

PROGETTO

CENTRO PER L'EDUCAZIONE SPORTIVA ED AMBIENTALE MEISINO
Cluster 1 - Cittadella dello Sport

CLIENTE
Città di Torino
Dipartimento Manutenzioni e Servizi Tecnici
Divisione Manutenzioni
Servizio Infrastrutture per il Commercio e lo Sport
Dipartimento Grandi Opere, Infrastrutture e Mobilità
Divisione Verde e Parchi

RUP/CP
Arch.Maria Vitetta

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Determina D.D. N° 5381 DEL 27/09/2023

SOCIETA' MANDATARIA / Coordinatore del Gruppo di Progettazione / Progettista



1AX srl
Via F.Crispi, 69
67051 - Avezzano (AQ)
info@1ax.it

PROGETTISTA IMPIANTI



Proimpianti srl
Via Garibaldi, 89
67051 - Avezzano (AQ)
c.granata@proimpianti.it

GEOLOGO

Dott. Geologo Andrea Piano
Via Provenzale 6
14100 - Asti
andrea@actispianogeologi.it

CONSULENTI

PAESAGGIO
Arch.Paesaggista Diego Colonna
AMBIENTE
Studio Biosfera - Dott. Biologo Gianni Bettini
Myricae s.r.l.- Dott. Agronomo Giordano Fossi
Dott. Agronomo Tommaso Vai

CUP CODICE OPERA
C15B22000090006 5056

FASE PROGETTUALE

PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO

Relazione di calcolo strutturale - percorsi area umida

CODICE ELABORATO REL.CALC.								DATA	SCALA
COD.LAVORO	FASE DI PROGETTAZIONE	AUTORE	AREA	LIVELLO	TIPO FILE	DISCIPLINA	N. DOCUMENTO	05/04/24	
104-1	ESECUTIVO	1AX	STR		PDF	STR	41	REV. 00	

NOME FILE 41-104_1_ESE_5056_STR-REL.CALC.-41-00



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



**Dipartimento
per lo Sport**



CITTA' DI TORINO

SOMMARIO

1. INTRODUZIONE	7
1.1. Descrizione delle opere.....	7
2. CONSIDERAZIONI PRELIMINARI.....	9
2.1. Elenco elaborati	9
2.2. Normative e documenti di riferimento	9
2.3. Codici di calcolo	10
2.3.1. Software per l'analisi strutturale – Strutture in acciaio.....	10
2.3.2. Software per le verifiche strutturali – Strutture in acciaio	10
2.3.3. Software per l'analisi e le verifiche strutturali – Strutture in cemento armato e giunzioni	10
2.4. Unità	11
2.5. Proprietà meccaniche dei materiali	11
2.6. Classe d'esecuzione.....	12
2.7. Sistema di riferimento	13
2.7.1. Sistema di riferimento globale	13
2.7.2. Sistema di riferimento locale.....	13
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO	15
4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	16
4.1. Classe d'uso.....	16
4.2. Periodo di riferimento e di ritorno	17
4.3. Parametri sismici	19
5. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	20
5.1. Grigliato	20
5.2. Palo a vite	21
6. DESCRIZIONE DEL MODELLO FEM- PASSERELLA.....	24
6.1. Modellazione dei materiali	24
6.2. Modellazione dei profili	24

6.3. Schematizzazione delle azioni	24
6.4. Tipo di analisi	24
6.5. Criteri di verifica	24
6.5.1. Verifiche di resistenza.....	24
6.5.2. Verifiche di stabilità.....	26
6.6. Schematizzazione della struttura e dei vincoli	29
6.6.1. Vincoli e svincoli assegnati	30
6.6.2. Numerazione delle proprietà.....	30
6.6.3. Proprietà inerziali	30
7. CASI DI CARICO	31
7.1. Carichi permanenti	31
7.1.1. Peso proprio strutturale	31
7.1.2. Peso proprio delle strutture portate	31
7.1.2.1. Carichi su camminamento	31
7.2. Carichi variabili	31
7.2.1. Carico accidentale	31
7.3. Azione sismica.....	32
7.3.1. Carichi sismici.....	35
8. COMBINAZIONI DI CARICO	36
8.1. Combinazioni delle azioni e coefficienti.....	36
9. REAZIONI VINCOLARI – SISTEMA DI RIFERIMENTO GLOBALE	39
10. VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ – SLU E SISMICHE	41
10.1. Verifica degli elementi trave – SLU/SLV.....	41
10.2. Verifica del grigliato strutturale.....	41
11. VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI	43
12. VERIFICA PALI A VITE	45
12.1. Normativa di riferimento	45

12.2.	Verifica a liquefazione	45
12.3.	Interazione cinematica	45
12.4.	Materiali	45
12.4.1.	Acciaio per carpenteria	45
12.4.2.	Combinazioni dei carichi.	46
12.5.	Dati del progetto.	46
12.5.1.	Tipi di palo.....	46
12.5.2.	Stratigrafia.....	46
12.5.3.	Prove penetrometriche.	48
12.5.4.	Punti maglia.	49
12.5.5.	Fondazione.	49
12.5.6.	Vista in pianta della palificata.	49
12.5.7.	Azioni.	50
12.6.	Calcolo della capacità portante e curva di mobilitazione.....	50
12.7.	Descrizione dei metodi di calcolo utilizzati.....	50
12.7.1.	Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la portata di base.	50
12.7.2.	Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la portata laterale.	51
12.7.3.	Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la resistenza ad ancoraggio.	51
12.7.4.	Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per il modulo di reazione orizzontale.	51
12.7.5.	Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la resistenza trasversale laterale.	52
12.8.	Caso 1) -	52
	Calcolo della portata di base.	52
	Calcolo della resistenza di ancoraggio dell' allargamento anulare 1.	53
	Calcolo della portata laterale.	53
	Portata totale (base + allargamenti anulari + laterale)	53
	Calcolo del modulo di reazione orizzontale.....	54
	Calcolo della resistenza trasversale laterale.	54
	Curva di mobilitazione verticale.....	54
12.9.	Calcolo delle sollecitazioni.	55
12.9.1.	Casi a SLU.....	55

12.9.2. Casi a SLE	56
12.10. Verifiche geotecniche.....	57
12.10.1. Verifica: Capacità portante	57
12.10.2. Verifica: Cedimento	58
12.10.3. Verifica: Resistenza trasversale	58
12.11. Verifiche strutturali.....	59
12.11.1. Verifica: Spostamento orizzontale	59
12.11.2. Verifica: Acciaio: tensione ideale	60
13.CONCLUSIONI	62
14.ALLEGATI	63
VERIFICA DELLE PROPRIETÀ.....	63
1 Verifica prop. 1.....	63
2 Verifica prop. 1.....	68
3 Verifica prop. 3.....	73
4 Verifica prop. 3.....	78

1. INTRODUZIONE

La presente relazione descrive le scelte progettuali e le verifiche delle strutture di sostegno del percorso pedonale nelle aree umide in progetto presso il parco del Meisino, sito in provincia di Torino(TO).

Obiettivo dell'intervento è il recupero ambientale, edilizio e funzionale dell'area a parco (cluster 1) e dell'area ex-Galoppatoio (cluster 2) prevedendo una destinazione d'uso ad attività sportive e ricreative unitamente all'educazione ambientale. L'intervento in oggetto ricade in area cluster 1.



Aree di intervento (in giallo Cluster 1, in rosso Cluster 2)

Figura 1 Area di intervento

1.1. Descrizione delle opere

Nell'ambito del presente progetto di recupero ambientale, edilizio e funzionale dell'area a parco del Meisino è prevista la realizzazione di percorsi naturalistici su pedate rialzate in grigliato metallico, completamente amovibili ed installate salvaguardando le preesistenze arboree di pregio.

Si riporta una vista in pianta del tracciato del percorso pedonale previsto in progetto.



Figura 2 Planimetria tracciato percorso area umida

2. CONSIDERAZIONI PRELIMINARI

2.1. Elenco elaborati

Questo documento è collegato e riferito agli elaborati seguenti:

Elaborato n°	Codice tavola	Titolo elaborato	Rev.	Data emissione	Nome file
38	REL.SPEC.	Relazione geotecnica	00	05/04/2024	38-104_1_ESE_5056_STR-REL.SPEC.-38-00
56	ELAB. GRAF.	Percorsi area umida - Tracciamento fondazioni	00	05/04/2024	56-104_1_ESE_5056_STR-ELAB. GRAF.-56-00
57	ELAB. GRAF.	Percorsi area umida - Piante, viste e sezioni	00	05/04/2024	57-104_1_ESE_5056_STR-ELAB. GRAF.-57-00

2.2. Normative e documenti di riferimento

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

- CNR-DT207/2008 - Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni
- UNI EN 1990:2006 – Eurocode 0: Basis of structural design
- UNI EN 1991-1-1:2004: Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings
- UNI EN 1991-1-4:2010: Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions - Wind actions
- UNI EN 1992-1-1:2015: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings
- UNI EN 1993-1-1:2014: Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings
- UNI EN 1993-1-8:2005: Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints
- UNI EN 1993-1-9:2005: Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: Fatigue
- UNI EN 1998-1:2013: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings
- Eurocode's National annexes
- D.M. 17 gennaio 2018: Norme Tecniche Per le Costruzioni
- Circolare Esplicativa 21 gennaio 2019 n°7/C.S.LL.PP: Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018

2.3. Codici di calcolo

2.3.1. Software per l'analisi strutturale – Strutture in acciaio

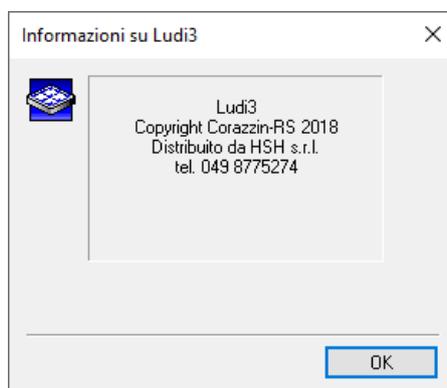
La modellazione agli elementi finiti è stata condotta utilizzando il programma di calcolo: STRAUS7®, versione r3.1.3, concepito e sviluppato dalla G+D Computing di Sidney, Australia e distribuito in Italia dalla HSH S.r.l, via Tommaseo 13, 35131 Padova.

Questo programma permette l'analisi statica non lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore F.E.M. Gli elementi considerati sono travi, con possibilità di rilasciare le traslazioni o rotazioni delle estremità, e gusci, sia rettangolari che triangolari, che si comportano come membrane/piastre. I carichi sono applicati ai nodi come forze puntuali o alle travi come forze distribuite. I vincoli sono espressi dalle sei costanti di rigidità elastica.



2.3.2. Software per le verifiche strutturali – Strutture in acciaio

Le verifiche strutturali sono state condotte con il programma Ludi3, post-processore di verifica collegato con STRAUS7® capace di valutare la resistenza e la stabilità di elementi in acciaio in ottemperanza dell'UNI EN 1993-1-1.



2.3.3. Software per l'analisi e le verifiche strutturali – Strutture in cemento armato e giunzioni

Le verifiche a presso-flessione deviata dei pilastri in cemento armato ordinario sono state condotte con il programma CDM DOLMEN - Versione 2023 prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 9/F.

Questo programma permette l'analisi statica non lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore F.E.M. Gli elementi considerati sono travi, con possibilità di rilasciare le

traslazioni o rotazioni delle estremità, e gusci, sia rettangolari che triangolari, che si comportano come membrane/piastre. I carichi sono applicati ai nodi come forze puntuali o alle travi come forze distribuite. I vincoli sono espressi dalle sei costanti di rigidità elastica.



2.4. Unità

Le unità di misura utilizzate, dove non espressamente specificato vanno intese come di seguito:

Lunghezza:	cm
Tempo:	s
Massa:	kg
Forza:	kg
Tensione:	kg/cm ²
Momenti:	kgcm
Area:	cm ²
Modulo elastico/plastico:	cm ³
Momento d'inerzia:	cm ⁴
Sezioni trasversali:	cm ²

2.5. Proprietà meccaniche dei materiali

Le proprietà meccaniche successive vengono usate nei calcoli

Acciaio strutturale S235 J0 – grigliato strutturale

- Resistenza ultima	$f_u = 235 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento	$f_y = 360 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità (valore medio)	$E_{sm} = 210 \text{ kN/mm}^2$

Acciaio strutturale S275 J0 – carpenteria metallica

- Resistenza ultima	$f_u = 430 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento	$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

- Modulo di elasticità (valore medio) $E_{sm} = 210 \text{ kN/mm}^2$

Acciaio strutturale S355 - pali a vite

- Resistenza ultima $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$
 - Tensione di snervamento $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
 - Modulo di elasticità (valore medio) $E_{sm} = 210 \text{ kN/mm}^2$

Bulloni 8.8

- Resistenza ultima $f_{ub} = 8000 \text{ kg/cm}^2$
 - Tensione di snervamento $f_{yb} = 6400 \text{ kg/cm}^2$

2.6. Classe d'esecuzione

Per quanto concerne la definizione della Classe d'Esecuzione (EXC2) per la struttura in questione, viene definita la seguente Classe di Conseguenza

- o Classe di Conseguenza **CC2**: UNI EN 1990 – Annex B (Paragraph B.3.1)

Table B1 - Definition of consequences classes

Consequences Class	Description	Examples of buildings and civil engineering works
CC3	High consequence for loss of human life, or economic, social or environmental consequences very great	Grandstands, public buildings where consequences of failure are high (e.g. a concert hall)
CC2	Medium consequence for loss of human life, economic, social or environmental consequences considerable	Residential and office buildings, public buildings where consequences of failure are medium (e.g. an office building)
CC1	Low consequence for loss of human life, and economic, social or environmental consequences small or negligible	Agricultural buildings where people do not normally enter (e.g. storage buildings), greenhouses

Considerando la Classe di Conseguenza **CC2** e la Tipologia di Carico (quasi-statico o sismico), la seguente tabella permette di determinare la Classe d'Esecuzione **EXC2**: UNI EN 1993-1-1 – Annex C (Paragraph C.2.2)

Table C.1 — Choice of execution class (EXC)

Reliability Class (RC) or Consequences Class (CC)	Type of loading	
	Static, quasi-static or seismic DCL ^a	Fatigue ^b or seismic DCM or DCH ^a
RC3 or CC3	EXC3 ^c	EXC3c
RC2 or CC2	EXC2	EXC3
RC1 or CC1	EXC1	EXC2

^a Seismic ductility classes are defined in EN 1998-1: Low = DCL; Medium = DCM; High = DCH.
^b See EN 1993-1-9.
^c EXC4 may be specified for structures with extreme consequences of structural failure.

2.7. Sistema di riferimento

2.7.1. Sistema di riferimento globale

- Asse X axis: Lungo la direzione longitudinale
- Asse Y axis: Lungo la direzione trasversale
- Asse Z axis: Direzione verticale (“+” dal terreno verso il cielo)

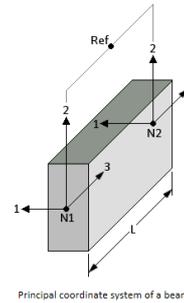
Sono stati generati più sistemi di riferimento globali allineati secondo l’asse longitudinale delle diverse parti della passerella e secondo il piano trasversale dei portali, in modo da assegnare i vincoli nelle direzioni corrette.

2.7.2. Sistema di riferimento locale

Il Sistema di riferimento locale è riferito agli assi degli elementi mediante la seguente convenzione.

Sistema di riferimento elementi beam

The beam element is defined by nodes N1 and N2 as shown below:



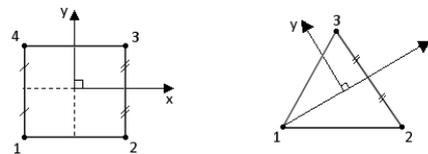
Principal coordinate system of a beam.

For a beam with a reference node, the principal axis system, shown above is defined as follows:

- 3 axis is directed from node N1 to node N2.
- 2 axis is normal to the 3 axis and lies in the plane formed by nodes N1, N2 and the reference node Ref. It is positive towards the side on which node Ref lies.
- 1 axis completes the right hand axis system.

Sistema di riferimento elementi piastra

The default local axis system for these elements is shown below and is constructed from the nodes N1, N2, N3 for the triangle and N1, N2, N3, N4 for the quadrilateral element as follows:



Local axis for 3 and 4 noded plate elements.

