

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA

PENSILINE FERROVIARIE

Relazione di calcolo

Pensilina in acciaio asimmetrica banchina laterale

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

I V 0 I 0 0 D 2 6 C L F V 0 0 0 0 0 0 3 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	P.L. Carci <i>P.L. Carci</i>	Febbraio 2022	M. Severi <i>M. Severi</i>	Febbraio 2022	G. Fadda <i>G. Fadda</i>	Febbraio 2022	A Perego Febbraio 2022



File: IV0100D26CLFV0000003A.doc

n. Elab.: X

INDICE

1.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
2.	PREMESSA	3
3.	MATERIALI STRUTTURALI	6
4.	ANALISI DEI CARICHI	9
4.1	AZIONI ANTROPICHE	9
4.1.1	PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI	9
4.1.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	9
4.1.3	CALCOLO DEL PESO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	10
4.1.4	CARICHI VARIABILI	10
4.1.4.1	AZIONI AMBIENTALI E NATURALI	10
4.1.4.2	AZIONE AERODINAMICA DOVUTA AL TRAFFICO FERROVIARIO	17
4.1.4.3	AZIONE VARIAZIONE TERMICHE	19
4.1.4.4	AZIONI ECCEZIONALI	19
5.	ANCORAGGIO DELLE BARRE	20
6.	ANALISI E CALCOLO DEL TELAIO	21
6.1	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	21
6.1.1	VITA NOMINALE	21
6.1.2	CLASSE D'USO	21
6.1.3	PERIODO DI RIFERIMENTO	22
7.	METODO DI CALCOLO	22
7.1	Criteri e codice di calcolo	22
7.2	Metodo numerico adottato	23
7.3	Caratteristiche del modello	23
7.4	Tipologie di analisi svolte dal software	23
7.5	Formulazione del metodo	24
7.6	Metodo di risoluzione del problema dinamico	25
7.7	Metodi di verifica svolti dal software	25
7.8	Coefficienti per l'analisi allo stato limite e combinazioni delle azioni	26
7.9	Sistemi di riferimento	27
7.10	Caratteristiche e analisi codice	28
8.	CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA	28
8.1	Calcolo del Fattore di struttura	31
8.2	CARATTERISTICHE DEL MODELLO DI CALCOLO	32
8.3	ASSEGNAZIONE DEI CARICHI AL MODELLO DI CALCOLO	34
9.	VERIFICHE DI RESISTENZA E DEFORMABILITA' DELLE PENSILINE	41
9.1	GENERALITÀ	41
9.2	VERIFICA ELEMENTI IN ACCIAIO	43
9.4	VERIFICA DELLE UNIONI	69
10.5	VERIFICA DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	73
10.	MANUALE DI VALIDAZIONE DEL SOFTWARE DI CALCOLO	75

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I dati di progetto, le verifiche di resistenza e stabilità nonché i dettagli costruttivi saranno definiti facendo riferimento ai criteri e alle prescrizioni delle seguenti normative:

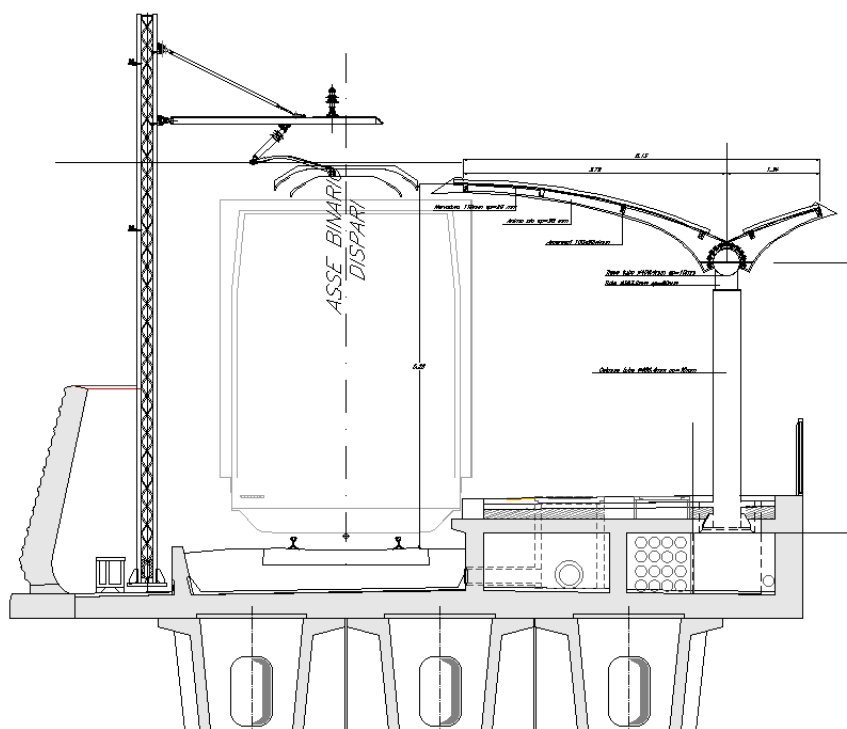
- *D. M. Infrastrutture del 17.01.2018: "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni";*
- *Circolare Esplicativa 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.*
- *L. 05.11.1971, n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica .*
- *D.M. 11.03.1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.*
- *Circ. 24.09.1988, n.30483 - Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione .*
- *D.M. 09.01.1996 e 14.02.1992 - Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.*
- *Circ. 15.10.1996, n.252AA.GG./STC. - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al decreto ministeriale 09.01.1996 .*
- *UNI EN 1993-1-1 :2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio.*
- *Istruzione FS - (ASA Servizi di Ingegneria) n.44 a - Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione e il collaudo di cavalcavia e passerelle pedonali sovrastanti la sede ferroviaria.*
- *RFI DTC-ICI-PO SP INF 001 A - Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari.*
- *RFI DTC-ICI-PO SP INF 004 A- Istruzione 44B - Istruzioni tecniche per la progettazione di manufatti sotto binario da costruire in zona sismica.*

2. PREMESSA

Il presente documento si inquadra nell'ambito delle attività inerenti allo sviluppo del progetto definitivo del raddoppio della linea Genova – Ventimiglia, tratta finale Ligure – Andora.

Lo scopo del presente documento è quello di analizzare le strutture della pensilina ferroviaria in acciaio prevista per la copertura della banchina laterale asimmetrica della stazione di Pietra Ligure.

Nella figura seguente si riporta una sezione trasversale della pensilina in esame:



L'intervento previsto da progetto prevede la realizzazione di pensiline con struttura in acciaio all'interno di una stazione ferroviaria.

La pensilina d'acciaio è costituita da colonne a sezione circolare cava di diametro 406.4 mm e spessore 10 mm, collegate nella direzione longitudinale mediante travi principali di sezione anch'essa circolare cava (D=406.4 mm e Sp=10 mm) e nella direzione trasversale da travi a "T" di sezione variabile, le quali sono collegate tra loro con travi 100x50x4mm; la controventatura di piano è realizzata attraverso barre in acciaio $\varnothing 22$. La copertura è realizzata con pannelli metallici di tipo Alucore, direttamente fissati alle travi trasversali.

La pensilina ha uno sviluppo complessivo pari a 26.00 m, trasversalmente risulta divisa in 2 campate asimmetriche.

L'interasse delle travi secondarie misura 1.80 m, mentre quello tra le colonne è pari a 7.80 m, la massima altezza della pensilina dal piede delle colonne risulta essere pari a 4.70 m.

Gli sbalzi terminali della pensilina in direzione longitudinale hanno lunghezza pari a 1.30 m. L'altezza della pensilina dal piano del ferro è di 5.30 m e la sporgenza delle falde oltre il bordo del marciapiede è di 0.00 m.

Le colonne sono collegate alle strutture sottostanti mediante collegamento con tirafondi e piastre in acciaio.

Di seguito si riporta una descrizione sintetica degli elementi principali costituenti la struttura delle nuove pensiline:

Le colonne in acciaio sezione circolare cava diametro 406.4 mm e spessore 10 mm, hanno un'altezza pari a 3500 mm all'estremità inferiore è saldata la piastra per l'ancoraggio dei tirafondi alla struttura sottostante, alla base sono saldate le costole di irrigidimento. Sulle colonne sono posizionati i pluviali in PEAD per il deflusso delle acque meteoriche della pensilina. Nella parte inferiore il pluviale è curvato per consentire il collegamento al pozzetto di raccolta delle acque meteoriche .

Le travi principali hanno sezione circolare cava diametro 406.4 mm e spessore 10 mm, lunghezza = 7800 mm. In corrispondenza delle estremità, si passa da una sezione circolare ad una sezione piena tramite una piastra saldata; la trave è collegata alle colonne tramite unione bullonata con flange.

Le travi secondarie sono costituite da profili a "T" ad altezza variabile e sono composte da elementi uniti con collegamenti con flangia. La connessione con la trave principale è realizzata attraverso un elemento di collegamento costituito da piatti in acciaio.

Profili di irrigidimento composti da travi in acciaio a "C", lunghezza 1800 mm. Quattro travi, due per ogni ala, sono collegati alle travi secondarie tramite giunto bullonato con squadrette.

Controventi realizzati tramite tirante in barre \varnothing 22 in acciaio. Il collegamento del controvento alla trave secondaria è realizzato attraverso il giunto bullonato tra le piastre saldate alle travi secondarie e l'estremità del tirante.

Il tutto è meglio evidenziato negli elaborati grafici di progetto allegati alla presente relazione.

Per la definizione e la determinazione delle azioni naturali, antropiche e accidentali riferite ai carichi ed i sovraccarichi agenti sulla struttura si è considerato il D.M. 17/01/2018.

Per il calcolo e le verifiche degli elementi strutturali si farà riferimento al metodo applicato del Decreto Ministeriale D.M. 17/01/2018 *Nuove Norme Tecniche per le costruzioni*, la struttura trovasi nel Comune di Pietra Ligure (SV). Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali si sono valutati i diversi stati limite sono stati definiti a partire dalla pericolosità sismica di base del sito in costruzione.

La vita nominale dell'opera strutturale V_N di progetto come definita al cap. 2.4.1 del D.M. 17/01/2018, viene considerata in base alla tipologia strutturale, (vita nominale di progetto maggiore uguale 75 anni).

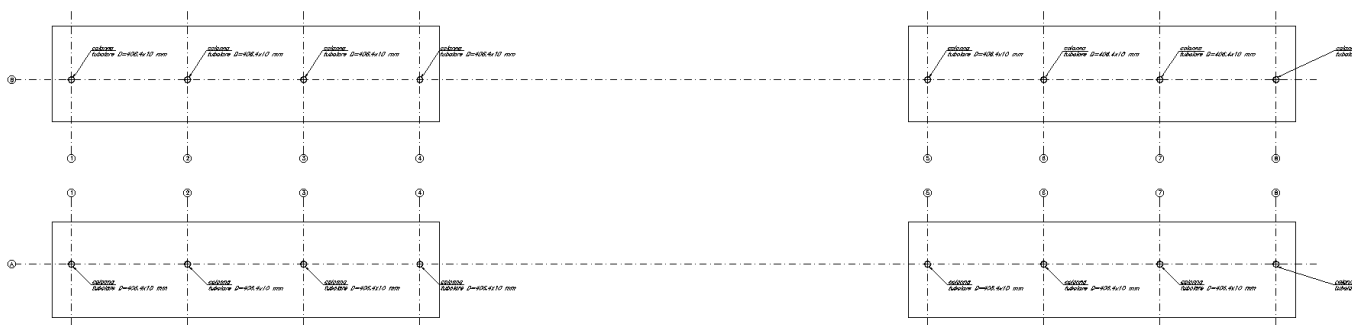
La classe d'uso della struttura viene presa di CLASSE III costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi.

Il periodo di riferimento per l'azione sismica della costruzione è valutata in base ad un periodo di riferimento V_R che è ricavato moltiplicando la vita nominale V_N per un coefficiente d'uso preso pari a 1,5 (classe d'uso III).

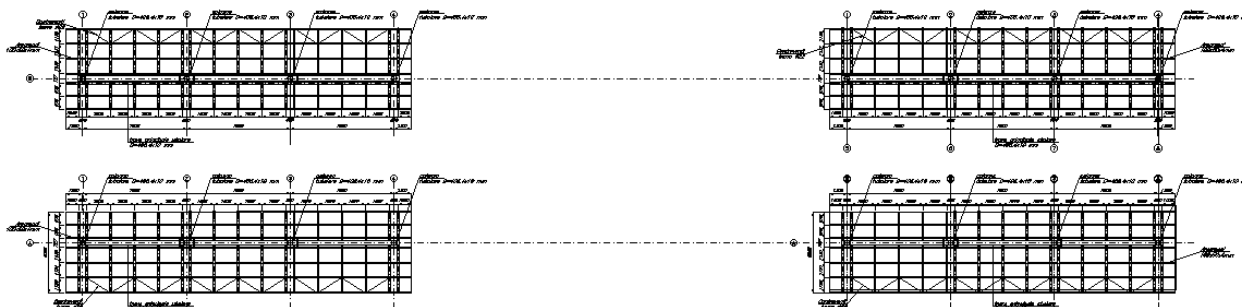
Per la valutazione delle sollecitazioni, per il calcolo delle tensioni, delle armature e per le verifiche di resistenza è stato applicato il METODO AGLI STATI LIMITE. [par.4.1.2 (verifiche agli stati limite) D.M. 17/01/2018 *Nuove norme tecniche per le costruzioni*].

Gli elementi strutturali che compongono la pensilina, la cui descrizione è riportata nel seguito, sono:

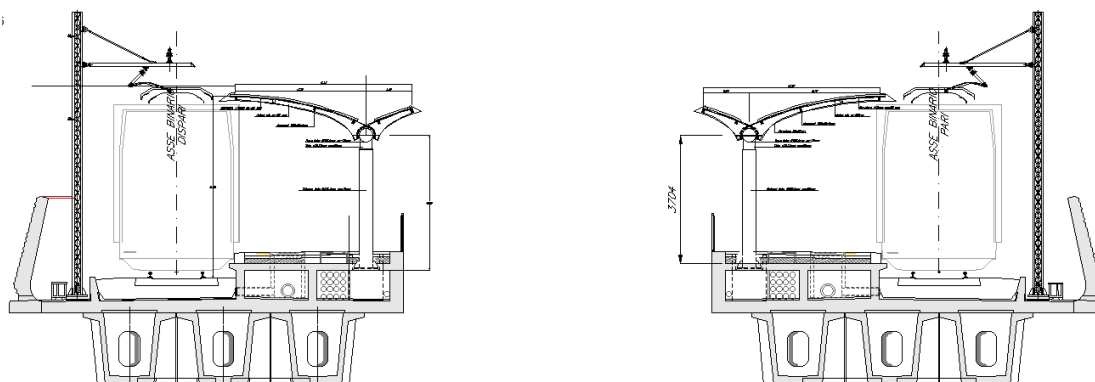
- **Colonne Tubolare D=406.4 mm spessore 10 mm**
- **Travi principali Tubolare D=406.4 mm spessore 10 mm**
- **Travi secondarie - travi a T sezione variabile**
- **Travi di irrigidimento a "C"**
- **Controventi di falda barre $\phi 22$**



Carpenteria Fondazioni



Carpenteria Copertura



Sezione trasversale delle nuove pensiline

3. MATERIALI STRUTTURALI

In ottemperanza alla Legge 5/11/71 n.1086 e alle prescrizioni delle NTC 2018, si redige la presente relazione sulla qualità, sulle caratteristiche e sui dosaggi dei materiali impiegati per la realizzazione delle strutture in oggetto.:

- **Calcestruzzo per le strutture di fondazione**

C28/35 (ex Rck 35)

Caratteristiche:

Classe di resistenza del calcestruzzo	$R_{ck} = 35.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica di calcolo	$f_{cd} = 16.46 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 2.77 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 3.32 \text{ N/mm}^2$

- **Acciaio per cemento armato**

B 450 C

Caratteristiche:

Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$

- **Acciaio da Carpenteria per pensiline (S275) (S275 JR/J0 classe di esecuzione EXC3 ai sensi della norma EN1090)**

Laminati a caldo con profili a sezione cava:

TIPO S 275 (ex Fe430)

Caratteristiche:

Spessore nominale dell'elemento $t < 40\text{mm}$

Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} = 261 \text{ N/mm}^2$

Spessore nominale dell'elemento $40 < t < 80\text{mm}$

Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} = 410 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} = 255 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} = 242 \text{ N/mm}^2$

Le resistenze di calcolo saranno valutate mediante la seguente espressione:

$$f_d = f_k / \gamma_m$$

dove

$$\gamma_c = 1.5 \text{ (per c.l.s.)}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (per acciaio da c.a.)}$$

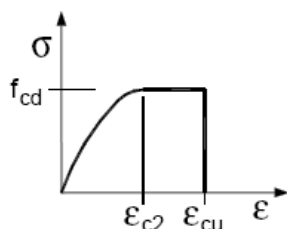
$$\gamma_{m0} = 1.05 \text{ (per acciaio da carpenteria)}$$

In sede di progettazione verranno assunti i seguenti moduli elastici:

$$E_{c25/30} = 22000 * [(f_{ck} + 8) / 10]^{0.3} = 32588.10 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

Per il diagramma tensione - deformazione del calcestruzzo verrà adottato un modello parabola - rettangolo rappresentativo del reale comportamento del materiale, modello definito in base alla resistenza di calcolo f_{cd} ed alla deformazione ultima ξ_{cu} .

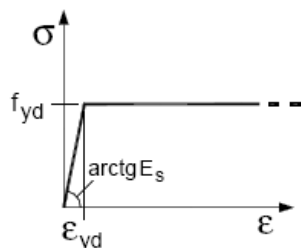


Modello $\sigma - \epsilon$ del calcestruzzo

In particolare si pone:

$$\xi_{c2} = 0.20\% ; \xi_{cu} = 0.35$$

Per il diagramma tensione - deformazione dell'acciaio verrà adottato un modello elastico - perfettamente plastico indefinito, rappresentativo del reale comportamento del materiale, modello definito in base al valore di calcolo $\xi_{ud} = 0,9\xi_{uk}$ ($\xi_{uk} = \xi(A_{gt})_k$) della deformazione uniforme ultima, al valore di calcolo della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovrarresistenza $k = \xi(f_t / f_y)_k$.



Modello $\sigma - \epsilon$ per l'acciaio

Tensioni di progetto del cls allo S.L.E.

Le tensioni normali di esercizio non devono superare a compressione i seguenti valori limite:

- Per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;

- Per combinazione di carico quasi permanente: 0,40 fck.

Per spessori minori di 5 cm le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Per tutte le combinazioni non sono ammesse tensioni di trazione in esercizio.

In corrispondenza della combinazione caratteristica (rara) la tensione principale di trazione, valutata in corrispondenza della fibra baricentrica della sezione non deve superare lo 0,040 fck.

È richiesto, comunque, il calcolo delle armature resistenti a taglio, anche per valori inferiori a 0,025 fck della tensione principale di trazione, valutata in corrispondenza della fibra baricentrica della sezione in C.A.P. per la combinazione caratteristica (rara), fermo restando il rispetto delle quantità minime costruttive richieste per esse dalla normativa vigente.

In nessun caso è ammessa precompressione parziale.

