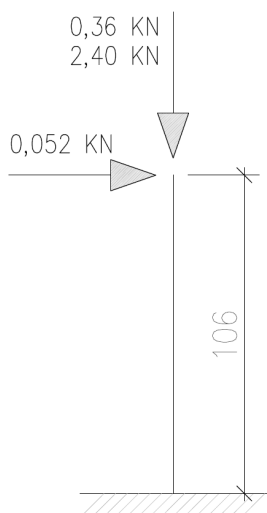
Lamiera di copertura in alluminio-titanio tipo Kayak, completa di sottostrutture	0.08 kN/m ²
Pannelli fotovoltaici	0.10 kN/m ²

6.5. Riepilogo analisi dei carichi

Area di influenza per ogni supporto: $2 \times 1 = 2 \text{mq}$

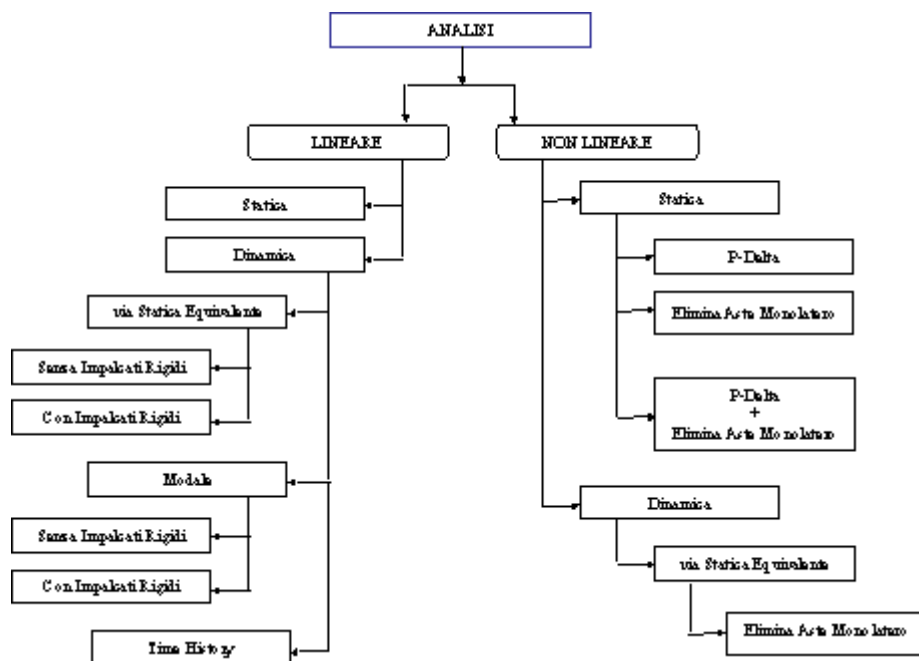
Carichi concentrati verticali agenti sul supporto con sezione a "C":

Carico permanente:	0.18×2	$= 0.36 \text{ KN}$
Carico accidentale neve.	$1,2 \times 2$	$= 2,4 \text{ KN}$
Carico accidentale vento:	$0,026 \times 2$	$= 0.052 \text{ KN}$



7. PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

Solitamente la fase di modellazione della struttura, totalmente gestita dal Pre-Processore, viene conclusa con la definizione del tipo di analisi da condurre.



Un modello agli elementi finiti è un modello matematico che simula il comportamento di una generica struttura reale mediante una specifica discretizzazione in **n** sottostrutture di tipo predefinito; l'assemblaggio dei modelli di ciascuna sottostruttura ottenuta conduce al modello globale.

Questa operazione di discretizzazione della struttura implica due scelte fondamentali:

- la scelta dell'elemento finito che meglio si adatta allo specifico problema in esame;
- la scelta del numero e della disposizione topologica degli elementi finiti all'interno della struttura stessa.

In **WinStrand** sono implementati i seguenti elementi finiti:

- Bielle
- Pilastri
- Travi
- Travi di Fondazione
- Setti
- Plinti

- Pali
- Elementi Triangolari
- Elementi a 4 Nodi
- Isoparametrici a 8 Nodi
- Elementi 3D con 4 nodi
- Elementi 3D con 6 nodi
- Elementi 3D con 8 nodi

Tutti questi elementi sono caratterizzati da un legame lineare spostamenti-deformazioni e presuppongono un comportamento elastico lineare del materiale costitutivo.