- Positive local x joins the mid-sides from side (N1,N4) to side (N2,N3) for the quadrilateral element, or goes from N1 to bisect side (N2,N3) for the triangle.
- Positive local y is normal to the local x axis directed away from side (N1,N2) and lies in the plane of the plate.

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Sulla base dei risultati della campagna indagine geognostica effettuata si desumono le seguenti caratteristiche dei terreni.

Per quanto riguarda le caratteristiche litostratigrafiche e geomeccaniche, dalle indagini effettuate, risulta la presenza di un livello superficiale (potenza circa 6 metri), aventi nell'insieme caratteristiche geotecniche scadenti, seguiti in profondità da sabbioso – ghiaiosi dotati di buone caratteristiche geotecniche;

Per quanto riguarda le caratteristiche idrogeologiche, l'area è caratterizzata dalla presenza di un unico acquifero superficiale, contenente una falda idrica la cui superficie si posiziona a circa 3 – 4 metri da piano campagna. Non essendo presenti acquiferi profondi, eventuali fondazioni profonde risultano pertanto compatibili con tale contesto idrogeologico;

- **primo livello da 0.00 a 6.00 metri (terreni di riporto grossolani, passanti a sabbie fini limose con ghiaia)**
 - NDP medio 6 colpi
 - grado di addensamento terreni poco addensati
 - angolo di attrito interno ϕ 25°
 - coesione efficace c 0,0 kg/cm²
 - peso di volume γ 1,80 kg/cm³

- **secondo livello oltre i 6.00 metri (ghiaie e sabbie)**
 - NDP medio 33 colpi
 - grado di addensamento terreni da addensati a molto addensati
 - angolo di attrito interno ϕ 36°
 - coesione efficace c 0,0 kg/cm²
 - peso di volume γ 1,95 kg/cm³

4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Con riferimento alla normativa vigente (NTC 2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4 del D.M. 2018.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei paragrafi seguenti è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica per la zona sismica di riferimento in cui ricade l’opera. La vita nominale di un’opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

4.1. Classe d’uso

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

- **Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- **Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- **Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- **Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì

serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per il caso in esame si considera una classe d'uso II, ovvero un coefficiente d'uso $C_u=1.0$.

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

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

4.2. Periodo di riferimento e di ritorno

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.0 = 50 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{V_R} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = - \frac{C_u \cdot V_s}{\ln(1 - P_{V_s})}$$

da cui si ottiene la seguente Tabella:

STATO LIMITE		Probabilità di superamento PVR	Valori in anni del periodo di ritorno
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%	30
	SLD - Stato Limite di Danno	63%	50
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%	475
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%	975

Probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato

Per il sito in esame, le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

Vita nominale dell'opera V_N	Periodo di riferimento V_R	Periodo di ritorno allo SLV
50 anni	50 anni	475 anni

4.3. Parametri sismici

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi delle NTC 2018, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica / V_R) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

La categoria di sottosuolo riportata nella relazione geotecnica è la categoria di sottosuolo B. La classe topografica è di tipo T1.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Per il caso in esame, le strutture oggetto del presente progetto definitivo avranno vita nominale pari a $V_N=50$ anni.

5. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Il percorso pedonale nell'area umida sarà realizzato con grigliati strutturali posti ad un'altezza di circa 50 cm dal piano campagna. I grigliati sono sostenuti da una struttura in carpenteria metallica costituita da travi di bordo tipo UPN 100 poste ad un interasse pari a 2.0 m e traverse aventi sezione scatolare 40x40x4.

Si riporta la planimetria del tracciato del percorso pedonale in area umida.

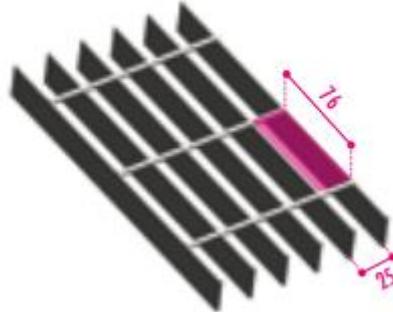


Figura 3 Planimetria tracciato percorso area umida

5.1. Grigliato

Il grigliato strutturale, tipo antitacco presenta le seguenti caratteristiche:

- barre portanti di dimensione 40x3 mm ;
- maglia 76x25 mm;



Il grigliato, in acciaio s235 JR – zincato a caldo, ha un peso pari a 42.1 kg/m².

5.2. Palo a vite

Il sistema di fondazione e di sostegno verticale del percorso pedonale è costituito da pali a viti distanziate tipo Geopal PVD 70/1V di lunghezza totale pari a 350 cm e posti ad interasse pari a 2.0 m a formare una griglia a maglia quadrata.

Il palo a vite è in grado di sostenere azioni di compressione e di trazione. La penetrazione nel terreno avviene per avvvitamento, tramite azione esercitata sulla testa da un avvitatore collegato ad un mezzo d'opera.

D 1.3 - Geopal® PVD PALOTIRANTI A VITI DISTANZIATE

Il palo PVD, come rappresentato a pag. 97, è progettato per scaricare le tensioni indotte attraverso le viti distanziate presenti sul fusto in quei terreni con alternanze di strati portanti e strati meno portanti.

CODICE PALO	Φ fusto (mm)	Sp. fusto (mm)	Lunghezza fusto (mm)	Φ vite (mm)	N. viti	Q str. max Σ viti (a deformazione amm.)		Q GEO Σ viti
						SLE	SLU	

Serie B.T. (basso tonnellaggio)

PVD 48/1V	48,3	3 ÷ 4	da 1000 a 3000	180	1	2,4 Ton	3,6 Ton	da calcolare
PVD 48/2V	48,3	3 ÷ 4	da 1500 a 3000	180	2	4,8 Ton	7,2 Ton	da calcolare
PVD 48/3V	48,3	3 ÷ 4	3000	180	3	7,2 Ton	10,8 Ton	da calcolare
PVD 60/1V	60,3	3 ÷ 4	da 1000 a 3000	220	1	2,4 Ton	3,6 Ton	da calcolare
PVD 60/2V	60,3	3 ÷ 4	da 1500 a 3000	220	2	4,8 Ton	7,2 Ton	da calcolare
PVD 60/3V	60,3	3 ÷ 4	3000	220	3	7,2 Ton	10,8 Ton	da calcolare
PVD 76/1V	76,1	4 ÷ 5	da 1000 a 3000	250	1	2,4 Ton	3,6 Ton	da calcolare
PVD 76/2V	76,1	4 ÷ 5	da 1500 a 3000	250	2	4,8 Ton	7,2 Ton	da calcolare
PVD 76/3V	76,1	4 ÷ 5	3000	250	3	7,2 Ton	10,8 Ton	da calcolare

Serie M.T. (medio tonnellaggio)

PVD 90/1V	88,9	8 ÷ 10	da 1500 a 6000	300	1	5,7 Ton	8,6 Ton	da calcolare
PVD 90/2V	88,9	8 ÷ 10	da 2000 a 6000	300	2	11,4 Ton	17,1 Ton	da calcolare
PVD 90/3V	88,9	8 ÷ 10	da 3000 a 6000	300	3	17,1 Ton	25,7 Ton	da calcolare
PVD 90/4V	88,9	8 ÷ 10	da 4000 a 6000	300	4	22,8 Ton	34,2 Ton	da calcolare
PVD 90/5V	88,9	8 ÷ 10	6000	300	5	28,5 Ton	42,8 Ton	da calcolare
PVD 114/1V	114,3	8 ÷ 10	da 1500 a 6000	400	1	8,6 Ton	12,9 Ton	da calcolare
PVD 114/2V	114,3	8 ÷ 10	da 3000 a 6000	400	2	17,2 Ton	25,8 Ton	da calcolare
PVD 114/3V	114,3	8 ÷ 10	da 4000 a 6000	400	3	25,8 Ton	38,7 Ton	da calcolare
PVD 114/4V	114,3	8 ÷ 10	6000	400	4	34,4 Ton	51,6 Ton	da calcolare

Serie A.T. (alto tonnellaggio)

PVD 140/1V	139,7	8 ÷ 10	da 1500 a 6000	500	1	10,5 Ton	15,8 Ton	da calcolare
PVD 140/2V	139,7	8 ÷ 10	da 3000 a 6000	500	2	21,0 Ton	31,5 Ton	da calcolare
PVD 140/3V	139,7	8 ÷ 10	da 4000 a 6000	500	3	31,5 Ton	47,3 Ton	da calcolare
PVD 140/4V	139,7	8 ÷ 10	6000	500	4	42,0 Ton	63,0 Ton	da calcolare
PVD 168/1V	168,3	7 ÷ 10	da 1500 a 6000	600	1	9,5 Ton	14,3 Ton	da calcolare
PVD 168/2V	168,3	7 ÷ 10	da 4000 a 6000	600	2	19,0 Ton	28,5 Ton	da calcolare
PVD 168/3V	168,3	7 ÷ 10	6000	600	3	28,5 Ton	42,8 Ton	da calcolare
PVD 219/1V	219,1	7 ÷ 10	da 1500 a 6000	700	1	15,2 Ton	22,8 Ton	da calcolare
PVD 219/2V	219,1	7 ÷ 10	da 4000 a 6000	700	2	30,4 Ton	45,6 Ton	da calcolare
PVD 219/3V	219,1	7 ÷ 10	6000	700	3	45,6 Ton	68,4 Ton	da calcolare

N.B.: Le capacità portanti delle viti riportate in tabella sono strutturali e considerate a deformazione ammissibile (Q str.)
Le capacità portanti geotecniche (Q GEO) varieranno in funzione della capacità portante del terreno di fondazione.

La portata complessiva del palo è la somma delle portate geotecniche di ogni singola vite presente sul palo, sommata a quella laterale del fusto (variabile a seconda della sua lunghezza).

Tutte le schede prodotto dei modelli sopra riportati sono disponibili nel sito web: www.geopalitalia.com

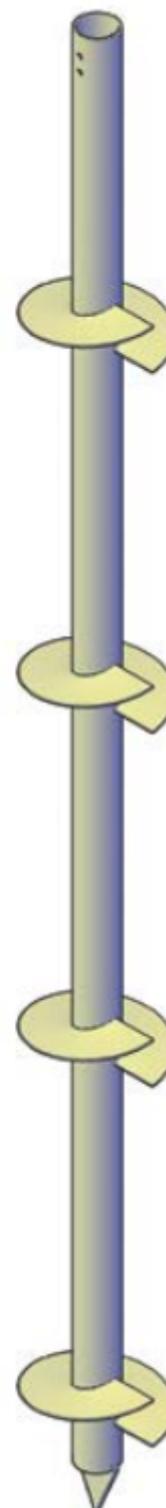
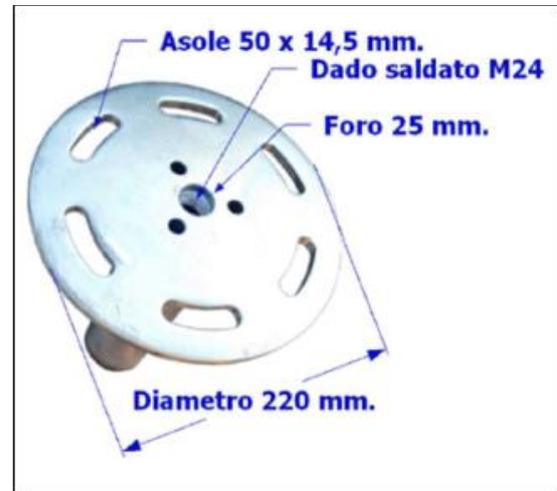
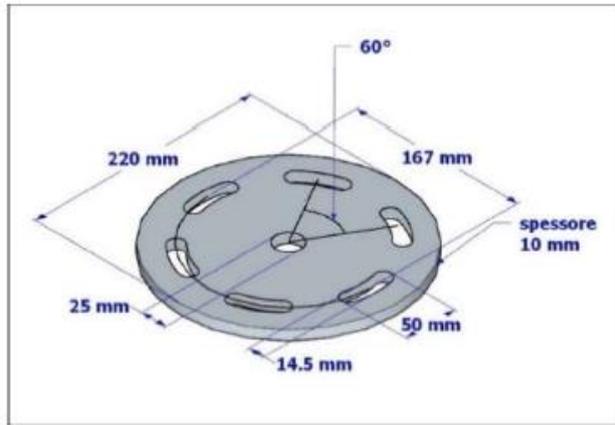


Immagine illustrativa

Le travi UPN 100 saranno vincolate in corrispondenza dei pali tramite una piastra saldata alla testa del palo.
Si riporta un esempio di dettaglio della piastra di testa:



6. DESCRIZIONE DEL MODELLO FEM- PASSERELLA

6.1. Modellazione dei materiali

I materiali che costituiscono la struttura sono considerati con il comportamento lineare elastico; le proprietà di tali elementi sono riportati nelle tabelle riepilogative dei paragrafi successivi sui dati in input. Per i controventi a croce di Sant'Andrea aventi snellezza elevata, si è proceduto modellando un solo elemento ed escludendo le verifiche di stabilità in modo da garantire la rigidità e resistenza della sola diagonale tesa.

6.2. Modellazione dei profili

I profili sono stati inseriti nel modello FEM con la loro geometria esatta. Vengono utilizzati elementi lineari beam, elementi truss ed elementi shell.

6.3. Schematizzazione delle azioni

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

- pesi propri strutturali
- carichi permanenti portati dalla struttura principale
- carichi variabili (sovraccarico folla)
- azione sismica

Ciascuna azione viene caricata sulla struttura tramite:

- massa propria dell'elemento calcolata in automatico dal software tramite applicazione del peso specifico
- massa nodali o uniformemente distribuite sugli elementi beam e shell (Load patch: aree di carico) per simulare i carichi permanenti e variabili
- carichi puntuali, lineari e di superficie

6.4. Tipo di analisi

È stata effettuata l'analisi lineare elastica. È stata inoltre condotta l'analisi sismica dinamica lineare (Modale) per la verifica dei casi sismici. Il comportamento globale è verificato se i singoli corpi sono verificati. Il calcolo è stato eseguito secondo le normative sopra citate e i principi delle scienze delle costruzioni.

6.5. Criteri di verifica

6.5.1. Verifiche di resistenza

Le verifiche di resistenza seguono le indicazioni per il calcolo agli stati limite poste nel capitolo 6 dell'UNI EN 1993-1-1. 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 § 6.2.1(7):

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

I coefficienti di sicurezza utilizzati sono divisi per verifiche di resistenza e verifiche di instabilità.

I valori γ_{M0} γ_{M1} sono riportati a seguire:

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.05$$

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_{pl}) per le sezioni di classe 1 e 2 e quello elastico $W_{el,min}$ per le sezioni di classe 3.

Come da prescrizioni del § 6.2.8, 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 (§ 6.2.6) 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:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1 \quad \text{Class 1 and 2}$$

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

in cui $V_{Rd} = V_{pl,Rd}$. Nel caso di copresenza di sollecitazioni torcenti sono applicati i coefficienti riduttivi prescritti al § 6.2.7(9). Le verifiche a torsione (§ 6.2.7) sono eseguite calcolando le tensioni tangenziali nei punti significativi della sezione secondo le regole della Scienza delle Costruzioni.

In particolare, per sezioni aperte (Saint Venant):

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

per sezioni chiuse (Bredt):

$$\tau_T = \frac{T}{2 \cdot \Omega \cdot s}$$

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

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

6.5.2. Verifiche di stabilità

Le verifiche di stabilità di elementi metallici compressi sono condotte seguendo le prescrizioni del § 6.3 dell'UNI EN 1993-1-1. 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 riduzioni 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 , M_2 ed E_d , E_d sono le sollecitazioni massime sulla trave;

N_b , R_d , $M_{b,1,Rd}$ 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:

$$\lambda_1 = \ell_{0,1}/i_1 \quad \lambda_2 = \ell_{0,2}/i_2 \quad \lambda_0 = \ell_{0,e}/i_{min}$$

dove λ_0 è la lunghezza libera d'inflessione 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).

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

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

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

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, 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 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 $3/4\ell$.