Se l'impalcato è costruito a sbalzo per conci successivi le sezioni dovranno risultare, per la combinazione di carico caratteristica (rara), sempre compresse con un valore minimo di 1,0 MPa senza considerare però le variazioni termiche differenziali di cui al punto 2.5.1.4.4.1.1. Considerando queste ultime, sempre nella medesima combinazione caratteristica (rara), la tensione minima di compressione dovrà risultare non minore di 0,5 MPa.

4. ANALISI DEI CARICHI

4.1 AZIONI ANTROPICHE

4.1.1 PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI

Pesi propri dei materiali strutturali; (Par. 3.1.2.)

I pesi per unità di volume dei più comuni materiali, per la determinazione dei pesi propri strutturali, possono essere assunti pari a quelli riportati nella tabella 3.1.1.

Peso Proprio Del Conglomerato cementizio armato:

Il peso proprio del conglomerato armato, quando il valore effettivo non risulti da determinazione diretta, deve essere assunto pari a 25 kN/m³

4.1.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Par.3.1.3.

Sono considerati carichi permanenti quelli non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, come tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti, ecc. Essi vanno valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi per unità di volume dei materiali costituenti.

Le azioni permanenti sono quelle relative ai pesi propri degli elementi strutturali e permanenti portati valutati sulla base delle loro caratteristiche geometriche e dei pesi specifici previsti nella normativa vigente. Il peso dell'acciaio è di 78.50 kN/m³, nel calcolo si introduce un incremento del 10% rispetto al valore precedente per tenere conto della presenza dei collegamenti.

In particolare si ha:

Pacchetto di copertura:

- rivestimento in alluminio preverniciato/ astre tipo ALUCORE sp. 20 mm 0.10 kN/m²
- pannello coibente antirombo 0.08 kN/m²
- Incidenza impianti 0.20 kN/m²

Totale peso pacchetto di copertura a mq $g^* = 0.40 \text{ KN/m}^2$

4.1.3 CALCOLO DEL PESO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Il peso proprio dei profilati è computato automaticamente all'interno del modello, dal programma di calcolo.

4.1.4 CARICHI VARIABILI

"Sulla copertura della pensilina agiscono carichi variabili per manutenzione e carichi variabili da neve. Dato che, come si riporta di seguito, il valore del carico dovuto alle neve risulta il maggiore tra i due e che i coefficienti di combinazione del carico variabile nel caso di copertura accessibile per sola manutenzione risultano tutti nulli (vedi tabella 2.5.1 delle NTC 2018), nel modello di calcolo si terrà conto solo del carico dovuto alla neve."

- Variabili per manutenzione

Dal paragrafo 3.1.4 del D.M. '18, categoria HI

Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione:

$$q' \geq 0.50 \text{ KN/m}^2$$

4.1.4.1 AZIONI AMBIENTALI E NATURALI

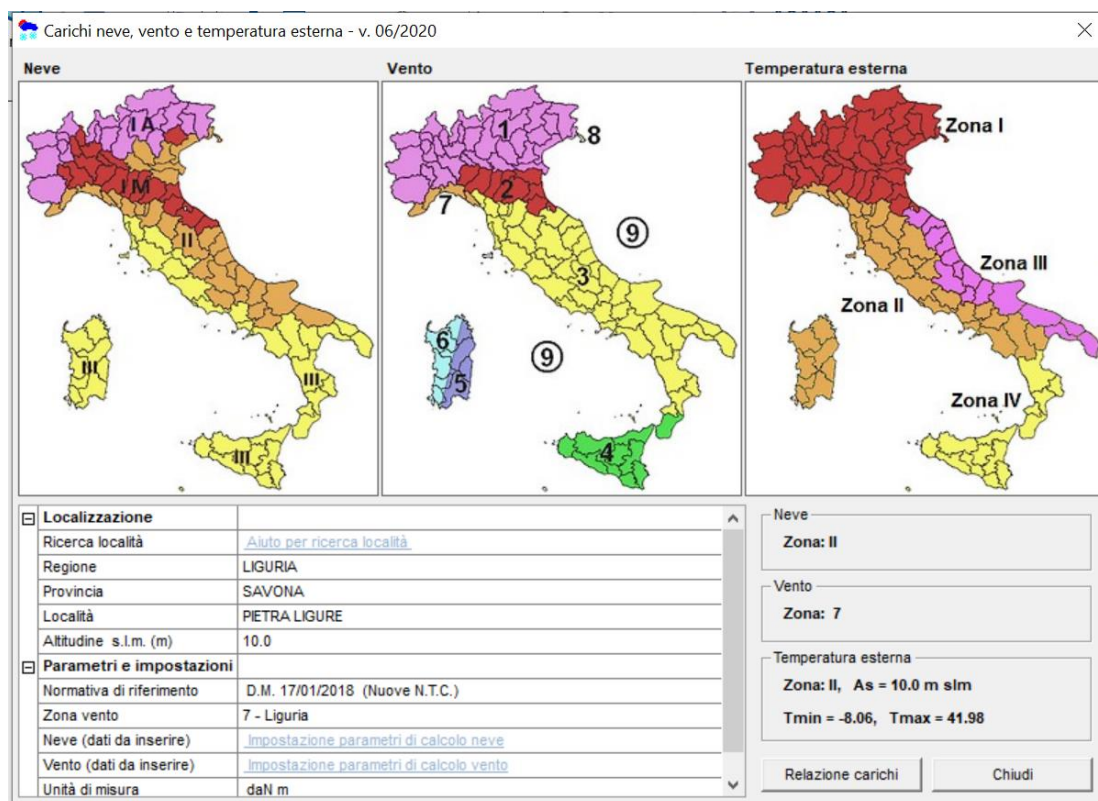


Tabella riepilogativa delle caratteristiche del sito oggetto dell'intervento

- Variabili da neve

Le azioni della neve sono definite al capitolo 3.4 delle NTC2018. Il carico provocato dalla neve sulle coperture è definito dall'espressione seguente:

$$q_s = \mu_i C_e C_t q_{sk}$$

dove:

μ_i - Coefficiente di forma della copertura;

C_e - Coefficiente di esposizione;

C_t - Coefficiente termico;

q_{sk} - Valore di riferimento del carico neve al suolo.

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, esso viene valutato, per località poste a quota inferiore a 200 m sul livello del mare, in base alle espressioni nel seguito riportate, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni.

Nel caso in esame, il comune di Albenga fa' riferimento ad un sito in Zona II a 5 m s.l.m., risulta quindi:

$$q_{sk}(50) = 1.00 \text{ kN/m}^2.$$

Tale valore è riferito ad un periodo di ritorno di 50 anni, mentre secondo le istruzioni Italferr per la struttura in esame deve essere considerato un periodo di ritorno pari a 75 anni, pertanto mediante la

formulazione riportata al punto C3.4.2 della circolare esplicativa alle NTC 2018 del 21 gennaio 2019 è stato calcolato un valore qsk per un periodo di riferimento di 75 anni:

Calcolo Azione della Neve per VN=75 anni (cricolare applicativa NTC2018 C3.4.2)						
qsn = $qsk \sum 1-v \cdot (\sqrt{6/\pi}) \cdot [\ln(-\ln(1-Pn)) + 0.57722] / (1+2.5923 \cdot v)$		1,079507	kN/mq			
Dove:						
qsk	1	valore caratteristico della neve al suolo (VN=50 anni)				
qsn	1,0795075	il carico della neve al suolo riferito ad un periodo di ritornodi n anni				
Pn	0,013	la probabilità annuale di superamento (1/n)				
n	75	periodo di riferimento				
v	0,6	è il coefficiente di variazione delle serie dei massimi annuai del carico delle neve				

Tabella calcolo azione di riferimento del vento per periodo di ritorno di 75 anni

Per un periodo di riferimento di 75 anni si avrà un qsk pari a 1.07 kN/m².

Il coefficiente di esposizione Ce può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in tabella 3.4.1. NTC2018. Per il caso in esame, si assume Ce = 1.0. Il coefficiente termico Ct può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato Ct = 1.0 (3.4.5 - NTC2018). Per la definizione del coefficiente di forma, si è fatto riferimento ad una schematizzazione di copertura a più falde, con un angolo di inclinazione delle falde pari a 23° (0° < α < 30°). Nella figura seguente si riportano le due condizioni di carico prescritte dalla Circolare 2019 (punto C3.4.3.3):

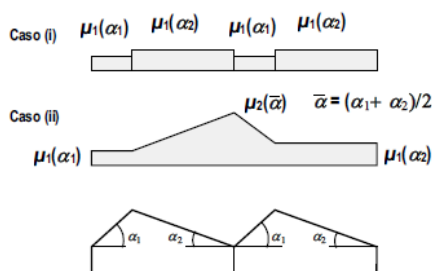


Figura C3.4.3 - Coefficiente di forma per il carico neve – Coperture a più falde

Nel caso in esame si hanno pertanto le due condizioni schematizzate nella figura successiva, con: $\mu_t = 0.8$
 $\mu_2 = 0.8 + 0.8 \alpha/30 = 1.42$.



Il carico neve sulla copertura assume pertanto i seguenti valori:

- $q_{s1} = 0.8 \cdot 1.07 \cdot 1.00 \cdot 1.00 = 0.86 \text{ kN/m}^2$
- $q_{s2} = 1.42 \cdot 1.07 \cdot 1.00 \cdot 1.00 = 1.52 \text{ kN/m}^2$

Si considerano quindi le seguenti condizioni di carico:

- Caso I: Carico da neve in assenza di vento caratterizzato da q_{s1} ($=0.86 \text{ kN/m}^2$) su tutta l'impronta;
- Caso II: Carico da neve in presenza di vento q_s variabile sulle due falde dal valore q_{s1} ($=0.86 \text{ kN/m}^2$) alle estremità della pensilina e in mezzeria al valore q_{s2} ($=1.52 \text{ kN/m}^2$) in corrispondenza del compluvio;

- Variabili da vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al punto 3.3.3 - NTC2018.

Per il calcolo dell'azione statica equivalente dovuta al vento, si è fatto riferimento al Comune di Albenga sito in zona 7, con altezza sul livello del mare pari a 5 m;

Pressione del vento:

La pressione del vento, considerata come azione statica agente normalmente alle superfici, è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove:

- q_r - Pressione cinetica di riferimento
- C_e - Coefficiente di esposizione
- C_p - Coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico)
- C_d - Coefficiente dinamico che si assume unitario.

Pressione cinetica di riferimento:

La pressione cinetica di riferimento q_r in (N/m^2) è data dall'espressione:

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2$$

dove:

- v_r - Velocità di riferimento del vento;
- p - Densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m^3 . In mancanza di indagini statistiche adeguate, la velocità di riferimento del vento $v_b(T_R)$ riferita ad un generico periodo di ritorno T_R può essere valutata, nel campo compreso tra 10 e 500 anni, con l'espressione:

$$v_b(T_R) = \alpha_R \cdot v_b$$

dove:

- v_b - Velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni;
- α_R - Coefficiente posto in un diagramma in funzione di T_R espresso in anni (per 75 anni $\alpha_R = 1.05$); Il periodo di ritorno T_R al quale si è fatto riferimento per la valutazione della velocità di riferimento del vento risulta pari a 75 anni.

Coefficiente di esposizione:

Il coefficiente d'esposizione C_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione .

Nel caso in esame (zona 7, classe di rugosità del terreno D, distanza dalla costa inferiore a 10 km) si può assumere per il sito la categoria d'esposizione III; il coefficiente di esposizione, per un'altezza massima della pensilina di 5.00 m, risulta pari ad 1.71 .

Coefficiente di forza (o aerodinamico):

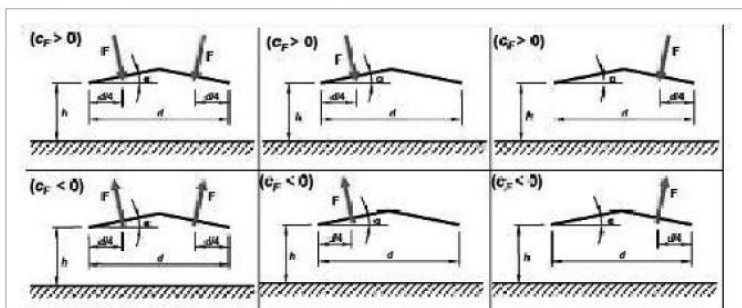
Per valutare le azioni globali del vento sulle coperture in cui lo spazio sottostante non sia delimitato in maniera permanente da pareti, va determinato il grado di bloccaggio ϕ il quale è definito dal rapporto tra l'area esposta al vento al di sotto della tettoia e l'area totale della superficie ortogonale alla direzione del vento al di sotto della tettoia (Figura C3.3.20). Si identificano due situazioni limite:

- $\phi=0$ corrispondenza all'assenza di ostruzioni al di sotto della tettoia
- $\phi=1$ corrisponde alla situazione in cui lo spazio al di sotto della tettoia risulti completamente ostruito

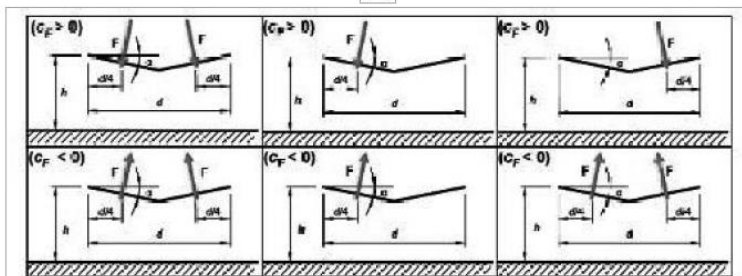
Per le pensiline a doppia falda in esame si assume un fattore $\phi = 0$ e si ha:

Valori positivi	Tutti i valori di Φ	$C_F = + 0.2 + \alpha/30$
	$\Phi = 0$	$C_F = - 0.5 - 1.3 \alpha/30$
Valori negativi	$\Phi = 1$	$C_F = - 1.4$

La normativa (NTC2018) prevede i seguenti casi di carico:



(a)



In conclusione avremo un azione di sopravvento pari a

$$P = q_r c_e c_p c_d$$

Dove:

$$q_r = 1/2 * (\rho * v_r^2) = 1/2 * 1.25 * 29.12^2 = 530 \text{ N/m}^2$$

$$v_r = v_b * c_r = 28 * 1.04 = 29.12 \text{ m/s}$$

$$v_b = 28 \text{ m/s}$$

$$C_e = 1.71$$

$$C_d = 1.00$$

$$C_d = 1.49$$

$$P = 530 * 1.71 * 1.00 * 1.49 = 1350 \text{ N/m}^2 = 1.35 \text{ kN/mq}$$

Le azioni sottovento saranno pari a:

$$P = q_r c_e c_p c_d$$

Dove:

$$q_r = 1/2 * (\rho * v_r^2) = 1/2 * 1.25 * 29.12^2 = 530 \text{ N/m}^2$$

$$v_r = v_b * c_r = 28 * 1.04 = 29.12 \text{ m/s}$$

$$v_b = 28 \text{ m/s}$$

$$C_e = 1.71$$

$$C_d = 1.00$$

$$C_d = 0.96$$

$$P = 530 * 1.71 * 1.00 * 0.96 = 870 \text{ N/m}^2 = 0.87 \text{ kN/mq}$$

Azione tangenziale del vento:

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$P_f = q_r c_e c_f$$

dove:

q_b , C_e sono stati definiti precedentemente;

c_f - coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente.

Facendo riferimento a documentazione comprovata si assume un valore di 0.01, relativo a superficie liscia (acciaio, cemento a faccia liscia ...).

Pertanto sviluppando l'espressione relativa all'azione tangenziale del vento si ottiene un valore ampiamente trascurabile rispetto alle altre azioni in gioco.

$$p_f = 530 * 1.71 * 0.01 = 9.06 \text{ N/m}^2 = 0.0091 \text{ kN/m}^2$$

4.1.4.2 AZIONE AERODINAMICA DOVUTA AL TRAFFICO FERROVIARIO

In accordo con quanto previsto nelle "Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari" (Documento RFI n° RFIDTCIPOSINF001A) si considera l'effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Tali prescrizioni si riscontrano anche al punto 5.2 della NTC2018 relativo ai ponti ferroviari. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno, il cui valore viene determinato con riferimento a due schemi, e deve essere utilizzato quello che meglio approssima la forma della pensilina, nel nostro caso la nostra pensilina si trova in una situazione intermedia tra le due descritte nello schema, pertanto calcoleremo il valore di pressione secondo entrambi gli schemi, ed applicheremo poi al modello di calcolo quello che induce una pressione maggiore:

Superficie orizzontale adiacente ai binari (5.2.2.7.3 - NTC2018):

il valore dell'azione q_{3k} agente ortogonalmente alla superficie della falda della pensilina, viene valutata in base alla Figura 8 in funzione della distanza a_g dall'asse del binario più vicino, indipendentemente dalla forma aerodinamica del treno. Poiché ci sono binari su entrambi i lati della pensilina, si considera anche la combinazione delle azioni prodotte dal passaggio contemporaneo dei convogli sui due binari.

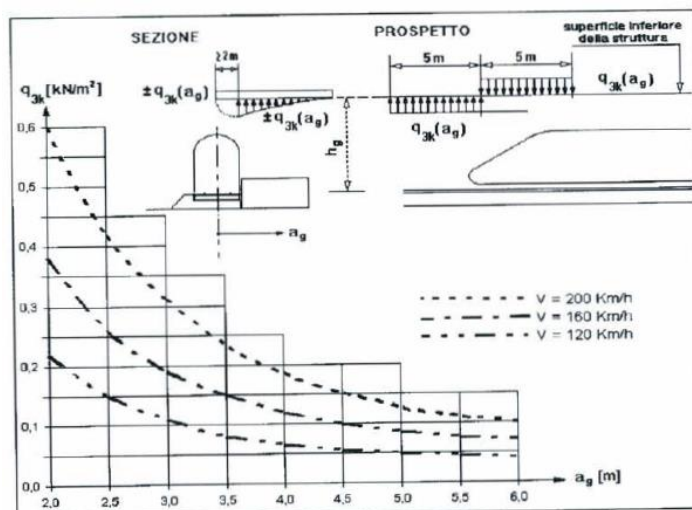


Figura 8

La distanza h_g dal P.F. alla superficie inferiore della pensilina risulta maggiore di 3.80m per cui l'azione q_3 può essere ridotta del fattore k_3 :

$$k_3 = (7.5 - h_g) / 3.7 = 0.62$$

avendo assunto, a favore di sicurezza, $h_g = 5.20$ m ed $a_g = 2.00$ m

Per il caso in esame, per una velocità massima dei convogli in transito di 200 Km/h, si ottiene il seguente andamento di q_3 :

distanza dall'asse binario	q _{3k}	k ₃ *q _{3k}
[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
1,15	0,60	0,37
4,09	0,18	0,12

Tabella 1

Superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate (5.2.2.7.4 – NTC2018): il valore dell'azione $\pm Q_{4k}$ agente ortogonalmente alla superficie della falda della pensilina e del pilastro, viene valutato adottando una distanza fittizia $a_{9'}$ dal binario:

$$\min a_g = 1 \cdot 15 \text{ m}$$

$$\max a_g = 4.10 \text{ m}$$

$$a_{g'} = 0.6 \min a_g + 0.4 \max a_g = 2.33 \text{ m}$$

dove le distanze $\min a_g$ e $\max a_g$ sono state determinate in base alla Figura 9 .

