

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

DIREZIONE TECNICA – U.O. URBANISTICA, ARCHITETTURA E DESIGN PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO

POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA. TRATTA RHO - GALLARATE
QUADRUPPLICAMENTO RHO – PARABIACO E RACCORDO Y

FV02 – FERMATA DI VANZAGO

RELAZIONE DI CALCOLO COPERTURA INGRESSO SOTTOPASSO FERROVIARIO

SCALA:

-

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

MDL1 12 D 44 CL FV0200 010 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Auto. autorizzato	Data
A	Emissione Esecutiva	A. Ingletti	Dic. 2010	C. Francisci	Dic. 2010	S. Borelli	Dic. 2010	 Luigi Evagelista U.O. Urbanistica Circ. Ing. della provincia di Roma N° A2310C	
				F. Matera					
B	Recepimento oss. validazione	A. Ingletti	Apr. 2011	C. Francisci	Apr. 2011	S. Borelli	Apr. 2011		
				F. Matera					

File:MDL112D44CLFV0200010B.doc

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	3
2	SCOPO DEL DOCUMENTO	4
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
	3.1 Documenti Referenziati	5
	3.2 Documenti correlati	6
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
5	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	10
6	ANALISI DEI CARICHI	11
	6.1 Carichi permanenti	11
	6.2 Carichi variabili per coperture e sottotetti non accessibili	12
	6.3 Azione della neve	12
	6.4 Azione del vento	14
	6.5 Variazioni termiche	17
	6.6 Effetti aereodinamici associati al passaggio dei convogli	17
	6.7 Azione sismica	20
	6.8 Condizioni di carico	22
	6.9 Combinazioni di carico	26
7	MODELLO DI CALCOLO	27
	7.1 Lamiera gracata di copertura	27
	7.2 Struttura principale	28
8	VERIFICHE STRUTTURE IN ELEVAZIONE	32
	8.1 Verifiche arcarecci interni	32
	8.2 Verifiche arcarecci a sbalzo	34
	8.3 Verifiche travi	35
	8.4 Verifiche delle colonne	37
	8.5 Verifiche dei controventi	41
	8.6 Giunto di base	42
9	VERIFICHE STRUTTURE DI FONDAZIONE	45
	9.1 Plinto di fondazione	45
	9.2 Trave di fondazione	51
10	NODI 56	
	10.1 Giunto trave-colonna	56
	10.2 Giunto trave-arcareccio	59

1 PREMESSA

L'opera analizzata nell'ambito della presente relazione di calcolo è una pensilina in acciaio posta a copertura dell'uscita del sottopasso ferroviario della fermata di Vanzago. L'intervento si inserisce nel più ampio quadro del potenziamento della linea ferroviaria Rho-Arona e in particolare della tratta Gallarate – Rho, nell'ambito della quale l'intervento ricade alla pk 2 + 767.95 all'interno del territorio del Comune di Vanzago.

La struttura esaminata nel presente documento è costituita da una doppia fila di pilastri tubolari a sezione circolare con inclinazione di più e meno 2 gradi rispetto alla verticale. I pilastri sostengono le travi principali, trasversali alla copertura, sulle quali è collegata l'orditura secondaria longitudinale. Al fine di irrigidire le falde nel loro piano, tra le orditure di copertura, sono inseriti controventi del tipo a diagonali solo tese realizzati in tondo di acciaio e disposti sia longitudinalmente che trasversalmente. Il pacchetto di copertura è coibentato e ventilato, poggiato all'orditura secondaria tramite una lamiera grecata portante, è costituito da un rivestimento esterno in lamiera Interfalz in alluminio, una coibentazione termo acustica distanziata dalla lamiera grecata suddetta tramite profili ad omega. L'intradosso della pensilina è rivestito lungo il perimetro e nella parte centrale con pannelli in Alucobond di diverso colore che mascherano il passaggio della cablatura impiantistica, in tali pannelli, disposti a filo dell'intradosso delle travi principali, lasciate a vista, sono incassati gli apparecchi illuminanti.

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Nella presente relazione di calcolo si è proceduto alla verifica strutturale della pensilina di copertura dell'uscita del sottopassaggio F.S. della nuova stazione del Comune di Vanzago (MI) posto alla pk 2 + 767.95, relativamente ai singoli profilati metallici impiegati, ai loro collegamenti e al dimensionamento e verifica delle strutture di fondazione.

Il calcolo è stato effettuato in conformità al D.M. 16/01/1996, con il metodo delle tensioni ammissibili. Il manufatto sorge in zona sismica di quarta categoria, ma nel calcolo, a favore di sicurezza, è stato considerato collocato in terza categoria.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Documenti Referenziati

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

- Legge n° 1086 del 5 Novembre 1971

“Norme per la disciplina delle Opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso e a struttura metallica”;

- D.M. 9 Gennaio 1996

“Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”;

- Min. LL.PP. Circolare 15/10/1996 n. 252/AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M. 9.1.1996;

- D.M. 16 Gennaio 1996

“Norme tecniche relative ai criteri per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;

- Min. LL.PP. Circolare 04/07/1996 n.156 AA.GG./STC

Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche relativi ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al D.M. 16.1.1996;

- D.M. 16 Gennaio 1996

“Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”;

- Min. LL.PP. Circolare 10/04/1997 n. 65/AA.GG

Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche” di cui al D.M. 16.1.1996;

- Norme CNR 10011/85:

Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.

- Istruzioni FS. del 2 Giugno 1995 I/SC/PS-OM/2298

“Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo”. Testo aggiornato della istruzione n° I/SC/PS-OM/2298 del 2 Giugno 1995 completo delle relative integrazioni - 13 Gennaio 1997;

- Istruzione FF.SS. n° 44b del 14/04/1998

“Istruzioni tecniche per manufatti sottobinario da costruire in zona sismica”. Testo aggiornato dell’istruzione 44/b del 14/11/1996, approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con voto dell’Assemblea Generale del 16/12/1997;

- D.M. 11 Marzo 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;

- Min. LL.PP. Circolare 24/09/1988 n.30483:

Istruzioni per l’applicazione delle “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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;

- Decreto ministeriale LL.PP. 04/05/1990

Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali;

- Supplemento ordinario alla G.U. n.105 del 08/05/2003 – Ordinanza del presidente del consiglio dei ministri 20/03/2003

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica (ordinanza n.3274).

3.2 Documenti correlati

I documenti correlati sono:

- Carpenteria fondazioni e sezioni copertura ingresso – lato sottopasso ferroviario
Cod.: MDL100D44BAFV0200007A
- Carpenteria copertura ingresso – lato sottopasso ferroviario
Cod.: MDL100D44BAFV0200008A
- Particolari costruttivi coperture ingresso – lato sottopasso ferroviario
Cod.: MDL100D44BZFFV0200004A

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

In ottemperanza all'art.4 della Legge 5/11/71 n.1086, si redige la presente relazione sulla qualità, sulle caratteristiche e sui dosaggi dei materiali impiegati per la realizzazione delle strutture in oggetto.

Acciaio per carpenteria metallica

Si prescrive l'utilizzo di profilati in acciaio laminati a caldo Fe 430.

Tensione ammissibile $\sigma_s < 190 \text{ N/mm}^2$.

Tensione ammissibile $\tau_s < 109.63 \text{ N/mm}^2$.

Elettrodi per saldature

Si prescrive l'utilizzo di elettrodi rivestiti omologati secondo UNI 5132/74 di tipo E 44; le saldature saranno del tipo manuale ad arco di I classe.

Unioni bullonate

Le unioni bullonate saranno realizzate secondo quanto prescritto dalle raccomandazioni CNR 10011/88, utilizzando bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 oppure 10.9.

Calcestruzzo per strutture di fondazione e di elevazione

Si prescrive una classe di resistenza pari a $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ ottenibile con un impasto realizzato con cemento ad alta resistenza tipo "425", dosato a 4 kN/m^3 e mantenendo un rapporto acqua-cemento non superiore a 0,5.

- Tensione ammissibile a flessione e pressoflessione 9.75 N/mm^2
- Tensione ammissibile a taglio senza verifica armatura $\tau_{c0} \quad 0,60 \text{ N/mm}^2$
- Tensione ammissibile a taglio con verifica armatura $\tau_{c1} \quad 1,83 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per c.a.

Per gli elementi in c.a. si adotterà acciaio in barre ad aderenza migliorata FeB44 K (B450 C) saldabile con $\Phi < 26 \text{ mm}$ avente le seguenti caratteristiche:

- $f_{yk} > 430 \text{ N/mm}^2$;
- $f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$;
- $(f_y / f_{yk}) < 1.35$;
- $(f_t / f_y)_{\text{medio}} > 1.13$.

Dove:

f_y è la tensione di snervamento;

f_t è la tensione di rottura;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento;

f_{tk} è la tensione caratteristica di rottura.

Per l'acciaio per cemento armato dovranno essere presentati alla D.L. i certificati relativi alle prove di laboratorio, come prescritto dalle vigenti norme e più specificatamente i risultati relativi al controllo delle tensioni di snervamento e di rottura.

Tensione ammissibile

$\sigma_s < 260 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo

Per le strutture di fondazione si adotterà un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

- $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ (C25/30);
- classe di esposizione ambientale (UNI EN 206): XC2;
- rapporto a/c non superiore a 0.60;
- classe di consistenza S3-S4;
- tipo di cemento: CEM III, IV, V;
- diametro massimo inerte $\Phi_{max} = 25 \text{ mm}$;

Per il magrone di sottofondazione si adotterà un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

- $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$ (C12/15);
- classe di esposizione ambientale (UNI EN 206): X0;
- tipo di cemento: CEM I+V.

Tirafondi

- Barre interamente filettate con filettatura metrica ISO a passo grosso, di caratteristiche meccaniche di classe 8.8 secondo UNI EN ISO 898 parte I;
- dadi con caratteristiche meccaniche di classe 8 secondo UNI EN 20898 parte II, UNI 5588;
- rosette in acciaio C50 (UNI EN 10083) temperato e rinvenuto HRC 32,40, ISO 7089;
- coppie di serraggio secondo CNR 10011/88 se non diversamente specificato.

Bulloni

- Viti di classe 8.8 secondo UNI EN ISO 898 parte I, per le dimensioni EN 14399-4 (UNI 5712);
- dadi di classe 8 secondo UNI EN 20898 parte II, per le dimensioni EN 14399-4 (UNI 5713);
- rosette in acciaio C50 (UNI EN 10083) temperato e rinvenuto HRC 32,40, EN 14399-6 (UNI 5714);
- gioco foro bullone nel rispetto della CNR 10011/88;

- coppie di serraggio secondo CNR 10011/88 se non diversamente specificato.

Note generali

Rivestimenti protettivi

Zincatura a caldo in accordo alla norma UNI EN ISO 1461.

Verniciatura secondo Istruzione FS 44/V.

Prove sui materiali

La costruzione delle strutture dovrà essere eseguita nel rispetto delle specifiche d'istruzione tecnica FS 44/M - REV. A DEL 10/04/00.

5 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Il piano di posa delle fondazioni si attesta nel terreno denominato S, ghiaia con sabbia e sabbia limosa di colore marrone, sciolta o poco addensata, che raggiunge una profondità di circa 2,30 m a partire dal p.c., in base al profilo geotecnico della tratta Gallarate-Rho (documento MDL1 00 D 26 F5 GE0005 005 A).

Si prevede che, compatibilmente con le opere di presidio agli scavi del sottopasso, il terreno venga adeguatamente rullato e compattato fino ad una profondità non inferiore ad 1 m dal p.c., previa asportazione dello strato superficiale per uno spessore di circa 50 cm.

Nel calcolo della fondazione si è fatto riferimento ai parametri di resistenza del terreno S, riportati di seguito (documento MDL1 00 D 26 RB GE0005 001 A):

$$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)} = 18$$

$$\varphi' \text{ (}^\circ\text{)} = 30^\circ$$

$$E = 15 \text{ MPa}$$

Il livello della falda risulta essere a circa 12 m di profondità.

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 Carichi permanenti

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/m^3 , nel calcolo si introduce un incremento del 10% rispetto al valore precedente per tenere conto della presenza dei collegamenti.

In particolare si ha:

- manto esterno in lamiera di alluminio Interfalz 65/500 sp.2mm 0.04 kN/m^2 ;
- coibentazione termo-acustica, calpestabile 0.14 kN/m^2 ;
- struttura di distanza profilati omega 0.03 kN/m ;
- barriera al vapore 0.00 kN/m^2 ;
- lamiera ondulata con funzione di sottostruttura statica tipo A75-P760-G4 0.16 kN/m^2 ;
- impianti 0.10 kN/m^2 ;
- rivestimento di finitura intradosso in Alucobond 0.10 kN/m^2 ;
- controventatura in tondo d'acciaio Φ 20 0.03 kN/m ;
- profilo commerciale HE 180 A (Arcareccio) 0.36 KN/ml ;
- profilo commerciale IPE 400 (Trave) 0.66 KN/ml ;
- profilo commerciale a sez. circolare Φ 273 sp. 25 mm (Colonne) 1.53 KN/ml .

Il peso totale della copertura è quindi di:

$$0.04 + 0.14 + 0.03 \times 1.5 + 0.16 + 0.10 + 0.10 + (0.03 \times 135 / 274.16 + 0.36 \times 154 / 274.16 + 0.66 \times 101.14 / 274.16) \times 1.10 = 1.09 \text{ kN/m}^2$$

dove:

- 274.16 m^2 è la superficie della copertura;
- 1.5 m / m^2 lunghezza dei distanziatori ad omega;
- 135 m è la lunghezza complessiva dei controventi;

- 154 m è la lunghezza complessiva degli arcarecci;
- 101 m è la lunghezza complessiva delle travi;
- 20 è il numero di colonne.

Si osserva che nel computo del peso sono state considerate, a vantaggio di sicurezza, solo travi IPE 400, nel modello di calcolo si è invece tenuto conto del fatto che, le parti a sbalzo, di luce maggiore di 80 cm, sono realizzate con profilati IPE 300.

Il peso portato dagli arcarecci, sui quali poggia la lamiera grecata con funzione di sottostruttura statica, è quindi di:

$$0.04 + 0.14 + 0.03 \times 1.5 + 0.16 + 0.10 + 0.10 = 0.60 \text{ kN/m}^2 \text{ (Cond. Perm)}$$

Il peso proprio degli arcarecci e degli altri elementi strutturali è portato in conto dal programma di calcolo nel modello spaziale.

6.2 Carichi variabili per coperture e sottotetti non accessibili

Si considerano agenti 0.50 kN/m^2 assimilando l'opera a copertura non accessibile.

Tale carico non si porta in conto poichè non dovendosi cumulare con il carico da neve non concorre a determinare le condizioni di maggiore impegno statico per l'opera.

6.3 Azione della neve

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. Esso viene valutato, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, in base alle espressioni nel seguito riportate, cui corrispondono valori con periodo di ritorno di circa 200 anni.