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} .

$$\lambda_{LT} = u v \lambda \sqrt{\beta_w}$$

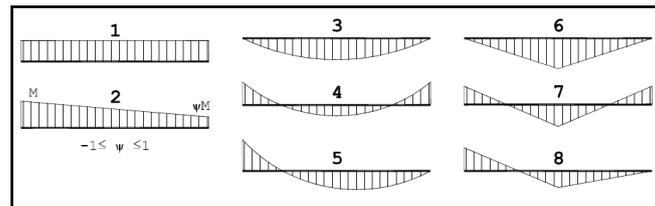


Diagramma dei momenti

6.6. Schematizzazione della struttura e dei vincoli

E' stato realizzato il modello agli elementi finiti del modulo tipo della passerella pedonale in area umida.

La struttura è stata schematizzata escludendo il contributo degli elementi aventi rigidezza e resistenza trascurabili a fronte dei principali.

E' quindi stata eseguita una modellazione tridimensionale di tutte gli elementi costituenti la struttura principale.

I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidezza elastica.

Il modello FEM è costituito quindi dai seguenti elementi:

- Nodi;
- beam: elementi lineari;
- truss: elementi lineari reagenti esclusivamente a trazione e compressione;
- load patch: elementi piani ripartitori di carico.

Negli allegati si riportano la numerazione e le coordinate dei nodi e degli elementi beam assieme agli svincoli assegnati alle aste. Si riporta l'identificativo delle aste adottate per le diverse sezioni.

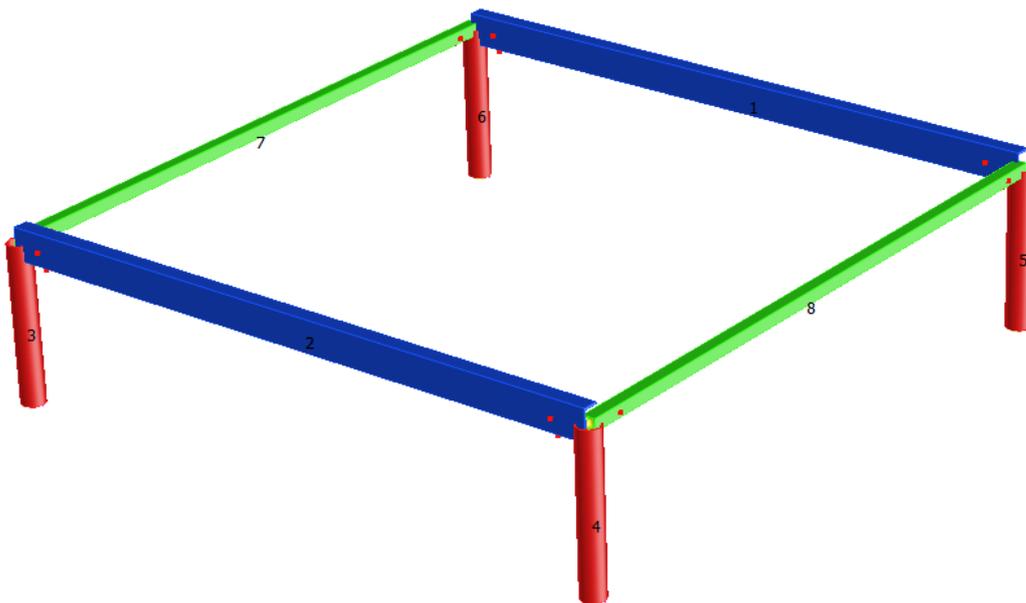


Figura 4 Percorsi area umida – modello FEM modulo tipologico

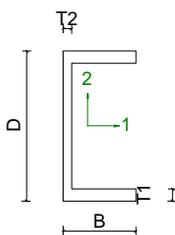
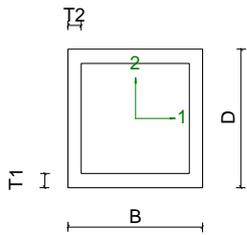
6.6.1. Vincoli e svincoli assegnati

Le travi di bordo e i traversi risultano incernierati alla base, pertanto è stato assegnato lo svincolo rotazionale ad entrambe le estremità di ciascun elemento.

6.6.2. Numerazione delle proprietà

Ad ogni proprietà viene assegnata un tipo specifico di elemento nel modello, raggruppato per funzione e posizione. In questo modo è stato possibile ottimizzare tutta la parte della struttura.

Di seguito riportiamo il riepilogo di ogni proprietà per la struttura primaria.

N°Prop	D	B	T1	T2	T3	L
	Prop.1	10.0	5.0	0.83	0.60	0.00
	Prop.3	4.0	4.0	0.4	0.4	0.0

6.6.3. Proprietà inerziali

Proprietà [cm ²]	Area [cm ²]	I ₁₁ [cm ⁴]	I ₂₂ [cm ⁴]	J
1	1.350e+01	2.053e+02	2.912e+01	2.824e+00
3	5.760e+00	1.260e+01	1.260e+01	1.973e+01

7. CASI DI CARICO

Tutti i carichi agenti sulla struttura sono considerati e raggruppati assieme in funzione della loro variabilità temporale: azioni permanenti e azioni variabili.

I seguenti carichi risultano agenti sulla struttura:

- Carichi permanenti
 - peso proprio della struttura (G1);
 - peso proprio degli elementi portati dalla struttura principale (G2).

- Carichi variabili
 - sovraccarico folla (Q);

- Forza sismica

7.1. Carichi permanenti

7.1.1. *Peso proprio strutturale*

Il peso proprio dagli elementi in acciaio modellati viene calcolato automaticamente dal software con peso specifico adattato per considerare l'incremento del peso dovuto al piastrame utilizzato nelle giunzioni e negli irrigidimenti dei profili ($15\% \rightarrow 7850 \cdot 1.15 = 9027.5 \text{ kg/m}^3$).

I carichi descritti sono associati al caso di carico "**G1: *Peso proprio***".

7.1.2. *Peso proprio delle strutture portate*

7.1.2.1. *Carichi su camminamento*

- Peso grigliato + parapiede + parapetto: **Totali assunti: 60 kg/mq**

I carichi descritti sono associati al caso di carico "**G2: *Pesi permanenti portati***".

7.2. Carichi variabili

7.2.1. *Carico accidentale*

In accordo con quanto riportato nella tabella Tab. 3.1.11 delle NTC 2018, si assume un carico accidentale pari a $Q_k = 5.0 \text{ kN/m}^2$.

I carichi descritti sono associati al caso di carico "**3: *Sovraccarico folla***".

7.3. Azione sismica

Al fine della valutazione dell'azione sismica si considerano, secondo quanto indicato dalla normativa vigente, due forme spettrali:

per gli stati limite di esercizio lo Stato Limite di Danno (SLD)

- *a seguito del terremoto la costruzione, nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature*

per gli stati limite ultime lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)

- *a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.*

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{vr} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale

T^*c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Di seguito sono riportati i parametri adottati per il calcolo.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
7.6761

LATITUDINE
45.0781

Ricerca per comune

REGIONE
Piemonte

PROVINCIA
Torino

COMUNE
Torino

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

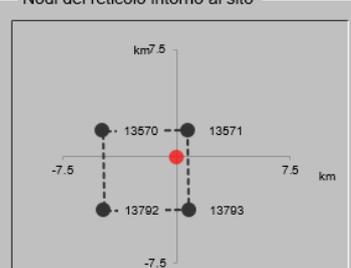
Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

Nodi del reticolo intorno al sito



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input style="width: 60px;" type="text" value="45"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input style="width: 60px;" type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input style="width: 60px;" type="text" value="712"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input style="width: 60px;" type="text" value="1462"/>

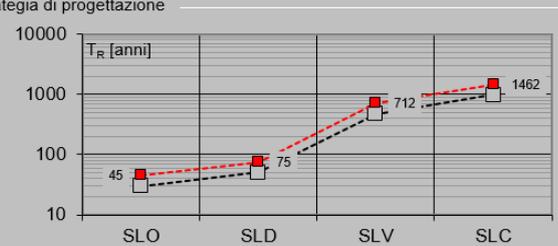
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo **B** info $S_g = 1.200$ $C_c = 1.419$ info
 Categoria topografica **T1** info $h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 **1.5** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q **1.5** $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta |>>>
 Parametri e punti spettri di risposta |>>>

$S_{d,o}$ [g]

$S_{d,v}$ [g]

S_e [g]

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

È stato così definito lo spettro di risposta all'SLV con un fattore di struttura $q = 1.5$.

Stato Limite	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0,023	2,587	0,177
Danno (SLD)	50	0,029	2,592	0,194
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,055	2,760	0,272
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,065	2,811	0,287

È stata condotta un'analisi sismica dinamica lineare ottenendo così le forzanti sismiche in X e Y.

Il carico descritto è associato ai casi di carico “7: Sisma X” e “8: Sisma Y”.

7.3.1. Carichi sismici

3.2.4. EFFETTI DELLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

3.2.4.1 VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

Nei punti di contatto con il terreno di opere con sviluppo planimetrico significativo, il moto sismico può avere caratteristiche differenti, a causa del carattere asincrono del fenomeno di propagazione, delle disomogeneità e delle discontinuità eventualmente presenti, e della diversa risposta locale del terreno.

Degli effetti sopra indicati deve tenersi conto quando essi possono essere significativi e in ogni caso quando le condizioni di sottosuolo siano così variabili lungo lo sviluppo dell'opera da richiedere l'uso di accelerogrammi o di spettro di risposta diversi.

In assenza di modelli fisicamente più accurati e adeguatamente documentati, un criterio di prima approssimazione per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico consiste nel sovrapporre agli effetti dinamici, valutati ad esempio con lo spettro di risposta, gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi.

Nel dimensionamento delle strutture in elevazione tali effetti possono essere trascurati quando il sistema fondazione-terreno sia sufficientemente rigido da rendere minimi gli spostamenti relativi. Negli edifici ciò avviene, ad esempio, quando si collegano in modo opportuno i plinti di fondazione.

Gli effetti dinamici possono essere valutati adottando un'unica azione sismica, corrispondente alla categoria di sottosuolo che induce le sollecitazioni più severe.

Qualora l'opera sia suddivisa in porzioni, ciascuna fondata su sottosuolo di caratteristiche ragionevolmente omogenee, per ciascuna di esse si adotterà l'appropriata azione sismica.

Adottando una fondazione su pali, e considerate le caratteristiche omogenee del terreno oltre una certa profondità, si assume che gli spostamenti relativi degli appoggi siano trascurabili.

3.2.3. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

3.2.3.1 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO IN SUPERFICIE E SUL PIANO DI FONDAZIONE

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. Salvo quanto specificato nel § 7.11 per le opere e i sistemi geotecnici, la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato (Capitolo 7) e purché il sito nel quale sorge la costruzione sia caratterizzato da un'accelerazione al suolo, così come definita nel seguente §3.2.3.2, pari ad $a_g \geq 0,15g$.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta in superficie;
- storia temporale del moto del terreno.

Sulla base di apposite analisi di risposta sismica locale si può poi passare dai valori in superficie ai valori sui piani di riferimento definiti nel § 3.2.2; in assenza di tali analisi l'azione in superficie può essere assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale. In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Quale che sia la probabilità di superamento P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R , la definizione degli spettri di risposta elastici, degli spettri di risposta di progetto e delle storie temporali del moto del terreno è fornita ai paragrafi successivi.

$a_g \leq 0,15g$, quindi è trascurata la componente verticale.

8. COMBINAZIONI DI CARICO

Di seguito riportiamo tutte le combinazioni di carico necessarie per verificare tutte le condizioni di operabilità della struttura. Le verifiche saranno effettuate agli stati limite di esercizio e agli stati limite ultimo. Le azioni agenti sono combinate in condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini della verifica, tenendo conto di ridotte probabilità di alcune combinazioni.

8.1. Combinazioni delle azioni e coefficienti

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

A seguire vengono riportati degli estratti dal D.M. 17 gennaio 2018 relativamente alle combinazioni di carico agli Stati Limite, ai valori dei coefficienti parziali per le azioni e dei coefficienti di combinazione.

D.M. 17 gennaio 2018

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

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

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

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

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati nel § 2.6.1.

	1	2
NAME	SLU G+Qfolla	SLE G+Qfolla
1: G1 peso proprio [1: Freedom Case 1]	1.30	1.00
2: G2 permanenti [1: Freedom Case 1]	1.50	1.00
4: Qk folla [1: Freedom Case 1]	1.50	1.00

	3	4	5	6	7	8	9	10
NAME	SLVx++	SLVx+-	SLVx-+	SLVx--	SLVy++	SLVy+-	SLVy-+	SLVy--
GENERATE	1	1	1	1	1	1	1	1
1: G1 peso proprio [1: Freedom Case 1]	1	1	1	1	1	1	1	1
2: G2 permanenti [1: Freedom Case 1]	1	1	1	1	1	1	1	1
4: Qk folla [1: Freedom Case 1]	0	0	0	0	0	0	0	0
7: Sisma X [CQC]	1	1	-1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3
8: Sisma Y [CQC]	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	1	-1	-1

9. REAZIONI VINCOLARI – SISTEMA DI RIFERIMENTO GLOBALE

Si riportano di seguito i valore delle reazioni vincolari registrate nei punti di vincolo, nelle varie combinazioni di carico ($F_x, F_y, F_z, M_x, M_y, M_z$). Tali reazioni sono riferite al sistema di riferimento globale.

Si specifica che i valori mostrati sono le reazioni vincolari applicate dalla fondazione alla struttura come risposta alle forze provenienti dalla struttura stessa. (Ad esempio un segno Z positivo significa che la struttura in acciaio applica una forza di compressione alla fondazione e un segno Z negativo significa che la struttura in acciaio applica una forza di trazione alla fondazione).

■
7

■
8

■
5

■
6

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	kN	kN	kN	kN.m	kN.m	kN.m
Node 7: 4: [1: SLU 1 - Qacc] [Combination]	0.00	0.00	8.61	0.00	0.00	0.00
Node 8: 4: [1: SLU 1 - Qacc] [Combination]	0.00	0.00	8.61	0.00	0.00	0.00
Node 5: 4: [1: SLU 1 - Qacc] [Combination]	0.00	0.00	8.61	0.00	0.00	0.00
Node 6: 4: [1: SLU 1 - Qacc] [Combination]	0.00	0.00	8.61	0.00	0.00	0.00
Node 7: 11: [8: SLV -Ey+0.3Ex] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 7: 10: [7: SLV Ey-0.3Ex] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 5: 12: [9: SLV -Ey-0.3Ex] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 8: 10: [7: SLV Ey-0.3Ex] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 6: 12: [9: SLV -Ey-0.3Ex] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 8: 11: [8: SLV -Ey+0.3Ex] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 7: 8: [5: SLV -Ex-0.3Ey] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 5: 9: [6: SLV Ey+0.3Ex] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 5: 7: [4: SLV -Ex+0.3Ey] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 7: 6: [3: SLV Ex-0.3Ey] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 8: 6: [3: SLV Ex-0.3Ey] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 6: 7: [4: SLV -Ex+0.3Ey] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 8: 8: [5: SLV -Ex-0.3Ey] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 6: 9: [6: SLV Ey+0.3Ex] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 7: 7: [4: SLV -Ex+0.3Ey] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 7: 9: [6: SLV Ey+0.3Ex] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 5: 6: [3: SLV Ex-0.3Ey] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 5: 8: [5: SLV -Ex-0.3Ey] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 6: 8: [5: SLV -Ex-0.3Ey] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 6: 6: [3: SLV Ex-0.3Ey] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 8: 7: [4: SLV -Ex+0.3Ey] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 8: 9: [6: SLV Ey+0.3Ex] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 7: 12: [9: SLV -Ey-0.3Ex] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 5: 11: [8: SLV -Ey+0.3Ex] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 5: 10: [7: SLV Ey-0.3Ex] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 8: 12: [9: SLV -Ey-0.3Ex] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 6: 10: [7: SLV Ey-0.3Ex] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00
Node 6: 11: [8: SLV -Ey+0.3Ex] [Combination]	0.00	0.00	2.44	0.00	0.00	0.00

10. VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ – SLU E SISMICHE

In questo capitolo riportiamo tutti i controlli effettuati sugli elementi della struttura in questione, considerando le sollecitazioni combinate agli SLU e agli SLV.