A tale valore di $a_{g'}$ corrisponde il seguente valore dell'azione q_{4k} prodotta dal passaggio del convoglio, calcolata secondo quanto riportato nella Figura 10 in base alla velocità $V = 200 \text{ km/h}$ e con riferimento a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli:

$$q_{4k} = q_{1k} = 0.80 \text{ kN/m}^2$$

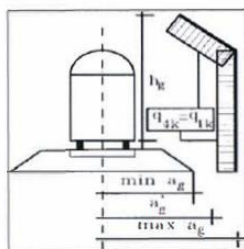


Figura 9

Per i pilastri, trattandosi di elementi di larghezza minore di 2.50 m, tale azione viene incrementata del fattore 1.3, per cui $q_{5k} = 1.04 \text{ kN/m}^2$

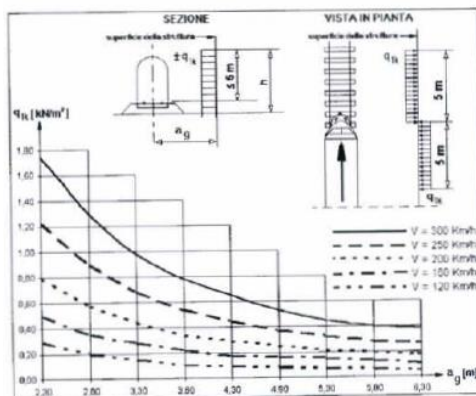


Figura 10

Come mostrato dai calcoli appena svolti i valori di pressione maggiore si hanno considerando le pressioni $q_{1k} = 0.80 \text{ kN/m}^2$; $q_{5k} = 1.04 \text{ kN/m}^2$;

Nel rispetto di quanto riportato al punto §5.2.3.2.2 delle NTC2018 nelle analisi svolte sul modello di calcolo realizzato si applicherà un carico $q=1.50\text{kN/mq}$.

4.1.4.3 AZIONE VARIAZIONE TERMICHE

Si considerano le variazioni di temperatura rispetto a quella iniziale di riferimento, assunta quale convenzionale zero termico. La variazione termica massima nell'arco dell'anno è assunta convenzionalmente pari a $\pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$.

Si considerano pertanto le due condizioni di carico elementare:

Temp+) $\Delta T = +25 \text{ }^\circ\text{C}$

Temp-) $\Delta T = -25 \text{ }^\circ\text{C}$

4.1.4.4 AZIONI ECCEZIONALI

INCENDIO

Per la struttura in esame viene considerata una prestazione di sicurezza nei confronti dell'azione accidentale all'incendio idonea a quanto indicato dal D.M. del 16 febbraio 2007. Per tale verifica si rimanda al relativo progetto di prevenzione incendi.

ESPLOSIONI

Per la struttura in esame viene considerata una classificazione dell'azione accidentale riguardo alle esplosioni pari alla Categoria di azione 1 (effetti trascurabili sulle strutture).

Le verifiche richieste per tale categoria 1 come indicato al paragrafo 3.6.2.3 non occorrono specifiche verifiche per situazioni eccezionali per esplosioni.

URTI

Per la struttura in esame viene considerata una classificazione dell'azione accidentale riguardo agli urti pari alla Categoria di azione 1 (effetti trascurabili sulle strutture).

Le verifiche richieste per tale categoria 1 come indicato al paragrafo 3.6.3.2 non occorrono specifiche verifiche per situazioni eccezionali per urti.

5. ANCORAGGIO DELLE BARRE

Le barre tese devono essere prolungate oltre la sezione nella quale esse sono soggette alla massima tensione in misura sufficiente a garantirne l'ancoraggio nell'ipotesi di ripartizione uniforme delle tensioni tangenziali di aderenza:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq \left\{ \begin{array}{l} 20\phi \\ 15cm \end{array} \right\}$$

impiegando barre ad aderenza migliorata si può assumere:

$$f_{bd} = 2.25 \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 2.25 \frac{0.7 f_{ctm}}{\gamma_c} = 2.25 \frac{0.7 \cdot 0.27^3 \sqrt{R_{ck}^2}}{\gamma_c} = 2.57 MPa$$

si calcolano alcune lunghezze di barre per alcuni diametri più in uso:

$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 12$	$\phi 16$	$\phi 18$	$\phi 20$
291 mm	364 mm	437 mm	580 mm	660 mm	730 mm

6. ANALISI E CALCOLO DEL TELAIO

I calcoli per il dimensionamento delle strutture in c.a. sono stati condotti con i consueti criteri della Scienza delle Costruzioni e, in particolare, il dimensionamento delle sezioni è stato condotto con il metodo semiprobabilistico agli stati limite mediante programma di calcolo secondo i limiti indicati nella sezione "Materiali utilizzati".

Per il calcolo delle parti in cemento armato, le azioni sono state cumulate nel modo più sfavorevole, per ciascuna verifica, considerando tutte le possibili combinazioni di carico e comprendendo tutte le azioni prevedibili sulla costruzione.

6.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

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:

$$R_d \geq E_d$$

dove

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto

$$F_{dj} = F_{kj} \cdot$$

γ_{Fj} delle azioni come indicato nel § 2.5.3, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

6.1.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale adottata nella definizione delle azioni sismiche è pari a **75 anni (V_N)**.

6.1.2 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.

6.1.3 PERIODO DI RIFERIMENTO

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

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab.

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

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

$$V_R = V_N \times C_U = 75 * 1.50 = 112.50 \text{ anni}$$

7. METODO DI CALCOLO

7.1 Criteri e codice di calcolo

Le analisi e le verifiche delle strutture sono stati condotti con i consueti criteri della Scienza delle Costruzioni, con l'ausilio di codice di calcolo su elaboratore elettronico.

Si riporta di seguito una esauriente documentazione per fornire un inquadramento teorico delle metodologie di calcolo e dell'impostazione generale della traduzione numerica. Si allegano inoltre alcuni esempi di carattere generale comprovanti l'affidabilità e la robustezza del codice stesso.

Il software utilizzato per la determinazione delle sollecitazioni agenti sulla struttura è il Prosap, di cui diseguito si riportano le principali informazioni.

7.2 Metodo numerico adottato

Il software esegue l'analisi sulla struttura tramite **metodo di calcolo agli elementi finiti**, ovvero mediante la costruzione di un modello matematico costituito da un numero definito di elementi discreti, per ognuno dei quali è stata definita analiticamente una relazione tra forze e spostamenti. Da queste il programma assembla quindi la matrice di rigidezza e calcola la risposta dell'intera struttura.

7.3 Caratteristiche del modello

Il telaio, considerato in materiale perfettamente elastico, è modellato con 2 tipologie di elemento finito:

- tipo **asta**, adatto per elementi aventi proprietà riconducibili a un comportamento unidirezionale. L'elemento asta è calcolato mediante funzioni di forma cubiche. Le matrici di rigidezza e di massa associate all'elemento sono costituite sulla base della teoria delle travi snelle, tipo Eulero – Bernoulli. Il programma esegue il calcolo delle sollecitazioni discretizzando l'elemento in più punti di calcolo.
Se l'asta ha proprietà di **suolo elastico**, il software valuta le azioni interne e le pressioni sul terreno secondo la teoria delle travi su suolo elastico alla Winkler.
- tipo **shell** per elementi aventi proprietà riconducibili a un comportamento bidimensionale. Il tipo di elemento utilizzato può lavorare in regime membranale e flessionale e, grazie alla linearità del sistema, i due effetti possono essere considerati separatamente.
L'elemento finito utilizzato è isoparametrico, basato sulla teoria dei gusci secondo Mindlin – Reissner. E' adatto sia per gusci spessi che sottili, non contiene modi spuri, consente di valutare i tagli fuori piano e può degenerare in un triangolo. Tutte le componenti del tensore delle deformazioni sono integrate nel piano medio con ordine di integrazione gaussiana 2 x 2.

7.4 Tipologie di analisi svolte dal software

La scelta del metodo di analisi è effettuata dal progettista a seconda delle prescrizioni previste dalla normativa. Tali prescrizioni dipendono in generale dalla destinazione d'utilizzo della struttura, dalla forma

in pianta e dallo sviluppo in altezza della stessa, nonché dalla zona sismica di riferimento. Il software è in grado esegue i seguenti metodi di analisi:

- **Analisi statica.** La struttura è soggetta a carichi statici, distribuiti concentrati, applicati alle aste, ai nodi o agli elementi shell. L'equazione risolvente in tal caso ha la seguente forma:

$$\underline{F} = \underline{K} \underline{X}$$

dove

\underline{F} è il vettore dei carichi agenti sulla struttura

\underline{K} è la matrice di rigidezza

\underline{X} il vettore di spostamenti e rotazioni (gradi di libertà del sistema).

- **Analisi sismica statica.** Se la struttura possiede le caratteristiche previste dalla normativa, l'azione del sisma può essere modellata con un sistema di forze di piano equivalenti, valutate e assegnate in funzione della rigidezza degli elementi. La precedente diventa pertanto:

$$\underline{F} + \underline{F}_S = \underline{K} \underline{X}$$

dove

\underline{F}_S è il vettore dei carichi sismici equivalenti agenti sulla struttura, valutati in base alle relative norme di riferimento.

- **Analisi sismica dinamica modale.** In questo caso il programma valuta un comportamento inerziale della struttura, attribuendo un'accelerazione al sistema di riferimento terreno, secondo uno spettro sismico previsto dalla normativa in funzione della classificazione del territorio e altri parametri.

$$\underline{M} \underline{\ddot{X}} + \underline{K} \underline{X} = -\underline{M} \underline{\ddot{u}}$$

dove

\underline{M} è la matrice di massa della struttura

$\underline{\ddot{u}}$ è il vettore delle accelerazioni sismiche applicate al terreno

Gli effetti dinamici dovuti al comportamento inerziale della struttura e l'effetto dei carichi statici vengono successivamente combinati, secondo opportuni coefficienti stabiliti dalla norma.

7.5 Formulazione del metodo

Il software esegue il calcolo ad elementi finiti formulando un'analisi di tipo lineare. In questo caso la matrice di rigidezza non varia durante lo sviluppo dell'analisi, considerando l'approssimazione dei piccoli spostamenti. Sotto tali ipotesi valgono i seguenti benefici:

- Vale il principio di sovrapposizione degli effetti.
- Non influisce la sequenza di applicazione dei carichi sulla struttura.
- La precedente storia di carico della struttura non ha alcuna influenza, pertanto gli sforzi residui possono essere trascurati.

L'applicazione del principio di sovrapposizione degli effetti permette di considerare indipendentemente le ipotesi di carico elementari, per poi combinarle secondo opportuni coefficienti di partecipazione, In questo modo è possibile calcolare la risposta come una combinazione lineare di carichi elementari, rendendo il processo di analisi estremamente efficiente.

Le non linearità trascurate in questo tipo di analisi sono le seguenti:

- Non linearità dovuta a effetti geometrici. Grandi spostamenti e rotazioni possono introdurre significativi cambiamenti di forma e orientamento, variando drasticamente la rigidezza totale delle struttura.
- Non linearità delle caratteristiche dei materiali, legate al legame costitutivo o a eventuali anisotropie.
- Non linearità delle condizioni di vincolo.
- Non linearità dei carichi. La direzione di applicazione può variare in funzione della deformata della struttura.

7.6 Metodo di risoluzione del problema dinamico

La risoluzione del problema dinamico a n gradi di libertà si basa su un **metodo di sovrapposizione modale**. Tale metodo permette di trasformare un sistema di equazioni accoppiate a un sistema di equazioni disaccoppiate, utilizzando le proprietà di ortogonalità di autovalori e autovettori, ovvero i modi di vibrare della struttura. La studio della struttura non necessita dell'estrazione di tutti gli autovalori, ma solo di una parte significativa di essi, secondo limiti previsti dalle norme.

Il metodo utilizzato dal software per l'estrazione degli autovalori è il metodo di *Lanczos*, adatto anche per matrici non simmetriche a termini complessi.

Nel calcolo della risposta sismica i contributi derivanti dai singoli modi sono combinati secondo il metodo CQC, che consente di tener conto delle singole componenti modali x_k , ottenute da una combinazione quadratica delle componenti x_{kj} secondo opportuni coefficienti.

7.7 Metodi di verifica svolti dal software

Il è in grado di eseguire analisi di sezioni e di verificare il comportamento di strutture secondo due metodi principali di verifica:

- **Tensioni ammissibili.** I carichi sono applicati alla struttura con il loro valore nominale. Le tensioni caratteristiche dei materiali vengono divise per opportuni coefficienti ottenendo delle tensioni massime a cui potranno lavorare i materiali stessi. Tali tensioni risultano al di sotto del limite elastico convenzionale.
- **Stati limite.** Le tensioni caratteristiche dei materiali vengono divise per dei coefficienti di sicurezza ottenendo dei valori limite in campo plastico. I carichi di esercizio, accidentali o permanenti vengono incrementati secondo opportuni coefficienti definiti dalla normativa (vedi in seguito).

Il programma valuta diverse condizioni di stato limite:

- **Stato limite ultimo.** La normativa prevede in questo caso che la struttura sia soggetta in condizioni straordinarie a carichi che possano causare il collasso della stessa, quali ad esempio l'evento sismico.
- **Stato limite di esercizio.** Anche in questo caso il calcolo della struttura è effettuato incrementando i carichi secondo opportuni coefficienti. A differenza del caso precedente però la struttura è soggetta a carichi in condizioni di esercizio, sotto l'azione dei quali devono prodursi deformazioni controllate, che non impediscano il funzionamento previsto. Esistono tre diverse condizioni di esercizio: **Rara, Frequente, Quasi permanente.**
- **Stato limite di danno.** E' il caso in cui la struttura è soggetta a forze di natura sismica. La verifica al danno è da effettuarsi sugli spostamenti.

La scelta dell'uno o dell'altro metodo dipende dalle prescrizioni previste dalle normative vigenti.

7.8 Coefficienti per l'analisi allo stato limite e combinazioni delle azioni

Si richiama integralmente il paragrafo 2.5.3 del DM 17.01.2018, e si riportano nel seguito le combinazioni delle azioni da utilizzare.

"2.5.3 Combinazione delle azioni

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

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- **Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:**

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- **Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:**

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- **Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:**

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- **Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:**

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- **Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:**

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [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".

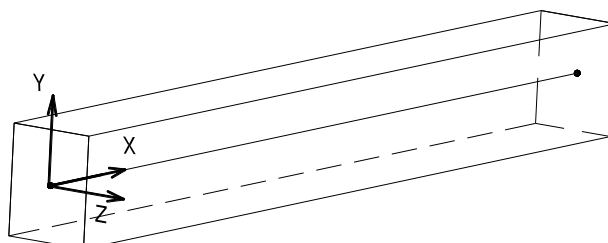
I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{G1} e γ_{Qj} sono dati nel § 2.6.1."

Nel caso dei ponti ferroviari nella precedente espressione [2.5.7], si assumerà, per i carichi dovuti al transito dei convogli, un coefficiente $\psi_2 = 0,2$, quando rilevante.

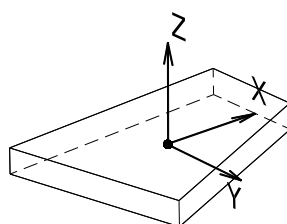
7.9 Sistemi di riferimento

Il programma possiede 2 diversi tipi di sistema di riferimento:

- **Riferimento globale.** Il sistema di riferimento è definito da una terna cartesiana destrorsa, è valido per tutti gli elementi della struttura e non dipende dal particolare orientamento di parti di essa.
- **Riferimento locale.** In questo caso il sistema di riferimento è ancora definito da una terna cartesiana destrorsa, l'orientamento del quale varia elemento per elemento.
 - **Aste.** Per l'elemento asta la direzione x è coincidente con l'asse baricentrico dell'asta stessa, mentre y e z sono perpendicolari ad x e diretti secondo gli assi principali d'inerzia della sezione assegnata all'asta. Secondo l'impostazione di default y è diretto secondo la direzione di azione del peso a meno di rotazioni assegnate alla sezione.



- **Shell.** Per gli elementi bidimensionali varia a seconda della distorsione dell'elemento e secondo le modalità di disegno della mesh. Gli assi x e y sono comunque posti nel piano dell'elemento e l'asse z ortogonale ad essi.



7.10 Caratteristiche e analisi codice

Caratteristiche dell'analisi	
TIPO DI ANALISI SVOLTA	Analisi sismica dinamica lineare
METODO NUMERICO ADOTTATO	Metodo agli elementi finiti
ELEMENTI ADOTTATI	Elementi asta, shell, asta su suolo elastico e shell su suolo elastico
METODO LOGIA DI VERIFICA	Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite

8. CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, 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.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

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.

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

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

Sulla base di apposite analisi di risposta sismica locale si può poi passare dai valori in superficie ai valori sui piani di riferimento 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.

Masse oscillanti

L’analisi sismica della struttura, date le caratteristiche geometriche dell’edificio e sulla base di quanto prescritto dal D.M. 17.01.2018, è stata condotta con il metodo dell’analisi lineare dinamica.

La struttura è stata schematizzata come una struttura spaziale formata da solette e pilastri collegati tra loro, al livello dei vari piani, dal diaframma infinitamente rigido costituito dai solai in soletta gettata in opera armata con doppia armatura ortogonale..

Con l’analisi dei carichi sono state determinate le masse presenti ad ogni livello e più precisamente:

- le masse degli elementi strutturali di tipo trave o pilastro sono state considerate concentrate nei nodi formati dall’incrocio solette-pilastri.

- le masse date dai solai, tamponatura ed aliquota dei carichi accidentali dell' edificio sono state considerate come concentrate al livello dei vari solai, nel risultante baricentro delle masse stesse. Mediante un programma spaziale agli elementi finiti è stata eseguita una analisi dinamica , nelle due direzioni principali dell'edificio, estesa a un numero di modi di vibrazione pari ad almeno il numero dei piani dell'edificio, mediante la quale si sono determinate le forze sismiche agenti su ogni nodo per ogni piano.

Nel tabulato allegato è riportata l'analisi dinamica secondo le due direzioni principali **X** e **Y**, ognuna comprendente:

a) autovalori, frequenza di vibrazione (rad/sec e cicli/sec) per tutti i modi di vibrazione considerati;

b) spostamenti e rotazioni generati dal sisma per ognuno dei nodi e per ognuno dei modi di vibrazione

c) spostamenti, rotazioni, forze e momenti per ogni nodo , calcolati in base alla combinazione dei vari modi di vibrazione.