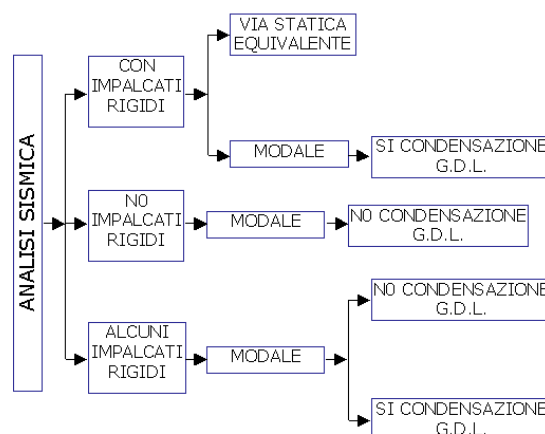
Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema strutturale sono:

Travi: Elementi con una dimensione prevalente che unisce due punti dello spazio.

Travi di fondazione : su suolo elastico di Winkler.

Elementi a quattro nodi : utilizzati nella modellazione di solette piane

Nello schema seguente si illustrano le situazioni di calcolo più ricorrenti prevedibili per un telaio da sottoporre ad analisi sismica



L'analisi condotta in questa progettazione è di tipo Lineare modale con condensazione dei gradi di libertà (lineare dinamica con ipotesi di impalcati rigidi).

Informazioni sul codice di calcolo

- En.Ex.Sys. WinStrand
- Structural Analysis & Design

Ditta produttrice:

En.Ex.Sys. s.r.l. - Via Tizzano 46/2 - Casalecchio di Reno (Bologna)

Sigla:

WinStrand

Piattaforma software:

Microsoft Windows XP Home, Microsoft Windows XP Home Professional

Documentazione in uso:

Manuale teorico - Manuale d'uso

Campo di applicazione:

Analisi statica e dinamica di strutture in campo elastico lineare.

- Elementi finiti implementati

- Truss.
- Beam (Modellazione di Travi e Pilastri).
- Travi su suolo elastico alla Winckler.
- Plinti su suolo elastico alla Winckler.
- Elementi Shear Wall per la modellazione di pareti di taglio.
- Elementi shell (lastra/piastra) equivalenti.
- Elementi Isoparametrici a 8 Nodi Shell (lastra/piastra).

- Schemi di Carico

- Carichi nodali concentrati.
- Carichi applicati direttamente agli elementi.
- Carichi Superficiali.

- Tipo di Risoluzione

- Analisi statica e/o dinamica in campo lineare con il metodo dell'equilibrio.
- Fattorizzazione LDLT.
- Analisi Statica:
 - modellazione generale 6 gradi di libertà per nodo.
 - ipotesi di solai infinitamente rigidi nel proprio piano (3 gradi di libertà per nodo + 3 per impalcato).
- Analisi dinamica. (Nel caso di analisi modale gli autovettori ed autovalori possono essere calcolati mediante *subspace iteration* oppure tramite il *metodo dei vettori di Ritz*):
 - Via statica equivalente.
 - Modale con il metodo dello spettro di risposta.

Affidabilità dei Codici di calcolo WinStrand

Ditta produttrice: En.Ex.Sys. s.r.l. - Via Tizzano 46/2 - Casalecchio di Reno (Bologna)

Campo di applicazione: analisi statica e dinamica di strutture in campo elastico lineare.

Il cap. 10 del Decreto del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 14 Gennaio 2008 fornisce le istruzioni relative alla Redazione dei progetti strutturali esecutivi e delle relazioni di calcolo, cui il

progettista delle strutture deve attenersi nella redazione degli elaborati progettuali.

Il punto 10.2 Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo specifica:

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità.

Nella fase di stesura della relazione di calcolo, utilizzando i tabulati provenienti da codici di calcolo, è demandato al progettista il compito di analisi preliminare della documentazione:

Il progettista dovrà esaminare preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, che sarà fornita dal produttore o dal distributore del software, dovrà contenere una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali dovranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

Il presente documento è reperibile dal forum InForma e sul sito del produttore: <http://www.enexsys.com>. Esso costituisce assieme alle stampe degli esempi documento di validazione dei software prodotti dalla En.Ex.sys srl.

Benchmark

Il controllo della affidabilità delle analisi numeriche è stato condotto su una serie di esempi di letteratura la cui soluzione sia esprimibile in forma chiusa, allo scopo di verificare l'affidabilità del software.

Gli esempi condotti, corredati della fonte di riferimento, dei risultati numerici e dei file dati permettono la riproduzione integrale degli stessi da parte degli utenti.