10.1. Verifica degli elementi trave – SLU/SLV

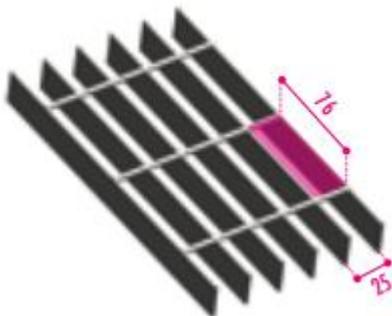
Di seguito riportiamo le verifiche di resistenza e le verifiche di stabilità di tutte le travi che costituiscono la struttura nelle combinazioni SLU e SLV. Si rimanda agli allegati per le verifiche di dettaglio.

Prop.	Fatt.Res.	Trave	L.C.	Cl.	Fatt.Inst.	Trave	L.C.	Cl
1	0.44	1	Cmb 1	T.	0.49	1	Cmb 1	1
3	0.01	7	Cmb 1	1	0.01	7	Cmb 1	1

10.2. Verifica del grigliato strutturale

Si considera un grigliato strutturale avente le seguenti caratteristiche:

- barre portanti di dimensione 40x3 mm ;
- maglia 76x25 mm;



Il grigliato, in acciaio s235 JR – zincato a caldo, ha un peso pari a 42.1 kg/m².

Considerando una luce netta pari a 200 cm e una striscia di grigliato pari a 100 cm, si ottiene un momento sollecitante pari a :

$$M_{SLU} = \frac{q * L^2}{8} = 5.60 * \frac{2^2}{8} = 4.20 \text{ kNm}$$

Il momento di inerzia della singola lamella portante è pari a :

$$I_{lamella} = b * \frac{h^3}{12} = 3 * \frac{40^3}{12} = 16000 \text{ mm}^4$$

$$W_{lamella} = \frac{I_{lamella}}{\left(\frac{h}{2}\right)} = 16000 * 20 = 800 \text{ mm}^3$$

Considerando un interasse tra le lamelle portanti pari a 25 mm, si ottiene l'inerzia totale per una striscia di grigliato da 100 cm:

$$I_{grigliato} = I_{lamella} * 40 = 640000 \text{ mm}^4$$

$$W_{grigliato} = W_{lamella} * 40 = 32000 \text{ mm}^3$$

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{RD} = W_{grigliato} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 32000 * \frac{275}{1.05} = 8.38 \text{ kNm}$$

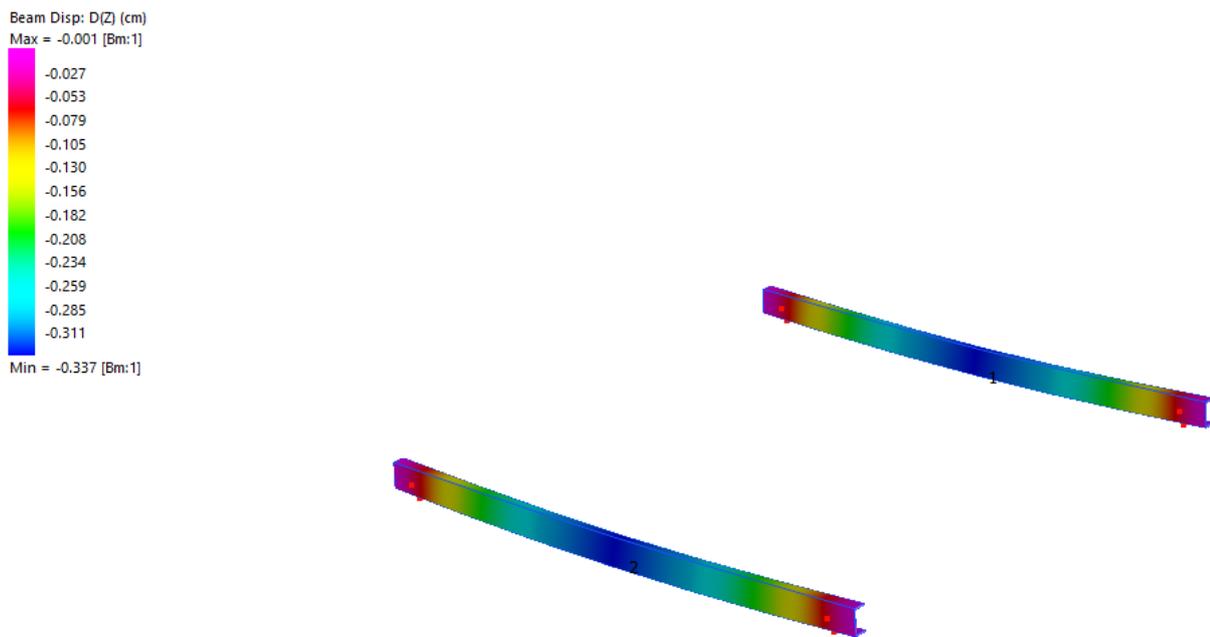
Il momento resistente risulta maggiore del momento sollecitante, pertanto la verifica di stato limite ultimo è soddisfatta.

11. VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI

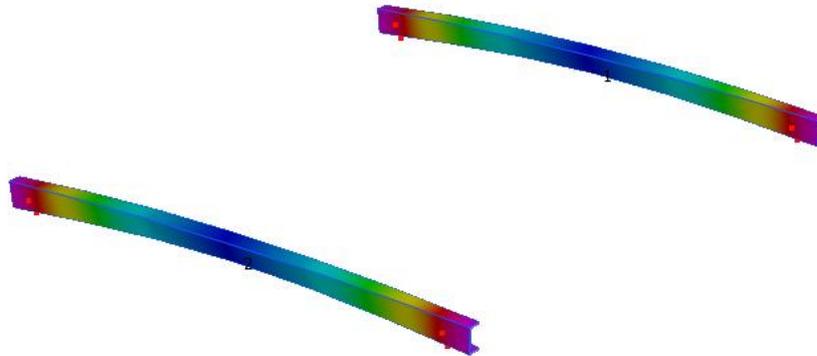
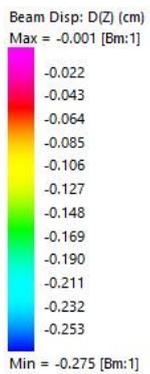
In questo capitolo verifichiamo gli spostamenti massimi della struttura secondo le combinazioni in esercizio (SLE).

Vengono verificati i seguenti spostamenti massimi:

- Dz < L/250 Combinazioni SLE;
- Dz < L/300 Soli carichi variabili;



Lo spostamento massimo orizzontale per la combinazione di SLE è pari a 0.34 cm, inferiore al limite $L/250=200/250=0.8$ cm.



Lo spostamento massimo orizzontale per i carichi accidentali è pari a 0.27 cm, inferiore al limite $L/300=200/300=0.66$ cm.

12. VERIFICA PALI A VITE

Si riportano di seguito le verifiche GEO- SLU effettuate sui pali a vite del modulo tipo del percorso in area umida. Per le verifiche strutturali si fa riferimento alla tabella di portata del produttore e riportata al paragrafo

La seguente tabella riassume schematicamente tutte le verifiche eseguite nei vari casi di calcolo definiti. Per ciascuna verifica è indicato il confronto tra resistenza di calcolo R_d ed azione di calcolo S_d , ed il relativo coefficiente di sicurezza f_s .

Tutti i Puntì maglia (4), Tutti i casi (3), Tutti i sestetti (3)					
Caso	C.Port. [daN][f.s.]	Cedim. [mm]	R.Tras. [daN][f.s.]	Sp.Ori. [mm]	Acc.:sig.id. [daN/cm ²][f.s.]
1: Sism.	SLU PM1-S1 ↓978/888 = 1.10	---	PM1-S1 1605/141 = 11.35	---	PM1-S1 3381/260.7 = 12.97
2: Sism.	SLU Geo ---	---	---	---	---
3: Rara	---	PM1-S1 -7 (max -50)	---	PM1-S1 0 (max 50)	---

C.Port. = Capacità portante | Cedim. = Cedimento | R.Tras. = Resistenza trasversale | Sp.Ori. = Spostamento orizzontale | Acc.:sig.id. = Acciaio: tensione ideale | --- = Verifica non prevista

12.1. Normativa di riferimento

12.2. Verifica a liquefazione

Si escludono verifiche a **liquefazione**, perchè il caso in esame rientra almeno in una delle quattro circostanze elencate nello specifico paragrafo [7.11.3.4.2].

12.3. Interazione cinematica

Si trascura l'incremento di sollecitazioni lungo il palo, dovuto all'**interazione cinematica**, perchè il caso in esame non rientra tra quelli previsti nello specifico paragrafo [7.11.5.3.2] (media o alta sismicità, sottosuoli di tipo D o peggiori).

12.4. Materiali

12.4.1. Acciaio per carpenteria

Tipo	$f_{yk}(0\div40)$ [daN/cm ²]	γ_{m0}	$f_{yd}(0\div40)$ [daN/cm ²]	E[daN/cm ²]
S 355 (Acc 1)	3550	1.05	3380.95	2100000

12.4.2. Combinazioni dei carichi.

Tutte le verifiche sono eseguite secondo l'Approccio 2.

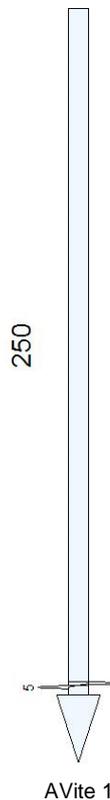
Si svolge l'analisi per i seguenti 3 casi di carico.

Caso	Nome	Tipo	Sisma	n° sestetti	Descr.
C1		SLU	Si	1	
C2		SLU Geo	Si	1	
C3		Rara	No	1	

12.5. Dati del progetto.

12.5.1. Tipi di palo.

Nel progetto è utilizzata una sola tipologia di palo a vite.



12.5.2. Stratigrafia.

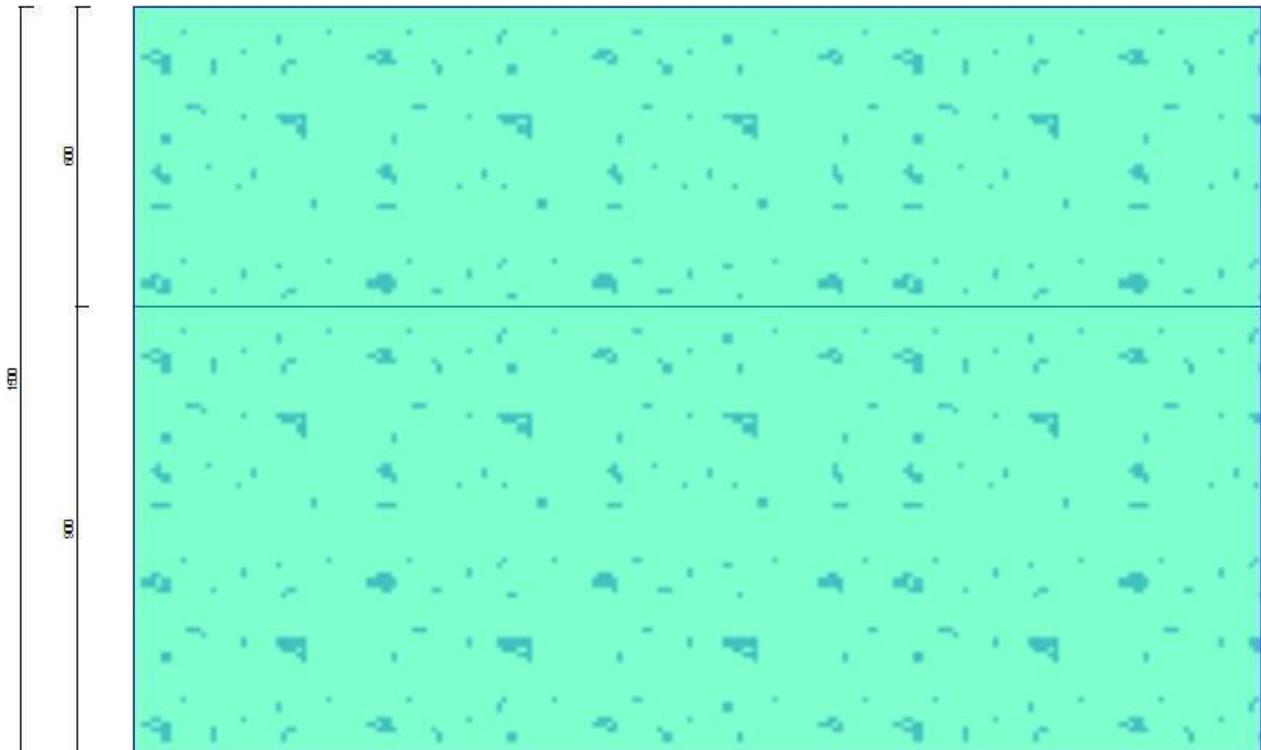
Nel calcolo sono utilizzati 2 tipi di terreno, le cui caratteristiche sono di seguito elencate.

T1	Sabbia					limosa
	SM - Sabbie limose, miscele di sabbia e limo					
γ_d [daN/cm ³]	γ_t [daN/cm ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]	

0.0018	0.0021	0	25	-	-
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
400	250	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					
T2	Ghiaia e sabbie SW - Sabbie a granulometria ben assortita o sabbie ghiaiose con frazione fine scarsa o assente				
γ_d [daN/cm ³]	γ_t [daN/cm ³]	c'_k [daN/cm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [daN/cm ²]	$q_{u,k}$ [daN/cm ²]
0.0018	0.0021	0	36	-	-
E_s [daN/cm ²]	G_s [daN/cm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
400	250	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					

Seguono le caratteristiche della stratigrafia utilizzata nei calcoli.

S1	2 strati - Una falda		
Strato	Quota[cm]	Altezza[cm]	Terreno
1	0	600	T1
2	-600	900	T2
Falda	Quota[cm]	Altezza[cm]	Z piez.[cm]
1	0	1500	-



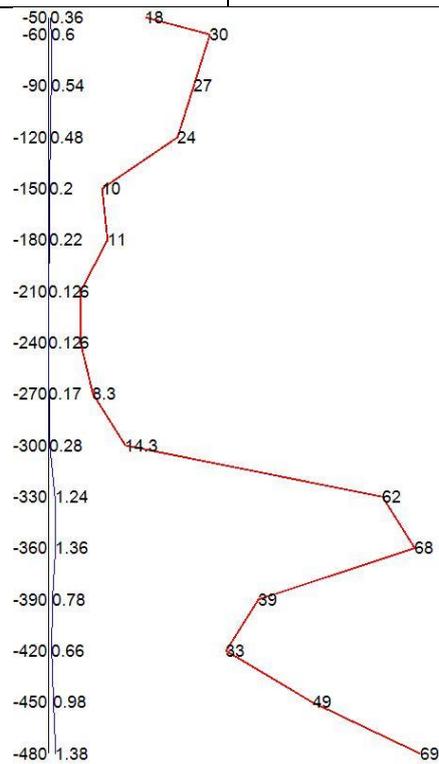
Str. 1

12.5.3. Prove penetrometriche.

Non sono utilizzate prove SPT

Seguono i dati della prova penetrometrica CPT utilizzata.

CPT1			
16 dati			
n°	Quota[cm]	qc[daN/cm ²]	fs[daN/cm ²]
1	-50	18	0.36
2	-60	30	0.6
3	-90	27	0.54
4	-120	24	0.48
5	-150	10	0.2
6	-180	11	0.22
7	-210	6	0.12
8	-240	6	0.12
9	-270	8.3	0.17
10	-300	14.3	0.28
11	-330	62	1.24
12	-360	68	1.36
13	-390	39	0.78
14	-420	33	0.66
15	-450	49	0.98
16	-480	69	1.38



CPT 1

12.5.4. Punti maglia.

La palificata comprende 4 punti maglia, a ciascuno dei quali corrispondono delle coordinate, un tipo di palo ed i dati del terreno.