Calcolate le forze orizzontali generate dal terremoto di progetto le aste componenti il modello spaziale dell'edificio (travi e pilastri) sono state verificate per almeno l'involuppo delle seguenti condizioni di carico, e cioè:

- carichi verticali
- carichi verticali e forze orizzontali in direzione delle X positive
- carichi verticali e forze orizzontali in direzione delle X negative
- carichi verticali e forze orizzontali in direzione delle Y positive
- carichi verticali e forze orizzontali in direzione delle Y negative

I dati dell'azione sismica sono i seguenti:

ANALISI DINAMICA MODALE	
Comune	Pietra Ligure (SV)
Lat	44.15028510
Long	8.28345230
Classe d'uso	III
Vita nominale	75
Categoria sottosuolo	C
Amplificazione topografica	T1
Duttilità	Bassa
Fattore di struttura calcolato	1.00
Eccentricità accidentale	Si

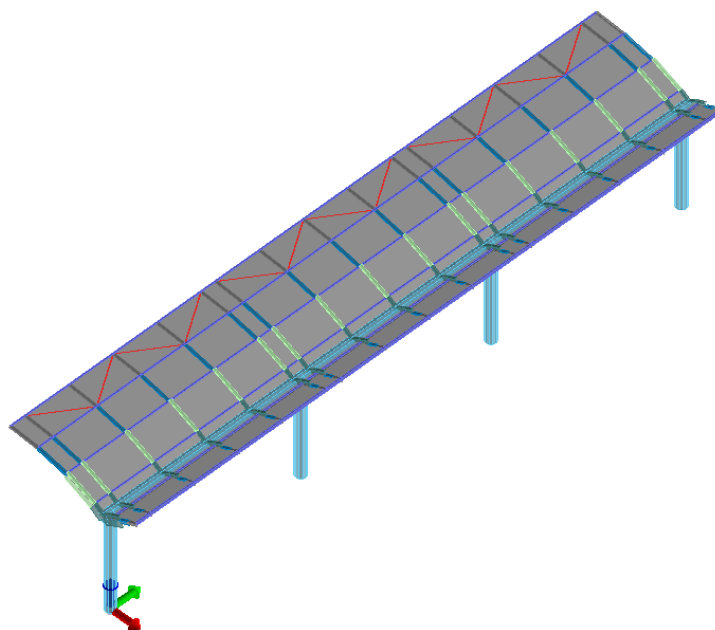
8.1 Calcolo del Fattore di struttura

Nell'analisi modale dinamica lineare svolta sulla struttura delle pensiline modellata si è adottato un fattore di struttura unitario, tale scelta rimane ampiamente a favore di sicurezza in quanto si è considerato il comportamento delle strutture in campo elastico non considerando la capacità dissipativa della struttura stessa.

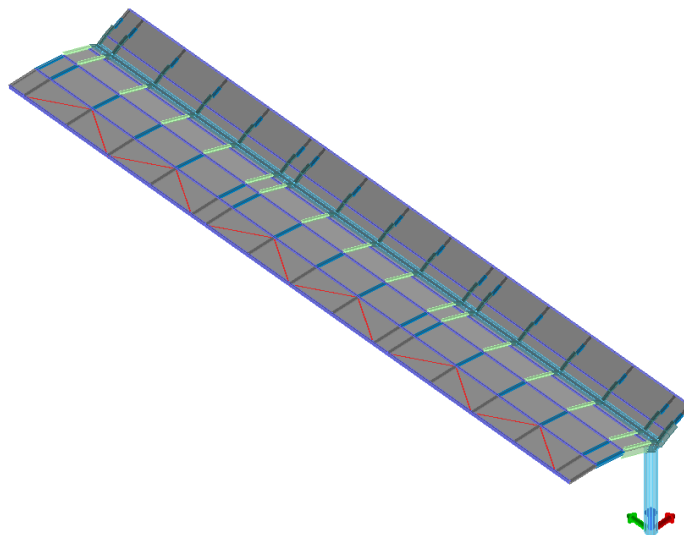
8.2 CARATTERISTICHE DEL MODELLO DI CALCOLO

E' stato realizzato un modello 3D agli elementi finiti a simulazione della struttura delle pensiline oggetto dell'intervento. In particolare i pilastri e le travi di quest'ultimo sono stati modellati con opportuni elementi tipo frame, mentre la platea di fondazione mediante elementi tipo shell. Tutti gli elementi finiti sono stati opportunamente infittiti al fine di raggiungere una coerente schematizzazione.

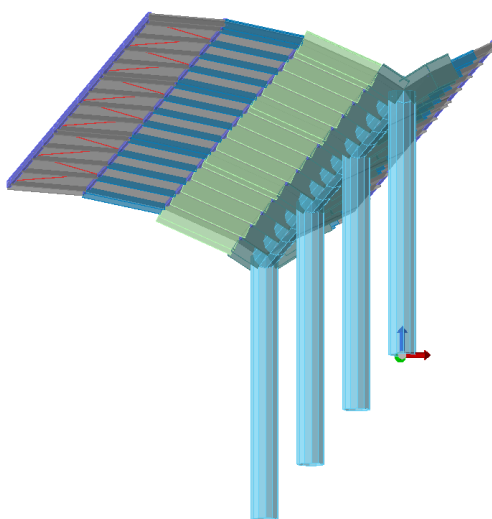
Di seguito si riportano alcune immagini dei modelli realizzati.



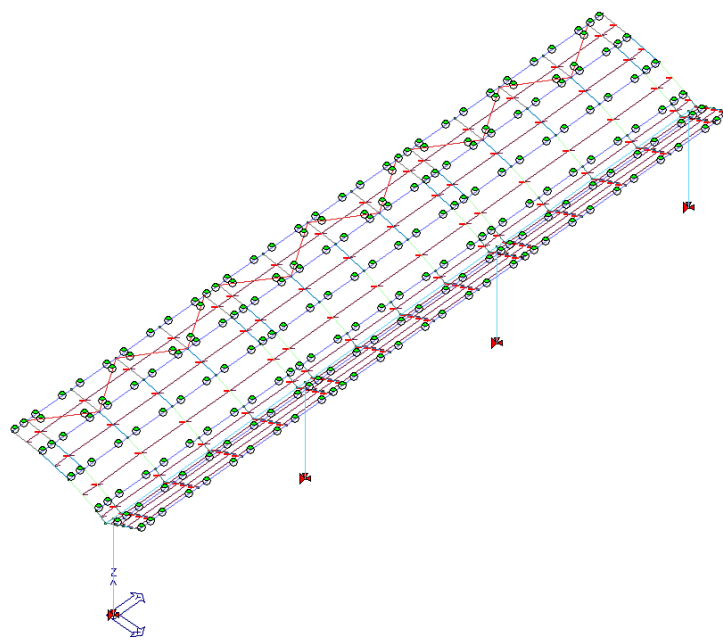
Vista Modello 3d realizzato



Vista Modello 3d realizzato



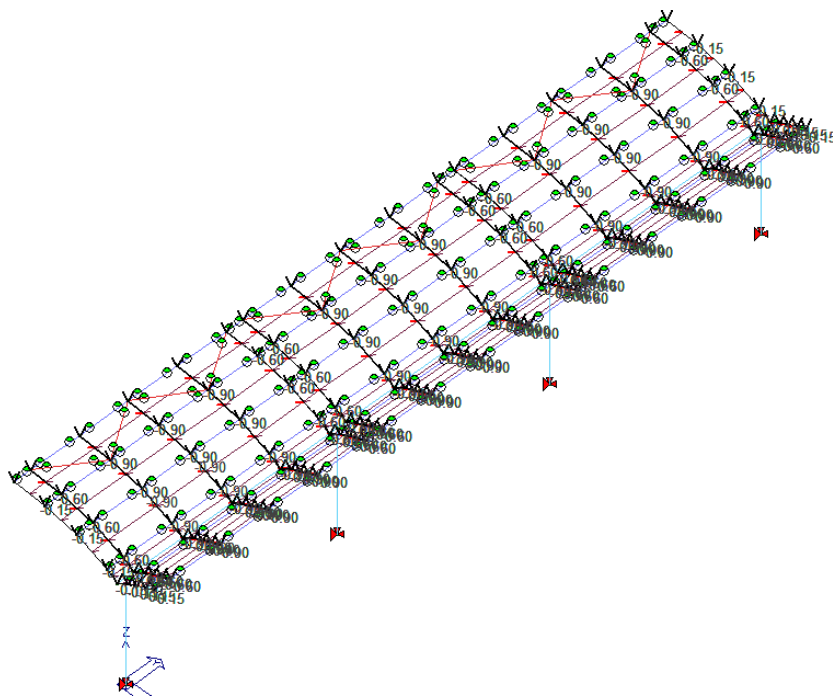
Vista Modello 3d realizzato



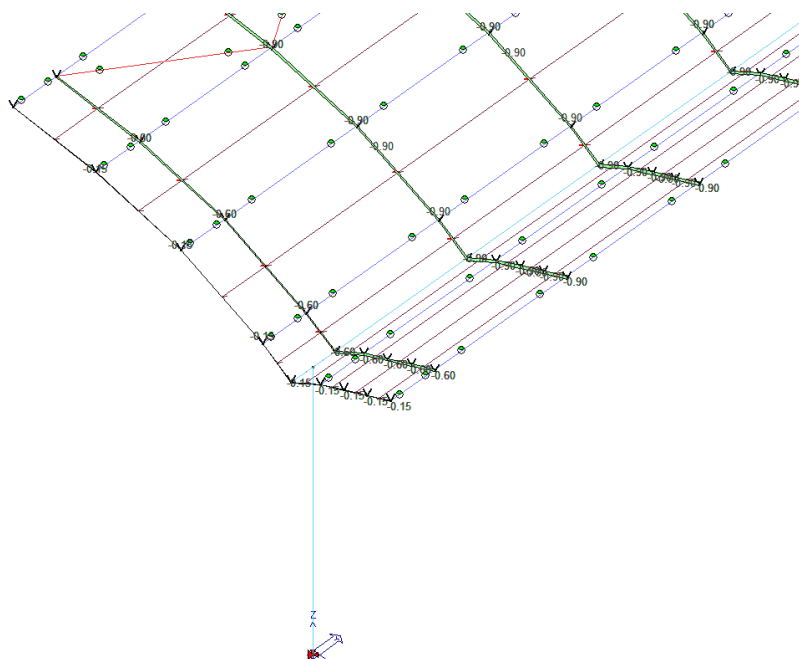
Vista Modello tridimensionale unifilare

8.3 ASSEGNAZIONE DEI CARICHI AL MODELLO DI CALCOLO

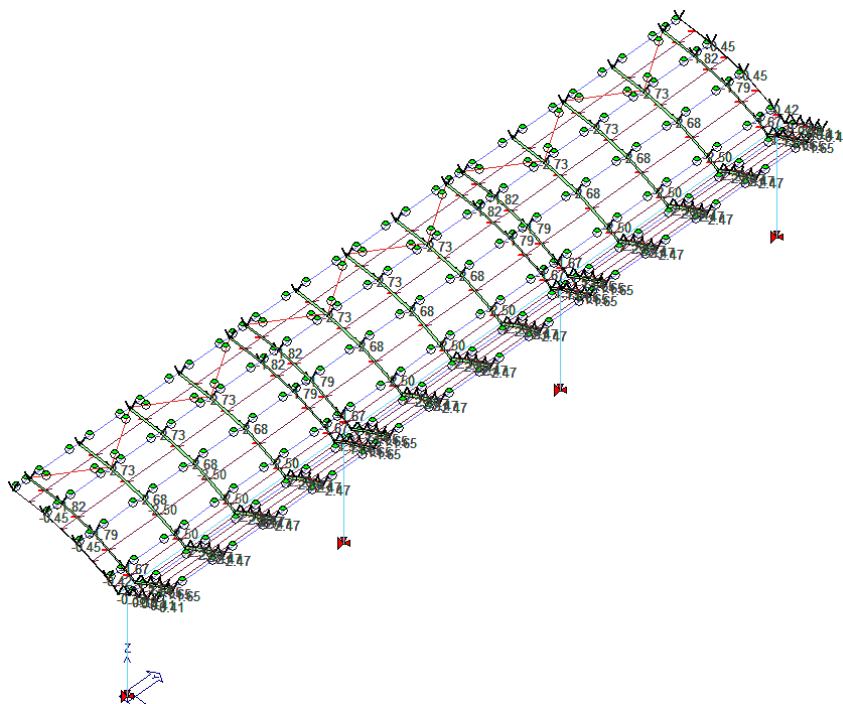
Si riportano di seguito alcune immagini relative all'assegnazione dei carichi principali sugli elementi strutturali componenti i modelli di calcolo dei due edifici:



Carichi permanenti non strutturali



Modulo: 141 (m) D2: 268 (m) Calata: 96 (m)
Immagine di dettaglio Carichi permanenti non strutturali



Carichi Variabili (Neve)

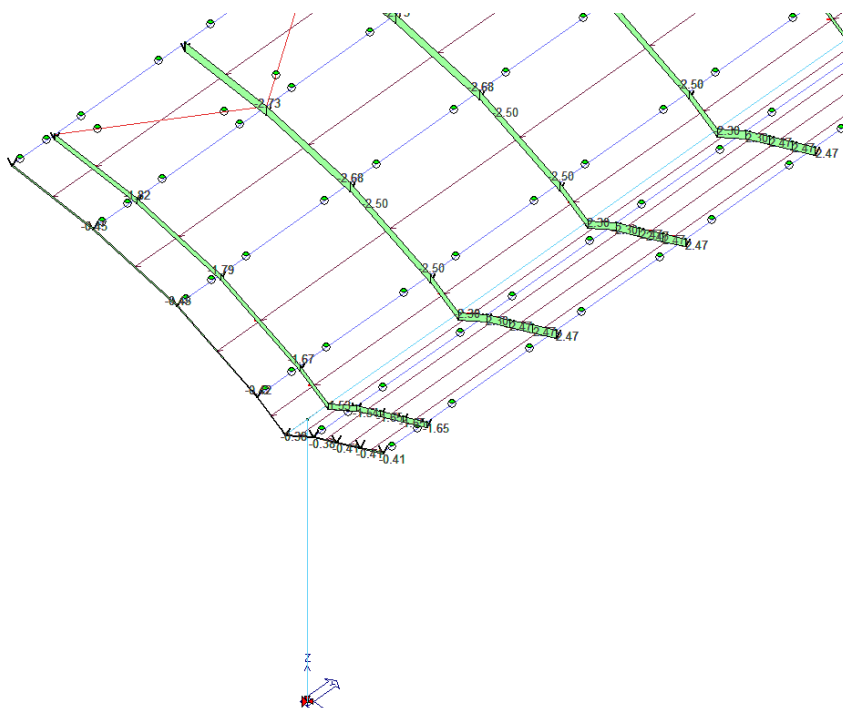
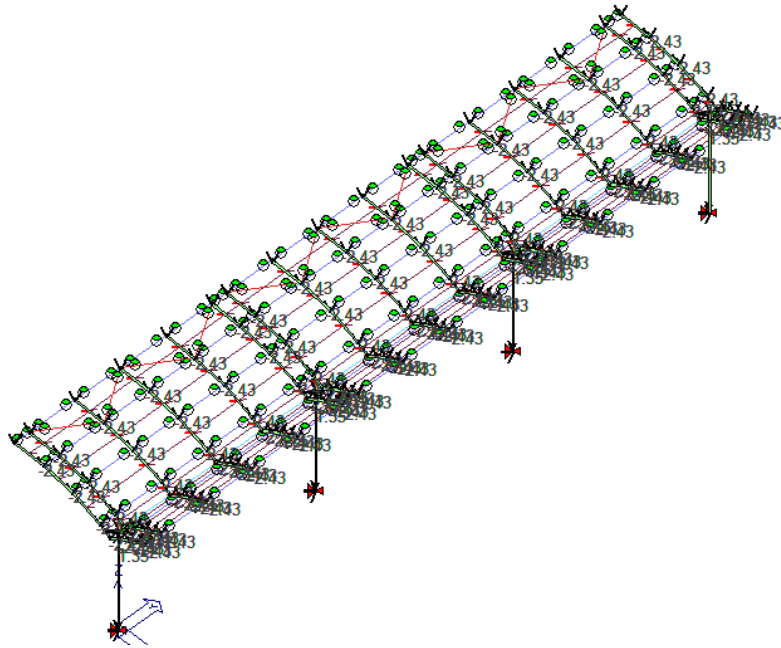


Immagine di dettaglio Carichi Variabili (Neve)



Carichi Variabili (Vento)

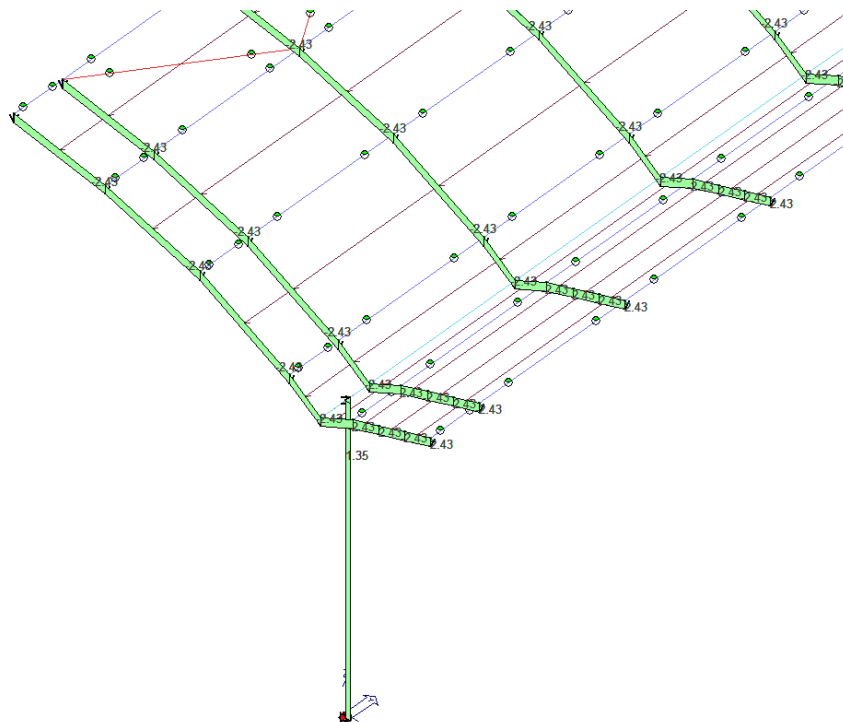
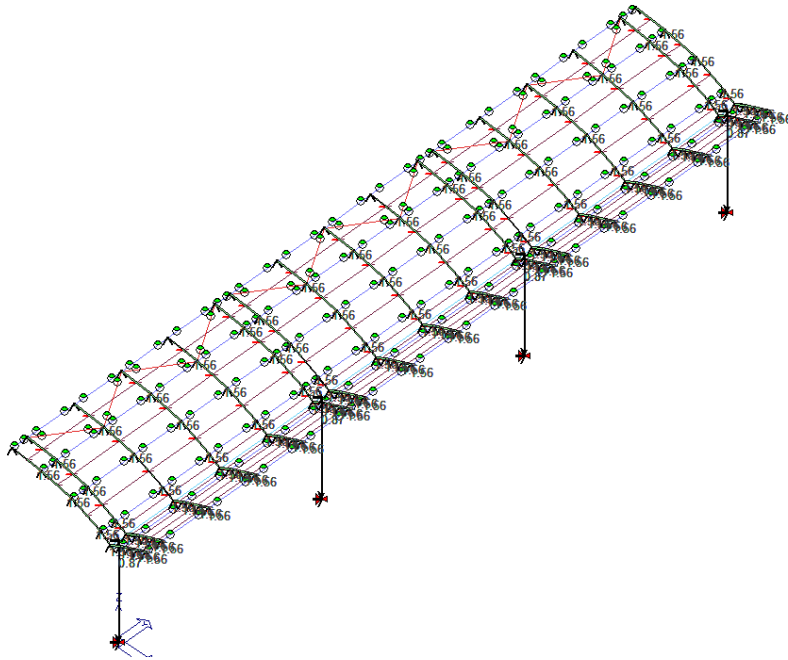