Nel caso in esame si ha per la Zona I e una quota di 161 m s.l.m. un valore di $q_{sk} = 1.60 \text{ KN/m}^2$

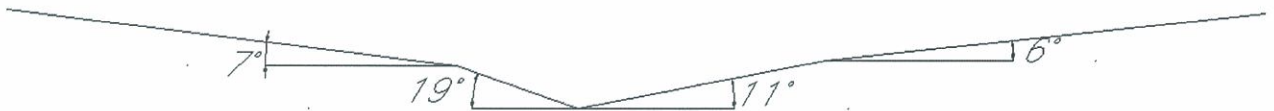
Verranno usati i coefficienti di forma per il carico neve contenuti nel presente paragrafo, dove vengono indicati i relativi valori nominali per le coperture a una o più falde, essendo α , in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

I coefficienti di forma $\mu_1, \mu_2, \mu_3, \mu_{1^*}$ si riferiscono alle coperture ad una o più falde, e sono da valutare in funzione di come indicato di seguito.

Coefficienti di forma

Coefficiente forma	di	$0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$	$15^\circ < \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
μ_1		0,8	0,8	$0,8(60-\alpha)/30$	0,0
μ_2		0,8	$0,8+0,4(\alpha-15)/30$	$(60-\alpha)/30$	0,0
μ_3		$0,8+0,8\alpha/30$	$0,8+0,8\alpha/30$	1,6	da valutare
μ_1^*		0,8	$0,8(60-\alpha)/45$		0,0

Nel caso in esame si ha:



$$\mu_1 (6^\circ, 7^\circ, 11^\circ, 19^\circ) = 0.8$$

$$\mu_2 (6^\circ, 7^\circ, 11^\circ) = 0.8$$

$$\mu_2 (19^\circ) = 0.8 + 0.4 (19^\circ - 15) / 30 = 0.85$$

$$\mu_3 (6^\circ) = 0.8 + 0.8 \times 6^\circ / 30 = 0.96$$

$$\mu_3 (7^\circ) = 0.8 + 0.8 \times 7^\circ / 30 = 0.99$$

$$\mu_3 (11^\circ) = 0.8 + 0.8 \times 11^\circ / 30 = 1.09$$

$$\mu_3 (19^\circ) = 0.8 + 0.8 \times 19^\circ / 30 = 1.30$$

$$\mu_1^* (6^\circ, 7^\circ, 11^\circ) = 0.8$$

$$\mu_1^* (19^\circ) = 0.8 \times (60 - 19^\circ) / 45 = 0.73$$

La distribuzione del carico da neve per le pensiline a due falde è:



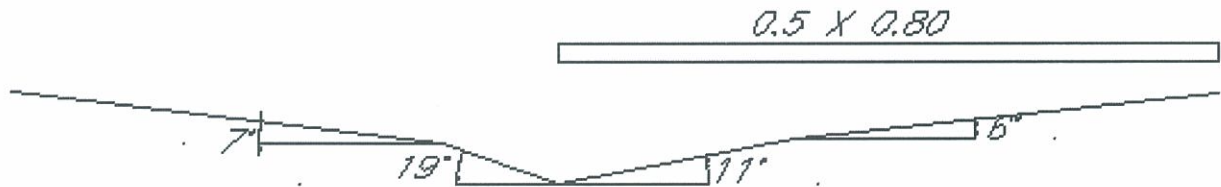
Si procede per semplicità ed a vantaggio di sicurezza adottando un coefficiente di forma costante per l'intera copertura e pari a 1.30.



Il carico da neve costante per la copertura vale:

$$q_n = 1.30 \times q_{sk} = 1.30 \times 1.60 = 2.10 \text{ KN/m}^2 \text{ (Cond. NeveA)}$$

Si considera inoltre la presenza del carico da neve su una sola falda:



Il carico da neve su una sola falda della copertura vale:

$$q_n = 0.5 \times 0.80 \times q_{sk} = 0.5 \times 0.80 \times 1.60 = 0.64 \text{ KN/m}^2 \text{ (Cond. NeveB)}.$$

6.4 Azione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione: $p = q_{ref} C_e C_p C_d$

Dove:

- q_{ref} : è la pressione cinetica di riferimento
- C_e : è il coefficiente di esposizione
- C_p : è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico)
- C_d : è il coefficiente dinamico

La pressione cinetica di riferimento q_{ref} (in N/m^2) è data dall'espressione $q_{ref} = v_{ref}^2 / 1,6$ nella quale v_{ref}^2 è la velocità di riferimento del vento (in m/s).

Essendo l'opera posta in Lombardia ad un'altitudine $a_s = 161$ m, minore di $a_0 = 1000$ m, per la zona di riferimento (Zona 1), risulta:

$$k_a = 0,012 \text{ [1/s]} \quad V_{ref} = V_{ref,0} = 25 \text{ [m/s]} \quad q_{ref} = 391 \text{ N/m}^2$$

L'opera sorge sulla zona 1 (Lombardia) a più di 30 Km dalla costa, a vantaggio di sicurezza si assume classe di rugosità D, quindi risulta essere nella classe di esposizione II.

Quindi:

$$K_r = 0,19 \quad z_0 = 0,05 \text{ m} \quad z_{min} = 4 \text{ m}$$

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

Essendo l'altezza massima dell'opera $z = 5.70$ m $> z_{min}$ si ha:

$$C_e(5.70) = 2.01$$

Pressione assoluta del vento:

$$Q = C_e \times q_{ref} = 2.01 \times 391 \times 1 \times 1 = 0.78 \text{ kN/m}^2$$

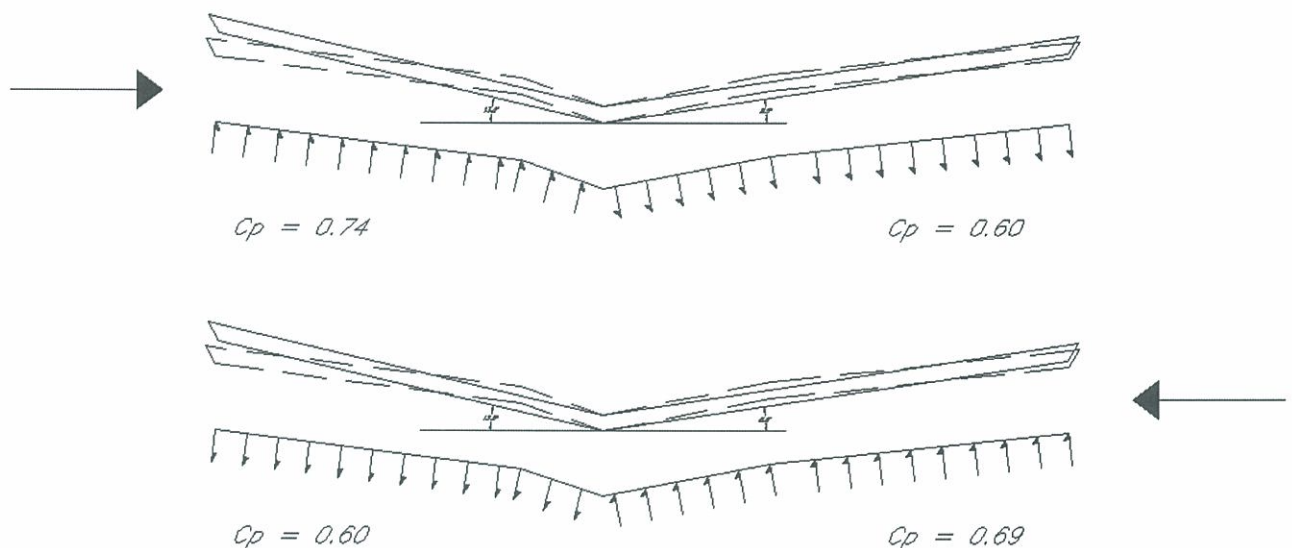
Dove si è assunto unitario il coefficiente di topografia e il coefficiente dinamico.

Segue un prospetto riassuntivo del calcolo della pressione assoluta del vento:

Zona	1	Vedi tabella 7.1
Classe di rugosità	D	modificando questo parametro occorre modificare manualmente la categoria di esposizione
Altitudine a_s	161 m	
Categoria di esposizione	2	
Coeff. di topografia c_t	1	influenza il coefficiente C_e
Coeff. di forma c_p	1	influenza direttamente p si prenderà in considerazione volta per volta successivamente
Coeff. dinamico c_d	1	influenza direttamente p
$V_{ref,0}$	25 m/s	DALLA TABELLA 7.1 IN FUNZIONE DELLA ZONA
a_0	1000 m	DALLA TABELLA 7.1 IN FUNZIONE DELLA ZONA
k_a	0.012 1/s	DALLA TABELLA 7.1 IN FUNZIONE DELLA ZONA
V_{ref}	25 m/s	In funzione dei tre valori precedenti e di a_s
q_{ref}	391 N/m ²	in funzione di V_{ref}
k_r	0.19	In funzione della categoria di esposizione del sito dalla tabella 7.2
z_0	0.05 m	In funzione della categoria di esposizione del sito dalla tabella 7.2
z_{min}	4 m	In funzione della categoria di esposizione del sito dalla tabella 7.2
$c_e(z_{min})$	1.80	Valore di C_e per $Z < = z_{min}$

z	c_e	p (N/m ²)	$Z =$ quota da terra della zona investita dal vento
0.00	1.80	703	0.70 kN/m ²
1.00	1.80	703	0.70 kN/m ²
2.00	1.80	703	0.70 kN/m ²
3.00	1.80	703	0.70 kN/m ²
4.00	1.80	703	0.70 kN/m ²
5.00	1.93	754	0.75 kN/m ²
5.70	2.01	784	0.78 kN/m ²

Per quanto concerne il coefficiente di forma si riportano di seguito i coefficienti utilizzati:



Coefficienti di forma per spioventi piani con impluvio, essendo $\alpha = 13^\circ$ e 8.5° (valore medio) si ha:
Condizione di carico vento longitudinale 1 (VenLong1)

- Spiovente sopravvento: $C_p = 0.6(1+\sin(13^\circ)) = 0.74$
- Spiovente sottovento: $C_p = 0.60$

Condizione di carico vento longitudinale 2 (VenLong2)

- Spiovente sopravvento: $C_p = 0.6(1+\sin(8.5^\circ)) = 0.69$
- Spiovente sottovento: $C_p = 0.60$

Coefficienti di forma per tettoia con un solo spiovente piano, essendo $\alpha < 35^\circ$ si ha:
per la condizione di carico vento trasversale (VenTrasv)

- $C_p = 0.80$

La pressione del vento normale alla superficie vale:

$$P = Q \times C_p$$

Nei casi precedentemente esaminati vale quindi:

Condizione di carico vento longitudinale 1 (VenLong1)

- Spiovente sopravvento: $P = 0.78 \times 0.74 = 0.58 \text{ kN/m}^2$
- Spiovente sottovento: $P = 0.78 \times 0.60 = 0.47 \text{ kN/m}^2$

Condizione di carico vento longitudinale 2 (VenLong2)

- Spiovente sopravvento: $P = 0.78 \times 0.69 = 0.54 \text{ kN/m}^2$
- Spiovente sottovento: $P = 0.78 \times 0.60 = 0.47 \text{ kN/m}^2$

Condizione di carico vento trasversale (VenTrasv)

- $P = 0.78 \times 0.80 = 0.63 \text{ kN/m}^2$

Contemporanea all'azione del vento trasversale si considera agente l'azione tangenziale del vento stesso.

Condizione di carico vento radente

L'azione tangenziale per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione: $p_f = q_{ref} C_e C_f$

Dove:

q_{ref} : è la pressione cinetica di riferimento

C_e : è il coefficiente di esposizione

c_f : è il coefficiente di attrito, si assume 0.04 valido per superficie molto scabra; a vantaggio di sicurezza.

quindi

$$p_f = C_e \times q_{ref} \times 0.04 = 0.03 \text{ kN/m}^2 \text{ (VenTrasv)}$$

Contemporaneamente ai carichi da vento precedenti, agenti sulla copertura, si considera agente sulle colonne una pressione del vento di:

$$0.78 \times 0.273 = 0.21 \text{ kN/m (VenTrasv e VenLong)}$$

dove:

0.78 kN/m² è la pressione assoluta del vento ;

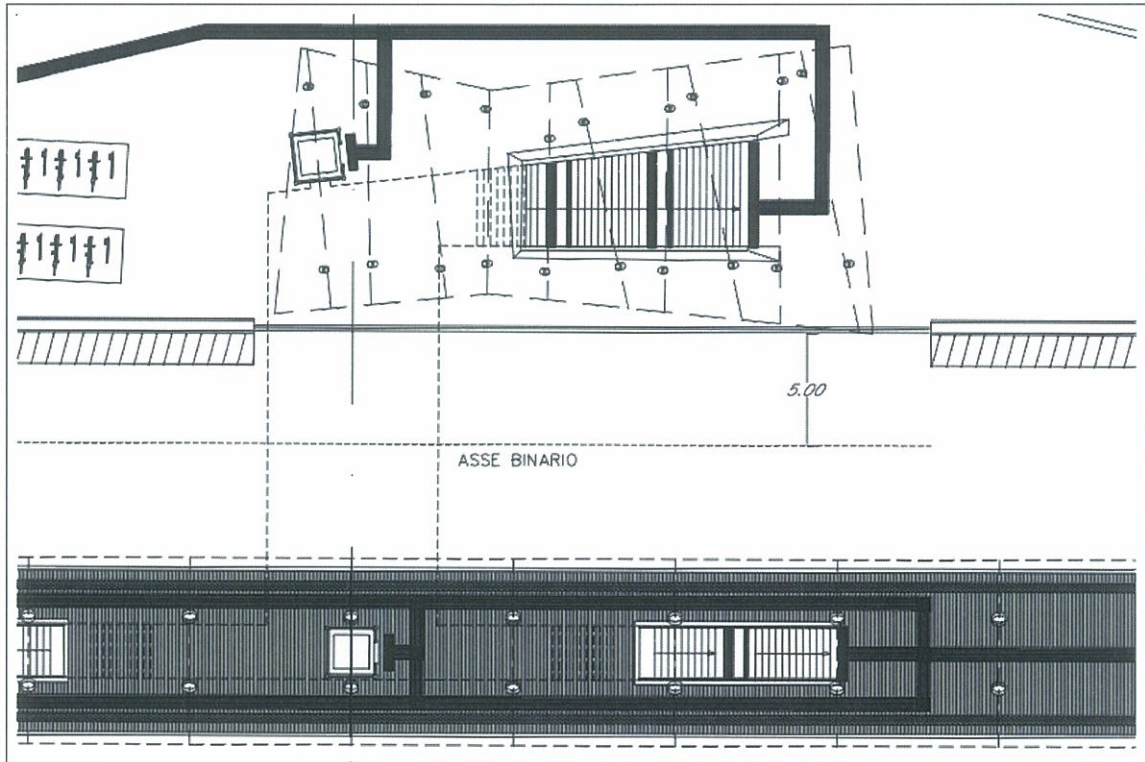
0.273 m è il diametro delle colonne.