8. DATI DI INPUT

8.1. Caratteristiche inerziali delle sole aree

Rispetto all'origine degli assi

$$\text{Area} = 3.52 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$S_x = 14 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$S_y = 5 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$J_x = 94 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$J_y = 17 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$J_{xy} = 21 \text{ [cm}^4\text{]}$$

Baricentriche

$$x_G = 1.46 \text{ [cm]}$$

$$y_G = 4.00 \text{ [cm]}$$

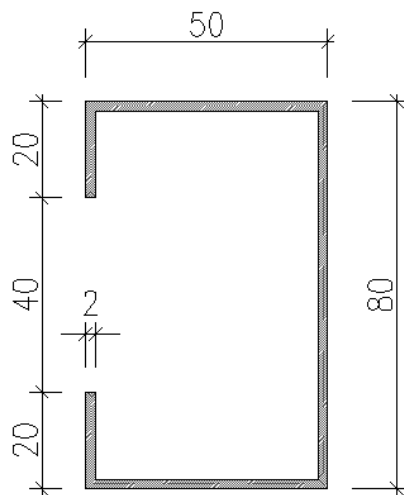
$$J_{xG} = 38 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$J_{yG} = 9 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$J_{xyG} = -0 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$W_x = 38/4 = 9.50 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 971.46 = 6,16 \text{ cm}^3$$



8.2. Dati relativi ai nodi della struttura

Convenzioni adottate

La terna di riferimento generale è destrorsa.

I nodi vengono numerati, con riferimento a una sezione orizzontale, da sinistra a destra, dal basso

verso l'alto e per quote crescenti.

L'impalcato di appartenenza di un nodo è definito, in generale, dalla prima delle tre cifre che ne definiscono il numero, possono tuttavia presentarsi casi in cui si hanno più di 100 nodi per solaio nel qual caso il solaio di appartenenza è specificato dall'ultimo valore stampato nella riga dei dati relativi al nodo.

La maschera dei vincoli è costituita dai valori 0 e 1. Il valore 1 indica che per il nodo in riferimento il grado di libertà correlativo è soppresso mentre il valore 0 indica che è libero.

Nel caso di edifici civili multipiano l'asse z generale coincide con l'asse verticale rivolto verso l'alto.

Nodi

Nodo	x [m]	y [m]	z [m]	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	Solaio
1	0.00	0.00	0.00	1	1	1	1	1	1	0
2	0.00	0.00	1.06	0	0	0	0	0	0	0

8.3. Condizioni e combinazioni di carico

Convenzioni adottate

Nel seguito vengono riportate il numero di condizioni di carico statiche e dinamiche che sollecitano la struttura. Si noti che:

Per quanto riguarda le condizioni di carico dinamiche, il programma assimila ogni direzione di ingresso del sisma, definita dal progettista, ad una condizione di carico. Pertanto qualora agiscano sulla struttura n condizioni di carico statiche e il progettista abbia supposto che la struttura venga sollecitata da un sisma entrante in m direzioni, la struttura stessa viene considerata dal programma come soggetta ad $n + m$ condizioni di carico.

Le combinazioni di carico, definite dal progettista, combinano fra loro le $n + m$ condizioni di carico ognuna partecipante alla combinazione *i-esima* secondo i fattori di partecipazione nel seguito riportati. N.B.: se la condizione *j-esima* ha fattore di partecipazione unitario, allora partecipa per intero alla combinazione *i-esima*.

Le prime n condizioni sono sempre statiche mentre sono di origine dinamica le (eventuali) condizioni da $n+1$ a $n+m$.

Condizioni di carico definite:

Cond. 1 peso proprio

Cond. 2 permanenti

Cond. 3 neve

Cond. 4 vento

Cond. 5 Sisma 0

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero

1					1
2					2
Comb.\Cond	1	2	3	4	
1	1.3000	1.3000	1.5000	0.9000	
2	1.3000	1.3000	0.7500	1.5000	

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

3					1
---	--	--	--	--	---

4					2
Comb.\Cond	1	2	3	4	
3	1.0000	1.0000	1.0000	0.6000	
4	1.0000	1.0000	0.5000	1.0000	

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

5					1
6					2
Comb.\Cond	1	2	3	4	
5	1.0000	1.0000	0.2000	0.0000	
6	1.0000	1.0000	0.0000	0.2000	

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero

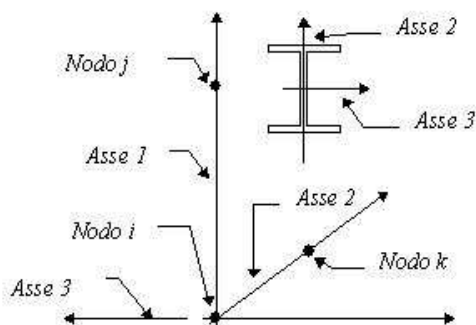
7					1
8					2
Comb.\Cond		1		2	
7		1.0000		1.0000	
8		0.0000		0.0000	