Immagine di dettaglio Carichi Variabili (Vento)



Carichi Variabili (Vento)

**PROGETTO DEFINITIVO
PENSILINE FERROVIARIE
Relazione di calcolo Pensilina asimmetrica
in acciaio banchina laterale**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	FV0000 003	A	39 di 77

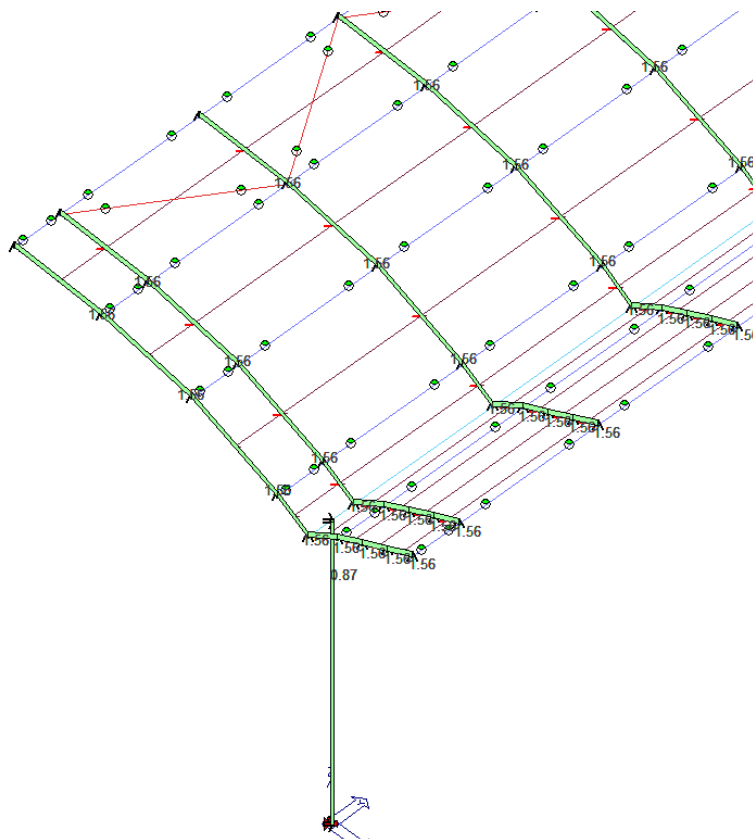
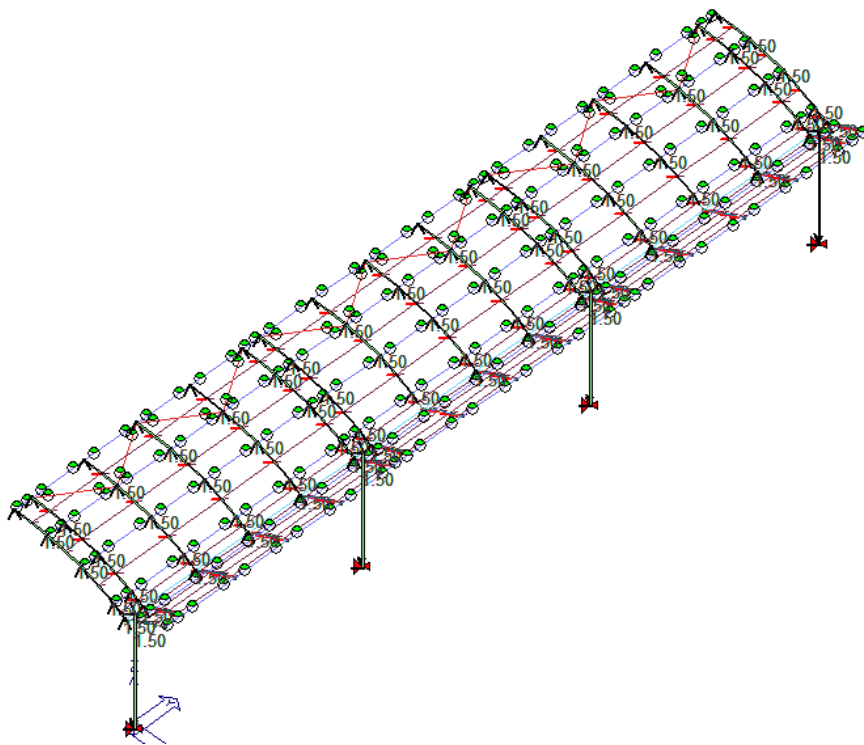


Immagine di dettaglio Carichi Variabili (Vento)



Carichi Variabili (Azione Ferroviaria)

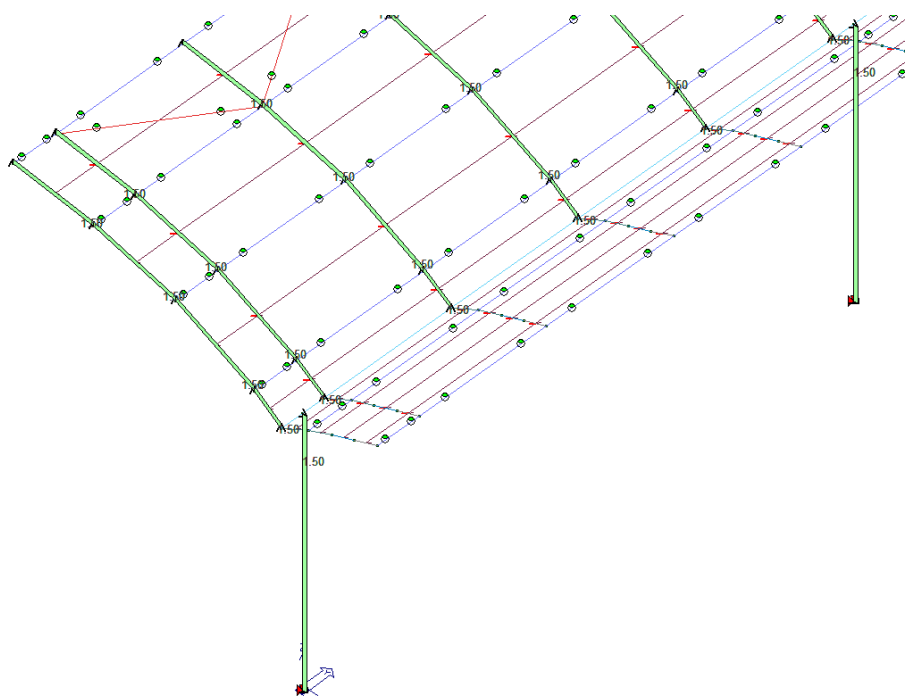


Immagine di dettaglio Carichi Variabili (Azione Ferroviaria)

9. VERIFICHE DI RESISTENZA E DEFORMABILITA' DELLE PENSILINE

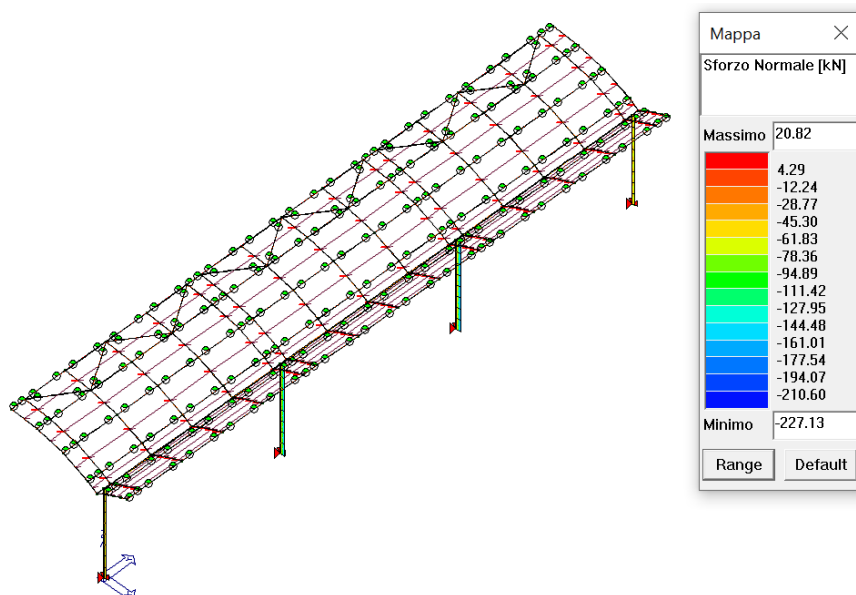
9.1 GENERALITÀ

I calcoli delle caratteristiche di sollecitazione sono stati eseguiti manualmente o con l'ausilio di elaboratore elettronico mediante l'utilizzo di software di analisi agli elementi finiti (Prosap®), con criteri basati sugli usuali metodi teorici della Scienza delle Costruzioni nella ipotesi di comportamento lineare elastico dei materiali.

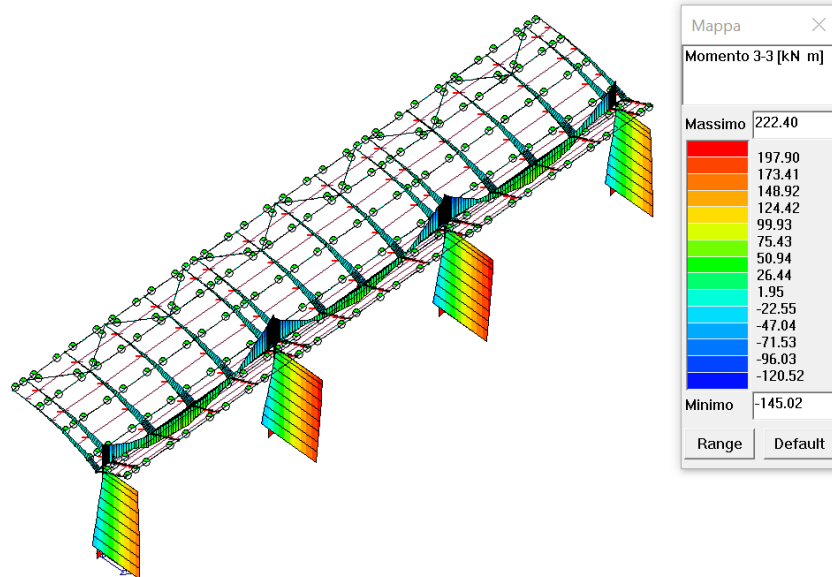
La verifica delle sezioni è stata eseguita manualmente o con elaboratore elettronico, con criteri basati sugli usuali metodi teorici della Tecnica delle Costruzioni; tale verifica è stata eseguita secondo il metodo agli stati limite.

Il calcolo è stato eseguito considerando la struttura libera di oscillare sotto l'azione sismica, al fine di ottenere i valori di sollecitazione massimi, e al fine di verificare l'equilibrio della struttura.

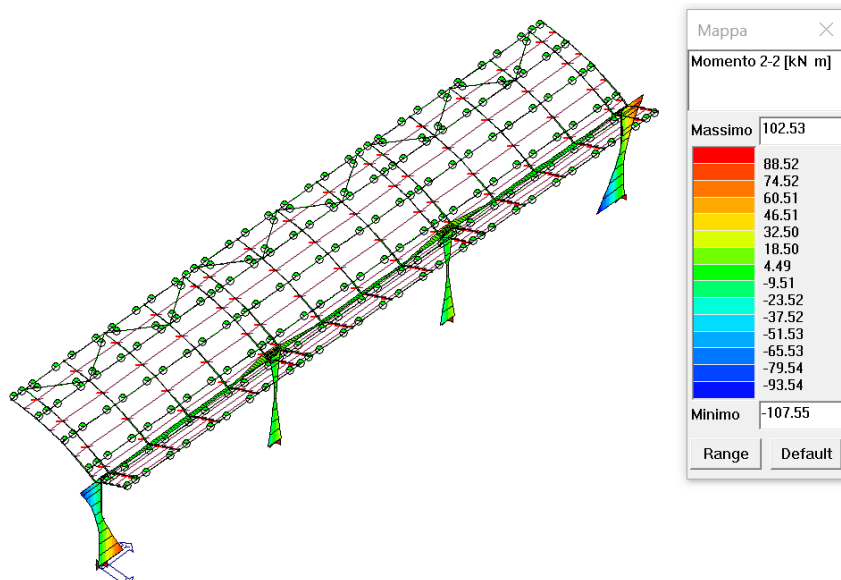
Di seguito si riportano i diagrammi dei massimi momenti, delle azioni assiali e di taglio agenti sugli elementi strutturali modellati e analizzati.



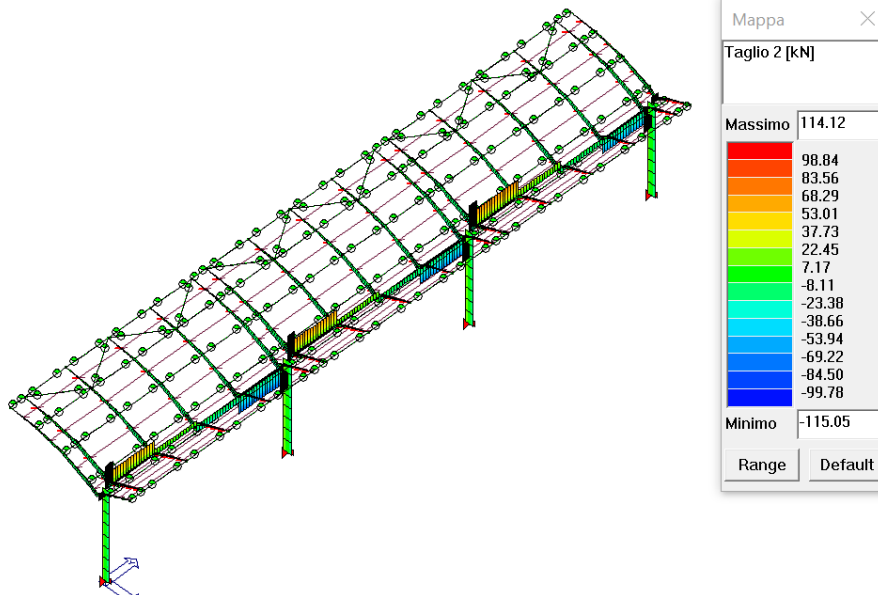
Massime Azioni Assiali di compressione agenti sui pilastri



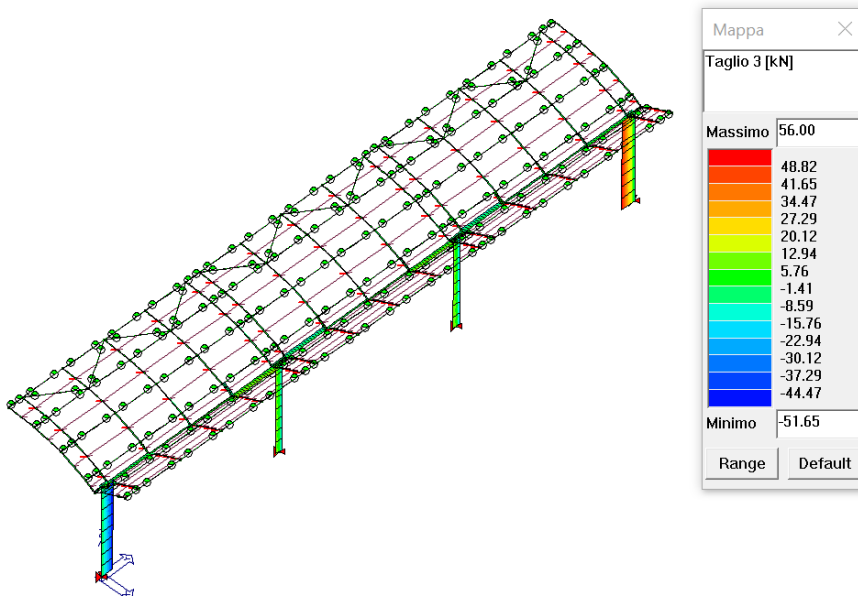
Massime Azioni Flettenti (M33) Agenti sui pilastri



Massime Azioni Flettenti (M22) Agenti sui pilastri



Massime Azioni di Taglio(T22) Agenti sui pilastri



Massime Azioni di Taglio(T33) Agenti sui pilastri

9.2 VERIFICA ELEMENTI IN ACCIAIO

DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

LEGENDA TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO

Il programma combina i diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo le regole previste dalla normativa vigente.

Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

La prima tabella delle combinazioni riportata di seguito comprende le seguenti informazioni: Numero, Tipo, Sigla identificativa. Una seconda tabella riporta il peso nella combinazione assunto per ogni caso di carico.