6.5 Variazioni termiche

Si tiene conto della differenza tra la temperatura media attuale e quella iniziale alla data della costruzione assunta quale convenzionale zero termico; tale valore, per strutture in acciaio esposte, è di ± 25 °C. (Cond. Temp.)

6.6 Effetti aereodinamici associati al passaggio dei convogli

Si considera una velocità di progetto della linea di 180 km/h, in corrispondenza delle stazioni. In accordo con quanto previsto nel punto 1.4.6.4 dell'Istruzione FS I/SC/PS-OM/2298 del 02/06/1995 rev. 13.01.1997,



assumendo una distanza minima a_g tra asse binario e copertura pari a 5.00 m si ha una azione aerodinamica $q_{3k} = 0.13 \text{ kN/m}^2$. Per la distanza $a_g = 6 \text{ m}$ si ha una azione aerodinamica $q_{3k} = 0.10 \text{ kN/m}^2$, oltre i 6 m l'azione aerodinamica non va più considerata.

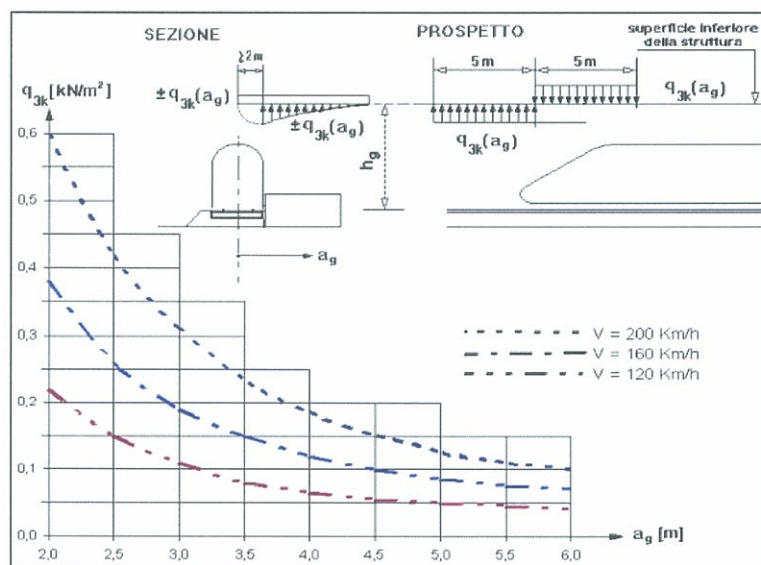


Fig. 1.4.6.4 - Valori caratteristici delle azioni q_{3k} per superfici orizzontali adiacenti il binario

Si assume, cautelativamente, come effetto aerodinamico associato al passaggio dei convogli, una pressione uniforme, applicata su tutta la copertura e pari a 0.13 kN/m^2 (Cond. Aerod).

Corrispondentemente sulle colonne sarà applicato un carico pari a:

$$0.13 \text{ kN/m}^2 \times 0.273 = 0.035 \text{ kN/m (Cond. Aerod)}$$

dove:

0.273 m è il diametro delle colonne.

6.7 Azione sismica

Il manufatto in oggetto sorge in zona sismica 4, nel seguito si considererà l'opera come appartenente ad una zona sismica di III^a categoria e quindi con grado di sismicità $S = 6$. Nell'ambito dell'analisi statica il coefficiente sismico K_h vale

$$K_h = C \times R \times I \times \varepsilon \times \beta \times \gamma_i$$

Nel caso in esame:

$$C = (S-2) / 100 = 0,04$$

$$R = 1$$

$$I = 1$$

$$\varepsilon = 1$$

$$\beta = 1$$

$$\gamma_i = 1$$

Quindi: $K_h = 0.04$

Le masse strutturali sono valutate con la relazione:

$$W = G + s \times Q$$

Nel caso in esame Q rappresenta il carico accidentale da neve, si assumerà per esso il coefficiente di riduzione del sovraccarico $s = 0.33$.

G è il peso della copertura più la massa dei pilastri che risulta pari a:

$$1.09 + (1.53 \times 114 / 274.16) \times 1.10 = 1.79 \text{ kN/m}^2$$

con 114 m lunghezza complessiva del profilato che costituisce le colonne.

L'azione sismica da considerare è quindi pari a

$$0.04 \times [1.79 \times 274.16 + 0.33 \times (2.10 \times 274.16)] = 22.23 \text{ kN}$$

In forza dell'analisi statica condotta, poiché la copertura della pensilina si considera rigida coerentemente con il fatto che risulta controventata, l'azione precedente si applica come forza concentrata nei nodi trave colonna previa ripartizione sui nodi stessi.

Si ha quindi

$$22.23 / 20 = 1.11 \text{ kN (Cond. SismaLon e SismaTra)}$$

Secondo il punto C.6.1.3 del D.M. 16-01-1996 il coefficiente sismico verticale $K_v = \pm 0.4$.

La massa dello sbalzo è valutata con la relazione:

$$W = G + s \times Q$$

Nel caso in esame Q rappresenta il carico accidentale da neve che vale 2.10 kN/m^2 , si assumerà per esso il coefficiente di riduzione del sovraccarico $s = 0.33$.

G è il peso dello sbalzo che risulta pari a 1.09 kN/m².

L'azione sismica verticale da considerare è quindi pari a:

$$0.4 \times (1.09 + 0.33 \times 2.10) = 0.71 \text{ kN/m}^2 \text{ (Cond SismaVer)}$$

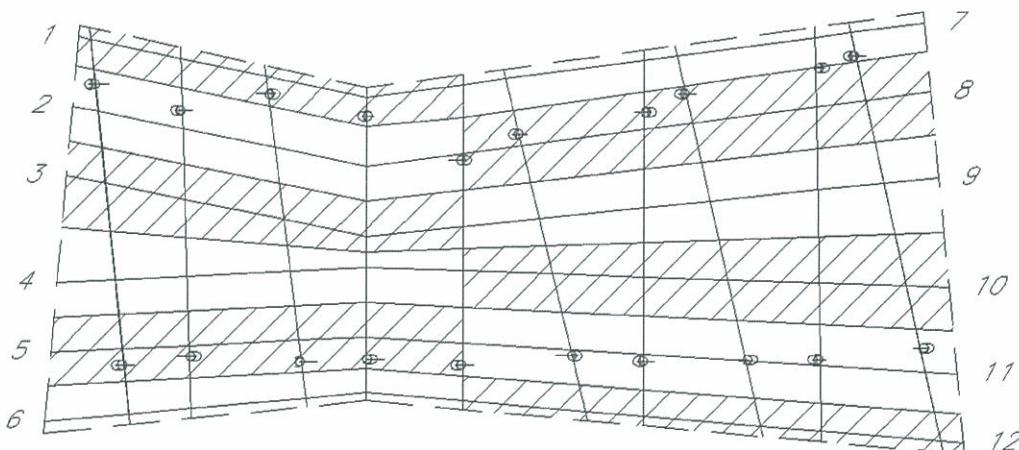
Tale azione sismica sarà applicata solamente sui tratti a sbalzo.

6.8 Condizioni di carico

Sono state individuate 12 condizioni di carico che sono state combinate per determinare le sollecitazioni più sfavorevoli al funzionamento della struttura. Tali condizioni sono:

- PP pesi propri degli elementi strutturali
- Perm carico portato agente sulle travi principali e sui pilastri
- VenLong1 vento longitudinale
- VenLong2 vento longitudinale
- VenTrasv vento trasversale e azione tangenziale associata
- NeveA carico dovuto alla neve sull'intera copertura
- NeveB carico dovuto alla neve agente su una sola falda
- Aerod pressione aerodinamica dovuta al passaggio del treno
- SismaLon sisma longitudinale
- SismaTra sisma trasversale
- SismaVer sisma verticale
- Temp distribuzione uniforme di temperatura ± 25 °C

I carichi di superficie vengono ricondotti a carichi uniformemente distribuiti sulla lunghezza e applicati sugli arcarecci. Si riportano le aree di influenza considerate per gli arcarecci. Si osserva che tali aree sono considerate in proiezione orizzontale, si ritiene trascurabile l'approssimazione che questo comporta data la modesta inclinazione delle falde.



Poiché la geometria non è regolare gli arcarecci di ciascuna falda avranno un carico diverso per ciascuna condizione di carico, segue il calcolo dell'entità dei carichi da applicare uniformemente a ciascuna fila di arcarecci per ogni condizione di carico:

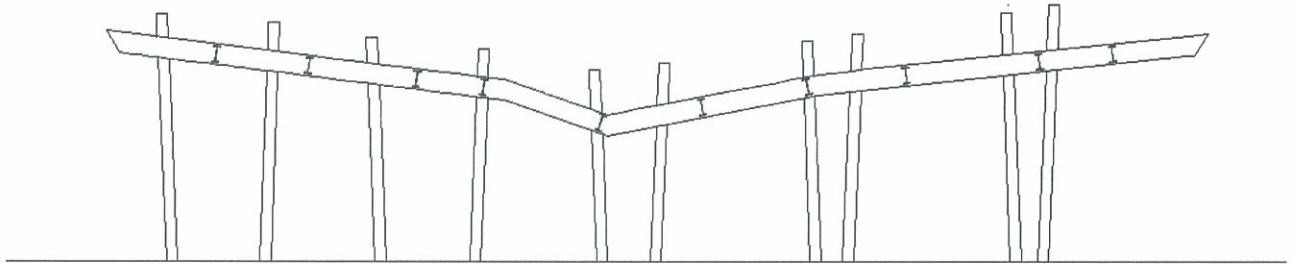
Id. Area/Arcar	Aree [m ²]	Lungh.Arcar [m]	Condizioni di carico [kN/m ²]									
			Perm	VenLong1		VenLong2		VenTrasv		NeveA	NeveB	Aerod
				Sopravvento	Sottovento	Sottovento	Sopravvento	Trasv	Radente			
1	13.01	11.32	0.60	0.58		0.47		0.63	0.03	2.10		0.13
2	24.51	11.50	0.60	0.58		0.47		0.63	0.03	2.10		0.13
3	21.80	11.65	0.60	0.58		0.47		0.63	0.03	2.10		0.13
4	22.38	11.75	0.60	0.58		0.47		0.63	0.03	2.10		0.13
5	23.12	11.90	0.60	0.58		0.47		0.63	0.03	2.10		0.13
6	13.25	12.13	0.60	0.58		0.47		0.63	0.03	2.10		0.13
7	16.00	13.44	0.60		0.47		0.50	0.63	0.03	2.10	0.64	0.13
8	30.70	13.63	0.60		0.47		0.50	0.63	0.03	2.10	0.64	0.13
9	31.30	13.80	0.60		0.47		0.50	0.63	0.03	2.10	0.64	0.13
10	31.50	14.00	0.60		0.47		0.50	0.63	0.03	2.10	0.64	0.13
11	31.40	14.31	0.60		0.47		0.50	0.63	0.03	2.10	0.64	0.13
12	13.30	14.52	0.60		0.47		0.50	0.63	0.03	2.10	0.64	0.13

Id. Area/Arcar	Carichi sugli Arcarecci [kN/m]									
	Perm	VenLong1		VenLong2		VenTrasv		NeveA	NeveB	Aerod
		Sopravvento	Sottovento	Sottovento	Sopravvento	Trasv	Radente			
1	0.69	0.67	0.00	0.54	0.00	0.72	0.03	2.41	0.00	0.15
2	1.28	1.24	0.00	1.00	0.00	1.34	0.06	4.48	0.00	0.28
3	1.12	1.09	0.00	0.88	0.00	1.18	0.06	3.93	0.00	0.24
4	1.14	1.10	0.00	0.90	0.00	1.20	0.06	4.00	0.00	0.25
5	1.17	1.13	0.00	0.91	0.00	1.22	0.06	4.08	0.00	0.25
6	0.66	0.63	0.00	0.51	0.00	0.69	0.03	2.29	0.00	0.14
7	0.71	0.00	0.56	0.00	0.60	0.75	0.04	2.50	0.76	0.15
8	1.35	0.00	1.06	0.00	1.13	1.42	0.07	4.73	1.44	0.29
9	1.36	0.00	1.07	0.00	1.13	1.43	0.07	4.76	1.45	0.29
10	1.35	0.00	1.06	0.00	1.13	1.42	0.07	4.73	1.44	0.29
11	1.32	0.00	1.03	0.00	1.10	1.38	0.07	4.61	1.40	0.29
12	0.55	0.00	0.43	0.00	0.46	0.58	0.03	1.92	0.59	0.12

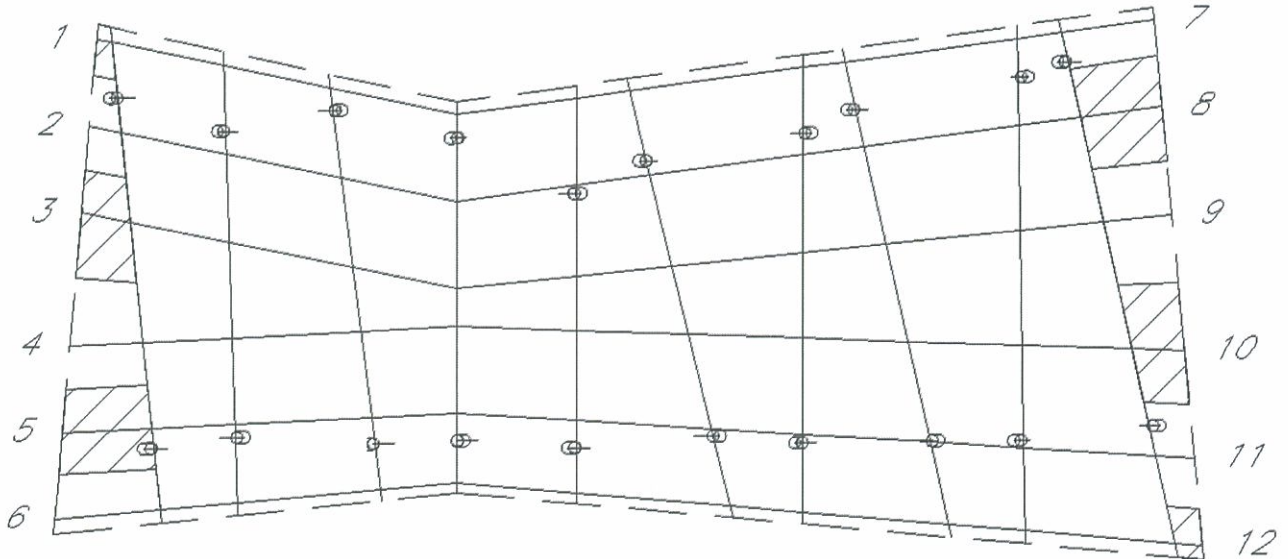
Nell'applicazione dei suddetti carichi si è fatto riferimento alla seguente inclinazione e disposizione delle travi principali rispetto ai piani di falda:

Relazione di calcolo copertura ingresso lato sottopasso F.S.