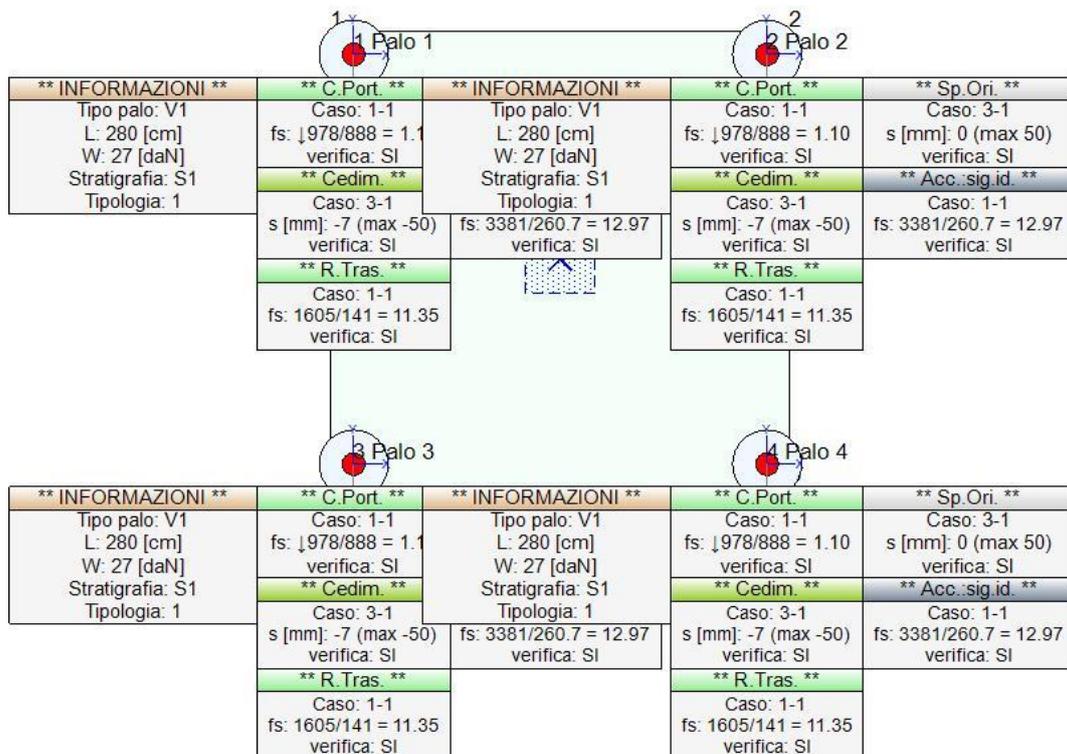
Punto	X[cm]	Y[cm]	Palo	β [°]	θ [°]	Rotaz.	Stratig.	SPT	CPT	Descr.
PM1	-90	90	V1	0	0	Impedita	S1	-	CPT1	Palo 1
PM2	90	90	V1	0	0	Impedita	S1	-	CPT1	Palo 2
PM3	-90	-90	V1	0	0	Impedita	S1	-	CPT1	Palo 3
PM4	90	-90	V1	0	0	Impedita	S1	-	CPT1	Palo 4

12.5.5. Fondazione.

I pali sono collegati da una fondazione, il cui contorno è definito da 4 vertici.

Vertice	X[cm]	Y[cm]
V1	-100	100
V2	100	100
V3	100	-100
V4	-100	-100

12.5.6. Vista in pianta della palificata.



Vista in pianta delle palificata

12.5.7. Azioni.

Le azioni sono applicate direttamente in testa ai pali, espresse rispetto al sistema di riferimento globale.

Punto	Caso	Ses.	N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
Punto maglia:1: Palo 1								
Caso: Caso 1) -								
PM1	C1	1	-861	100	100	0	0	6000
Caso: Caso 2) -								
PM1	C2	1	-861	100	100	0	0	6000
Caso: Caso 3) -								
PM1	C3	1	-500	0	0	0	0	6000
Punto maglia:2: Palo 2								
Caso: Caso 1) -								
PM2	C1	1	-861	100	100	0	0	6000
Caso: Caso 2) -								
PM2	C2	1	-861	100	100	0	0	6000
Caso: Caso 3) -								
PM2	C3	1	-500	0	0	0	0	6000
Punto maglia:3: Palo 3								
Caso: Caso 1) -								
PM3	C1	1	-861	100	100	0	0	6000
Caso: Caso 2) -								
PM3	C2	1	-861	100	100	0	0	6000
Caso: Caso 3) -								
PM3	C3	1	-500	0	0	0	0	6000
Punto maglia:4: Palo 4								
Caso: Caso 1) -								
PM4	C1	1	-861	100	100	0	0	6000
Caso: Caso 2) -								
PM4	C2	1	-861	100	100	0	0	6000
Caso: Caso 3) -								
PM4	C3	1	-500	0	0	0	0	6000

12.6. Calcolo della capacità portante e curva di mobilitazione.

Il seguente calcolo di capacità portante vale per tutti i pali.

Si riporta integralmente il calcolo di capacità portante per la situazione peggiore (coef. di sicurezza minore):

Punto maglia PM1, Caso C1 (Stato limite ultimo).

12.7. Descrizione dei metodi di calcolo utilizzati

12.7.1. Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la portata di base.

Il calcolo della portata di base viene effettuato col metodo **Avvitato**.

La capacità portante di base può essere valutata in modo differente a seconda della presenza di terreni coesivi

o non coesivi in corrispondenza della testa del palo. La geometria elicoidale dell'ala della vite unita al fusto, amplia la superficie di contatto col terreno, aumentando la capacità portante. Nei terreni sciolti, la portata di base è valutata tramite correlazione diretta con la resistenza all'avanzamento della punta di una prova CPT (q_c o R_p). Per terreni coesivi, la portata di base è correlata alla resistenza al taglio non drenata s_u , ad un coefficiente di capacità portante N_c (normalmente assunto pari a 9) ed alla tensione verticale totale σ_v . Questo metodo è applicabile a terreni non coesivi e coesivi, solo per pali infissi per avvitaamento ($s/D \sim 8-10\%$).

$$q_{lim} = q_c \text{ (terreno non coesivo)}$$

$$q_{lim} = s_u N_c + \sigma_{v0} \text{ (terreno coesivo)}$$

12.7.2. Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la portata laterale.

Il calcolo della portata per attrito laterale viene effettuato col metodo **Avvitato**.

La portata per attrito laterale dei pali infissi per avvitaamento, viene calcolata ricorrendo ai risultati di ricerche sperimentali e all'empirismo, sui quali si basa la trattazione presente in letteratura. Il contributo laterale viene suddiviso in due aliquote, quella dei tratti con spire e quella dei tratti in cui il fusto ne è privo. Nei terreni sciolti, l'attrito laterale è valutato in termini di tensioni efficaci, in funzione di un coefficiente di spinta orizzontale k , dell'angolo di attrito palo-terreno δ e della tensione verticale efficace σ'_v . Nel tratto a spirale, usualmente si può porre $k = k_0$, $\delta = \phi'$, e superficie laterale valutata in funzione del diametro della spira. Lungo l'asta del palo (tratto privo di spire), normalmente si pone $k = 0.7k_0$, $\delta = 2/3\phi'$, e superficie laterale valutata in funzione del diametro dell'asta. Per terreni coesivi, l'attrito laterale è valutato in termini di tensioni totali, utilizzando la resistenza al taglio non drenata s_u , moltiplicata per un coefficiente di adesione α . In condizioni drenate, viene inoltre valutata la profondità critica z_c oltre cui l'attrito rimane costante, secondo il diametro del palo. Questo metodo è applicabile a terreni non coesivi e coesivi, solo per pali infissi per avvitaamento.

$$f_{s,lim} = k \tan(\delta) \sigma'_{v0} \text{ (terreno non coesivo)}$$

$$f_{s,lim} = \alpha s_u \text{ (terreno coesivo)}$$

12.7.3. Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la resistenza ad ancoraggio.

Il calcolo della resistenza ad ancoraggio viene effettuato col metodo **Ghaly**.

La resistenza dell'ancoraggio è valutata in termini di tensioni efficaci, con riferimento alle condizioni drenate. Il suo valore dipende dall'angolo di resistenza a taglio ϕ (da cui si ricavano diversi fattori) dall'approfondimento H , dalla tensione verticale efficace σ'_v oltre che dall'area netta della piastra di ancoraggio. Questo metodo è applicabile a terreni non coesivi.

$$R_a = \gamma H_3 FW_{ss} + \gamma H_3 FF_{ss} \text{ (ancoraggio superficiale)}$$

$$R_a = \gamma h_3 FW_{ds} + \gamma h_3 FF_{ds} + \gamma \pi Rt_2 (H - h) \text{ (ancoraggio profondo)}$$

12.7.4. Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per il modulo di reazione orizzontale.

Il calcolo del modulo di reazione orizzontale viene effettuato col metodo **Lineare**.

Il valore del modulo di reazione orizzontale varia linearmente con la quota, e viene calcolato come somma di un termine costante (A) più un coefficiente (B) moltiplicato per l'approfondimento (z) sotto il piano campagna.

12.7.5. Descrizione del metodo di calcolo utilizzato per la resistenza trasversale laterale.

Il calcolo della resistenza trasversale laterale viene effettuato col metodo **Broms**.

La teoria pubblicata da Broms nel 1964 propone due approcci differenti per terreni coesivi e non coesivi. Per terreni sciolti, propone una distribuzione di resistenza ultima pari a tre volte la pressione di resistenza passiva valutata secondo la teoria di Rankine, $p_l = 3K_p \sigma'_v$. Per terreni coesivi, propone una distribuzione di p_l che vede un tratto nullo per i primi 1.5 diametri dalla superficie, seguito da un tratto con valore di resistenza pari a $9s_u$ (resistenza al taglio non drenata) per profondità maggiori.

$$p_{lim} = 3 K_p \sigma'_{v0} \text{ (terreno non coesivo)}$$

$$p_{lim} = 9 s_u \text{ (terreno coesivo)}$$

12.8. Caso 1) -

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali per le azioni: $\gamma_{G1,f}=1.00$, $\gamma_{G1,s}=1.00$, $\gamma_{G2,f}=1.00$, $\gamma_{G2,s}=1.00$, $\gamma_{Qi,f}=1.00$, $\gamma_{Qi,s}=1.00$.

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza, secondo il numero di verticali indagate:

n. vert.	1
ξ_{med}	1.50
ξ_{min}	1.34

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali alle portate calcolate, secondo il tipo di palo:

Tipo di palo	Infisso	Trivellato	A elica continua	Micropalo	Avvitato
γ_b	1.15	1.35	1.30	1.15	1.30
γ_s	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
γ_{st}	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25

Per gli ancoraggi, in trazione, si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza, secondo il numero di verticali indagate:

n. vert.	1	2	3	4	5
ξ_{med}	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60
ξ_{min}	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali alla resistenza degli ancoraggi:

Tipo di ancoraggio	Temporaneo	Permanente
γ_{Ra}	1.10	1.20

Alle sollecitazioni applicate viene aggiunto il peso proprio del palo, amplificato col coefficiente parziale $\gamma_{G1,fav}=1.00$ o $\gamma_{G1,sfa}=1.00$, secondo il caso.

Calcolo della portata di base.

Metodo **Avvitato** per il calcolo della portata di base.

Lo strato in cui si immorsa la base del palo si estende da quota 0 [cm] a quota -600 [cm]. Segue il calcolo alla

quota di base del palo, -305 [cm].

La base del palo si trova alla quota $z_b = -305$ [cm], dove si riscontra una resistenza alla punta $q_c = 21.25$ [daN/cm²], ed ha un diametro $D = 30$ [cm]. Si considera comunque che la capacità portante non possa essere maggiore di 2.5 [daN/cm²]. Il valore della capacità portante calcolato è pari a 2.5 [daN/cm²].

L'area di base vale 706.86 [cm²].

La portata di base calcolata vale 1767.15 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.50$. Si applica $\gamma_b=1.30$. Portata di calcolo: $Q_{b,d} = \mathbf{906.23 [daN]}$ (s/D=10.00%).

Calcolo della resistenza di ancoraggio dell'allargamento anulare 1.

Metodo **Ghaly** per il calcolo della portata di un allargamento anulare in trazione.

Lo strato in cui si immorsa l'allargamento anulare si estende da quota 0 [cm] a quota -600 [cm]. Segue il calcolo alla quota dell'allargamento anulare, -300 [cm].

L'allargamento anulare si trova alla quota $z_b = -300$ [cm], ed ha un diametro $D = 30$ [cm]. La profondità di infissione H è 250 [cm], il peso di volume del terreno è 0.0018 [daN/cm³]. Il valore di ϕ'_{k25} [°]. Il valore della resistenza dell'ancoraggio calcolata è pari a 0 [daN].

L'area netta dell'allargamento anulare vale 661.37 [cm²].

La resistenza dell'allargamento anulare calcolata vale 0 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.80$. Si applica $\gamma_b=1.20$. Resistenza di calcolo: $R_{a,d} = \mathbf{0 [daN]}$ (s/D=10.00%).

Calcolo della portata laterale.

Il fusto del palo attraversa 1 strati.

Strato 1: Sabbia limosa

Metodo **Avvitato** per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -50 [cm] a quota -305 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -185 [cm].

La quota critica z_c vale -146.59 [cm]. La quota di interesse (-185 [cm]) è al di sotto della profondità critica, perciò nei calcoli si usa z_c . L'angolo di attrito palo terreno è assunto pari a $0.667^\circ \phi'_k$ (angolo di resistenza al taglio) = $0.667^\circ 25 = 16.7$. Il coefficiente di spinta K è assunto pari a $0.700^\circ K_0$ (coeff. di spinta a riposo) = $0.700^\circ 0.577 = 0.404$. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.16$ [daN/cm²]. L'attrito laterale calcolato vale 0.02 [daN/cm²].

La portata laterale calcolata vale 124.42 [daN] (164.56 [daN]). Si applica $\xi_{med}=1.50$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = \mathbf{72.13 [daN]}$ (s/D=0.30%). $Q_{st,d} = \mathbf{87.76 [daN]}$ (s/D=0.30%).

Portata laterale totale

La portata di calcolo $Q_{sc,d} \mathbf{72.13 [daN]}$, $Q_{st,d} \mathbf{87.76 [daN]}$.

Portata totale (base + allargamenti anulari + laterale)

La portata di calcolo $Q_{tc,d} \mathbf{978.36 [daN]}$, $Q_{tt,d} \mathbf{87.76 [daN]}$.

Calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il fusto del palo attraversa 1 strati.

Strato 1: Sabbia limosa

Metodo **Lineare** per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota -50 [cm] a quota -305 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -185 [cm].

L'approfondimento vale 135 [cm]. Il modulo di reazione orizzontale calcolato vale 6 [daN/cm³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $k_{s0,med} = 5.94$ [daN/cm³].

Calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il fusto del palo attraversa 1 strati.

Strato 1: Sabbia limosa

Metodo **Broms** per il calcolo della resistenza trasversale laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -50 [cm] a quota -305 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -185 [cm].

L'angolo di resistenza al taglio φ'_k vale 25. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.21$ [daN/cm²]. La pressione limite laterale calcolata vale 1.53 [daN/cm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 3130.09 [daN]. Si applica $\xi_{med}=1.50$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$.

Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = 1605.18$ [daN].

Resistenza laterale totale

Per palo in grado di traslare rigidamente (meccanismo di palo "corto", assumendo che non via sia rottura strutturale), la resistenza laterale di calcolo $R_{tr,d}$ **1605.18 [daN]**. Per palo che ruota in testa (meccanismo di palo "intermedio" o "lungo", assumendo che non via sia rottura strutturale), la resistenza laterale di calcolo $R_{tr,d}$ **1517.65 [daN]**.

Curva di mobilitazione verticale

La curva di mobilitazione del palo è definita dalle seguenti coppie di valori, dove s è il cedimento, misurato in [cm], ed E_d è la sollecitazione di sforzo normale (comprensiva del peso proprio del palo), espressa in [daN].

	1	2	3	4	5
s	-2.31	-0.02	0	0.03	2.5
E_d	-978.36	-80.76	0	87.76	87.76

Si riassume in seguito il valore di capacità portante per tutti i casi.