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

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q1 \cdot Qk1 + \gamma Q2 \cdot \psi02 \cdot Qk2 + \gamma Q3 \cdot \psi03 \cdot Qk3 + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi02 \cdot Qk2 + \psi03 \cdot Qk3 + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G1 + G2 + P + \psi11 \cdot Qk1 + \psi22 \cdot Qk2 + \psi23 \cdot Qk3 + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G1 + G2 + P + \psi21 \cdot Qk1 + \psi22 \cdot Qk2 + \psi23 \cdot Qk3 + \dots$$

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

$$E + G1 + G2 + P + \psi21 \cdot Qk1 + \psi22 \cdot Qk2 + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$$G1 + G2 + Ad + P + \psi21 \cdot Qk1 + \psi22 \cdot Qk2 + \dots$$

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.1

Destinazione d'uso/azione	$\psi0$	$\psi1$	$\psi2$
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini, ...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli $\leq 30kN$)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli $> 30kN$)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota ≤ 1000 m	0,50	0,20	0,00
Neve a quota > 1000 m	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa due diversi approcci progettuali:

- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2),
- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

NTC 2018 Tabella 2.6.I

		Coefficiente γ_f	EQU	A1	A2
<i>Carichi permanenti</i>	<i>Favorevoli</i>	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	<i>Sfavorevoli</i>		1,1	1,3	1,0
<i>Carichi permanenti non strutturali</i> <small>(Non compiutamente definiti)</small>	<i>Favorevoli</i>	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	<i>Sfavorevoli</i>		1,5	1,5	1,3
<i>Carichi variabili</i>	<i>Favorevoli</i>	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	<i>Sfavorevoli</i>		1,5	1,5	1,3

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	Comb. SLU A1 1	
2	SLU	Comb. SLU A1 2	
3	SLU	Comb. SLU A1 3	
4	SLU	Comb. SLU A1 4	
5	SLU	Comb. SLU A1 5	
6	SLU	Comb. SLU A1 6	
7	SLU	Comb. SLU A1 7	
8	SLU	Comb. SLU A1 8	
9	SLU	Comb. SLU A1 9	
10	SLU	Comb. SLU A1 10	
11	SLU	Comb. SLU A1 11	
12	SLU	Comb. SLU A1 12	
13	SLU	Comb. SLU A1 13	
14	SLU	Comb. SLU A1 14	
15	SLU	Comb. SLU A1 15	
16	SLU	Comb. SLU A1 16	
17	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 17	
18	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 18	
19	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 19	
20	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 20	
21	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 21	
22	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 22	
23	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 23	
24	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 24	
25	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 25	
26	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 26	
27	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 27	
28	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 28	
29	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 29	
30	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 30	
31	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 31	

**PROGETTO DEFINITIVO
PENSILINE FERROVIARIE
Relazione di calcolo Pensilina asimmetrica
in acciaio banchina laterale**

COMMESSA IV01 LOTTO 00 CODIFICA D 26 CL DOCUMENTO FV0000 003 REV. A FOGLIO 46 di 77

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
32	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 32	
33	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 33	
34	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 34	
35	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 35	
36	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 36	
37	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 37	
38	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 38	
39	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 39	
40	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 40	
41	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 41	
42	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 42	
43	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 43	
44	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 44	
45	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 45	
46	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 46	
47	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 47	
48	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 48	
49	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 49	
50	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 50	
51	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 51	
52	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 52	
53	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 53	
54	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 54	
55	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 55	
56	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 56	
57	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 57	
58	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 58	
59	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 59	
60	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 60	
61	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 61	
62	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 62	
63	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 63	
64	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 64	
65	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 65	
66	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 66	
67	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 67	
68	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 68	
69	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 69	
70	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 70	
71	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 71	
72	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 72	
73	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 73	
74	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 74	
75	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 75	
76	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 76	
77	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 77	
78	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 78	
79	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 79	
80	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 80	
81	SLU(acc.)	Comb. SLU (Accid.) 81	
82	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 82	
83	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 83	
84	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 84	
85	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 85	
86	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 86	
87	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 87	
88	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 88	
89	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 89	
90	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 90	
91	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 91	
92	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 92	
93	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 93	

**PROGETTO DEFINITIVO
PENSILINE FERROVIARIE
Relazione di calcolo Pensilina asimmetrica
in acciaio banchina laterale**

COMMESSA IV01 LOTTO 00 CODIFICA D 26 CL DOCUMENTO FV0000 003 REV. A FOGLIO 48 di 77

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
29	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
30	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
31	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
32	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
33	1.00	1.00	1.00	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
34	1.00	1.00	1.00	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
35	1.00	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
36	1.00	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
37	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
38	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
39	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
40	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
41	1.00	1.00	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
42	1.00	1.00	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
43	1.00	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
44	1.00	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
45	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
46	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
47	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
48	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
49	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0
50	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0
51	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0
52	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0
53	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0
54	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0
55	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0
56	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0
57	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0
58	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0
59	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0

**PROGETTO DEFINITIVO
PENSILINE FERROVIARIE
Relazione di calcolo Pensilina asimmetrica
in acciaio banchina laterale**

COMMESSA IV01 LOTTO 00 CODIFICA D 26 CL DOCUMENTO FV0000 003 REV. A FOGLIO 49 di 77

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
60	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0
61	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0
62	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0
63	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0
64	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0
65	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0
66	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
67	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0
68	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
69	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0
70	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0
71	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0
72	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0
73	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0
74	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0
75	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0
76	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0
77	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0
78	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0
79	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0
80	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0
81	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
82	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
83	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
84	0.0	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
85	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0
86	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20
87	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.60
88	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.60
89	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.60

**PROGETTO DEFINITIVO
PENSILINE FERROVIARIE
Relazione di calcolo Pensilina asimmetrica
in acciaio banchina laterale**

COMMESSA IV01 LOTTO 00 CODIFICA D 26 CL DOCUMENTO FV0000 003 REV. A FOGLIO 50 di 77

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
90	1.00	1.00	1.00	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.60
	0.0													
91	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0													
92	1.00	1.00	1.00	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	1.00
	0.0													
93	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.60
	1.00													
94	1.00	1.00	1.00	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.60
	1.00													

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	Comb. SLU A1 1	
2	SLU	Comb. SLU A1 2	
3	SLU	Comb. SLU A1 3	
4	SLU	Comb. SLU A1 4	
5	SLU	Comb. SLU A1 5	
6	SLU	Comb. SLU A1 6	
7	SLU	Comb. SLU A1 7	
8	SLU	Comb. SLU A1 8	
9	SLU	Comb. SLU A1 9	
10	SLU	Comb. SLU A1 10	
11	SLU	Comb. SLU A1 11	
12	SLU	Comb. SLU A1 12	
13	SLU	Comb. SLU A1 13	
14	SLU	Comb. SLU A1 14	
15	SLU	Comb. SLU A1 15	
16	SLU	Comb. SLU A1 16	
17	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 17	
18	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 18	
19	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 19	
20	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 20	
21	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 21	
22	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 22	
23	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 23	
24	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 24	
25	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 25	
26	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 26	
27	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 27	
28	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 28	
29	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 29	
30	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 30	
31	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 31	
32	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 32	
33	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 33	
34	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 34	
35	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 35	
36	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 36	
37	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 37	
38	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 38	
39	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 39	
40	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 40	
41	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 41	
42	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 42	
43	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 43	
44	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 44	
45	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 45	
46	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 46	
47	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 47	

**PROGETTO DEFINITIVO
PENSILINE FERROVIARIE
Relazione di calcolo Pensilina asimmetrica
in acciaio banchina laterale**

COMMESSA IV01 LOTTO 00 CODIFICA D 26 CL DOCUMENTO FV0000 003 REV. A FOGLIO 51 di 77

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
48	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 48	
49	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 49	
50	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 50	
51	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 51	
52	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 52	
53	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 53	
54	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 54	
55	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 55	
56	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 56	
57	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 57	
58	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 58	
59	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 59	
60	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 60	
61	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 61	
62	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 62	
63	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 63	
64	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 64	
65	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 65	
66	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 66	
67	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 67	
68	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 68	
69	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 69	
70	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 70	
71	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 71	
72	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 72	
73	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 73	
74	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 74	
75	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 75	
76	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 76	
77	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 77	
78	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 78	
79	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 79	
80	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 80	
81	SLU(acc.)	Comb. SLU (Accid.) 81	
82	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 82	
83	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 83	
84	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 84	
85	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 85	
86	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 86	
87	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 87	
88	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 88	
89	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 89	
90	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 90	
91	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 91	
92	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 92	
93	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 93	
94	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 94	

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.90
2	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.90
3	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.90
4	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.90
5	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.90

**PROGETTO DEFINITIVO
PENSILINE FERROVIARIE
Relazione di calcolo Pensilina asimmetrica
in acciaio banchina laterale**

COMMESSA IV01 LOTTO 00 CODIFICA D 26 CL DOCUMENTO FV0000 003 REV. A FOGLIO 52 di 77

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
6	1.30	1.30	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.90
7	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.90
8	1.00	1.00	0.80	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.90
9	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.50
10	1.30	1.30	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.50
11	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.50
12	1.00	1.00	0.80	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	1.50
13	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.90
14	1.30	1.30	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.90
15	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.90
16	1.00	1.00	0.80	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.90
17	1.00	1.00	1.00	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
18	1.00	1.00	1.00	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
20	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
21	1.00	1.00	1.00	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
22	1.00	1.00	1.00	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
24	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
26	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
27	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
28	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
29	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
30	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
31	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
32	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
33	1.00	1.00	1.00	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
34	1.00	1.00	1.00	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
35	1.00	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
36	1.00	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

- VERIFICA ELEMENTI IN ACCIAIO

Il programma consente la verifica dei seguenti tipi di elementi:

1. aste 2. travi 3. pilastri

L'esito delle verifiche è espresso con un codice come di seguito indicato

***Ok:** verifica con esito positivo*

***NV:** verifica con esito negativo*

***Nr:** verifica non richiesta.*

Per comodità gli elementi vengono raggruppati in tabelle in relazione al tipo.

Ai fini delle verifiche (come da D.M. 17 Gennaio 2018 e circolare 21 Gennaio 2019 n.7) i tipi elementi differiscono per i seguenti aspetti:

Verifica	Aste	Travi	Pilastri
4.2.3.1 <i>Classificazione</i>	X	X	X
4.2.4.1.2.1 <i>Trazione</i>	X	X	X
4.2.4.1.2.2 <i>Compressione</i>	X	X	X
4.2.4.1.2.4 <i>Taglio</i>		X	X
4.2.4.1.2.5 <i>Torsione</i>		X	X
<i>Flessione, taglio e forza assiale</i>		X	X
4.2.4.1.3.1 <i>Aste compresse</i>	X	X	X
4.2.4.1.3.2 <i>Instabilità flesso-torsionale</i>		X	X
4.2.4.1.3.3 <i>Membrature inflesse e compresse</i>		X	X

Ai fini delle verifiche per strutture dissipative (come da D.M. 17 Gennaio 2018 e 2018 e circolare 21 Gennaio 2019 n.7) per strutture intelaiate e a controventi concentrici) si considerano le verifiche del capitolo 4 con azioni amplificate e le verifiche del capitolo 7:

Verifica	Travi	Pilastrì
4.2.4.1.2.1 Trazione	X	X
4.2.4.1.2.2 Compressione	X	X
4.2.4.1.2.4 Taglio	X	X
4.2.4.1.2.5 Torsione	X	X
Flessione, taglio e forza assiale	X	X
4.2.4.1.3.1 Aste compresse	X	X
4.2.4.1.3.2 Instabilità flesso-torsionale	X	X
4.2.4.1.3.3 Membrature inflesse e compresse	X	X
7.5.3 Sfruttamento per momento	X	
7.5.4 Sfruttamento per sforzo normale	X	
7.5.5 Sfruttamento per taglio da capacità flessionale	X	
7.5.9 Sfruttamento per taglio amplificato		X

Viene inoltre riportata la verifica della “Gerarchia delle resistenze trave-colonna” per ogni colonna, considerando piede e testa in entrambe le direzioni globali X e Y.

L’insieme delle verifiche sopra riportate è condotto sugli elementi purché dotati di sezione idonea come da tabella seguente:

Azione	SEZIONI GENERICHE	PROFILI SEMPLICI	PROFILI ACCOPPIATI
4.2.3.1 Classificazione automatica	L, doppio T, C, rettangolare cava, circolare cava	Tutti	Da profilo semplice
4.2.3.1 Classificazione di default 2	Circolare		
4.2.3.1 Classificazione di default 3	restanti		
4.2.4.1.2.1 Trazione	si	si	si
4.2.4.1.2.2 Compressione	si	si	si
4.2.4.1.2.4 Taglio	si	si	si
4.2.4.1.2.5 Torsione	si	si	si
Flessione, taglio e forza assiale	si	si	si
4.2.4.1.3.1 Aste compresse	si	si	per elementi ravvicinati e a croce o coppie calastrellate
4.2.4.1.3.2 Travi inflesse	doppio T simmetrica	doppio T	no

Le verifiche sono riportate in tabelle con il significato sotto indicato; le verifiche sono espresse dal rapporto tra l'azione di progetto e la capacità ultima, pertanto la verifica ha esito positivo per rapporti non superiori all'unità.

Asta	Trave	Pilastro	<i>numero dell'elemento</i>		
Stato			<i>codice di verifica per resistenza, stabilità, svergolamento</i>		
Note			<i>sezione e materiali adottati per l'elemento</i>		
V N			<i>(ASTE) verifica come da par. 4.2.4.1.2 per punto (4.2.6) e (4.2.10)</i>		
V V/T			<i>(TRAVI E PILASTRI) verifica di resistenza come da par. 4.2.4.1.2 per azioni taglio-torsione (4.2.16 e 4.2.28)</i>		
V N/M			<i>(TRAVI E PILASTRI) verifica di resistenza come da par. 4.2.4.1.2 per azioni composte (4.2.33) con riduzione per taglio (4.2.40) ove richiesto</i>		
N	M 3	M 2	V2	V3	T
V stab			<i>(ASTE) verifica come da par. 4.2.4.1.3.1 per punto (4.2.41)</i>		
V stab			<i>(TRAVI E PILASTRI) verifica come da par. 4.2.4.1.3 per punti (C4.2.32) o (C4.2.36) (membrane inflesse e compresse senza/con presenza di instabilità flessio-torsionale)</i>		
BetaxL	B22x L	B33x L	<i>lunghezze libere di inflessione (se indicato riferiti al piano di normale 22 o 33 rispettivamente)</i>		
Snellezza			<i>snellezza massima</i>		
Classe			<i>classe del profilo</i>		
Chi mn			<i>coefficiente di riduzione (della capacità) per la modalità di instabilità pertinente</i>		
Rif. cmb			<i>combinazioni in cui si sono rispettivamente attinti i valori di verifica più elevati</i>		
V flst			<i>(TRAVI E PILASTRI) verifica di stabilità come da par. 4.2.4.1.3.2 per punto (4.2.48)</i>		
B1-1 x L			<i>Beta1-1 x L: interasse tra i ritegni torsionali</i>		
Chi LT			<i>coefficiente di riduzione (della capacità) per la modalità di instabilità flessio-torsionale</i>		
Snell adim			<i>Valore della snellezza adimensionale, utilizzato per il controllo previsto al par. 7.5.5</i>		
v.Omeg			<i>Valore del rapporto capacità/domanda per l'azione di interesse (momento per travi e azione assiale per aste) utilizzato per l'amplificazione delle azioni</i>		
f.Om. N			<i>Fattore di amplificazione delle azioni assiali per travi e colonne (prodotto di 1.1 x Omega x gamma rd materiale); utilizzato come specificato al par. 7.5.5</i>		
f.Om. T			<i>Fattore di amplificazione delle azioni (assiali, flettenti e taglianti) per colonne (prodotto di 1.1 x Omega x gamma rd materiale); utilizzato come specificato al par. 7.5.4</i>		
V.7.5.4 M Ed			<i>Verifica come prevista al punto 7.5.4 e valore dell'azione flettente</i>		
V.7.5.5N Ed			<i>Verifica come prevista al punto 7.5.5 e valore dell'azione assiale</i>		

**PROGETTO DEFINITIVO
 PENSILINE FERROVIARIE
 Relazione di calcolo Pensilina asimmetrica
 in acciaio banchina laterale**

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FV0000 003	REV. A	FOGLIO 58 di 77
------------------	-------------	---------------------	-------------------------	-----------	--------------------

V.7.5.6V Ed,G	V	<i>Verifica come prevista al punto 7.5.6 e valore dei tagli dovuti ai carichi e alla capacità</i>
Ed,M		
V.7.5.10	V Ed	<i>Verifica come prevista al punto 7.5.10 e valore dell' azione di taglio</i>
sovr. Xi (Xf, Yi, Yf)		<i>Valore della sovreresistenza come prevista al par. 7.5.4.2 (i valori non sono normalizzati pertanto saranno maggiori uguali a gamma rd in base alla classe di duttilità)</i>

Nel caso in cui lambdaS sia minore di 0.2, oppure nel caso in cui la sollecitazione di calcolo NEd sia inferiore a 0.04 Ncr, gli effetti legati ai fenomeni di instabilità sono trascurati, come da paragrafo 4.2.4.1.3.1

Trave	Stato	Note	V V/T	V N/M	V stab	Cl.	LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flst	LamS LT	Chi LT	Rif. cmb
2	ok	s=1,m=12	0.02	0.17		1					0.15	0.3	0.92	2,6,0,6
3	ok	s=2,m=12	0.04	0.34		1					0.38	0.4	0.82	35,6,0,6
4	ok	s=4,m=12	0.04	0.29		4					0.42	0.9	0.54	35,35,0,6
5	ok	s=3,m=12	0.02	0.33		4					0.54	1.0	0.45	35,6,0,6
6	ok	s=3,m=12	0.01	0.08		4					0.03	0.9	0.50	2,2,0,6
7	ok	s=2,m=12	0.02	0.04		1					0.02	0.4	0.85	2,6,0,6
8	ok	s=1,m=12	0.03	0.01		1					8.40e-03	0.3	0.94	2,6,0,5
9	ok	s=3,m=12	0.02	0.15		4					0.06	1.0	0.48	2,6,0,6
10	ok	s=2,m=12	0.01	0.06		1					0.05	0.4	0.85	2,2,0,2
11	ok	s=1,m=12	0.01	0.20		1					0.21	0.3	0.92	38,6,0,6
12	ok	s=2,m=12	0.04	0.41		1					0.50	0.4	0.82	35,6,0,6
13	ok	s=4,m=12	0.04	0.31		4					0.54	0.9	0.53	35,35,0,6
14	ok	s=3,m=12	0.03	0.50		4					0.69	1.0	0.46	39,2,0,6
15	ok	s=3,m=12	4.09e-03	0.05		4					0.04	0.9	0.49	6,2,0,6
16	ok	s=2,m=12	8.58e-03	0.05		1					0.04	0.4	0.86	37,6,0,6
17	ok	s=1,m=12	0.01	0.02		1					0.02	0.3	0.94	37,6,0,6
18	ok	s=3,m=12	9.02e-03	0.12		4					0.09	1.0	0.48	2,2,0,6
19	ok	s=1,m=12	0.02	0.03		1					0.02	0.3	0.94	2,2,0,2
20	ok	s=3,m=12	7.05e-03	0.14		4					0.11	1.0	0.48	2,14,0,2
21	ok	s=1,m=12	0.01	0.26		1					0.26	0.3	0.92	2,2,0,2
22	ok	s=2,m=12	0.04	0.52		1					0.62	0.4	0.82	35,2,0,2
23	ok	s=4,m=12	0.03	0.38		4					0.67	0.9	0.53	35,2,0,2
24	ok	s=3,m=12	0.04	0.84		4					0.84	1.0	0.46	2,2,0,2
25	ok	s=3,m=12	5.18e-03	0.09		4					0.05	1.0	0.49	2,2,0,2
26	ok	s=2,m=12	7.47e-03	0.07		1					0.05	0.4	0.85	37,2,0,2
27	ok	s=1,m=12	9.09e-03	0.04		1					0.02	0.3	0.94	37,2,0,2
28	ok	s=5,m=12	0.37	0.27		1								2,14,0,0
29	ok	s=3,m=12	0.02	0.30		4					0.11	1.0	0.48	2,2,0,2
30	ok	s=1,m=12	0.02	0.23		1					0.20	0.3	0.92	2,2,0,6
31	ok	s=2,m=12	0.05	0.42		1					0.47	0.4	0.82	35,6,0,6
32	ok	s=4,m=12	0.05	0.29		4					0.50	0.9	0.53	35,6,0,6
33	ok	s=3,m=12	0.03	0.44		4					0.63	1.0	0.46	35,6,0,6
34	ok	s=3,m=12	0.02	0.09		4					0.05	1.0	0.49	2,2,0,6
35	ok	s=2,m=12	0.03	0.06		1					0.04	0.4	0.85	2,2,0,6
36	ok	s=1,m=12	0.04	0.02		1					0.02	0.3	0.94	2,6,0,6
37	ok	s=3,m=12	0.03	0.27		4					0.09	1.0	0.49	2,2,0,6
38	ok	s=5,m=12	0.10	0.03		1								6,6,0,0
39	ok	s=1,m=12	0.01	0.27		1					0.26	0.3	0.92	2,2,0,2
40	ok	s=2,m=12	0.04	0.54		1					0.63	0.4	0.82	35,2,0,2
41	ok	s=4,m=12	0.03	0.41		4					0.67	0.9	0.53	35,2,0,2
42	ok	s=3,m=12	0.02	0.54		4					0.85	1.0	0.46	2,2,0,2
43	ok	s=3,m=12	0.01	0.06		4					0.05	1.0	0.49	2,2,0,2