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12 D 44	CL	FV0200010	B	24/ 60



Per tenere conto del sisma verticale sugli sbalzi degli arcarecci si sono considerate le seguenti aree di influenza:



Poiché la geometria non è regolare gli arcarecci a sbalzo di ciascuna falda avranno un carico diverso per ciascuna condizione di carico, segue il calcolo dell'entità dei carichi da applicare uniformemente su ciascuno sbalzo per ogni condizione di carico:

Id. Area/Arcar	Aree [m ²]	Lungh.Arcar [m]	SismaVer [kN/m ²]
1	0.50	0.36	0.71
2	1.61	0.76	0.71
3	2.90	1.15	0.71
4	4.10	1.70	0.71
5	4.00	2.07	0.71
6	3.13	2.45	0.71
7	2.40	2.14	0.71
8	4.50	1.89	0.71
9	4.40	1.60	0.71
10	3.40	1.22	0.71
11	2.20	0.91	0.71
12	0.80	0.65	0.71

Id. Area/Arcar	SismaVer Arcar. [kN/m]
1	0.99
2	1.50
3	1.79
4	1.71
5	1.37
6	0.91
7	0.80
8	1.69
9	1.95
10	1.98
11	1.72
12	0.87

6.9 Combinazioni di carico

Si riportano nel seguente prospetto riassuntivo le combinazioni di carico considerate per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali:

	Combinazioni																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
PP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Perm	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NeveA	1	1	1	0	0	0	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	1	1	0	0
NeveB	0	0	0	1	1	1	0	0	1	1	0	0	0	1	1	1	0	0	1	1
VenLong1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0
VenLong2	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0
VenTrasv	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0
Aerod	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SismaLon	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0
SismaTra	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1
SismaVer	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
Temp	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1

Si riportano nel seguente prospetto riassuntivo le combinazioni di carico considerate per le verifiche di deformabilità degli elementi strutturali:

	Combinazioni															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
PP	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1
Perm	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NeveA	1	1	1	0	0	0	1	0	1	1	1	0	0	0	1	0
NeveB	0	0	0	1	1	1	0	1	0	0	0	1	1	1	0	1
VenLong1	1	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0
VenLong2	0	1	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0
VenTrasv	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0
Aerod	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SismaLon	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SismaTra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SismaVer	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Temp	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Il vento trasversale si considera solo come pressione sulla copertura poiché vista la sua piccola entità non risulterebbe condizionante se considerato come depressione, analoga considerazione vale per la pressione aerodinamica dovuta al passaggio del treno.

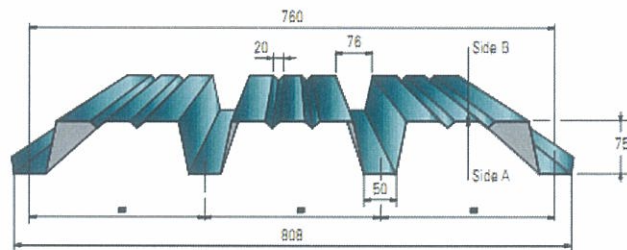
7 MODELLO DI CALCOLO

7.1 Lamiera grecata di copertura

La lamiera grecata di copertura dovrà avere caratteristiche di resistenza tali da sostenere un carico a m² di:

- Carico Permanente 0.60 kN/m²
- NeveA 2.10 kN/m²
- Vento trasversale 0.63 kN/m
- Azione aerodinamica dovuta al treno 0.13 kN/m
- Carico totale da sostenere 3.46 kN/m²

La massima luce su cui la lamiera ondulata di copertura è chiamata a lavorare, secondo uno schema statico di trave semplicemente appoggiata, è di circa 2.85 m. Seguono le caratteristiche geometriche, meccaniche e la capacità portante della lamiera di copertura:



A75-P760-G4

S mm	Weight Kg/m ²	J cm ⁴ /m	Wp cm ³ /m	Wn cm ³ /m	l = m	P													
						2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50	4.75	5.00	5.25	5.50	5.75	
0.6	7,56	81,22	17,55	14,73	p = da N/m ²	321	270	230	198	173	152	135	120	108	97	85	74	65	
0.7	8,82	98,17	20,38	18,28		398	335	285	246	214	188	167	149	134	119	103	90	79	
0.8	10,08	115,35	23,63	21,93		478	402	343	295	257	226	200	178	160	140	121	105	92	
1.0	12,60	148,09	30,15	29,59		645	542	462	399	347	305	270	241	210	180	156	135	119	
1.2	15,12	178,92	36,59	37,21		812	682	581	501	437	384	340	299	254	218	188	164	143	
0.6	7,56	81,22	17,55	14,73	p = da N/m ²	305	243	191	153	124	102	85	72	61	52	45	39	34	
0.7	8,82	98,17	20,38	18,28		355	293	231	185	150	124	103	87	74	63	55	48	42	
0.8	10,08	115,35	23,63	21,93		417	345	271	217	175	145	121	102	87	74	64	56	49	
1.0	12,60	148,09	30,15	29,59		525	442	348	279	225	187	156	131	111	96	83	72	63	
1.2	15,12	178,92	36,59	37,21		639	537	420	337	274	225	188	158	135	115	100	87	76	

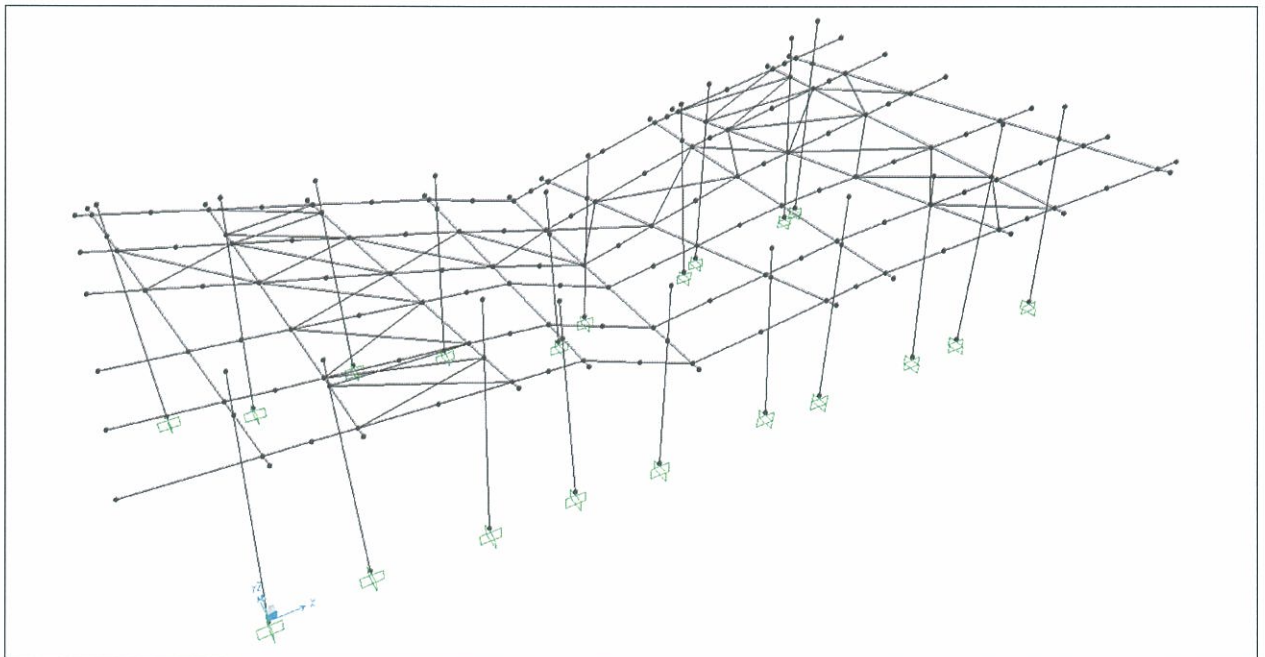
7.2 Struttura principale

Il modello di calcolo tridimensionale è stato esaminato in ambiente SAP Plus V. 10.0.7, svolgendo una analisi statica equivalente.

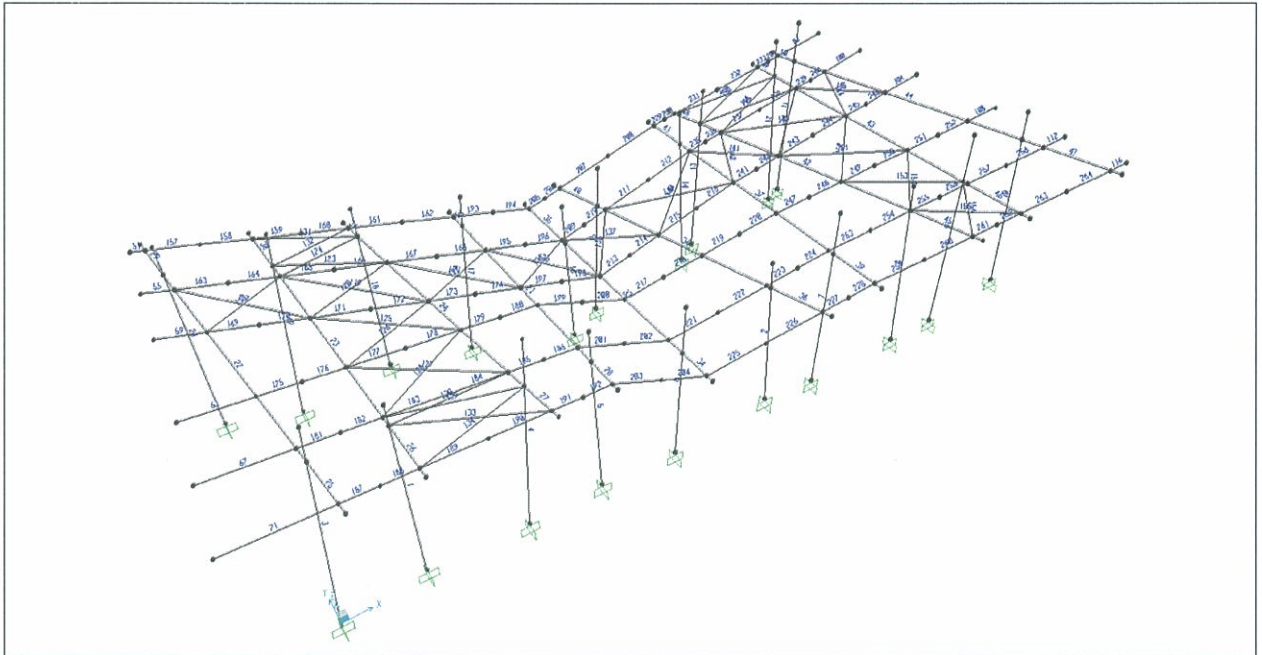
I pilastri sono considerati incastrati a terra e proseguono continui oltre il piano di falda. Le travi trasversali sono vincolate in modo da non trasmettere torsione e flessione, in accordo con la tipologia del collegamento che sarà realizzato in opera. Analogamente, gli arcarecci sono vincolati in modo da non trasmettere torsione e momento alle travi, così come i controventi presenti nel piano di copertura. Si osserva che le travi principali sono disposte in base alla loro inclinazione effettiva rispetto ai piani di falda che le contengono.

Seguono alcune immagini rappresentative del modello di calcolo:

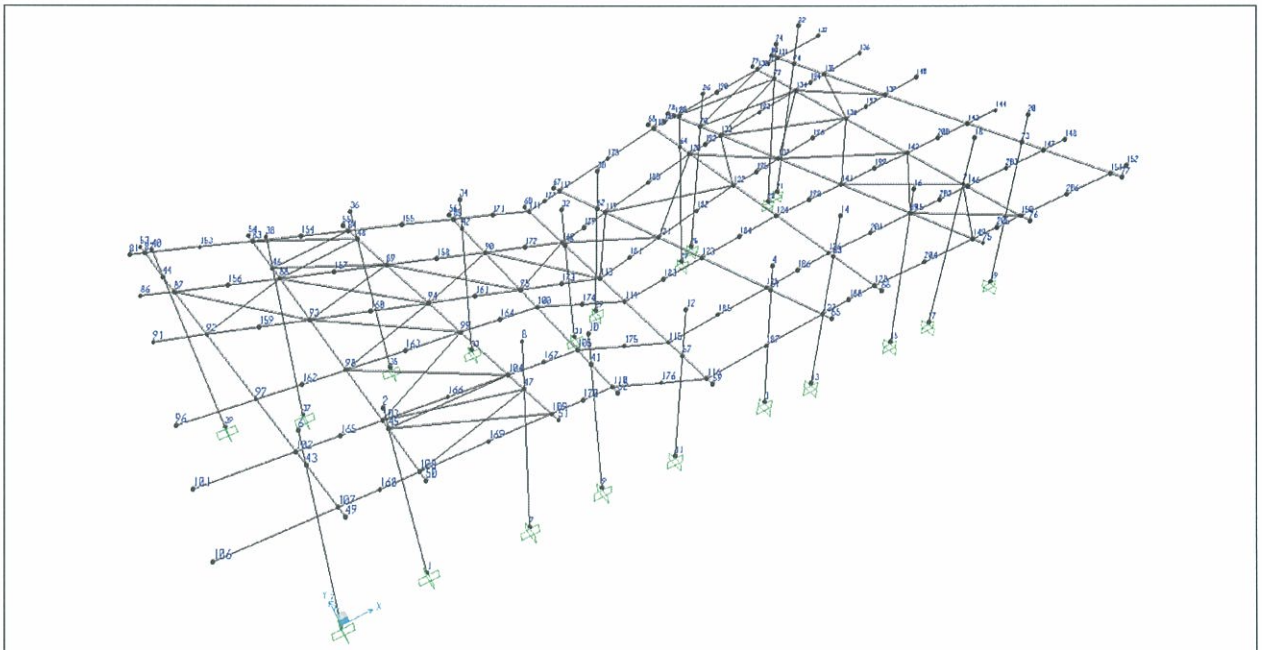
- Gli assi degli elementi strutturali



- Numerazione degli assi degli elementi strutturali



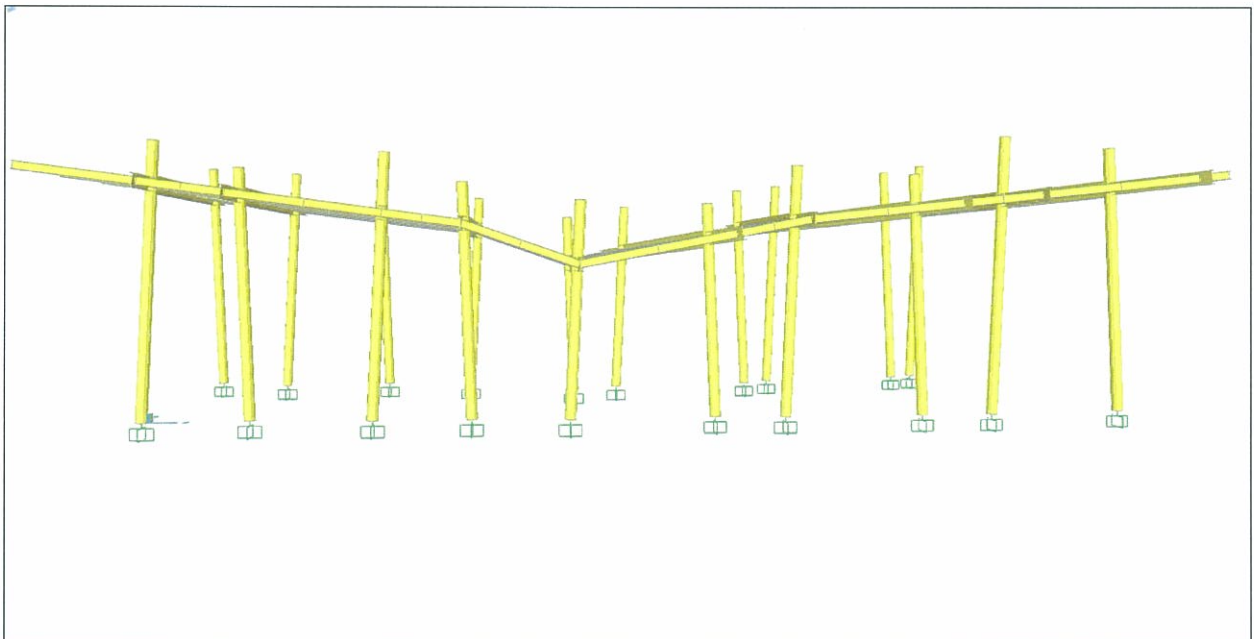
- Numerazione dei nodi degli elementi strutturali