8.4 Sollecitazioni nei pilastri

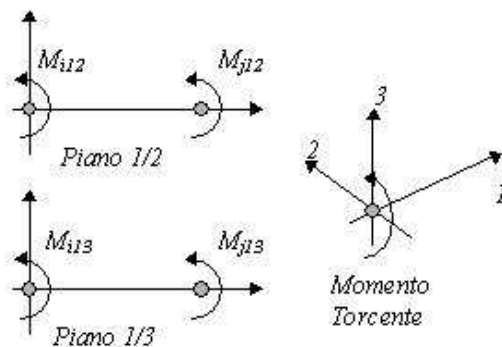
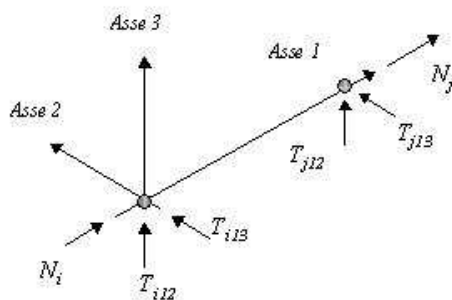
Convenzioni adottate

Le sollecitazioni nei pilastri sono da intendersi nel sistema di riferimento locale dell'elemento e si riferiscono all'asta.

L'orientamento del pilastro nello spazio è definito a mezzo del nodo K . La terna di riferimento locale dell'asta è così disposta:



Per quanto concerne i segni positivi assunti per le varie componenti di sollecitazione si assumono come positivi i versi e le sollecitazioni così diretti:



Per ogni pilastro vengono riportate, nelle varie combinazioni di carico, le componenti di

sollecitazione alle estremità dell'asta.

Comb.	Nodo	N [kg]	T1-2 [kg]	T1-3 [kg]	Mt [kgm]	M1-3 [kgm]	M1-2 [kgm]
1	2	406.8	0.0	5.4	0	0	0
	1	-406.8	0.0	-5.4	0	-6	0
2	2	226.8	0.0	9.0	0	0	0
	1	-226.8	0.0	-9.0	0	-10	0
3	2	276.0	0.0	3.6	0	0	0
	1	-276.0	0.0	-3.6	0	-4	0
4	2	156.0	0.0	6.0	0	0	0
	1	-156.0	0.0	-6.0	0	-6	0
5	2	84.0	0.0	0.0	0	0	0
	1	-84.0	0.0	0.0	0	0	0
6	2	36.0	0.0	1.2	0	0	0
	1	-36.0	0.0	-1.2	0	-1	0
7	2	36.0	0.0	0.0	0	0	0
	1	-36.0	0.0	0.0	0	0	0
8	2	0.0	0.0	0.0	0	0	0
	1	0.0	0.0	0.0	0	0	0

8.5-Diagramma delle sollecitazioni

Diagramma sforzo normale massimo

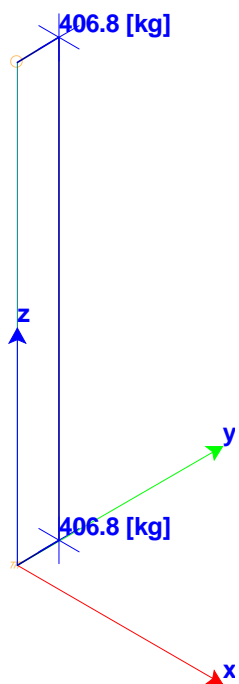
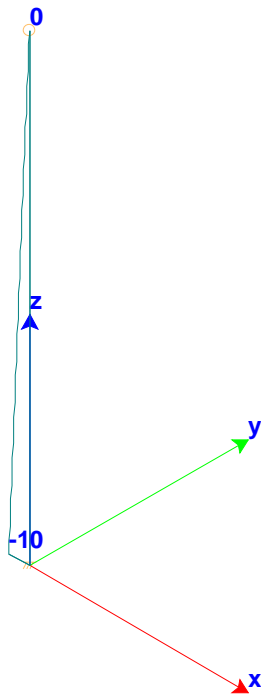


Diagramma momento flettente massimo



8.6. Calcolo della freccia massima

$$L/200 = 106/200 = 0.53\text{cm}$$

$$F = 1/3 \times (P \times l_3) / (E \times J_{\min}) = 0.24\text{cm} < L/200 \text{ (slu)}$$