Caso	Qst[daN]	Qsc[daN]	Qbc[daN]	Qtt[daN]	Qtc[daN]
C1	87.76	72.13	906.23	87.76	978.36
C2	109.71	82.95	1178.1	109.71	1261.05
C3	164.56	124.42	1767.15	164.56	1891.57

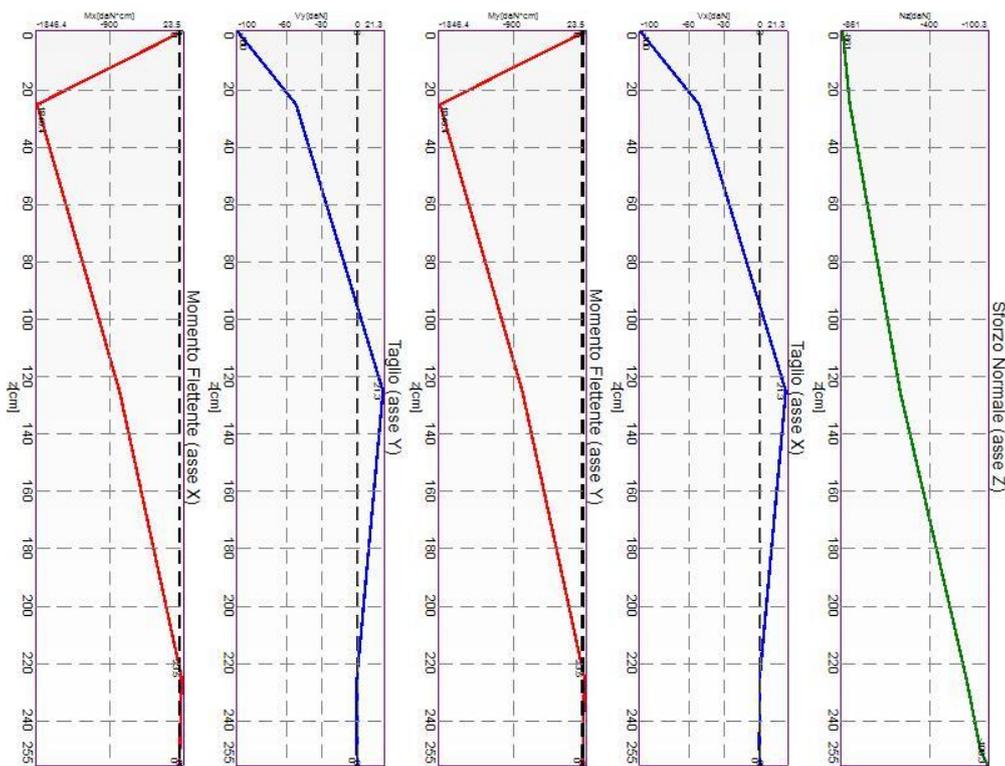
Qst = Portata Laterale in Trazione | Qsc = Portata Laterale in Compressione | Qbc = Portata di Base in Compressione | Qtt = Portata TOTALE in Trazione | Qtc = Portata TOTALE in Compressione

12.9. Calcolo delle sollecitazioni.

Si riporta di seguito il dettaglio delle sollecitazioni calcolate, solo per i punti maglia con i pali più sollecitati. Le caratteristiche di sollecitazione sono espresse nel sistema di riferimento locale del palo.

12.9.1. Casi a SLU

I massimi valori di **Sforzo Normale di compressione**, **Sforzo Normale di trazione**, **Taglio (in valore assoluto)**, **Momento flettente (in valore assoluto)**, si ottengono nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C1** (Stato limite ultimo).



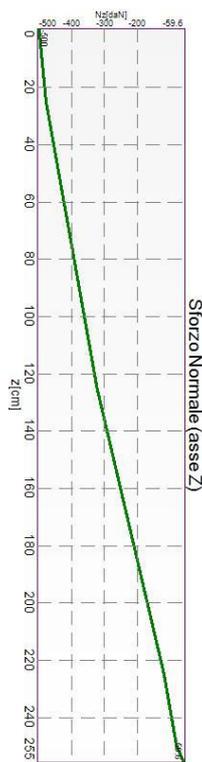
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C1)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM1, caso C1)					
N_z [daN]	V_x [daN]	V_y [daN]	M_x [daN*cm]	M_y [daN*cm]	T_z [daN*cm]
-861	100	100	0	0	6000
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C1)					
z_{loc} [cm]	N_z [daN]	V_{xy} [daN]	M_{xy} [daN*cm]		
0	-861	141.42	0		
0	-861	141.42	0		
25	-824.07	73.13	2611		
125	-559.33	30.11	1103		
225	-210.73	0.76	33		
250	-136.9	1.15	3		

250	-136.9	1.15	3
250	-136.9	1.15	3
255	-100.29	0	0

12.9.2. Casi a SLE

I massimi valori di **Sforzo Normale di compressione**, **Sforzo Normale di trazione**, **Taglio (in valore assoluto)**, **Momento flettente (in valore assoluto)**, si ottengono nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C3** (Rara).



Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C3)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM1, caso C3)					
N _z [daN]	V _x [daN]	V _y [daN]	M _x [daN*cm]	M _y [daN*cm]	T _z [daN*cm]
-500	0	0	0	0	6000
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C3)					
Z _{loc} [cm]	N _z [daN]	V _{xy} [daN]	M _{xy} [daN*cm]		
0	-500	0	0		
0	-500	0	0		
25	-478.51	0	0		
125	-322.91	0	0		
225	-118.17	0	0		
250	-80.25	0	0		

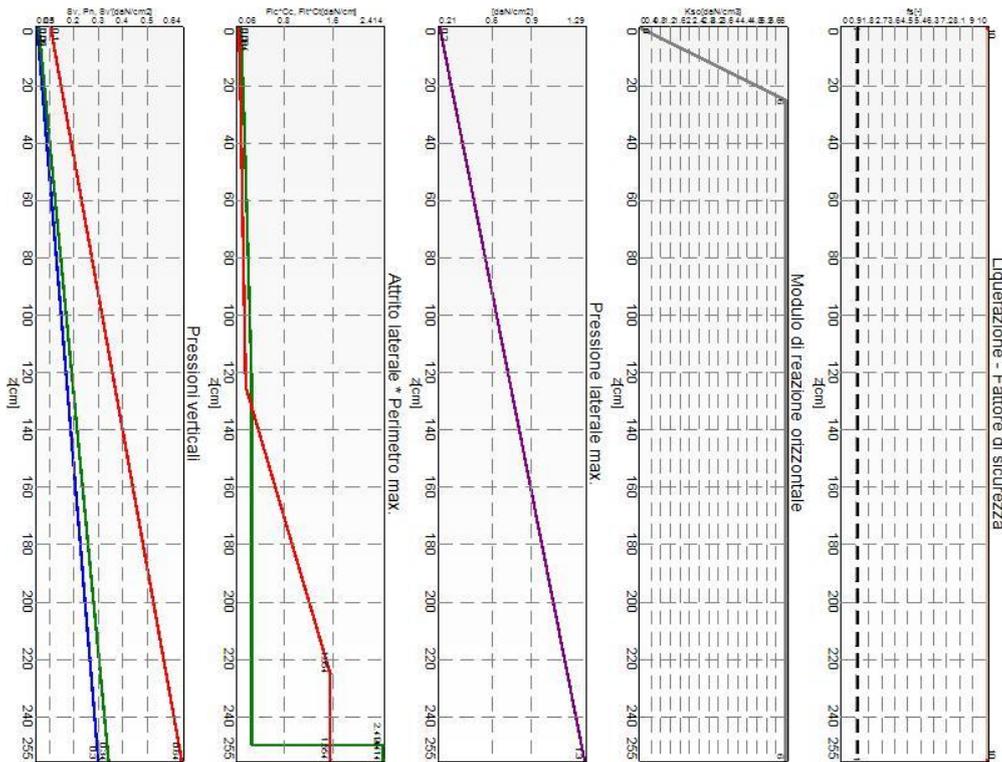
250	-80.25	0	0
250	-80.25	0	0
255	-59.62	0	0

12.10. Verifiche geotecniche.

Si riporta di seguito il dettaglio delle verifiche eseguite, per ciascun palo.

12.10.1. Verifica: Capacità portante

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C1**, sestetto **1** (Stato limite ultimo).



Capacità portante

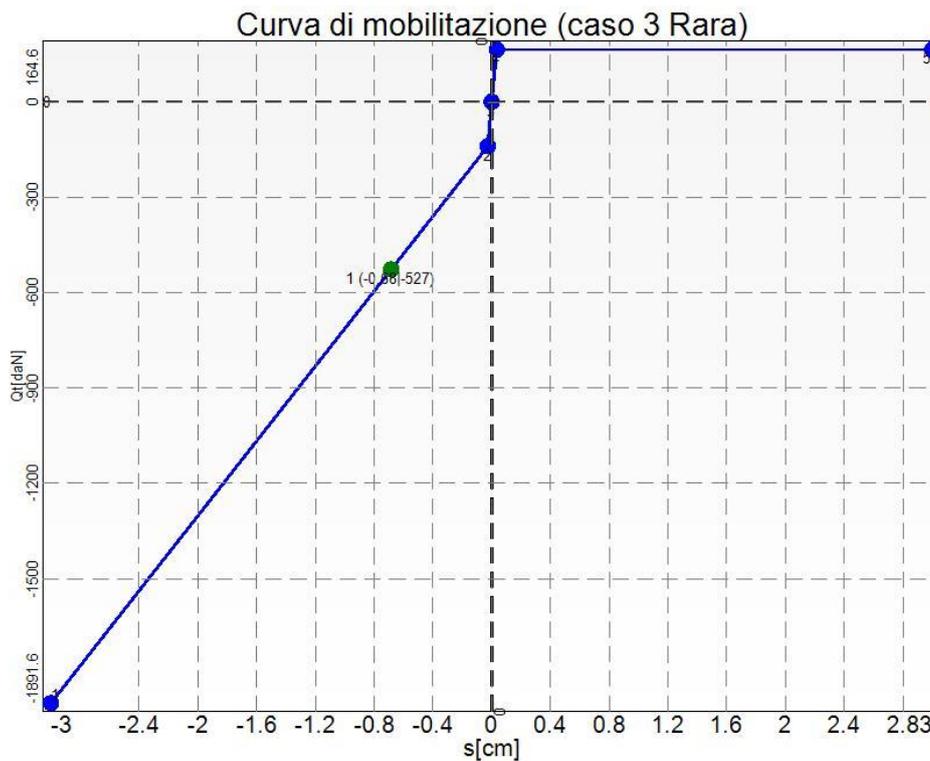
Situazione peggiore: Punto maglia PM1, Caso C1, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Capacità portante					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Qt[daN]	S _d : Qt[daN]	fs[-]
PM1	C1	1	978	888	1.10
PM2	C1	1	978	888	1.10
PM3	C1	1	978	888	1.10
PM4	C1	1	978	888	1.10

12.10.2. Verifica: Cedimento

I cedimenti del singolo palo sono calcolati utilizzando la relativa curva di mobilitazione. L'interazione tra i pali è valutata con il metodo dei fattori di interazione (Poulos e Davis, 1980). La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C3**, sestetto **1** (Rara). Si ottengono i seguenti valori: cedimento del palo singolo = -6.84 [mm], cedimento indotto dal gruppo = 0.00 [mm], cedimento totale: -6.84 [mm].



Cedimento
Situazione peggiore: Punto maglia PM1, Caso C3, Sestetto 1

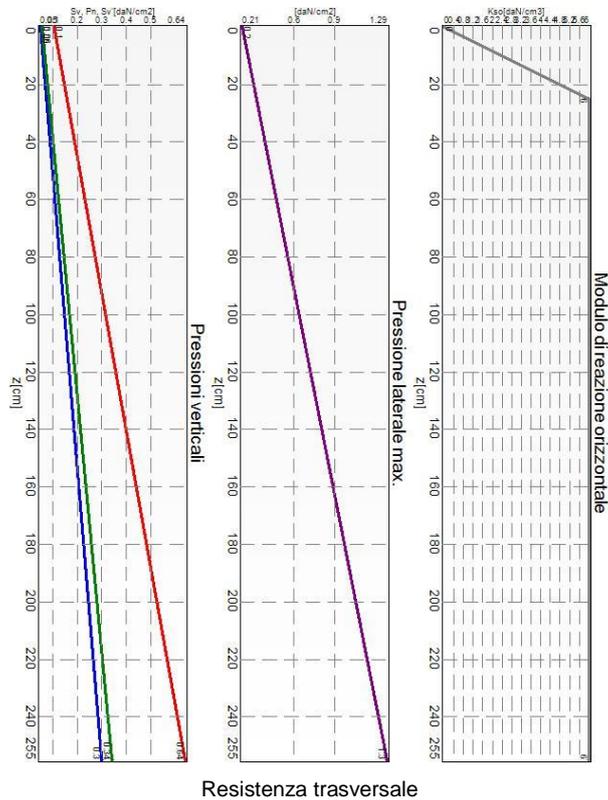
Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Cedimento					
Punto	Caso	Ses.	R_d : Ced.[mm]	S_d : Ced.[mm]	f_s [-]
PM1	C3	1	-50	-7	7.31
PM2	C3	1	-50	-7	7.31
PM3	C3	1	-50	-7	7.31
PM4	C3	1	-50	-7	7.31

12.10.3. Verifica: Resistenza trasversale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C1**, sestetto **1** (Stato

limite ultimo).



Resistenza trasversale
Situazione peggiore: Punto maglia PM1, Caso C1, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Resistenza trasversale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Rtr[daN]	S _d : Rtr[daN]	fs[-]
PM1	C1	1	1605	141	10.00
PM2	C1	1	1605	141	10.00
PM3	C1	1	1605	141	10.00
PM4	C1	1	1605	141	10.00

12.11. Verifiche strutturali.

Si riporta di seguito il dettaglio delle verifiche eseguite, per ciascun palo, solo in corrispondenza della progressiva dove si ottiene la situazione più severa.

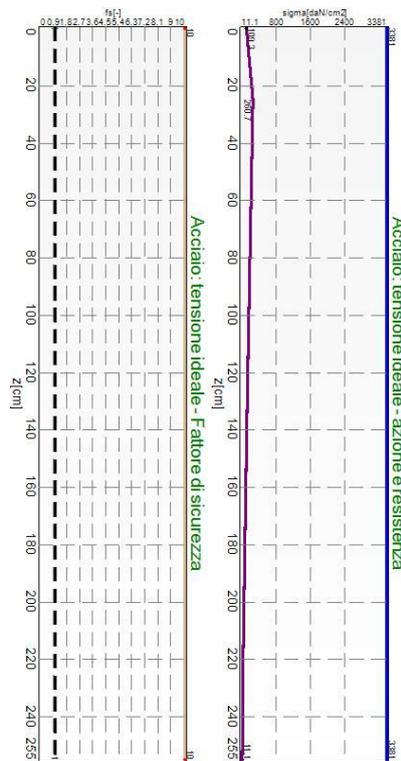
12.11.1. Verifica: Spostamento orizzontale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C3**, sestetto **1** (Rara). Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Spostamento orizzontale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Sor[mm]	S _d : Sor[mm]	fs[-]
PM1	C3	1	50	0	10.00
PM2	C3	1	50	0	10.00
PM3	C3	1	50	0	10.00
PM4	C3	1	50	0	10.00

12.11.2. Verifica: Acciaio: tensione ideale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C1**, sestetto **1** (Stato limite ultimo).



Acciaio: tensione ideale

Situazione peggiore: Punto maglia PM1, Caso C1, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Acciaio: tensione ideale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : sigma[daN/cm2]	S _d : sigma[daN/cm2]	fs[-]
PM1	C1	1	3381	260.7	10.00
PM2	C1	1	3381	260.7	10.00
PM3	C1	1	3381	260.7	10.00
PM4	C1	1	3381	260.7	10.00

13. CONCLUSIONI

Tutte le precedenti verifiche sono soddisfatte secondo gli standard di riferimento.

L'analisi statica ha dimostrato che le sollecitazioni di tutti gli elementi sono inferiori sia allo snervamento che al limite di collasso del materiale dell'elemento. Ciò significa che la struttura non mostrerà alcuna deformazione permanente.