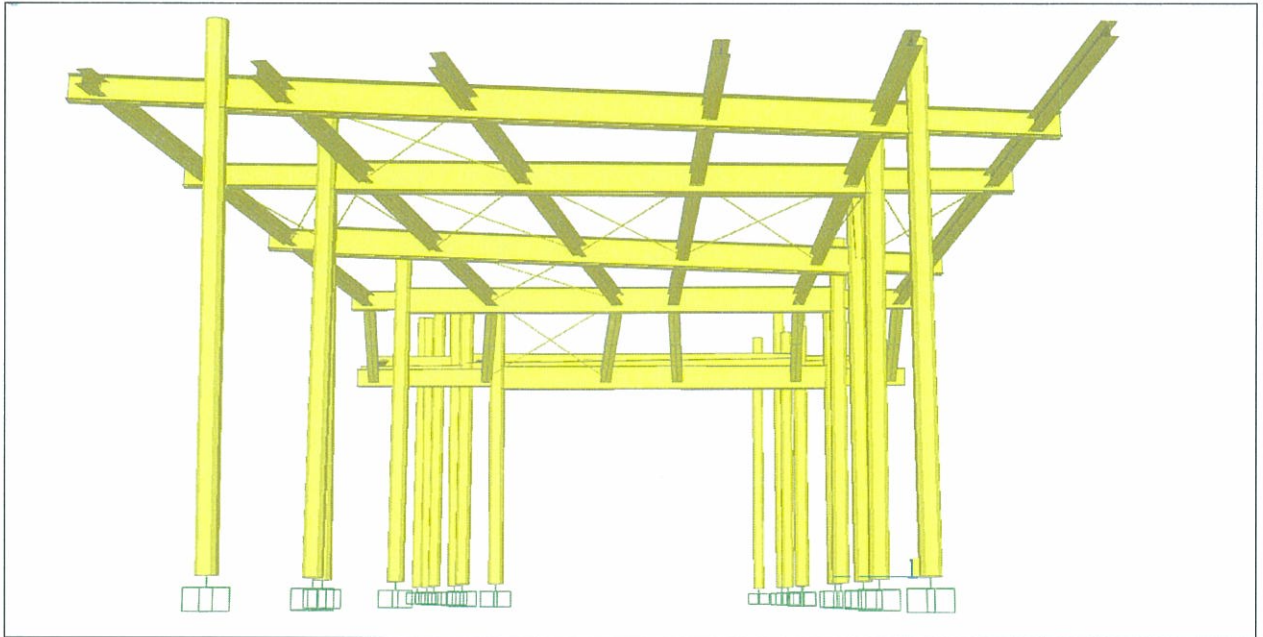
- La vista estrusa del modello



- Un prospetto in vista estrusa



- Un prospetto in vista estrusa



8 VERIFICHE STRUTTURE IN ELEVAZIONE

Seguono le verifiche di resistenza, stabilità e deformabilità delle aste più sollecitate per le diverse tipologie di elementi strutturali considerati. Si è ritenuto omettere le verifiche a fatica degli elementi strutturali e dei nodi di collegamento principali, sotto le azioni cicliche aerodinamiche, poiché non dimensionante dal momento che la struttura è posta a più di sei metri dall'asse del primo binario in esercizio.

8.1 Verifiche arcarecci interni

Le verifiche di resistenza sono state effettuate con un post processore per tutti gli arcarecci considerati nel modello e per ciascuna combinazione di carico, ponendo attenzione a che la tensione ideale massima nella sezione retta, calcolata nel rispetto del criterio di resistenza di Huber-Hencky-VonMises, fosse minore o uguale alla tensione ammissibile per l'acciaio Fe 430.

Segue il dettaglio della verifica di resistenza per l'arcareccio maggiormente sollecitato:

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	s	t	s id
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	N/mm2	N/mm2	N/mm2
234	0.52	Res13	Combination	10.97	12.17	3.74	-0.01	-3.88	-10.24	76.58	3.60	76.83

Il massimo spostamento verticale U3 per gli arcarecci interni, sotto l'azione dei soli sovraccarichi, si riscontra per il nodo 174 e vale:

TABLE: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	U3
Text	Text	Text	mm
174	DefS3	Combination	-2.05

Il nodo 174 è intermedio tra i frames 199 e 200, la cui lunghezza totale è pari a 2.78 m, dunque lo spostamento massimo, dovuto ai soli sovraccarichi, è inferiore ad $L / 400$.

Il massimo spostamento verticale U3 per gli arcarecci interni, sotto l'azione dei carichi permanenti e dei sovraccarichi, si riscontra per il nodo 174 e vale:

TABLE: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	U3
Text	Text	Text	mm
174	DefPS3	Combination	-2.64

Il nodo 174 è intermedio tra i frames 199 e 200, la cui lunghezza totale è pari a 2.78 m, dunque lo spostamento massimo, dovuto ai sovraccarichi e ai carichi permanenti, è inferiore ad $L / 200$.



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE
DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01
POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA
TRATTA RHO-GALLARATE

Relazione di calcolo copertura ingresso lato sottopasso F.S.

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12 D 44	CL	FV0200010	B	33/ 60

8.2 Verifiche arcarecci a sbalzo

Le verifiche di resistenza sono state effettuate con un post processore per tutti gli arcarecci considerati nel modello e per ciascuna combinazione di carico, ponendo attenzione a che la tensione ideale massima nella sezione retta, calcolata nel rispetto del criterio di resistenza di Huber-Hencky-VonMises, fosse minore o uguale alla tensione ammissibile per l'acciaio Fe 430. Segue il dettaglio della verifica di resistenza per l'arcareccio a sbalzo maggiormente sollecitato:

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	s	t	s id
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	N/mm2	N/mm2	N/mm2
67	2.07	Res7	Combination	-1.80	15.20	0.00	0.00	0.00	-15.74	56.28	3.85	56.67

Il massimo spostamento verticale U3 per gli arcarecci a sbalzo, sotto l'azione dei soli sovraccarichi, si riscontra per il nodo 136 e vale:

TABLE: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	U3
Text	Text	Text	mm
136	DefS3	Combination	-7.90

La luce dell'arcareccio 100, a cui il nodo appartiene, è di 1.89 m, lo spostamento massimo, dovuto ai soli sovraccarichi, è inferiore a $2 \times L / 400$.

Il massimo spostamento verticale U3 per gli arcarecci a sbalzo, sotto l'azione dei carichi permanenti e dei sovraccarichi, si riscontra per il nodo 136 e vale:

TABLE: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	U3
Text	Text	Text	mm
136	DefPS3	Combination	-10.14

La luce dell'arcareccio 100, a cui il nodo appartiene, è di 1.89 m, lo spostamento massimo, dovuto all'azione dei carichi permanenti e dei sovraccarichi, è inferiore ad $2 \times L / 200$.

8.3 Verifiche travi

Le verifiche di resistenza sono state effettuate con un post processore per tutte le travi considerate nel modello e per ciascuna combinazione di carico, ponendo attenzione a che la tensione ideale massima nella sezione retta, calcolata nel rispetto del criterio di resistenza di Huber-Hencky-VonMises, fosse minore o uguale alla tensione ammissibile per l'acciaio Fe 430.

Segue il dettaglio della verifica di resistenza per la trave maggiormente sollecitata:

TABLE: Element Forces - Frames											s	t	s id
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3		N/mm2	N/mm2	N/mm2
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m				
44	4.86	Res13	Combination	9.40	-11.02	0.35	0.03	-0.26	103.53		97.54	1.81	97.59

Il massimo spostamento verticale U3 per le travi, sotto l'azione dei soli sovraccarichi, si riscontra per il nodo 139 e vale:

TABLE: Joint Displacements				
Joint	OutputCase	CaseType	U3	
Text	Text	Text	mm	
139	DefS3	Combination	-11.66	

La luce della trave 44, a cui il nodo appartiene, è di 8.63 m, lo spostamento massimo, dovuto ai soli sovraccarichi, è inferiore a $L / 400$.

Il massimo spostamento verticale U3 per le travi, sotto l'azione dei carichi permanenti e dei sovraccarichi, si riscontra per il nodo 130 e vale:

TABLE: Joint Displacements				
Joint	OutputCase	CaseType	U3	
Text	Text	Text	mm	
139	DefPS3	Combination	-15.92	

La luce della trave 44, a cui il nodo appartiene, è di 8.63 m, lo spostamento massimo, dovuto all'azione dei carichi permanenti e dei sovraccarichi, è inferiore ad $L / 200$.

Poiché ciascuna trave risulta vincolata dagli arcarecci nella direzione di inerzia minima e poiché ciascun arcareccio è vincolato dai controventi trasversali di falda, non è necessario eseguire le verifiche di stabilità delle travi.

Segue la verifica di resistenza del tratto di trave a sbalzo più sollecitato:

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	s	t	s id
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	N/mm2	N/mm2	N/mm2
47	3.10	Res13	Combination	-1.41	30.55	5.41	0.02	-2.57	-40.68	108.53	4.00	108.76

Il massimo spostamento verticale U3 per i tratti di trave a sbalzo, sotto l'azione dei soli sovraccarichi, si riscontra per il nodo 77 e vale:

TABLE: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	U3
Text	Text	Text	mm
77	DefS1	Combination	-9.20

La luce dello sbalzo 47, a cui il nodo appartiene, è di 3.10 m, lo spostamento massimo, dovuto ai soli sovraccarichi, è inferiore a $2 \times L / 400$.

Il massimo spostamento verticale U3 per i tratti di trave a sbalzo, sotto l'azione dei carichi permanenti e dei sovraccarichi, si riscontra per il nodo 77 e vale:

TABLE: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	U3
Text	Text	Text	mm
77	DefPS1	Combination	-13.26

La luce dello sbalzo 47, a cui il nodo appartiene, è di 3.10 m, lo spostamento massimo, dovuto all'azione dei carichi permanenti e dei sovraccarichi, è inferiore ad $2 \times L / 200$.

8.4 Verifiche delle colonne

Le verifiche di resistenza sono state effettuate con un post processore per tutte le colonne considerate nel modello e per ciascuna combinazione di carico, ponendo attenzione a che la tensione ideale massima nella sezione retta, calcolata nel rispetto del criterio di resistenza di Huber-Hencky-VonMises, fosse minore o uguale alla tensione ammissibile per l'acciaio Fe 430.

Segue il dettaglio della verifica di resistenza per la sezione della colonna maggiormente sollecitata:

TABLE: Element Forces - Frames											
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	s	t	s id
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	N/mm2	N/mm2	N/mm2
10	5.44	Res13	-69.80	-3.79	9.99	0.06	-39.69	8.76	47.32	1.09	47.36

Per la stessa colonna, la più caricata, è stata eseguita la verifica di stabilità il cui dettaglio è di seguito riportato.

L'asta è peccoinflessa quindi si opera nel rispetto del punto 7.4.1.2 della Norma Tecnica C.N.R. 10011.

$L := 5.44 \cdot m$ Altezza della colonna dall'incastro al piano di copertura

Sollecitazioni agenti

$N := 69.80 \cdot kN$

$M_x := 8.76 \cdot kN \cdot m$

$M_y := 39.69 \cdot kN \cdot m$

Il diagramma del momento lungo l'asse della colonna è triangolare quindi:

$$M_{mx} := \frac{M_x}{2} = 4.38 \cdot kN \cdot m \quad \text{Momento medio lungo l'asse x}$$

$$M_{my} := \frac{M_y}{2} = 19.845 \cdot kN \cdot m \quad \text{Momento medio lungo l'asse y}$$

Poichè il momento varia lungo l'asse della colonna si hanno i seguenti momenti equivalenti:

$$M_{eqx} := 1.3 \cdot M_{mx} = 5.694 \cdot kN \cdot m \quad M_{eqy} := 1.3 \cdot M_{my} = 25.799 \cdot kN \cdot m$$

La norma impone che sia rispettata la relazione:

$$0.75 \cdot M_{max} \leq M_{eq} \leq M_{max}$$

Quindi si hanno i seguenti momenti equivalenti da considerare nel calcolo:

$$M_{xeq} := \text{if}(0.75 \cdot M_x \leq M_{eqx} \leq M_x, M_{eqx}, \text{if}(M_{eqx} \leq 0.75 \cdot M_x, 0.75 \cdot M_x, M_x)) = 6.57 \cdot kN \cdot m$$

$$M_{yeq} := \text{if}(0.75 \cdot M_y \leq M_{eqy} \leq M_y, M_{eqy}, \text{if}(M_{eqy} \leq 0.75 \cdot M_y, 0.75 \cdot M_y, M_y)) = 29.767 \cdot kN \cdot m$$

Segue la definizione dei parametri da utilizzare nel calcolo:

$\nu := 1.5$ Coefficiente del metodo delle tensioni ammissibili Rif. Parag. 7.1 C.N.R. 10011

$\beta := 2$ Coefficiente amplificativo della lunghezza libera nel caso di incastro

$L_c := \beta \cdot L = 10.88 \text{ m}$ Lunghezza libera di inflessione

$I := 151190921.5 \cdot \text{mm}^4$ Momento di inerzia baricentrico della sezione retta della colonna

$A := 19477.87 \cdot \text{mm}^2$ Area della sezione retta della colonna

$\lambda := \frac{L_c}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = 123.491$ Snellezza della colonna