9 VERIFICHE ASTA DAL NODO 2 AL NODO 1

DATI GENERALI

Luce dell'asta	1.06	[m]
Sezione numero	1	Profilo a C
$\beta_{1-2/x-x}$	1.00	
$\beta_{1-3/y-y}$	1.00	
Materiale Acciaio		
f_y	2350.0	[kg/cm ²]
f_u	3600.0	[kg/cm ²]
ε	1.00	
Coefficienti di sicurezza:		
γ_{Mo}	0.00	
γ_{M1}	0.00	
γ_{M2}	0.00	

DATI INERZIALI PROFILO

Area	3.52 [cm ²]	A.Traz	3.52 (L collegamento 0 [mm])	[cm ²]
J_x	38 [cm ⁴]			
W_x	10 [cm ³]			
J_y	9 [cm ⁴]			
W_y	6 [cm ³]			
Curva di instabilità piano 1-2 (x-x)	c			
Curva di instabilità piano 1-3 (y-y)	c			
Classificazione generale della sezione:				
Compressione : 1				
Flessione M_x : 1				
Flessione M_y : 1				

VERIFICA DI RESISTENZA

Sezione in classe	1	
AreaEff	3.52	[cm ²]
W_{xEff}	10	[cm ³]
W_{yEff}	6	
Combinazione critica	2	
Ascissa	1.06	[m]
ND	226.8 [kg]	ND/NR=0.03
$M_{x,D}$	0 [kgm]	$M_{x,D}/M_{x,R}=0.00$
$M_{y,D}$	-10 [kgm]	$M_{y,D}/M_{y,R}=0.28$
SD/SR	0.31	VERIFICATA

VERIFICA DI INSTABILITÀ DA SFORZO NORMALE

Verifica di Instabilità nel Piano 1/2 / Profilo Singolo

Luce	1.06	[m]
β ($L_c = \beta L_{Netta}$)	1.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	1.46	[cm]
Snellezza	72.60	
Snellezza ridotta λ	0.77	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione χ	0.68	
Azione assiale	406.8 [kg]	Combinazione 1
NSD/NSR	0.08	VERIFICATA

Verifica di Instabilità nel Piano 1/3 / Profilo Singolo

Luce	1.06	[m]
β ($L_c = \beta L_{Netta}$)	1.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	4.00	[cm]
Snellezza	26.50	
Snellezza ridotta λ	0.28	
Curva d'instabilità	c	

Coeff. di riduzione χ	0.96	
Azione assiale	406.8 [kg]	Combinazione 1
NSD/NSR	0.06	VERIFICATA

VERIFICA DI INSTABILITÀ A PRESSO-FLESSIONE

Verifica condotta in accordo a EC3 UNI EN 1993-1-1:2005 paragrafo 6.3.3 e appendice A.

Sezione in classe	1	
AreaEff	3.52	[cm ²]
W _x Eff	5	[cm ³]
W _y Eff	2	[cm ³]
Combinazione critica	1	
ND	406.8 [kg]	ND/NR=0.06
M _{x,D}	0 [kgm]	M _{x,D} /M _{x,R} =0.00
M _{x,D}	-6 [kgm]	M _{x,D} /M _{x,R} =0.03
SD/SR	0.09	VERIFICATA

Verifica di Instabilità nel Piano 1/2 / Profilo Singolo

Luce	1.06	[m]
β (Lc= β LNetta)	1.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	1.46	[cm]
Snellezza	72.60	
Snellezza ridotta λ	0.77	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione χ	0.68	
Azione assiale	406.8 [kg]	Combinazione 1

Verifica di Instabilità nel Piano 1/3 / Profilo Singolo

Luce	1.06	[m]
β (Lc= β LNetta)	1.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	4.00	[cm]
Snellezza	26.50	
Snellezza ridotta λ	0.28	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione χ	0.96	
Azione assiale	406.8 [kg]	Combinazione 1

Snellezze e Fattori di interazione dei momenti flettenti

Piano	λ	X	μ	Cm
1-2	0.77	0.68	0.99	1.007 Lineare
1-3	0.28	0.96	1.00	0.790 Lineare

Fattori di Interazione

aLT	0.99	bLT	0.00
cLT	0.00	dLT	0.00
eLT	0.00		
C _{yy}	1.95	C _{yz}	166.02
C _{zy}	7.31	C _{zz}	3.80
k _{yy}	0.53	k _{yz}	0.00
k _{zy}	0.12	k _{zz}	0.21