14. ALLEGATI

VERIFICA DELLE PROPRIETÀ

1 Verifica prop. 1

PROP. 1 - BEAM n. 1 - SEZIONE IN X = 200.00

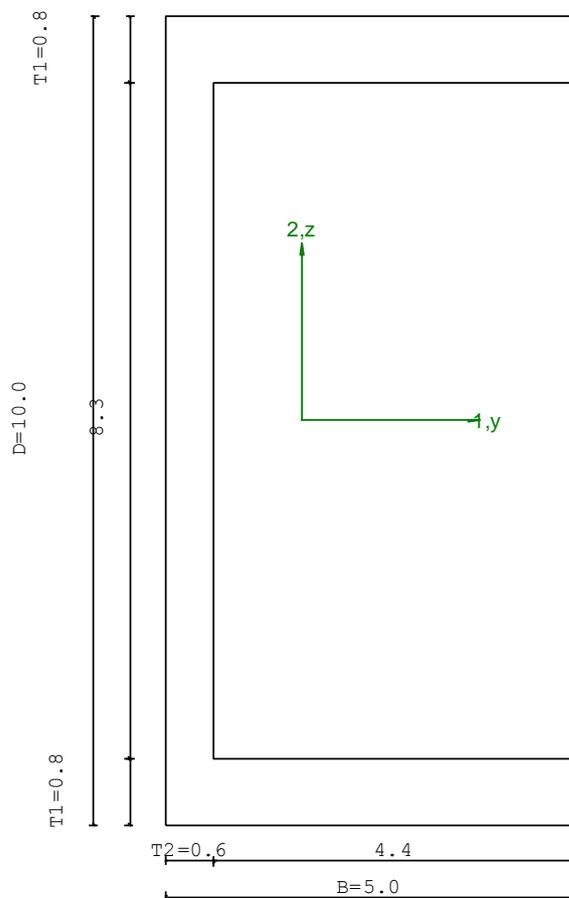
Grp.: Gruppo0 Trave: 1 Prop.: 1 Sez.in: 200.00			
Cmb 1	M1 = 0.00	M2 = 0.00	
	N = 0.00	V1 = 0.00	
	V2 = -7.04	MT = 20.21	
Sezione a C chiusa			
D = 10.00 B = 5.00 T1 = 0.83 T2 = 0.60			
	Area	= 1.35e+01	
	I11	= 2.05e+02	
	I22	= 2.91e+01	

VERIFICA DI RESISTENZA:

Classe = Tesa
FR-PF = 0.00
FR-V = 0.10
FR-T = 0.39
FR- τ = 0.44

VERIFICA DI STABILITA':

Classe = Classe 1
FI-N = 0.00
FPF,y = 0.47
FPF,z = 0.49



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza totale		D =	10.00	cm
Base		B =	5.00	cm
Spessore ali		T1 =	0.83	cm
Spessore anima		T2 =	0.60	cm
Posizione del baricentro elastico		X _{1G,el} =	1.67	cm
		X _{2G,el} =	5.00	cm
Posizione del baricentro plastico		X _{1G,pl} =	0.98	cm
		X _{2G,pl} =	5.00	cm
Distanza baricentro - centro di taglio		X _{1CT} -X _{1G} =	-3.42	cm
		X _{2CT} -X _{2G} =	0.00	cm
Area della sezione		A =	1.35e+01	cm ²
Momento d'inerzia	asse 1	I ₁₁ =	2.05e+02	cm ⁴
	asse 2	I ₂₂ =	2.91e+01	cm ⁴
	asse 3	J =	2.82e+00	cm ⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio	I _p =	390.56	cm ⁴	
Costante di ingobbamento		I _w =	559.50	cm ⁶
Raggio giratore	asse 1	i ₁₁ =	3.90	cm
	asse 2	i ₂₂ =	1.47	cm
Modulo di resistenza elastico	superiore	W _{1 sup,el} =	4.11e+01	cm ³
	inferiore	W _{1 inf,el} =	4.11e+01	cm ³
Modulo di resistenza elastico	destro	W _{2 dx,el} =	8.74e+00	cm ³
	sinistro	W _{2 sx,el} =	1.74e+01	cm ³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	W _{1,pl} =	48.34	cm ³
	asse 2	W _{2,pl} =	17.55	cm ³
Area di taglio	asse 1	A _{V1,pl} =	8.26e+00	cm ²
	asse 2	A _{V2,pl} =	5.74e+00	cm ²

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			200.00	cm
Molt. per inflessione	asse 1	β ₁ =	1.00	
	asse 2	β ₂ =	1.00	
	asse 3	β ₃ =	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

Diagramma	ψ	k _c	m _{LT}	C _m
-----------	---	----------------	-----------------	----------------

Piano 1	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00
Piano 2	Tipo 3	0.00	0.94	0.93	0.95

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S275		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		E =	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	f _y =	2804.22	kgf/cm ²
Tensione di rottura	(t < 40mm)	f _u =	4384.78	kgf/cm ²
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	f _y =	2600.28	kgf/cm ²
Tensione di rottura	(t > 40mm)	f _u =	4180.84	kgf/cm ²
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ _{M0} =		1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	γ _{M1} =		1.05	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	0.00e+00	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	0.00e+00	kN
	direzione 2	V2 =	-7.04e+00	kN
Momento flettente	direzione 1	M1 =	0.00e+00	kNcm
	direzione 2	M2 =	0.00e+00	kNcm
Momento torcente		MT =	2.02e+01	kNcm

VERIFICA DI RESISTENZA (EN 1993-1-1 § 6.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

		Cl =	Tesa	
Asse con inerzia maggiore		y-y =	1-1	
Asse con inerzia minore		z-z =	2-2	
Resistenza assiale		N _{Rd} =	353.57	kN
Resistenza tagliante riduzione per la torsione	asse y	V _{pl,y,Rd} =	86.73	kN
		coeff =	0.83	
		V _{pl,y,T,Rd} =	71.90	kN
Resistenza tagliante	asse z	V _{pl,z,Rd} =	124.90	kN

riduzione per la torsione		coeff =	0.83	
		$V_{pl,z,T,Rd} =$	103.55	kN
Resistenza flessionale	asse y	$M_{y,Rd} =$	1266.10	kNcm
riduzione per il taglio		coeff =	1.00	
		$M_{y,V,Rd} =$	1266.10	kNcm
Resistenza flessionale	asse z	$M_{z,Rd} =$	459.60	kNcm
riduzione per il taglio		coeff =	1.00	
		$M_{z,V,Rd} =$	459.60	kNcm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} =$	51.70	kNcm

Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione

$$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1 \quad F_{R,PF} = 0.00 \text{ Verificato}$$

Verifica di Resistenza plastica a Taglio

$$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1 \quad F_{R-V} = 0.10 \quad \text{Verificato}$$

Verifica di Resistenza elastica a Torsione

$$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1 \quad F_{R-T} = 0.39 \quad \text{Verificato}$$

Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali

$$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} / \bar{f}_y \leq 1 \quad F_{R-\tau} = 0.44 \quad \text{Verificato}$$

VERIFICA DI STABILITÀ (EN 1993-1-1 § 6.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

Cl = Classe 1

Sforzo normale

$N_{ED} = 0.00e+00$ kN

Momento flettente

$M_{z,ED} = 0.00e+00$ kNcm

$M_{y,ED} = 3.52e+02$ kNcm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico	Lunghezza libera	Snellezza adimensionale	Coefficiente riduttivo
	P_{cr} [kN]	l_0 [cm]	λ^*	χ
y	1063.76	200.00	0.59	0.79
z	150.87	200.00	1.57	0.29
θ	890.98	200.00	0.65	0.76
min	150.87		1.57	0.29
	M_{cr} [kNcm]	l_0 [cm]	λ^*_{LT}	χ_{LT}

fless.tors.	1969.16	200.00	0.82	0.57
Resistenza assiale	minimo	$N_{b,Rd} =$	1.04e+02	kN
	asse y	$N_{b,y,Rd} =$	2.80e+02	kN
	asse z	$N_{b,z,Rd} =$	1.04e+02	kN
Resistenza flessionale	asse y	$M_{b,y,Rd} =$	717.30	kNcm
	asse z	$M_{z,Rd} =$	459.60	kNcm
Coefficiente di interazione		$k_{yy} =$	0.95	
		$k_{yz} =$	0.60	
		$k_{zy} =$	1.00	
		$k_{zz} =$	1.00	
Verifica di Instabilità a Compressione				
	$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$	$F_{I-N} =$	0.00	(Verificato)
Verifica di Instabilità a Pressoflessione				
	$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,y} =$	0.47	(Verificato)
	$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,z} =$	0.49	(Verificato)

2 Verifica prop. 1

PROP. 1 - BEAM n. 1 - SEZIONE IN X = 0.00

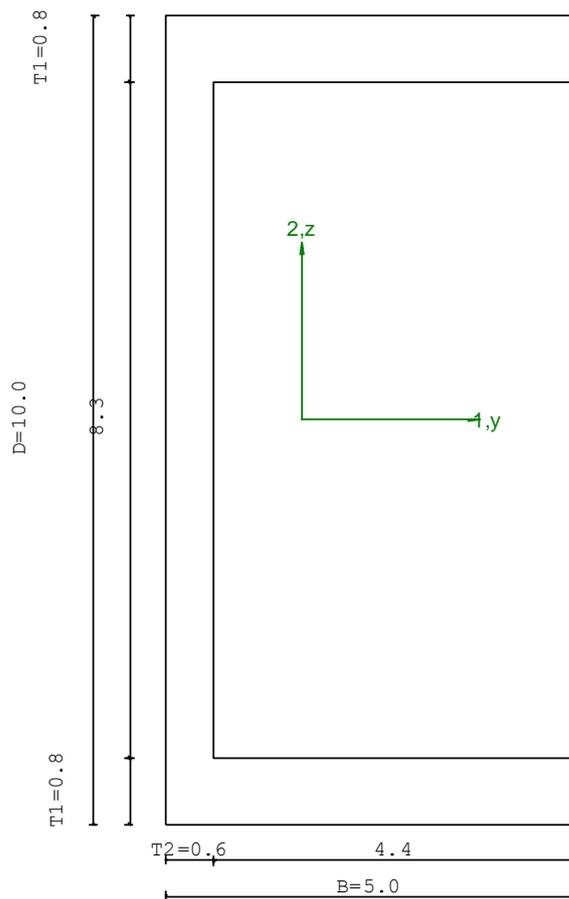
Grp.: Gruppo0 Trave: 1 Prop.: 1 Sez.in: 0.00	
Cmb 1	M1 = 0.00 M2 = 0.00
	N = 0.00 V1 = 0.00
	V2 = 7.04 MT = -20.21
Sezione a C chiusa	
D = 10.00 B = 5.00 T1 = 0.83 T2 = 0.60	
Area = 1.35e+01	
I11 = 2.05e+02	
I22 = 2.91e+01	

VERIFICA DI RESISTENZA:

Classe = Tesa
FR-PF = 0.00
FR-V = 0.10
FR-T = 0.39
FR-τ = 0.44

VERIFICA DI STABILITA':

Classe = Classe 1
FI-N = 0.00
FPF,y = 0.47
FPF,z = 0.49



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza totale D = 10.00 cm

Base		B =	5.00	cm
Spessore ali		T1 =	0.83	cm
Spessore anima		T2 =	0.60	cm
Posizione del baricentro elastico		X _{1G,el} =	1.67	cm
		X _{2G,el} =	5.00	cm
Posizione del baricentro plastico		X _{1G,pl} =	0.98	cm
		X _{2G,pl} =	5.00	cm
Distanza baricentro - centro di taglio		X _{1CT} -X _{1G} =	-3.42	cm
		X _{2CT} -X _{2G} =	0.00	cm
Area della sezione		A =	1.35e+01	cm ²
Momento d'inerzia	asse 1	I ₁₁ =	2.05e+02	cm ⁴
	asse 2	I ₂₂ =	2.91e+01	cm ⁴
	asse 3	J =	2.82e+00	cm ⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio	I _p =	390.56	cm ⁴	
Costante di ingobbamento		I _ω =	559.50	cm ⁶
Raggio giratore	asse 1	i ₁₁ =	3.90	cm
	asse 2	i ₂₂ =	1.47	cm
Modulo di resistenza elastico	superiore	W _{1 sup,el} =	4.11e+01	cm ³
	inferiore	W _{1 inf,el} =	4.11e+01	cm ³
Modulo di resistenza elastico	destro	W _{2 dx,el} =	8.74e+00	cm ³
	sinistro	W _{2 sx,el} =	1.74e+01	cm ³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	W _{1,pl} =	48.34	cm ³
	asse 2	W _{2,pl} =	17.55	cm ³
Area di taglio	asse 1	A _{V1,pl} =	8.26e+00	cm ²
	asse 2	A _{V2,pl} =	5.74e+00	cm ²

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			200.00	cm
Molt. per inflessione	asse 1	β ₁ =	1.00	
	asse 2	β ₂ =	1.00	
	asse 3	β ₃ =	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k _c	m _{LT}	C _m
Piano 1	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00
Piano 2	Tipo 3	0.00	0.94	0.93	0.95

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S275	
Lavorazione		Laminata	
Modulo di elasticità		E =	210.00 GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	f _y =	2804.22 kgf/cm ²
Tensione di rottura	(t < 40mm)	f _u =	4384.78 kgf/cm ²
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	f _y =	2600.28 kgf/cm ²
Tensione di rottura	(t > 40mm)	f _u =	4180.84 kgf/cm ²
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ _{M0} =	1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	γ _{M1} =	1.05	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	0.00e+00	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	0.00e+00	kN
	direzione 2	V2 =	7.04e+00	kN
Momento flettente	direzione 1	M1 =	0.00e+00	kNcm
	direzione 2	M2 =	0.00e+00	kNcm
Momento torcente		MT =	-2.02e+01	kNcm

VERIFICA DI RESISTENZA (EN 1993-1-1 § 6.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

		Cl =	Tesa	
Asse con inerzia maggiore		y-y =	1-1	
Asse con inerzia minore		z-z =	2-2	
Resistenza assiale		N _{Rd} =	353.57	kN
Resistenza tagliante riduzione per la torsione	asse y	V _{pl,y,Rd} =	86.73	kN
		coeff =	0.83	
		V _{pl,y,T,Rd} =	71.90	kN
Resistenza tagliante riduzione per la torsione	asse z	V _{pl,z,Rd} =	124.90	kN
		coeff =	0.83	
		V _{pl,z,T,Rd} =	103.55	kN
Resistenza flessionale	asse y	M _{y,Rd} =	1266.10	kNcm

riduzione per il taglio		coeff =	1.00	
		$M_{y,V,Rd} =$	1266.10	kNcm
Resistenza flessionale	asse z	$M_{z,Rd} =$	459.60	kNcm
riduzione per il taglio		coeff =	1.00	
		$M_{z,V,Rd} =$	459.60	kNcm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} =$	51.70	kNcm

Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione

$$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1 \quad F_{R,PF} = 0.00 \text{ Verificato}$$

Verifica di Resistenza plastica a Taglio

$$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1 \quad F_{R-V} = 0.10 \quad \text{Verificato}$$

Verifica di Resistenza elastica a Torsione

$$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1 \quad F_{R-T} = 0.39 \quad \text{Verificato}$$

Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali

$$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{(3) \cdot \gamma_{M0} / f_y} \leq 1 \quad F_{R-\tau} = 0.44 \quad \text{Verificato}$$

VERIFICA DI STABILITÀ (EN 1993-1-1 § 6.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

$$C1 = \text{Classe 1}$$

Sforzo normale

$$N_{ED} = 0.00e+00 \quad \text{kN}$$

Momento flettente

$$M_{z,ED} = 0.00e+00 \quad \text{kNcm}$$

$$M_{y,ED} = 3.52e+02 \quad \text{kNcm}$$

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P_{cr} [kN]	Lunghezza libera l_0 [cm]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	1063.76	200.00	0.59	0.79
z	150.87	200.00	1.57	0.29
θ	890.98	200.00	0.65	0.76
min	150.87		1.57	0.29
	M_{cr} [kNcm]	l_0 [cm]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.	1969.16	200.00	0.82	0.57

Resistenza assiale

minimo

$$N_{b,Rd} = 1.04e+02 \quad \text{kN}$$

asse y

$$N_{b,y,Rd} = 2.80e+02 \quad \text{kN}$$

	asse z	$N_{b,z,Rd} =$	1.04e+02	kN
Resistenza flessionale	asse y	$M_{b,y,Rd} =$	717.30	kNcm
	asse z	$M_{z,Rd} =$	459.60	kNcm
Coefficiente di interazione		$k_{yy} =$	0.95	
		$k_{yz} =$	0.60	
		$k_{zy} =$	1.00	
		$k_{zz} =$	1.00	
Verifica di Instabilità a Compressione				
	$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$	$F_{I-N} =$	0.00	(Verificato)
Verifica di Instabilità a Pressoflessione				
	$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,y} =$	0.47	(Verificato)
	$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,z} =$	0.49	(Verificato)