Poichè usiamo acciaio Fe 430 e la sezione retta è tonda, si ha, con riferimento alla curva A Prospetto 7-IIIa C.N.R. 10011

$\omega := 2.46$

Si assumono unitari i coefficienti di adattamento plastico ovvero:

$\psi_x := 1$ $\psi_y := 1$

Il carico critico Euleriano per l'asta è:

$E := 2.1 \cdot 10^8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ Modulo elastico dell'acciaio

$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_c^2} = 2.647 \times 10^3 \cdot \text{kN}$ Carico critico di Eulero

$W := 1107625.80 \cdot \text{mm}^3$ Modulo di resistenza a flessione della sezione retta

Alla luce di quanto sopra ripostato si ha:

$$\sigma := \frac{N \cdot \omega}{A} + \frac{M_{xeq}}{\psi_x \cdot W \cdot \left(1 - \frac{\nu \cdot N}{N_{cr}}\right)} + \frac{M_{yeq}}{\psi_y \cdot W \cdot \left(1 - \frac{\nu \cdot N}{N_{cr}}\right)} = 42.973 \cdot \text{MPa}$$

che risulta minore della tensione ammissibile dell'acciaio Fe430 quindi la verifica è soddisfatta

La verifica di stabilità, data l'altezza variabile delle colonne, si esegue anche per la colonna più alta che risulta essere la 9, segue il dettaglio della verifica:

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	s	t	s id
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	N/mm2	N/mm2	N/mm2
9	5.14	Res13	-58.18	1.76	-6.05	1.73	23.04	-0.47	24.22	0.64	24.24

 $L_c := 6.64 \cdot m$ Altezza della colonna dall'incastro al piano di copertura

Sollecitazioni agenti

$N := 58.18 \cdot kN$

$M_x := 0.47 \cdot kN \cdot m$

$M_y := 23.04 \cdot kN \cdot m$

Il diagramma del momento lungo l'asse della colonna è triangolare quindi:

$$M_{mx} := \frac{M_x}{2} = 0.235 \cdot kN \cdot m \quad \text{Momento medio lungo l'asse x}$$

$$M_{my} := \frac{M_y}{2} = 11.52 \cdot kN \cdot m \quad \text{Momento medio lungo l'asse y}$$

Poichè il momento varia lungo l'asse della colonna si hanno i seguenti momenti equivalenti:

$$M_{eqx} := 1.3 \cdot M_{mx} = 0.305 \cdot kN \cdot m \quad M_{eqy} := 1.3 \cdot M_{my} = 14.976 \cdot kN \cdot m$$

La norma impone che sia rispettata la relazione:

$$0.75 \cdot M_{max} \leq M_{eq} \leq M_{max}$$

Quindi si hanno i seguenti momenti equivalenti da considerare nel calcolo:

$$M_{xeq} := \text{if}(0.75 \cdot M_x \leq M_{eqx} \leq M_x, M_{eqx}, \text{if}(M_{eqx} \leq 0.75 \cdot M_x, 0.75 \cdot M_x, M_x)) = 0.353 \cdot kN \cdot m$$

$$M_{yeq} := \text{if}(0.75 \cdot M_y \leq M_{eqy} \leq M_y, M_{eqy}, \text{if}(M_{eqy} \leq 0.75 \cdot M_y, 0.75 \cdot M_y, M_y)) = 17.28 \cdot kN \cdot m$$

Segue la definizione dei parametri da utilizzare nel calcolo:

$\nu := 1.5$ Coefficiente del metodo delle tensioni ammissibili Rif. Parag. 7.1 C.N.R. 10011

$\beta := 2$ Coefficiente amplificativo della lunghezza libera nel caso di incastro

$L_c := \beta \cdot L = 13.28 \cdot m$ Lunghezza libera di inflessione

$I := 151190921.5 \cdot mm^4$ Momento di inerzia baricentrico della sezione retta della colonna

$A := 19477.87 \cdot mm^2$ Area della sezione retta della colonna

$$\lambda := \frac{L_c}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = 150.732$$
 Snellezza della colonna

Poichè usiamo acciaio Fe 430 e la sezione retta è tonda, si ha, con riferimento alla curva A Prospetto 7-IIIa C.N.R. 10011

$$\omega := 3.45$$

Si assumono unitari i coefficienti di adattamento plastico ovvero:

$$\psi_x := 1 \quad \psi_y := 1$$

+

Il carico critico Euleriano per l'asta è:

$$E := 2.1 \cdot 10^8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Modulo elastico dell'acciaio

$$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_c^2} = 1.777 \times 10^3 \cdot \text{kN} \text{ Carico critico di Eulero}$$

$$W_{xx} := 1107625.80 \cdot \text{mm}^3$$

Modulo di resistenza a flessione della sezione retta

Alla luce di quanto sopra ripostato si ha:

$$\sigma := \frac{N \cdot \omega}{A} + \frac{M_{xeq}}{\psi_x \cdot W \cdot \left(1 - \frac{\nu \cdot N}{N_{cr}}\right)} + \frac{M_{yeq}}{\psi_y \cdot W \cdot \left(1 - \frac{\nu \cdot N}{N_{cr}}\right)} = 27.047 \cdot \text{MPa}$$

che risulta minore della tensione ammissibile dell'acciaio Fe430 quindi la verifica è soddisfatta

Il massimi spostamenti orizzontali U1 e U2 delle teste delle colonne, sotto la sola azione del vento, valgono:

TABLE: Joint Displacements				
Joint	OutputCase	CaseType	U1	
Text	Text	Text	mm	
74	VENLONG1	LinStatic	2.01	

TABLE: Joint Displacements				
Joint	OutputCase	CaseType	U2	
Text	Text	Text	mm	
44	VENTRASV	LinStatic	1.13	

Il nodo 74 si trova in testa alla colonna 11 che ha una altezza di 6.64 m, poiché gli spostamenti in testa sono minori di $h / 500$ si ritiene soddisfatta la verifica di deformabilità.

Il nodo 44 si trova in testa alla colonna 20 che ha una altezza di 6.32 m, poiché gli spostamenti in testa sono minori di $h / 500$ si ritiene soddisfatta la verifica di deformabilità.

8.5 Verifiche dei controventi

Lo sforzo normale massimo, in valore assoluto, presente nei controventi risulta:

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
132	0.00	Res3	Combination	8.31	-0.04	0.00	0.00	0.00	0.00

La sezione retta del controvento risulta quindi sollecitata da:

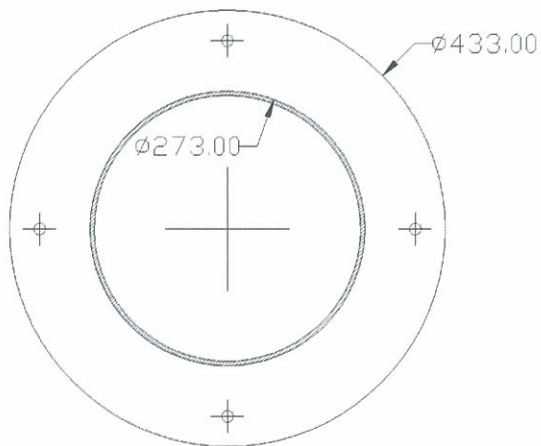
$$2 \times 8.31 \times 10^{-3} / 0.000314 = 52.93 \text{ MPa}$$

dove 0.000314 m^2 è l'area della sezione retta del tondo da 20 mm che costituisce il controvento. Il calcolo è stato effettuato considerando il doppio dello sforzo normale agente per tenere conto del fatto che i controventi sono del tipo a diagonali solo tese ma nel modello di calcolo sono stati portati in conto tutti i controventi di falda.

Poiché la tensione normale massima presente nel controvento è minore di quella ammissibile, la verifica di resistenza dei controventi si ritiene soddisfatta.

8.6 Giunto di base

Il sistema di ancoraggio in fondazione è costituito da una piastra di diametro 433 mm saldata alla base delle colonne e da 4 tirafondi M16 in tondo di acciaio classe 8.8, disposti come riportato nella seguente figura, ed ancorati al plinto in c.a.

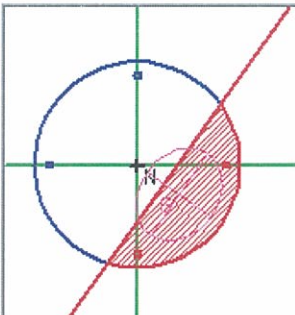


Si assimila la sezione di contatto della piastra di fondazione ad una sezione retta in c.a. armata con i tirafondi e sollecitata dalle caratteristiche della sollecitazione che inducono la più alta tensione ideale al piede della colonna, ovvero da:

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	s	t	s id
Text	m	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
10	0.00	Res13	-78.95	-4.17	11.32	0.06	18.22	-12.87	32.13	1.23	32.20

Si riporta il dettaglio della verifica della sezione ideale così fatta eseguita con il programma VCASLU.

Titolo : Piastra di base		N° barre <input type="text" value="0"/> Zoom		Tipo Sezione <input type="radio"/> Rettan.re <input type="radio"/> Trapezi <input type="radio"/> a T <input checked="" type="radio"/> Circolare <input type="radio"/> Rettangoli <input type="radio"/> Coord.	
Sezione circolare cava Raggio esterno <input type="text" value="21.65"/> [cm] Raggio interno <input type="text" value="0"/> [cm] N° barre uguali <input type="text" value="4"/> Diametro barre <input type="text" value="1.4"/> [cm] Copriferro (baric.) <input type="text" value="3"/> [cm]					
Sollecitazioni S.L.U. <input checked="" type="radio"/> Metodo n		P.to applicazione N <input checked="" type="radio"/> Centro <input type="radio"/> Baricentro cls <input type="radio"/> Coord.[cm]		Metodo di calcolo <input checked="" type="radio"/> S.L.U.+ <input type="radio"/> S.L.U.- <input checked="" type="radio"/> Metodo n	
Ed <input type="text" value="0"/> 78.95 kN xEd <input type="text" value="0"/> -12.87 kNm yEd <input type="text" value="0"/> 18.22		σ_c <input type="text" value="-5.705"/> N/mm ² σ_s <input type="text" value="129"/> N/mm ² ε_s <input type="text" value="0.6448"/> ‰ d <input type="text" value="36.88"/> cm x <input type="text" value="14.71"/> x/d <input type="text" value="0.3989"/> δ <input type="text" value="0.9386"/>		Vertici: <input type="text" value="52"/> Verifica N° iterazioni: <input type="text" value="5"/> <input type="checkbox"/> Precompresso	
Materiali classe8.8 C25/30 ε_{su} <input type="text" value="10"/> ‰ ε_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰ f_{yd} <input type="text" value="235"/> N/mm ² ε_{cu} <input type="text" value="3.5"/> E_s <input type="text" value="200 000"/> N/mm ² f_{cd} <input type="text" value="13.28"/> E_s/E_c <input type="text" value="15"/> f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0.8"/> ? ε_{syd} <input type="text" value="1.175"/> ‰ σ_{c,adm} <input type="text" value="9.75"/> σ_{s,adm} <input type="text" value="373"/> N/mm ² τ_{co} <input type="text" value="0.6"/> τ_{c1} <input type="text" value="1.829"/>					

Il momento flettente massimo agente nella sezione di incastro della piastra di base con la colonna risulta:

$$129 \times 157 \times 50 = 1012650 \text{ Nmm}$$

dove 157 mm² è l'area resistente del tirafondo M16, considerando la presenza della filettatura, (pari a circa l'area 1 Φ 14) mentre 50 mm è il braccio della risultante di forza sul tirafondo rispetto all'incastro tra piastra e colonna.

Adottando uno spessore della piastra di base di 2.00 cm, la massima tensione nell'acciaio della piastra risulta:

$$1012650 / (143 \times 20^2 / 6) = 106.23 \text{ MPa}$$

dove 143 mm è la zona di piastra che si ottiene diffondendo a 45° dal tirafondo verso la colonna.

Nell'ipotesi di affidare tutto il taglio ai soli tirafondi, si ha uno sforzo di taglio di:

$$T_{\max} = (-4.17^2 + 11.32^2)^{1/2} = 12.06 \text{ kN}$$

La tensione tangenziale massima corrispondente nel singolo tirafondo vale:

$$12.06 \times 10^3 / (4 \times 157) = 19.21 \text{ MPa}$$

dove 157 mm^2 è l'area resistente di $1 \Phi 16$.

Si esegue la verifica del tirafondo M16 a taglio e trazione:

$$(19.21 / 264)^2 + (129 / 373)^2 = 0.12 < 1$$

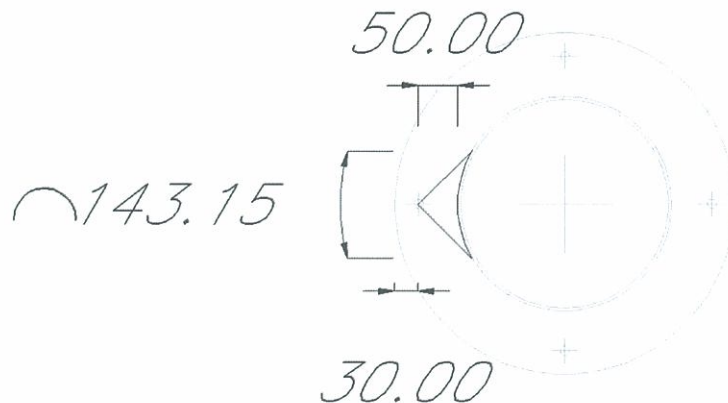
dove per un tirafondo di classe 8.8 si è utilizzato $\tau_{b,adm} = 264 \text{ MPa}$ e $\sigma_{b,adm} = 373 \text{ MPa}$.

Assumendo una tensione tangenziale di aderenza tra tirafondo e calcestruzzo pari a $3 \times \tau_{c0}$ si calcola la lunghezza di ancoraggio del tirafondo:

$$(129 \times 157) / (3 \times 0.60 \times 50.27) = 23.5 \text{ cm}$$

dove 50.27 mm è la misura della circonferenza di una sezione retta del tirafondo M16.

Si ritiene dunque sufficiente ancorare i tirafondi per una lunghezza di almeno 40 cm , avendo cura di posizionare alla loro estremità una contro piastra di fondo avente spessore pari a 10 mm .



9 VERIFICHE STRUTTURE DI FONDAZIONE

La logica seguita nella progettazione del sistema di fondazioni è stata volta ad ottenere una soluzione che fosse in grado di diffondere i carichi provenienti dalla copertura su una ampia superficie e in modo da avere il minor numero possibile di plinti isolati.

In questa ottica si sono inoltre minimizzate le interferenze tra le strutture di fondazione e le sottostrutture in C.A. del sottopasso. Ne è risultato un sistema misto di 4 travi in cemento armato, 2 plinti e un cordolo. Le travi sono tutte larghe 1.00 m, hanno altezza pari a 0.70 m e sono poste in modo tale da avere l'estradosso a quota +158.00 m, hanno dimensioni di 3.44 m, 3.59 m, 6.90 m e 13.70 m e raccolgono rispettivamente 2 colonne, 2 colonne, 4 colonne e 6 colonne.