**PROGETTO DEFINITIVO
PENSILINE FERROVIARIE
Relazione di calcolo Pensilina asimmetrica
in acciaio banchina laterale**

COMMESSA IV01 LOTTO 00 CODIFICA D 26 CL DOCUMENTO FV0000 003 REV. A FOGLIO 60 di 77

Trave	Stato	Note	V V/T	V N/M	V stab	Cl.	LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flst	LamS LT	Chi LT	Rif. cmb
108	ok	s=5,m=12	0.33	0.34		1								2,2,0,0
109	ok	s=5,m=12	0.29	0.36		1								2,2,0,0
110	ok	s=6,m=12	0.04	0.56		3					5.76e-04	0.2	0.99	2,2,0,2
111	ok	s=6,m=12	9.99e-03	0.28		3					7.13e-03	0.6	0.72	2,2,0,13
112	ok	s=6,m=12	5.42e-03	0.23		3					7.13e-03	0.6	0.72	35,35,0,2
113	ok	s=6,m=12	4.68e-03	0.19		3					7.13e-03	0.6	0.72	35,35,0,13
114	ok	s=6,m=12	6.91e-03	0.23		3					7.13e-03	0.6	0.72	2,44,0,6
115	ok	s=6,m=12	0.02	0.27		3					5.76e-04	0.2	0.99	39,39,0,2
116	ok	s=6,m=12	8.08e-03	0.26		3					7.13e-03	0.6	0.72	2,39,0,6
117	ok	s=6,m=12	5.00e-03	0.21		3					7.13e-03	0.6	0.72	39,47,0,13
118	ok	s=6,m=12	5.00e-03	0.21		3					7.13e-03	0.6	0.72	36,36,0,2
119	ok	s=6,m=12	8.08e-03	0.26		3					7.13e-03	0.6	0.72	2,36,0,2
120	ok	s=6,m=12	0.02	0.27		3					5.76e-04	0.2	0.99	36,36,0,5
121	ok	s=6,m=12	0.04	0.60		3					5.76e-04	0.2	0.99	35,43,0,1
122	ok	s=6,m=12	8.99e-03	0.31		3					7.13e-03	0.6	0.72	2,43,0,13
123	ok	s=6,m=12	6.86e-03	0.28		3					7.13e-03	0.6	0.72	35,43,0,1
124	ok	s=6,m=12	6.18e-03	0.25		3					7.13e-03	0.6	0.72	35,43,0,2
125	ok	s=6,m=12	6.33e-03	0.26		3					7.13e-03	0.6	0.72	38,38,0,5
126	ok	s=6,m=12	0.03	0.45		3					5.76e-04	0.2	0.99	39,39,0,2
127	ok	s=6,m=12	7.26e-03	0.29		3					7.13e-03	0.6	0.72	2,39,0,6
128	ok	s=6,m=12	6.35e-03	0.26		3					7.13e-03	0.6	0.72	39,39,0,5
129	ok	s=6,m=12	6.35e-03	0.26		3					7.13e-03	0.6	0.72	36,36,0,2
130	ok	s=6,m=12	7.26e-03	0.29		3					7.13e-03	0.6	0.72	2,44,0,1
131	ok	s=6,m=12	0.03	0.45		3					5.76e-04	0.2	0.99	36,36,0,2
132	ok	s=6,m=12	0.05	0.69		3					5.76e-04	0.2	0.99	35,35,0,1
133	ok	s=6,m=12	7.26e-03	0.31		3					7.13e-03	0.6	0.72	35,43,0,5
134	ok	s=6,m=12	7.70e-03	0.31		3					7.13e-03	0.6	0.72	35,35,0,2
135	ok	s=6,m=12	7.38e-03	0.30		3					7.13e-03	0.6	0.72	35,35,0,2
136	ok	s=6,m=12	6.51e-03	0.27		3					7.13e-03	0.6	0.72	36,36,0,13
137	ok	s=6,m=12	0.04	0.59		3					5.76e-04	0.2	0.99	35,35,0,13
138	ok	s=6,m=12	7.09e-03	0.30		3					7.13e-03	0.6	0.72	35,35,0,5
139	ok	s=6,m=12	7.23e-03	0.29		3					7.13e-03	0.6	0.72	39,39,0,2
140	ok	s=6,m=12	7.23e-03	0.29		3					7.13e-03	0.6	0.72	36,36,0,6
141	ok	s=6,m=12	7.09e-03	0.30		3					7.13e-03	0.6	0.72	40,40,0,2
142	ok	s=6,m=12	0.04	0.59		3					5.76e-04	0.2	0.99	40,48,0,5
143	ok	s=6,m=12	0.03	0.38		3					5.76e-04	0.2	0.99	34,34,0,13
144	ok	s=6,m=12	5.55e-03	0.15	0.10	3	1.3	0.5	115.9	0.37	7.13e-03	0.6	0.72	2,42,2,6
145	ok	s=6,m=12	4.26e-03	0.19	0.19	3	1.3	0.5	115.9	0.37	7.13e-03	0.6	0.72	35,35,2,2
146	ok	s=6,m=12	4.52e-03	0.19	0.15	3	1.3	0.5	115.9	0.37	7.13e-03	0.6	0.72	35,39,2,1
147	ok	s=6,m=12	3.70e-03	0.15		3					7.13e-03	0.6	0.72	33,45,0,6
148	ok	s=6,m=12	0.02	0.33		3					5.76e-04	0.2	0.99	35,39,0,5
149	ok	s=6,m=12	4.51e-03	0.15		3					7.13e-03	0.6	0.72	2,43,0,2
150	ok	s=6,m=12	4.16e-03	0.17		3					7.13e-03	0.6	0.72	38,38,0,2
151	ok	s=6,m=12	4.16e-03	0.17		3					7.13e-03	0.6	0.72	33,33,0,2
152	ok	s=6,m=12	4.51e-03	0.15		3					7.13e-03	0.6	0.72	2,40,0,2
153	ok	s=6,m=12	0.02	0.33		3					5.76e-04	0.2	0.99	40,36,0,6
154	ok	s=6,m=12	0.01	0.19		3					5.76e-04	0.2	0.99	2,2,0,2
155	ok	s=6,m=12	5.22e-03	0.15		3					7.13e-03	0.6	0.72	2,2,0,1
156	ok	s=6,m=12	2.40e-03	0.10		3					7.13e-03	0.6	0.72	2,2,0,2
157	ok	s=6,m=12	1.22e-03	0.04		3					7.13e-03	0.6	0.72	6,2,0,13
158	ok	s=6,m=12	3.18e-03	0.08		3					7.13e-03	0.6	0.72	2,2,0,1
159	ok	s=6,m=12	3.86e-03	0.05		3					5.76e-04	0.2	0.99	40,40,0,2
160	ok	s=6,m=12	4.17e-03	0.13		3					7.13e-03	0.6	0.72	2,2,0,6
161	ok	s=6,m=12	1.44e-03	0.06		3					7.13e-03	0.6	0.72	2,2,0,13
162	ok	s=6,m=12	1.44e-03	0.06		3					7.13e-03	0.6	0.72	2,2,0,2
163	ok	s=6,m=12	4.17e-03	0.13		3					7.13e-03	0.6	0.72	2,2,0,6
164	ok	s=6,m=12	3.86e-03	0.05		3					5.76e-04	0.2	0.99	35,35,0,5
165	ok	s=6,m=12	2.40e-03	0.10		3					7.13e-03	0.6	0.72	2,2,0,1
166	ok	s=6,m=12	5.22e-03	0.15		3					7.13e-03	0.6	0.72	2,2,0,13
167	ok	s=6,m=12	0.01	0.19		3					5.76e-04	0.2	0.99	2,2,0,2
168	ok	s=6,m=12	1.22e-03	0.06	0.16	3	1.3	0.5	115.9	0.37	7.13e-03	0.6	0.72	6,2,2,14
169	ok	s=6,m=12	2.41e-03	0.13	0.20	3	1.3	0.5	115.9	0.37	7.13e-03	0.6	0.72	2,2,2,2

**PROGETTO DEFINITIVO
PENSILINE FERROVIARIE
Relazione di calcolo Pensilina asimmetrica
in acciaio banchina laterale**

COMMESSA IV01 LOTTO 00 CODIFICA D 26 CL DOCUMENTO FV0000 003 REV. A FOGLIO 62 di 77

Trave	Stato	Note	V V/T	V N/M	V stab	Cl.	LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flst	LamS LT	Chi LT	Rif. cmb
233	ok	s=5,m=12	0.37	0.28		1								2,14,0,0
234	ok	s=5,m=12	0.10	0.02		1								6,6,0,0
235	ok	s=6,m=12	6.91e-03	0.23		3					7.13e-03	0.6	0.72	2,47,0,2
236	ok	s=6,m=12	4.68e-03	0.19		3					7.13e-03	0.6	0.72	40,40,0,2
237	ok	s=6,m=12	5.42e-03	0.23		3					7.13e-03	0.6	0.72	40,48,0,5
238	ok	s=6,m=12	9.99e-03	0.28		3					7.13e-03	0.6	0.72	2,2,0,2
239	ok	s=6,m=12	0.04	0.56		3					5.76e-04	0.2	0.99	2,2,0,2
240	ok	s=6,m=12	6.33e-03	0.26		3					7.13e-03	0.6	0.72	33,33,0,13
241	ok	s=6,m=12	6.18e-03	0.25		3					7.13e-03	0.6	0.72	40,48,0,6
242	ok	s=6,m=12	6.86e-03	0.28		3					7.13e-03	0.6	0.72	40,40,0,1
243	ok	s=6,m=12	8.99e-03	0.31		3					7.13e-03	0.6	0.72	2,48,0,13
244	ok	s=6,m=12	0.04	0.60		3					5.76e-04	0.2	0.99	40,40,0,6
245	ok	s=6,m=12	6.51e-03	0.27		3					7.13e-03	0.6	0.72	39,39,0,2
246	ok	s=6,m=12	7.38e-03	0.30		3					7.13e-03	0.6	0.72	40,40,0,5
247	ok	s=6,m=12	7.70e-03	0.31		3					7.13e-03	0.6	0.72	40,40,0,1
248	ok	s=6,m=12	7.26e-03	0.31		3					7.13e-03	0.6	0.72	40,48,0,14
249	ok	s=6,m=12	0.05	0.69		3					5.76e-04	0.2	0.99	40,48,0,14
250	ok	s=6,m=12	3.70e-03	0.15		3					7.13e-03	0.6	0.72	38,34,0,1
251	ok	s=6,m=12	4.52e-03	0.19	0.15	3	1.3	0.5	115.9	0.37	7.13e-03	0.6	0.72	40,36,2,6
252	ok	s=6,m=12	4.26e-03	0.19	0.19	3	1.3	0.5	115.9	0.37	7.13e-03	0.6	0.72	40,40,2,2
253	ok	s=6,m=12	5.55e-03	0.15	0.10	3	1.3	0.5	115.9	0.37	7.13e-03	0.6	0.72	2,37,2,6
254	ok	s=6,m=12	0.03	0.38		3					5.76e-04	0.2	0.99	37,37,0,5
255	ok	s=6,m=12	3.18e-03	0.08		3					7.13e-03	0.6	0.72	2,2,0,5
256	ok	s=6,m=12	1.22e-03	0.05		3					7.13e-03	0.6	0.72	6,2,0,2
Trave			V V/T	V N/M	V stab		LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flst	LamS LT	Chi LT	
			0.37	0.84	0.21		1.34	0.53	115.91	0.37	0.85	1.02	0.45	

Trave	v.Omeg	f.Om. N	Stato	V N/M	V stab	Rif. cmb	V[7.5.4]	M Ed	V[7.5.5]	N Ed	V[7.5.6]	V Ed,G	V Ed,M
								kN m		kN		kN	kN
2							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
13							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
14							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
15							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
17							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
18							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
20							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
21							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
22							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
24							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
26							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
27							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
28							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
29							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
30							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Trave	v.Omeg	f.Om. N	Stato	V N/M	V stab	Rif. cmb	V[7.5.4]	M Ed	V[7.5.5]	N Ed	V[7.5.6]	V Ed,G	V Ed,M
31							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
32							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
33							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
34							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
35							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
36							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
37							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
38							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
39							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
40							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
41							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
42							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
43							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
44							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
45							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
46							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
47							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
48							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
49							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
50							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
51							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
54							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
55							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
56							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
57							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
58							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
59							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
60							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
61							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
62							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
63							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
64							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
65							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
66							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
67							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
68							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
69							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
70							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
71							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
72							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
73							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
74							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
75							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
76							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
77							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
78							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
79							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
80							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
81							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
82							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
83							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
84							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
85							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
86							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
87							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
88							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
89							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
90							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
91							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
92							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
93							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
94							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

**PROGETTO DEFINITIVO
PENSILINE FERROVIARIE
Relazione di calcolo Pensilina asimmetrica
in acciaio banchina laterale**

COMMESSA IV01 LOTTO 00 CODIFICA D 26 CL DOCUMENTO FV0000 003 REV. A FOGLIO 64 di 77

Trave	v.Omeg	f.Om. N	Stato	V N/M	V stab	Rif. cmb	V[7.5.4]	M Ed	V[7.5.5]	N Ed	V[7.5.6]	V Ed,G	V Ed,M
95							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
96							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
97							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
98							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
99							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
100							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
101							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
102							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
103							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
104							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
105							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
106							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
107							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
108							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
109							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
110							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
111							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
112							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
113							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
114							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
115							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
116							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
117							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
118							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
119							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
120							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
121							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
122							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
123							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
124							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
125							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
126							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
127							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
128							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
129							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
130							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
131							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
132							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
133							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
134							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
135							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
136							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
137							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
138							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
139							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
140							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
141							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
142							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
143							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
144							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
145							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
146							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
147							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
148							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
149							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
150							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
151							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
152							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
153							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
154							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
155							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
156							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

**PROGETTO DEFINITIVO
PENSILINE FERROVIARIE
Relazione di calcolo Pensilina asimmetrica
in acciaio banchina laterale**

COMMESSA IV01 LOTTO 00 CODIFICA D 26 CL DOCUMENTO FV0000 003 REV. A FOGLIO 65 di 77

Trave	v.Omeg	f.Om. N	Stato	V N/M	V stab	Rif. cmb	V[7.5.4]	M Ed	V[7.5.5]	N Ed	V[7.5.6]	V Ed,G	V Ed,M
157							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
158							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
159							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
160							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
161							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
162							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
163							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
164							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
165							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
166							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
167							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
168							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
169							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
170							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
171							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
172							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
173							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
174							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
175							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
176							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
177							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
178							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
179							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
180							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
181							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
182							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
183							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
184							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
185							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
186							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
187							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
189							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
190							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
191							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
192							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
193							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
194							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
195							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
196							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
197							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
198							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
199							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
200							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
201							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
202							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
203							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
204							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
205							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
206							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
207							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
208							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
209							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
210							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
211							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
212							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
213							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
214							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
215							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
216							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
217							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
218							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
219							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Trave	v.Omeg	f.Om. N	Stato	V N/M	V stab	Rif. cmb	V[7.5.4]	M Ed	V[7.5.5]	N Ed	V[7.5.6]	V Ed,G	V Ed,M
220							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
221							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
222							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
223							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
224							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
225							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
226							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
227							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
228							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
229							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
230							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
231							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
232							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
233							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
234							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
235							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
236							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
237							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
238							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
239							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
240							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
241							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
242							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
243							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
244							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
245							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
246							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
247							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
248							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
249							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
250							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
251							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
252							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
253							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
254							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
255							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
256							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Trave	v.Omeg			V N/M	V stab		V[7.5.4]	M Ed	V[7.5.5]	N Ed	V[7.5.6]	V Ed,G	V Ed,M
							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Pilas.	Stato	Note	V V/T	V N/M	V stab	Cl.	LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flst	LamS LT	Chi LT	Rif. cmb
1	ok	s=5,m=12	0.04	0.48		1								14,2,0,0
52	ok	s=5,m=12	0.02	0.62		1								18,2,0,0
53	ok	s=5,m=12	0.02	0.62		1								25,2,0,0
188	ok	s=5,m=12	0.05	0.49		1								14,2,0,0
Pilas.			V V/T	V N/M	V stab		LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flst	LamS LT	Chi LT	
			0.05	0.62										

Pilas.	f.Om. N	f.Om. T	Stato	V V/T	V N/M	V stab	V flst	Rif. cmb	V[7.5.10]	V Ed	sovr. Xi	sovr. Xf	sovr. Yi	sovr. Yf
1	0.0	0.0	ok	0.0	0.0			0,0,0,0		kN				
52	0.0	0.0	ok	0.0	0.0			0,0,0,0						
53	0.0	0.0	ok	0.0	0.0			0,0,0,0						
188	0.0	0.0	ok	0.0	0.0			0,0,0,0						

STATI LIMITE D' ESERCIZIO ACCIAIO
LEGENDA TABELLA STATI LIMITE D' ESERCIZIO ACCIAIO

In tabella vengono riportati i valori di interesse per il controllo degli stati limite d'esercizio.

In particolare vengono riportati, per gli elementi trave, i risultati relativi alle combinazioni considerate (rare o caratteristiche).

I valori di interesse sono i seguenti:

f^*1000/L	<i>massima deformazione normalizzata in combinazioni rare</i>
-------------------------------	---

Si precisa che i valori di massima deformazione per travi sono riferiti ai due piani locali (1-2 con momenti flettenti 3-3 e 1-3 con momenti flettenti 2-2). Il valore riportato (massimo) è espresso in 1000/L per rendere agevole il confronto di più valori e in particolare di più range di valori (ad esempio 2 rappresenta L/500, 4 L/250 e così via).