3 Verifica prop. 3

PROP. 3 - BEAM n. 7 - SEZIONE IN X = 100.00

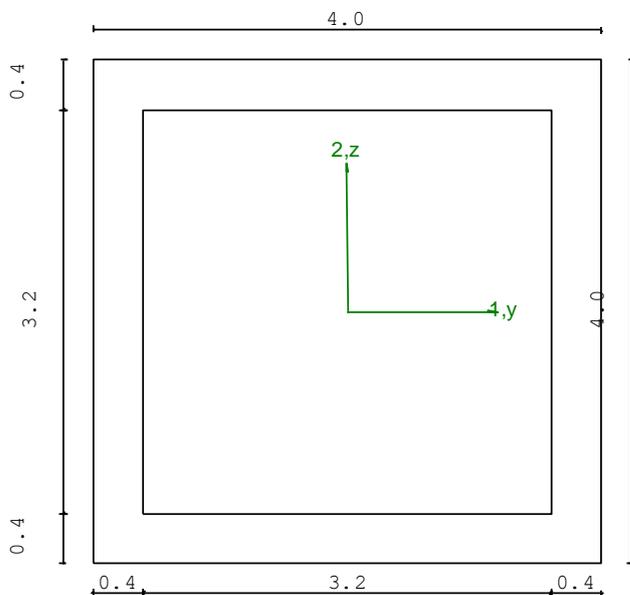
Grp.: Gruppo0 Trave: 7 Prop.: 3 Sez.in: 100.00		
Cmb 1	M1 = 0.00	M2 = 2.89
	N = 0.00	V1 = 0.00
	V2 = 0.00	MT = 0.00
Rettangolare Cava		
D = 4.00 B = 4.00 T1 = 0.40 T2 = 0.40		
Area		= 5.76e+00
I11		= 1.26e+01
I22		= 1.26e+01

VERIFICA DI RESISTENZA:

Classe = Classe 1
FR-PF = 0.01
FR-V = 0.00
FR-T = 0.00
FR-τ = 0.00

VERIFICA DI STABILITA':

Classe = Classe 1
FI-N = 0.00
FPF,y = 0.01
FPF,z = 8.43e-03



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza D = 4.00 cm

Base		B =	4.00	cm
Spessore base		T1 =	0.40	cm
Spessore altezza		T2 =	0.40	cm
Posizione del baricentro elastico		X _{1G,el} =	2.00	cm
		X _{2G,el} =	2.00	cm
Posizione del baricentro plastico		X _{1G,pl} =	2.00	cm
		X _{2G,pl} =	2.00	cm
Distanza baricentro - centro di taglio		X _{1CT} -X _{1G} =	0.00	cm
		X _{2CT} -X _{2G} =	0.00	cm
Area della sezione		A =	5.76e+00	cm ²
Momento d'inerzia	asse 1	I ₁₁ =	1.26e+01	cm ⁴
	asse 2	I ₂₂ =	1.26e+01	cm ⁴
	asse 3	J =	1.97e+01	cm ⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio	I _p =	25.19	cm ⁴	
Costante di ingobbamento		I _ω =	0.00	cm ⁶
Raggio giratore	asse 1	i ₁₁ =	1.48	cm
	asse 2	i ₂₂ =	1.48	cm
Modulo di resistenza elastico	superiore	W _{1 sup,el} =	6.30e+00	cm ³
	inferiore	W _{1 inf,el} =	6.30e+00	cm ³
Modulo di resistenza elastico	destro	W _{2 dx,el} =	6.30e+00	cm ³
	sinistro	W _{2 sx,el} =	6.30e+00	cm ³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	W _{1,pl} =	7.81	cm ³
	asse 2	W _{2,pl} =	7.81	cm ³
Area di taglio	asse 1	A _{V1,pl} =	2.88e+00	cm ²
	asse 2	A _{V2,pl} =	2.88e+00	cm ²

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			200.00	cm
Molt. per inflessione	asse 1	β ₁ =	1.00	
	asse 2	β ₂ =	1.00	
	asse 3	β ₃ =	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k _c	m _{LT}	C _m
Piano 1	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00
Piano 2	Tipo 3	0.00	0.94	0.93	0.95

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S275	
Lavorazione		Laminata	
Modulo di elasticità		E =	210.00 GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	f _y =	2804.22 kgf/cm ²
Tensione di rottura	(t < 40mm)	f _u =	4384.78 kgf/cm ²
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	f _y =	2600.28 kgf/cm ²
Tensione di rottura	(t > 40mm)	f _u =	4180.84 kgf/cm ²
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ _{M0} =	1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	γ _{M1} =	1.05	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	0.00e+00	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	0.00e+00	kN
	direzione 2	V2 =	0.00e+00	kN
Momento flettente	direzione 1	M1 =	0.00e+00	kNcm
	direzione 2	M2 =	2.89e+00	kNcm
Momento torcente		MT =	0.00e+00	kNcm

VERIFICA DI RESISTENZA (EN 1993-1-1 § 6.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

		Cl =	Classe 1
Asse con inerzia maggiore		y-y =	2-2
Asse con inerzia minore		z-z =	1-1
Resistenza assiale		N _{Rd} =	150.86 kN
Resistenza tagliante riduzione per la torsione	asse y	V _{pl,y,Rd} =	43.55 kN
		coeff =	1.00
		V _{pl,y,T,Rd} =	43.55 kN
Resistenza tagliante riduzione per la torsione	asse z	V _{pl,z,Rd} =	43.55 kN
		coeff =	1.00
		V _{pl,z,T,Rd} =	43.55 kN
Resistenza flessionale	asse y	M _{y,Rd} =	204.50 kNcm

riduzione per il taglio		coeff =	1.00	
		$M_{y,V,Rd} =$	204.50	kNcm
Resistenza flessionale	asse z	$M_{z,Rd} =$	204.50	kNcm
riduzione per il taglio		coeff =	1.00	
		$M_{z,V,Rd} =$	204.50	kNcm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} =$	156.78	kNcm

Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione

$$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1 \quad F_{R-PP} = 0.01 \text{ Verificato}$$

$$|M_{y,Ed}/M_{Ny,Rd}|^{\alpha} + |M_{z,Ed}/M_{Nz,Rd}|^{\beta} \leq 1 \quad F_{R-exp} = 8.50e-04$$

$\alpha = 1.66, \beta = 1.66$

Verifica di Resistenza plastica a Taglio

$$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1 \quad F_{R-V} = 0.00 \text{ Verificato}$$

Verifica di Resistenza elastica a Torsione

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

Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali

$$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{(3) \cdot \gamma_{M0}} / f_y \leq 1 \quad F_{R-\tau} = 0.00 \text{ Verificato}$$

VERIFICA DI STABILITÀ (EN 1993-1-1 § 6.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

Cl = Classe 1

Sforzo normale

$N_{ED} = 0.00e+00$ kN

Momento flettente

$M_{z,ED} = 0.00e+00$ kNcm

$M_{y,ED} = 2.89e+00$ kNcm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico	Lunghezza libera	Snellezza adimensionale	Coefficiente riduttivo
	P_{cr} [kN]	l_0 [cm]	λ^*	χ
y	65.26	200.00	1.56	0.35
z	65.26	200.00	1.56	0.35
θ	36539.82	200.00	0.07	1.00
min	65.26		1.56	0.35
	M_{cr} [kNcm]	l_0 [cm]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.	3229.47	200.00	0.26	0.96

Resistenza assiale	minimo	$N_{b,Rd} =$	5.27e+01	kN
	asse y	$N_{b,y,Rd} =$	5.27e+01	kN
	asse z	$N_{b,z,Rd} =$	5.27e+01	kN
Resistenza flessionale	asse y	$M_{b,y,Rd} =$	195.32	kNcm
	asse z	$M_{z,Rd} =$	204.50	kNcm
Coefficiente di interazione		$k_{yy} =$	0.95	
		$k_{yz} =$	0.60	
		$k_{zy} =$	0.57	
		$k_{zz} =$	1.00	
Verifica di Instabilità a Compressione				
	$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$	$F_{I-N} =$	0.00	(Verificato)
Verifica di Instabilità a Pressoflessione				
	$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,y} =$	0.01	(Verificato)
	$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,z} =$	8.43e-03	(Verificato)

4 Verifica prop. 3

PROP. 3 - BEAM n. 7 - SEZIONE IN X = 0.00

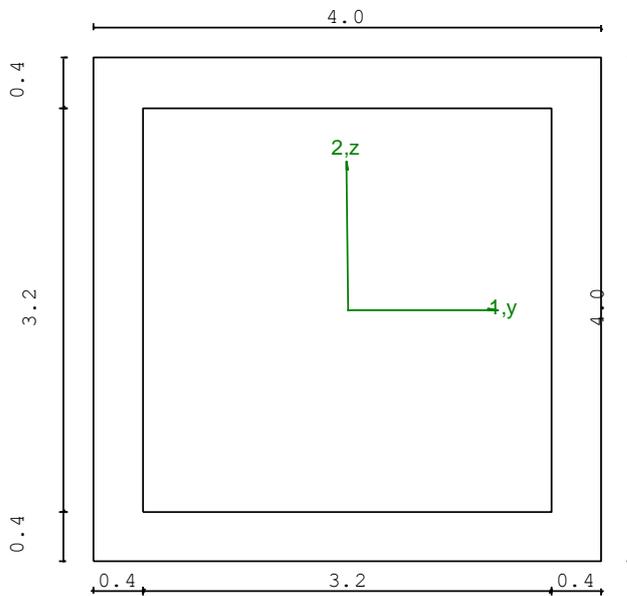
Grp.: Gruppo0 Trave: 7 Prop.: 3 Sez.in: 0.00		
Cmb 1	M1 = 0.00	M2 = 0.00
	N = 0.00	V1 = 0.00
	V2 = 0.06	MT = 0.00
Rettangolare Cava		
D = 4.00 B = 4.00 T1 = 0.40 T2 = 0.40		
Area		= 5.76e+00
I11		= 1.26e+01
I22		= 1.26e+01

VERIFICA DI RESISTENZA:

Classe = Tesa
FR-PF = 0.00
FR-v = 1.33e-03
FR-T = 0.00
FR-τ = 1.48e-03

VERIFICA DI STABILITA':

Classe = Classe 1
FI-N = 0.00
FPF, y = 0.01
FPF, z = 8.43e-03



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza D = 4.00 cm

Base		B =	4.00	cm
Spessore base		T1 =	0.40	cm
Spessore altezza		T2 =	0.40	cm
Posizione del baricentro elastico		X _{1G,el} =	2.00	cm
		X _{2G,el} =	2.00	cm
Posizione del baricentro plastico		X _{1G,pl} =	2.00	cm
		X _{2G,pl} =	2.00	cm
Distanza baricentro - centro di taglio		X _{1CT} -X _{1G} =	0.00	cm
		X _{2CT} -X _{2G} =	0.00	cm
Area della sezione		A =	5.76e+00	cm ²
Momento d'inerzia	asse 1	I ₁₁ =	1.26e+01	cm ⁴
	asse 2	I ₂₂ =	1.26e+01	cm ⁴
	asse 3	J =	1.97e+01	cm ⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio	I _p =	25.19	cm ⁴	
Costante di ingobbamento		I _ω =	0.00	cm ⁶
Raggio giratore	asse 1	i ₁₁ =	1.48	cm
	asse 2	i ₂₂ =	1.48	cm
Modulo di resistenza elastico	superiore	W _{1 sup,el} =	6.30e+00	cm ³
	inferiore	W _{1 inf,el} =	6.30e+00	cm ³
Modulo di resistenza elastico	destro	W _{2 dx,el} =	6.30e+00	cm ³
	sinistro	W _{2 sx,el} =	6.30e+00	cm ³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	W _{1,pl} =	7.81	cm ³
	asse 2	W _{2,pl} =	7.81	cm ³
Area di taglio	asse 1	A _{V1,pl} =	2.88e+00	cm ²
	asse 2	A _{V2,pl} =	2.88e+00	cm ²

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			200.00	cm
Molt. per inflessione	asse 1	β ₁ =	1.00	
	asse 2	β ₂ =	1.00	
	asse 3	β ₃ =	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k _c	m _{LT}	C _m
Piano 1	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00
Piano 2	Tipo 3	0.00	0.94	0.93	0.95

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S275	
Lavorazione		Laminata	
Modulo di elasticità		E =	210.00 GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	f _y =	2804.22 kgf/cm ²
Tensione di rottura	(t < 40mm)	f _u =	4384.78 kgf/cm ²
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	f _y =	2600.28 kgf/cm ²
Tensione di rottura	(t > 40mm)	f _u =	4180.84 kgf/cm ²
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ _{M0} =	1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	γ _{M1} =	1.05	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	0.00e+00	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	0.00e+00	kN
	direzione 2	V2 =	5.78e-02	kN
Momento flettente	direzione 1	M1 =	0.00e+00	kNcm
	direzione 2	M2 =	0.00e+00	kNcm
Momento torcente		MT =	0.00e+00	kNcm

VERIFICA DI RESISTENZA (EN 1993-1-1 § 6.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

		Cl =	Tesa	
Asse con inerzia maggiore		y-y =	2-2	
Asse con inerzia minore		z-z =	1-1	
Resistenza assiale		N _{Rd} =	150.86	kN
Resistenza tagliante riduzione per la torsione	asse y	V _{pl,y,Rd} =	43.55	kN
		coeff =	1.00	
		V _{pl,y,T,Rd} =	43.55	kN
Resistenza tagliante riduzione per la torsione	asse z	V _{pl,z,Rd} =	43.55	kN
		coeff =	1.00	
		V _{pl,z,T,Rd} =	43.55	kN
Resistenza flessionale	asse y	M _{y,Rd} =	204.50	kNcm

riduzione per il taglio		coeff =	1.00	
		$M_{y,V,Rd} =$	204.50	kNcm
Resistenza flessionale	asse z	$M_{z,Rd} =$	204.50	kNcm
riduzione per il taglio		coeff =	1.00	
		$M_{z,V,Rd} =$	204.50	kNcm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} =$	156.78	kNcm

Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione

$$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1 \quad F_{R-PF} = 0.00 \text{ Verificato}$$

$$|M_{y,Ed}/M_{Ny,Rd}|^{\alpha} + |M_{z,Ed}/M_{Nz,Rd}|^{\beta} \leq 1 \quad F_{R-exp} = ---$$

$\alpha = 1.66, \beta = 1.66$

Verifica di Resistenza plastica a Taglio

$$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1 \quad F_{R-V} = 1.33e-03 \text{ Verificato}$$

Verifica di Resistenza elastica a Torsione

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

Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali

$$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{(3) \cdot \gamma_{M0}} / f_y \leq 1 \quad F_{R-\tau} = 1.48e-03 \text{ Verificato}$$

VERIFICA DI STABILITÀ (EN 1993-1-1 § 6.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

Cl = Classe 1

Sforzo normale

$N_{ED} = 0.00e+00$ kN

Momento flettente

$M_{z,ED} = 0.00e+00$ kNcm

$M_{y,ED} = 2.89e+00$ kNcm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico	Lunghezza libera	Snellezza adimensionale	Coefficiente riduttivo
	P_{cr} [kN]	l_0 [cm]	λ^*	χ
y	65.26	200.00	1.56	0.35
z	65.26	200.00	1.56	0.35
θ	36539.82	200.00	0.07	1.00
min	65.26		1.56	0.35
	M_{cr} [kNcm]	l_0 [cm]	λ_{LT}^*	χ_{LT}
fless.tors.	3229.47	200.00	0.26	0.96

Resistenza assiale	minimo	$N_{b,Rd} =$	5.27e+01	kN
	asse y	$N_{b,y,Rd} =$	5.27e+01	kN
	asse z	$N_{b,z,Rd} =$	5.27e+01	kN
Resistenza flessionale	asse y	$M_{b,y,Rd} =$	195.32	kNcm
	asse z	$M_{z,Rd} =$	204.50	kNcm
Coefficiente di interazione		$k_{yy} =$	0.95	
		$k_{yz} =$	0.60	
		$k_{zy} =$	0.57	
		$k_{zz} =$	1.00	
Verifica di Instabilità a Compressione				
	$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$	$F_{I-N} =$	0.00	(Verificato)
Verifica di Instabilità a Pressoflessione				
	$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,y} =$	0.01	(Verificato)
	$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,z} =$	8.43e-03	(Verificato)