I plinti hanno altezza pari a 0.70 m e sono posti in modo tale da avere l'estradosso a quota +158.00 m, hanno dimensioni di 2.54 m x 1.37 m e 1.00m x 1.00 m e raccolgono rispettivamente 2 colonne e 1 colonna.

Il cordolo ha una larghezza di 1.00 m e altezza pari a 0.10 m, ha estradosso a quota +158.48 m e assolve al compito di raccogliere 3 delle colonne della struttura raccordandole con l'estradosso del sottopasso essendo poste sulla sua diretta proiezione.

9.1 Plinto di fondazione

Si esamina il plinto ad una colonna che ha dimensione 1.00 x 1.00 x 0.70 m³. Le azioni agenti in testa al plinto sono quelle alla base della colonna 10.

Si assumono come carichi le sollecitazioni della combinazione Res13 che è quella che fornisce la massima eccentricità trasversale (corrispondente alla presenza del vento trasversale) e il massimo sforzo normale al piede della colonna. È stata considerata anche la condizione con massima eccentricità trasversale e minimo sforzo normale e si è verificato che non risulta dimensionante; nel seguito, pertanto, per brevità si riportano solamente i risultati corrispondenti alla combinazione Res13. Le sollecitazioni al piede risultano:

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
10	0.00	Res13	Combination	-78.95	-4.17	11.32	0.06	18.22	-12.87

Peso proprio del plinto $1.00 \times 1.00 \times 0.70 \times 25 = 17.50 \text{ kN}$

Si trascura la presenza del ricoprimento poiché di spessore molto modesto.

Sollecitazioni di verifica:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	96.45	0.00	96.45
Mb [kNm]	-12.87	0.00	-12.87
MI [kNm]	18.22	0.00	18.22
Tb [kN]	11.32	0.00	11.32
TI [kN]	-4.17	0.00	-4.17
H [kN]	12.06	0.00	12.06

Si riportano i parametri utilizzati nella verifica a carico limite:

si considera, a vantaggio di sicurezza, una profondità del piano di posa di 0.85 m dal piano di campagna.

Peso unità di volume del terreno

$$J_1 = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$J = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\phi' = 30.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 12.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = -0.13 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.19 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1.27 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 0.62 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 12.60 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$Nq = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$Nq = 18.40$$

$$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$$

$$Nc = 30.14$$

$$N_{\gamma} = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_{\gamma} = 22.40$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot Nq / (L \cdot Nc)$$

$$s_c = 2.24$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 2.18$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4 \cdot B / L$$

$$s_{\gamma} = 0.19$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.33 \quad \theta = \arctg(Tb/TI) = -69.78 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.67 \quad m = 1.37 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

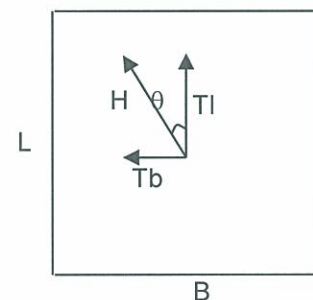
$$i_q = 0.83$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (Nq - 1)$$

$$i_c = 0.82$$

$$i_{\gamma} = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_{\gamma} = 0.73$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

 per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2 / B^*$

 per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.16$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$d_c = 1.17$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

I fattori non espressamente dichiarati sono da ritenersi unitari.

Applicando la relazione seguente:

$$q_{lim} = c * N_c * s_c * d_c * i_c * b_c * g_c + q * N_q * s_q * d_q * i_q * b_q * g_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * i_\gamma * b_\gamma * g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

 e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

 e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

 B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 * e_B$)

 L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 * e_L$)

si ha:

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 521.55 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 122.36 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 4.26$$

Relazione di calcolo copertura ingresso lato sottopasso F.S.

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12 D 44	CL	FV0200010	B	49/ 60

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$Hd = 12.06 \quad (\text{kN})$$

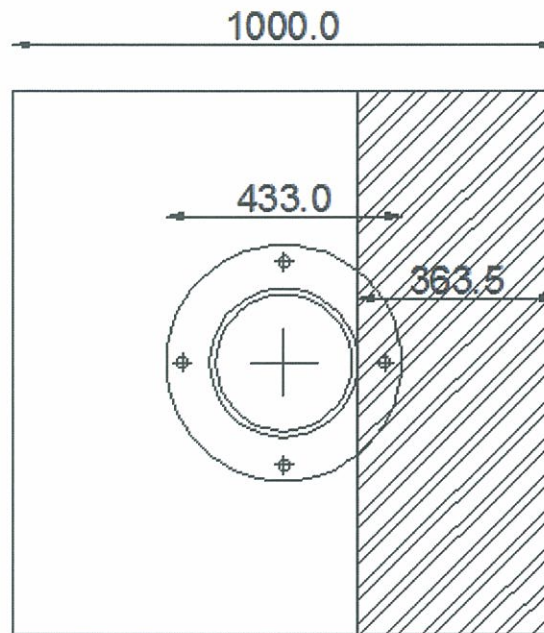
$$Sd = N * \tan(\varphi') + c' B * L^*$$

$$Sd = 55.69 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{\text{scorr}} = 4.62$$

Per la verifica strutturale del plinto si considera un modello di mensola incastrata in corrispondenza della tangente alla colonna e caricata da una pressione uniforme che, a vantaggio di sicurezza, si assume pari alla massima pressione agente precedentemente calcolata. La pianta del plinto, con evidenziata la mensola di verifica considerata, è di seguito riportata:



Il momento flettente massimo sulla sezione di incastro considerata è pari a :

$$M_{\max} = 122.36 \times 0.3635 \times 1.00 \times 0.3635 / 2 = 8.10 \text{ kNm}$$

Si calcola quindi, dall'equilibrio, l'area di acciaio necessaria:

$$A_s = 810 / (0.9 \times 66 \times 26) = 0.52 \text{ cm}^2$$

dove 66 cm è l'altezza utile della sezione retta e 26 kN/cm² è la tensione ammissibile dell'acciaio.

Il massimo taglio agente sulla sezione di incastro considerata è pari a:

$$V_{\max} = 122.36 \times 0.3635 \times 1.00 = 44.48 \text{ kN}$$

La massima tensione tangenziale da taglio risulta pertanto:

$$\tau_{\max} = 1.5 \times 44480 / (1000 \times 700) = 0.10 \text{ N/mm}^2 < \tau_{c0}$$

dove 1000 mm è la base del plinto e 700 mm la sua altezza.

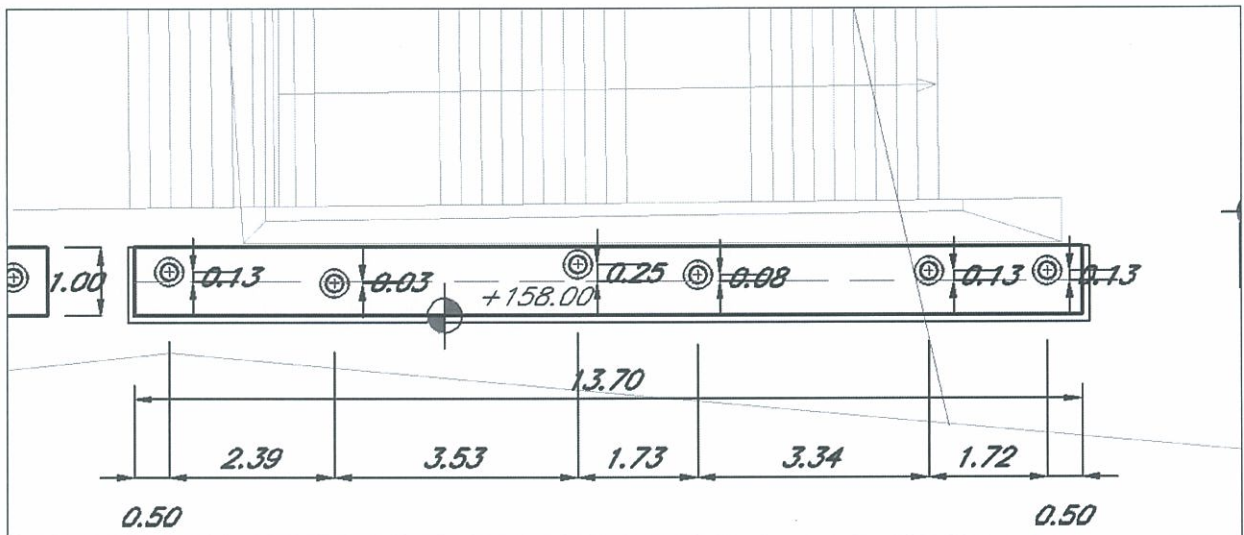
Si adotterà, come armatura del plinto, l'armatura minima di normativa ovvero 5 Φ 18 + 5 Φ 18, sagomata a staffoni e disposta in modo da incrociarsi sotto la colonna.

Risulta pertanto una incidenza di armatura di 110 kg/m³.

9.2 Trave di fondazione

Si esegue la verifica della trave di fondazione che presenta le condizioni più gravose, in particolare si considera la trave anteriore sulla quale fondano 6 colonne. Si assumono come carichi le sollecitazioni della combinazione Res13 che è quella che fornisce la massima eccentricità trasversale (corrispondente alla presenza del vento trasversale) e i massimi sforzi normali al piede delle colonne. È stata considerata anche la condizione con massima eccentricità trasversale e minimo sforzo normale e si è verificato che non risulta dimensionante; nel seguito, pertanto, per brevità si riportano solamente i risultati corrispondenti alla combinazione Res13.

I pilastri hanno tutti una certa eccentricità rispetto all'asse della trave come si vede dal seguente schema:



La trave è lunga 13.70 m e ha una sezione trasversale di 1.00 m x 0.70 m

I carichi trasmessi dalle colonne alla trave risultano:

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	Mtrasv	Mlong
Text	m	Text	KN	KN-m	KN-m
5	0.00	Res13	63.88	10.96	2.69
6	0.00	Res13	52.84	23.29	4.32
2	0.00	Res13	64.51	16.24	-3.85
7	0.00	Res13	66.73	10.49	-3.40
8	0.00	Res13	68.57	10.33	-8.90
9	0.00	Res13	66.81	11.27	-7.57

Il problema è stato risolto sovrapponendo la soluzione longitudinale con la soluzione trasversale.

Longitudinalmente il calcolo è stato eseguito con il programma "Trave ad 1 Campata" V.5.4 adottando la modellazione di trave elastica su suolo elastico alla Winkler. La costante di sottofondo K_s adottata, supposta costante con la profondità, secondo la relazione di Bowles, è:

$$K_s = E_s / [B \times (1 - \mu^2)] = 0.01 \text{ N} / \text{mm}^3$$

per

$E_s = 15 \text{ MPa}$ Modulo di Young del terreno

$B = 1.00 \text{ m}$ Larghezza trave di fondazione

$\mu = (1 - \sin 30^\circ) / (2 - \sin 30^\circ) = 0.333$ Coefficiente di Poisson del suolo

con $\varphi' = 30^\circ$ angolo d'attrito del terreno di fondazione.

L'elaborazione suddetta ha fornito i seguenti risultati:

diagramma del momento flettente e degli abbassamenti della trave

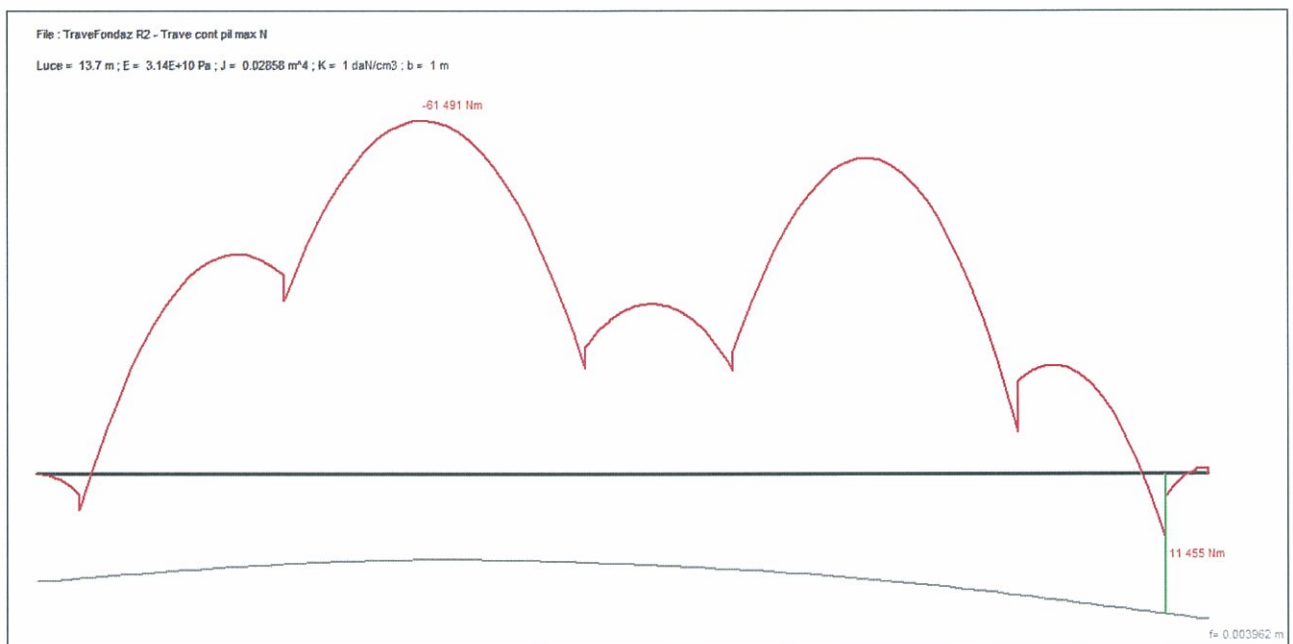
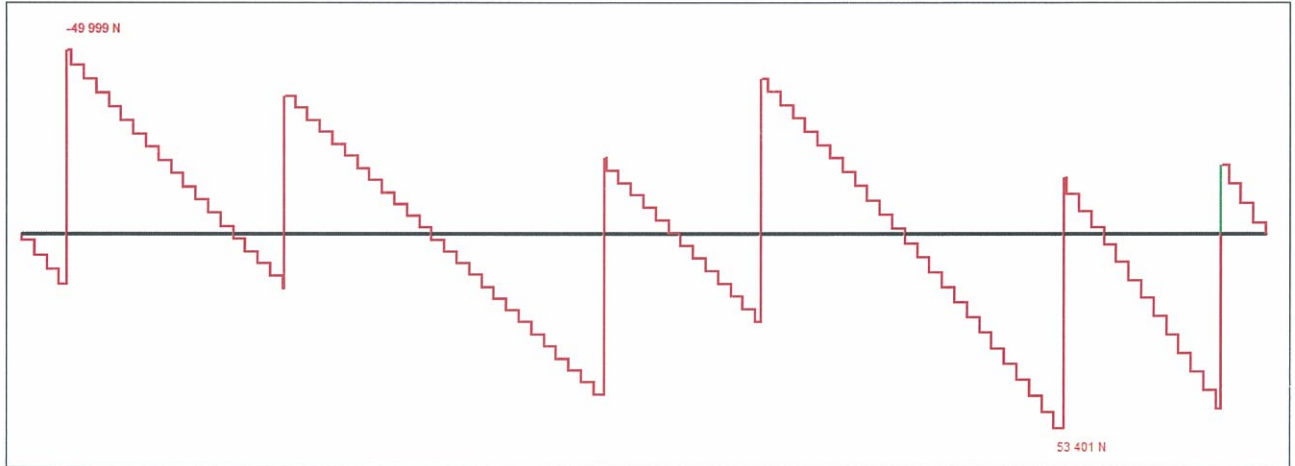