Trave	f*1000/L	Trave	f*1000/L	Trave	f*1000/L	Trave	f*1000/L	Trave	f*1000/L	Trave	f*1000/L	Trave	f*1000/L
2	14.2	3	12.0	4	9.5	5	9.0	6	8.9	7	8.8	8	8.8
9	8.9	10	13.6	11	18.8	12	15.8	13	12.6	14	11.8	15	11.6
16	11.5	17	11.4	18	11.6	19	13.5	20	13.8	21	22.6	22	18.8
23	14.7	24	13.8	25	13.5	26	13.4	27	13.2	28	1.3	29	13.5
30	16.0	31	13.2	32	10.3	33	9.6	34	9.4	35	9.3	36	9.2
37	9.4	38	1.1	39	21.5	40	17.7	41	13.6	42	12.7	43	12.4
44	12.3	45	12.1	46	12.4	47	22.9	48	19.1	49	15.0	50	14.1
51	13.7	54	18.7	55	15.8	56	12.7	57	11.9	58	11.6	59	11.6
60	11.5	61	11.7	62	23.2	63	19.4	64	15.4	65	14.4	66	14.1
67	14.0	68	13.9	69	14.1	70	24.1	71	20.3	72	16.2	73	15.3
74	14.9	75	14.8	76	14.7	77	14.9	78	23.2	79	19.4	80	15.4
81	14.4	82	14.1	83	14.0	84	13.9	85	14.1	86	18.7	87	15.8
88	12.7	89	11.9	90	11.6	91	11.6	92	11.5	93	11.7	94	18.8
95	15.8	96	12.6	97	11.8	98	11.6	99	11.5	100	11.4	101	11.6
102	0.4	103	0.3	104	1.0	105	0.7	106	0.7	107	1.0	108	0.3
109	0.4	110	11.4	111	10.8	112	3.6	113	1.6	114	7.5	115	0.4
116	8.4	117	2.4	118	2.4	119	8.4	120	0.4	121	6.4	122	7.3
123	2.7	124	1.4	125	5.1	126	0.4	127	5.6	128	1.9	129	1.9
130	5.6	131	0.4	132	3.0	133	4.4	134	1.8	135	1.3	136	3.2
137	0.4	138	3.2	139	1.4	140	1.4	141	3.2	142	0.4	143	1.6
144	2.3	145	1.0	146	1.1	147	1.8	148	0.3	149	1.6	150	0.8
151	0.9	152	1.6	153	0.3	154	0.9	155	1.7	156	1.1	157	0.8
158	0.3	159	0.4	160	1.1	161	0.4	162	0.4	163	1.1	164	0.4
165	1.1	166	1.7	167	0.9	168	0.9	169	0.8	170	1.0	171	0.8
172	1.0	173	1.7	174	0.7	175	1.0	176	1.4	177	0.9	178	1.0
179	0.8	180	1.0	181	1.0	182	0.3	183	0.5	184	0.5	185	0.5
186	0.5	187	0.3	189	22.6	190	18.8	191	14.7	192	13.8	193	13.5
194	13.4	195	13.2	196	13.5	197	22.9	198	19.1	199	15.0	200	14.1
201	13.7	202	13.6	203	13.5	204	13.8	205	21.5	206	17.7	207	13.6
208	12.7	209	12.4	210	12.3	211	12.1	212	12.4	213	16.0	214	13.2
215	10.3	216	9.6	217	9.4	218	9.3	219	9.2	220	9.4	221	14.2

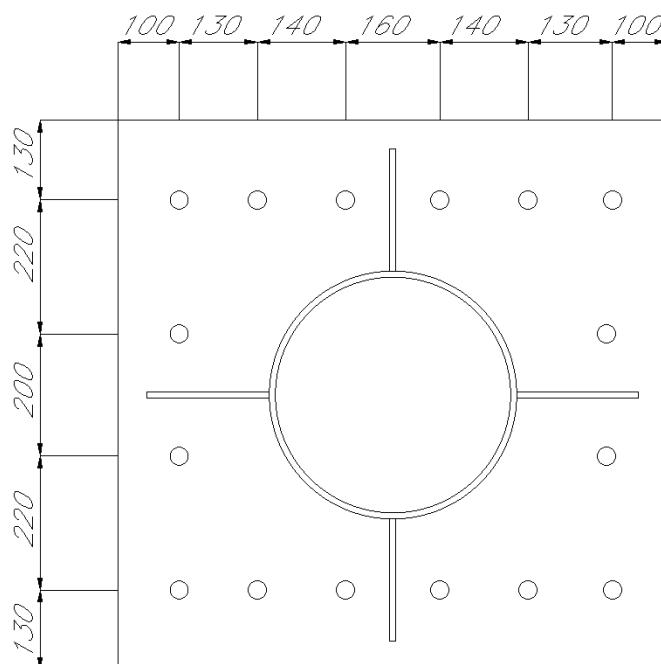
Trave	f*1000/L	Trave	f*1000/L	Trave	f*1000/L	Trave	f*1000/L	Trave	f*1000/L	Trave	f*1000/L	Trave	f*1000/L
222	12.0	223	9.5	224	9.0	225	8.9	226	8.8	227	8.8	228	8.9
229	1.4	230	1.0	231	0.7	232	1.6	233	1.2	234	1.1	235	7.5
236	1.6	237	3.6	238	10.8	239	11.3	240	5.1	241	1.4	242	2.7
243	7.3	244	6.3	245	3.2	246	1.2	247	1.8	248	4.4	249	3.0
250	1.8	251	1.1	252	1.0	253	2.3	254	1.5	255	0.3	256	0.8

9.4 VERIFICA DELLE UNIONI

- Giunto al piede delle colonne

L'unione tra la colonna e la fondazione è assicurata da una piastra in acciaio di dimensioni 900x900x30 mm saldata al piede della colonna opportunamente irrigidita da nervature, essa è ancorata al getto di calcestruzzo da 16 tirafondi M27 Classe 8.8.

Di seguito un immagine del giunto di base:



La colonna in acciaio trasmette alla fondazione le caratteristiche di sollecitazione di sforzo normale, taglio e momento flettente.

Dalle analisi svolte è emerso che al piede della colonna si hanno le seguenti massime sollecitazioni:

$$N_u = 227.0 \text{ kN}$$

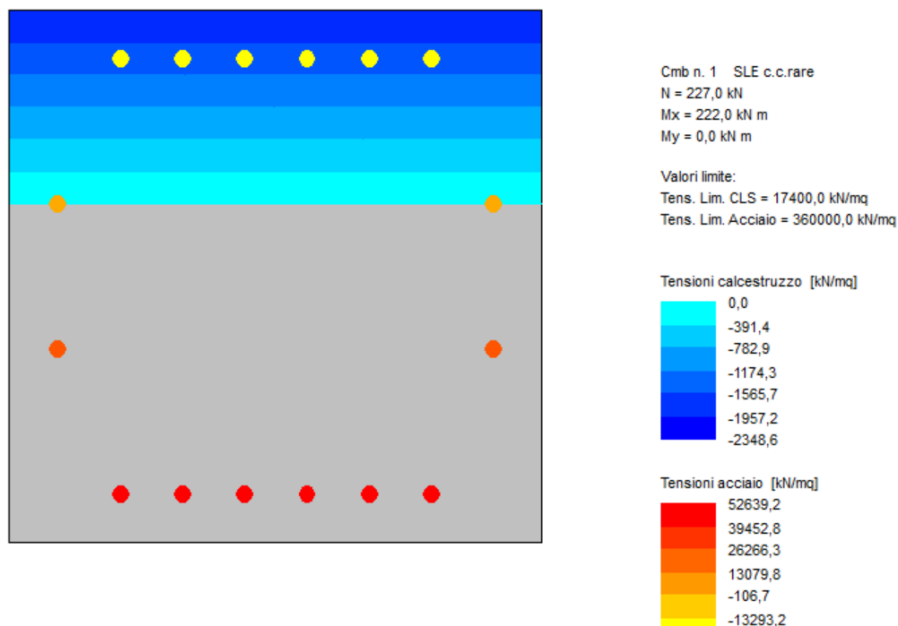
$$M_{ux} = 220.00 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 108.00 \text{ kNm}$$

$$V_{ux} = 110.00 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 56.00 \text{ kN}$$

E' stato adottato il programma PRO_VLIM per definire le sollecitazioni trasmesse sotto piastra:



L'Azione di trazione agente sul singolo bullone è pari a:

$$F_{Bbd} = A_{res} * \alpha_s = 459 * 0,53 = 243 \text{ kN}$$

L'azione di taglio sara' pari a:

$$F_{vd} = \sqrt{(V_{ux}^2 + V_{uy}^2)}/16 = \sqrt{(110.00^2 + 56.00^2)}/16 = 7.80 \text{ KN}$$

VERIFICA A TAGLIO E TRAZIONE BULLONI			
CALCOLO DELLA RESISTENZA A TAGLIO			
$F_v, R_d = (0,6 * f_{tb} * A_{res}) / \gamma_{M2}$	176,26 kN		resistenza a taglio nel piano del gambo per bulloni di classe 4.6, 5.6 e 8.8
dove:			
f_{tb}	800 N/mm ²		resistenza a rottura dell'acciaio del bullone
A	572 mm ²		area nominale del gambo della vite
A_{res}	459 mm ²		area resistente della vite
γ_{M2}	1,25 adim.		coefficiente di sicurezza delle unioni
$F_v, R_d = (0,6 * f_{tb} * A) / \gamma_{M2}$	219,65 kN		resistenza a taglio nel piano del gambo non filettato per bulloni di tutte le classi
$F_b, R_d = (K * \alpha * f_{tk} * d * t) / \gamma_{M2}$	464,40 kN		Resistenza a rifollamento del piatto dell'unione
dove:			
α_{min}	1 adim.		per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
$\alpha_{b1} = e1 / (3 * d0)$	1,149425 adim.		coeff.
$\alpha_{b2} = f_{tb} / f_{tk}$	1,860465 adim.		coeff.
α_{b3}	1 adim.		coeff.
K_{min}	2,5 adim.		per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato
$K_{b1} = ((2,8 * e2) / d0) - 1,70$	7,955172 adim.		coeff.
K_{b2}	2,5 adim.		coeff.
e1	100 mm		distanza del bullone dal bordo esterno in direzione parallela all'azione
e2	100 mm		distanza del bullone dal bordo esterno in direzione perpendicolare all'azione
f_{tk}	430 N/mm ²		tensione di rottura acciaio della piastra di collegamento
d0	29 mm		diametro del foro
d	27 mm		diametro nominale gambi del bullone
t	20 mm		spessore piastra di collegamento
F_v, R_d, min	176,256 kN		Resistenza minima a taglio per classe di resistenza 4.6 5.6 e 8.8
CALCOLO DELLA RESISTENZA A TRAZIONE			
$F_t, R_d = 0,9 * f_{tb} * A_{res} / \gamma_{M2}$	264,384 kN		resistenza a trazione dei bulloni
$B_p, R_d = (0,6 * \gamma * d_m * t_p * f_{tk}) / \gamma_{M2}$	349,9718 kN		resistenza a punzonamento piatto collegato
dove:			
d_m	27 mm		minore diametro dado, diametro testa del bullone
t_p	20 mm		spessore del piatto collegato
f_{tk}	430 N/mm ²		tensione di rottura acciaio piatto collegato
F_t, R_{dmin}	264,384 kN		resistenza di calcolo a trazione (minore tra F_t, R_d e B_p, R_d)
CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI SUL SINGOLO BULLONE			
$T_b = T_e / n$	7,8125 kN		taglio agente sul singolo bullone
dove:			
n	16 adim.		numero bulloni
T_e	125 kN		taglio agente sulla sezione
F_v, Ed	7,8 kN		taglio totale agente sul singolo bullone
F_t, Ed	243 kN		sforo di trazione sul singolo bullone
VERIFICA A TAGLIO E TRAZIONE DEL BULLONE			
$(F_v, ed / F_v, R_d, min) + (F_t, Ed / (1,4 * F_t, R_d)) < 1$	0,96 Verificato		per bulloni di classe 4.6 5.6 e 8.8

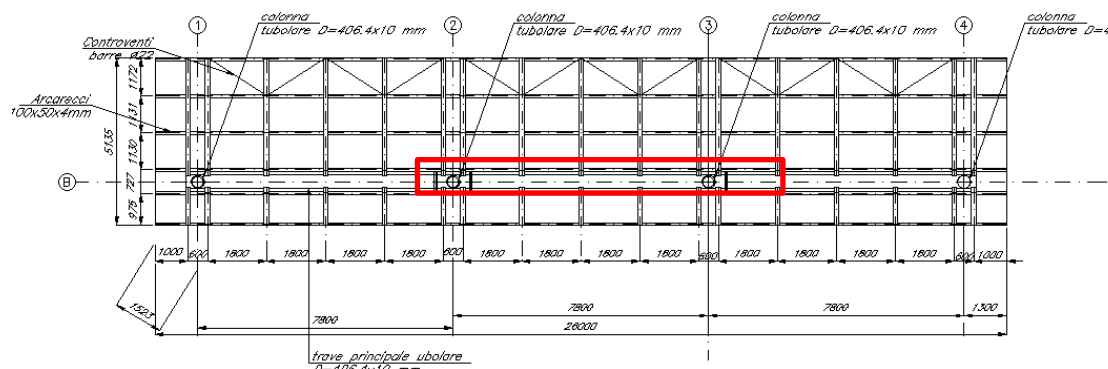
Si prescrive una saldatura a completo ripristino della sezione.

10.5 VERIFICA DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Di seguito si riportano alcuni controlli effettuati per verificare l'attendibilità dei risultati forniti dal software impiegato. Nel punto 10.2 delle NTC 17-01-2018, è specificato che spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati a controlli che ne comprovino l'attendibilità.

Di seguito, vengono elencati e sinteticamente illustrati i controlli svolti, specificando di volta in volta i metodi e gli schemi semplificati utilizzati.

➤ Verifica delle sollecitazioni agenti sulla trave principale (D=406.4 mm Sp=10 mm)



In evidenza la trave D=406.4 mm Sp=10 mm, oggetto della presente verifica

Analisi dei carichi agenti sulla trave:

- Gk1 = Carichi permanenti strutturali (peso proprio) = 0.10 kN/m²
- Gk2 = Carichi permanenti non strutturali (finiture) = 0.40 kN/m²
- Qk = Carichi Variabili (Neve) = 2.13 kN/m²

$$q_{SLU} \text{ (carico agente sulla trave)} = (0.80 * 1.3) + (0.40 * 1.5) + (2.13 * 1.50) = 5.00 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{SLU}/m = q_{SLU} * l_i = 5.00 * 6.00 = 30.00 \text{ kN/m}$$

Dove:

l_i = lunghezza di influenza

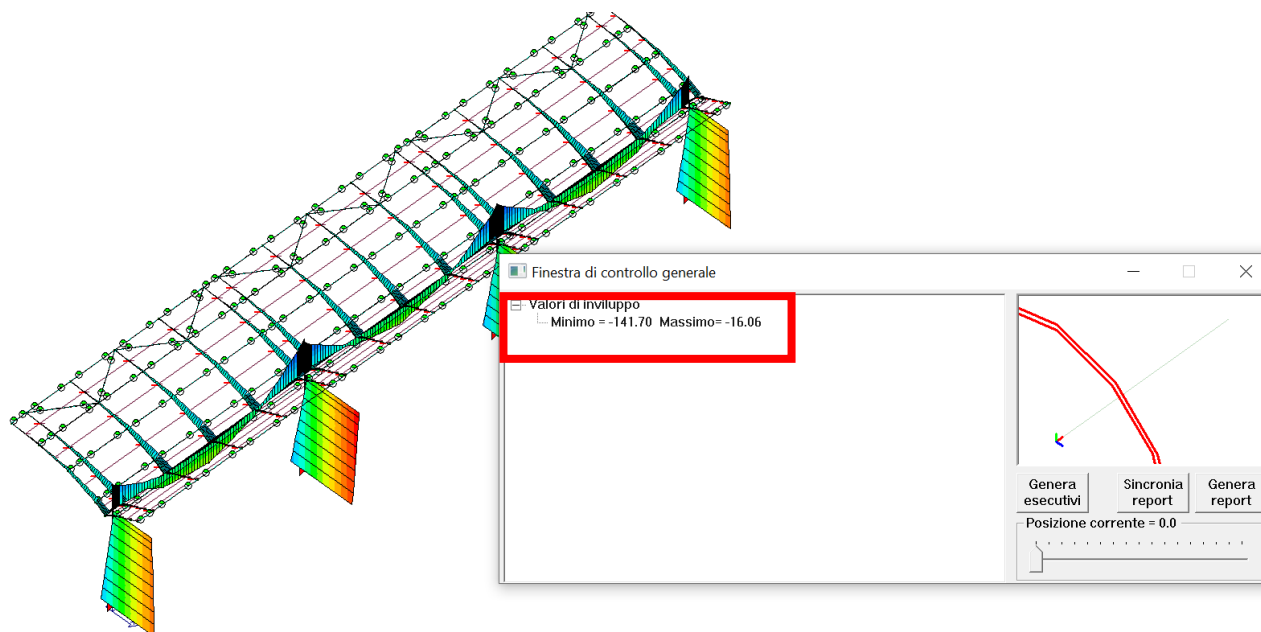
Il massimo momento flettente agente sulla trave sarà pari a :

$$M_{max} = (Q_{slu}/m * l_i^2)/12 = (30.00 * 7.80^2)/12 = 150.00 \text{ kN*m}$$

$$T_{max} = (Q_{slu}/m * l_i)/2 = (30.00 * 7.80)/2 = 117.00 \text{ kN}$$

Le sollecitazioni massime alle combinazioni allo SLU ottenute tramite il software utilizzato nell'esecuzione dei calcoli di verifica per la trave tubolare D=406.4 mm Spessore 10 mm della copertura:

- $M_{max} = 142.00 \text{ kN*m}$
- $V_{max} = 123.00 \text{ kN}$



Come si può notare le sollecitazioni agenti sulla trave tubolare D=406.4 mm Spessore 10 mm della copertura della pensilina calcolate manualmente sono perfettamente in linea con quelle calcolate dal software utilizzato. Pertanto ne è verificata l'affidabilità dei risultati.



**RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA
TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA**

**PROGETTO DEFINITIVO
PENSILINE FERROVIARIE
Relazione di calcolo Pensilina asimmetrica
in acciaio banchina laterale**

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FV0000 003	REV. A	FOGLIO 75 di 77
------------------	-------------	---------------------	-------------------------	-----------	--------------------

10. MANUALE DI VALIDAZIONE DEL SOFTWARE DI CALCOLO

Di seguito si riporta la documentazione relativa l'affidabilità del software di calcolo impiegato nelle analisi e verifiche effettuate sulla struttura oggetto dell'intervento.

DICHIARAZIONE DI AFFIDABILITÀ

Dichiarazione del produttore-distributore di PRO_SAP Professional SAP riguardante l'affidabilità del codice (NTC 2018 - Paragrafo 10.2)

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo: PRO_SAP Professional Structural Analysis Program

Autore-Produttore: 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara

Affidabilità dei codici

- Inquadramento teorico della metodologia

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensiodeformativo indotto da carichi statici.

L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensiodeformativo indotto da carichi dinamici (tra i quali quelli di tipo sismico).

Gli elementi, lineari e non lineari, utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

Elemento TRUSS (asta)

Elemento BEAM (trave)

Elemento MEMBRANE (membrana)

Elemento PLATE (piastra-guscio)

Elemento BRICK (solido)

Elemento CINGHIA

Elemento BOUNDARY (molla)

**Elemento STIFFNESS
(matrice di rigidità)**

- Casi prova che consentano un riscontro dell'affidabilità

2S.I. ha verificato, in collaborazione con il DISTART dell'Università di Bologna e con il Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Ferrara, l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: <http://www.2si.it/affidabilita.php>

- Filtri di autodiagnostica

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione.

Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi.

Garanzia di qualità

Dal 1 dicembre 1999 2S.I. ha prodotto un manuale di qualità in funzione dei requisiti della norma di riferimento UNI EN ISO 9001.

Tutte le attività dell'azienda sono regolate dalla documentazione e dalle procedure in esso contenute.

In relazione alla attività di validazione dei prodotti software si dichiara inoltre quanto segue:

- la fase di progetto degli algoritmi è preceduta dalla ricerca di risultati di confronto reperibili in bibliografia o riproducibili con calcoli manuali;
- la fase di implementazione degli algoritmi è continuamente validata con strumenti automatici (tools di sviluppo) e attraverso confronti;
- il software che implementa gli algoritmi è testato, confrontato e controllato anche da tecnici qualificati che non sono intervenuti nelle precedenti fasi.

Nella produzione del solutore FEM 2S.I. implementa componenti sviluppati da CM2 - Computing Objects SARL spin-off dell'École Centrale Paris, France. E' disponibile la documentazione di affidabilità di tali componenti all'indirizzo web:

http://www.2si.it/software/download/manuali/pro_sap_quaderni/Affidabilita/benchmarks_e_sap.zip