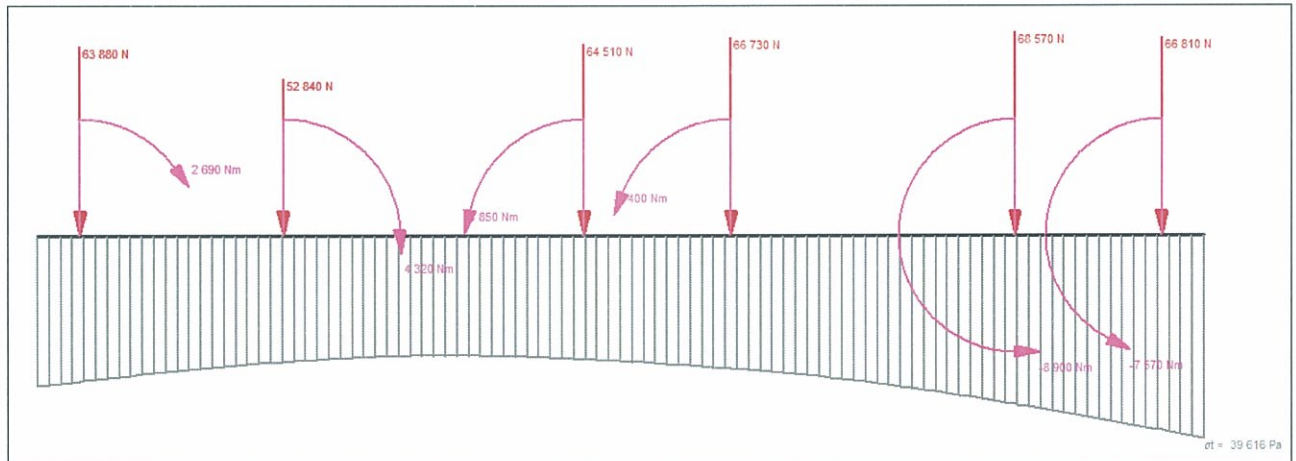
diagramma del taglio

Relazione di calcolo copertura ingresso lato sottopasso F.S.

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12 D 44	CL	FV0200010	B	53/ 60



azioni agenti e tensioni sul terreno



La tensione sul terreno in corrispondenza di ogni punto di scarico delle colonne risulta:

dist	$\sigma_{\text{max long}}$
m	Pa
0.50	28453.00
2.89	2471.00
6.42	24182.00
8.15	25992.00
11.48	32983.00
13.20	38099.00

Trasversalmente si è calcolata, per equilibrio, la massima tensione sul terreno considerando la fondazione rigida caricata dal solo momento trasversale, somma del momento trasversale di calcolo e del contributo dovuto all'eccentricità dei pilastri. Il momento risultante si è considerato agente sulla larghezza di trave che si ottiene diffondendolo a 45° dal bordo della piastra di base (diametro 0.43 m) su tutta l'altezza della trave, ottenendo una larghezza di diffusione del momento $l = 1.93$ m, in cui è stato portato in conto lo spessore della malta espansiva di riempimento tra piastra di base e estradosso della trave di fondazione pari a 0.05 m.

La tensione massima sul terreno, considerando una distribuzione a farfalla risulta pari a:

$$\sigma_{\text{max}} = 6 \times M_{\text{trasvTot}} / (B^2 \times l)$$

con $B = 1.00$ m dimensione trasversale della trave di fondazione

Svolgendo i calcoli si ottiene:

N	Mtrasv	e trasv	MtrasvTot	B	I	$\sigma_{\max \text{ trasv}}$
N	N-m	m	N-m	m	m	Pa
63880	10962.7	0.13	19267.1	1.00	1.93	59897.72
52840	23289.4	-0.03	21704.2	1.00	1.93	67474.20
64510	16235.1	0.25	32362.6	1.00	1.93	100609.12
66730	10491.4	0.08	15829.8	1.00	1.93	49211.81
68570	10332.9	0.13	19247	1.00	1.93	59835.23
66810	11272.1	0.13	19957.4	1.00	1.93	62043.73

Sovrapponendo gli effetti dell'analisi longitudinale e trasversale si ottengono le seguenti sollecitazioni risultanti sul terreno di fondazione:

dist	$\sigma_{\max \text{ long}}$	$\sigma_{\max \text{ trasv}}$	$\sigma_{\max \text{ Tot}}$
m	Pa	Pa	kPa
0.50	28453.00	59897.72	88.35
2.89	24671.00	67474.20	92.15
6.42	24182.00	100609.12	124.79
8.15	25992.00	49211.81	75.20
11.48	32983.00	59835.23	92.82
13.20	38099.00	62043.73	100.14

Poiché la massima tensione sul terreno di fondazione risulta di modesta entità si ritiene compatibile con la capacità portante dello stesso.

Il momento flettente massimo sulla sezione retta della trave di fondazione risulta:

$$M_{\max} = 61.49 \text{ kNm}$$

Si calcola quindi, dall'equilibrio, l'area di acciaio necessaria:

$$A_s = 6149 / (0.9 \times 66 \times 26) = 3.98 \text{ cm}^2$$

dove 66 cm è l'altezza utile della sezione retta e 26 kN/cm² è la tensione ammissibile dell'acciaio.

Il massimo taglio agente sulla sezione retta della trave di fondazione risulta :

$$V_{\max} = 50000 \text{ N}$$

La massima tensione tangenziale da taglio risulta pertanto:

$$\tau_{\max} = 1.5 \times 5000 / (1000 \times 700) = 0.11 \text{ N/mm}^2 < \tau_{c0}$$

dove 1000 mm è la base della trave e 700 mm la sua altezza.

La trave di fondazione sarà armata longitudinalmente in maniera simmetrica tra estradosso e intradosso, con l'armatura minima di normativa costituita da barre Φ 18 ogni 20 cm. Si prevede inoltre una armatura trasversale costituita da staffe Φ 8 con passo 20 cm. Risulta pertanto una incidenza di armatura di 50 kg/m³.

10 NODI

Si riporta il calcolo dei nodi trave-colonna e trave-arvareccio.

10.1 Giunto trave-colonna

Le travi IPE 400 interne sono collegate alle colonne circolari Φ 273 mm mediante un singolo coprigiunto d'anima saldato alla colonna e bullonato alla trave. Per il coprigiunto si adotta un piatto avente sezione retta di dimensioni 240 mm x 10 mm. Si adottano bulloni M16 classe 8.8.

Si riporta il calcolo del collegamento con il più alto taglio agente e lo sforzo normale corrispondente:

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2
Text	m	Text	Text	KN	KN
22	0.00	Res3	Combination	6.88	-54.97

Dati generali

Materiali

Tipo acciaio		Fe 430
Tensione ammissibile	$\sigma_{a,adm}$	190 N/mm ²

Sollecitazioni

Sforzo assiale	N	6.88 kN
Taglio	T	54.97 kN
Ecc. baricentro bull. - asse tr. pr.	ex	216.5 mm
T · ex =		11.90 kN m

Geometria unione

Anima profilato - Spessore	t_w	8.6	mm
Numero coprighiunti	n_c	1	
Spessore coprighiunti	t_{c3}	10	mm
Altezza coprighiunti	h_{c3}	240	mm
Numero file verticali	n	2	
Distanza tra le file vert.	dx	70	mm
Numero file orizzontali	m	3	
Distanza tra le file orizz.	dy	80	mm
Momento di inerzia polare	J_p	32 950	mm ²
Distanza max bull.-baricentro	d_{max}	87	mm
Modulo di res. bullone esterno	W_{res}	377	mm
Numero bulloni	n	6	
Diametro bulloni	d	16	mm
Area resistente bullone	A_{res}	157	mm ²
Classe bullone		8.8	
Tensione ammissibile (tangenziale)	$T_{b,adm}$	264	N/mm ²

Verifiche

Rescissione del gambo

Azione tagliante bullone (T_{AN})	$V_T = V_W / n$	9.2	kN
Azione tagliante bullone (N_{AN})	$V_n = N_W / n$	1.1	kN
Azione tagliante bullone (M_{AN})	$V_m = M_W / W_{res}$	31.5	kN
Azione tagliante bullone	$V = (V_T^2 + V_n^2 + V_m^2)^{1/2}$	32.9	kN
Tensione tangenziale massima	$T_b = V / (A_{res} \cdot n_c)$	209.3	N/mm ²

Rifollamento coprighiunto

Distanza dal bordo libero	a	40	mm
Coefficiente di amplificazione	α	2.5	
Resistenza acciaio di carpenteria	$\sigma_{a, adm}$	190	N/mm ²
Tensione ammissibile	$\sigma_{rif, adm}$	475	N/mm ²
Tensione contorno foro	σ_{rif}	205.4	N/mm ²

Rifollamento anima

Distanza dal bordo libero	a	40	mm
Coefficiente di amplificazione	α	2.5	min(a/d, 2.5)
Resistenza acciaio di carpenteria	$\sigma_{a, adm}$	190	N/mm ²
Tensione ammissibile	$\sigma_{rif, adm}$	475	N/mm ²
Tensione contorno foro	σ_{rif}	238.8	N/mm ²

Resistenza coprighiunto

Sezione resistente netta	A_{res}	1 920	mm ²
Modulo di resistenza netto	W_{res}	78 933	mm ³
Resistenza acciaio di carpenteria	$\sigma_{a, adm}$	190	N/mm ²
Tensione normale (estremità sup.)	σ_a	154.4	N/mm ²
Tensione normale (baricentro)	σ_a	3.6	N/mm ²
Tensione tangenziale (baricentro)	T_a	42.95	N/mm ²
Tensione ideale	$\sigma_{id} = (\sigma_a^2 + 3T_a^2)^{1/2}$	74.5	N/mm ²

Il piatto coprigiunto avente sezione retta di dimensioni 240 mm x 10 mm è saldato mediante due cordoni d'angolo sulla colonna circolare Φ 273 mm. Lo spessore di ciascuno dei due cordoni è assunto pari allo spessore del piatto coprigiunto e quindi è pari a 10 mm, l'altezza della sezione di gola di calcolo si assume pertanto pari ad $a = 10 / 2^{1/2} = 7$ mm. Si esegue il calcolo dei cordoni di saldatura pensando le sezioni di gola ribaltate su un piano ortogonale al piatto coprigiunto, in questo modo, ad opera dello sforzo normale $P = 6.88$ kN, del taglio $V2 = 54.97$ kN e del momento parassita generato da $V2$ e dovuto all'eccentricità tra l'asse della colonna e le saldature, sulle sezioni di gola saranno presenti $T_{\text{parallele}}$ e $\sigma_{\text{ortogonali}}$.

Sui cordoni di saldatura agiscono le seguenti azioni:

$P = 6880$ N, $V2 = 54970$ N e $V2 \times \Phi / 2 = 54970 \times 136.5 = 7503405$ Nmm con 136.5 mm eccentricità tra l'asse della colonna e il piano su cui sono ribaltate le sezioni di gola delle saldature. Ad opera delle suddette azioni sulle sezioni di gola considerate si desteranno i seguenti stati tensionali:

$$T_{\text{parallele}} = V2 / (2 \times a \times h) = 54970 / (2 \times 7 \times 240) = 16.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{ortogonali}} = P / (2 \times a \times h) + V2 \times \Phi / 2 \times 3 / (a \times h^2) = 6880 / (2 \times 7 \times 240) + 7503405 \times 3 / (7 \times 240^2) = 57.88 \text{ MPa}$$

Poiché ai sensi del § 5.1.2.5 della CNR-UNI 10011 la

$$\sigma_{\text{id}} = (\sigma_{\text{ortogonali}}^2 + T_{\text{parallele}}^2)^{1/2} = (16.36^2 + 57.88^2)^{1/2} = 60.14 \text{ MPa} < 0.7 \times \sigma_s$$

le dimensioni dei cordoni di saldatura risultano verificate.

10.2 Giunto trave-arcareccio

Gli arcarecci HE 180 A sono collegati alle travi IPE 400 mediante un giunto a squadrette tra l'anima degli arcarecci e l'anima delle travi. Si adottano squadrette L90 mm x 8 mm e bulloni M12 classe 8.8.

Si riporta il calcolo del collegamento con il più alto taglio agente e lo sforzo normale corrispondente:

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2
Text	m	Text	Text	KN	KN
238	1.80	Res3	Combination	-7.26	14.68

Dati generali

Materiali

Tipo acciaio		Fe 430
Tensione ammissibile	$\sigma_{a,adm}$	190 N/mm ²

Sollecitazioni

Sforzo assiale	N	7.26	kN
Taglio	T	14.68	kN
Ecc. baricentro bull. - asse tr. pr.	ex	59.3	mm
$T \cdot ex =$		0.87	kN m

Geometria unione

Anima profilato - Spessore	t_w	6	mm
Numero coprighiunti	n_c	2	
Spessore coprighiunti	t_{c3}	8	mm
Altezza coprighiunti	h_{c3}	105	mm
Numero file verticali	n	1	
Distanza tra le file vert.	dx	0	mm
Numero file orizzontali	m	2	
Distanza tra le file orizz.	dy	45	mm
Momento di inerzia polare	J_p	1 013	mm ²
Distanza max bull.-baricentro	dmax	23	mm
Modulo di res. bullone esterno	W_{res}	45	mm
Numero bulloni	n	2	
Diametro bulloni	d	12	mm
Area resistente bullone	A_{res}	84	mm ²
Classe bullone		8.8	
Tensione ammissibile (tangenziale) $T_{b,adm}$		264	N/mm ²

Verifiche

Rescissione del gambo

Azione tagliante bullone (T_{AN})	$V_T = V_W / n$	7.3	kN
Azione tagliante bullone (N_{AN})	$V_n = N_W / n$	3.6	kN
Azione tagliante bullone (M_{AN})	$V_m = M_W / W_{res}$	19.3	kN
Azione tagliante bullone	$V = (V_T^2 + V_n^2 + V_m^2)^{1/2}$	21.0	kN
Tensione tangenziale massima	$T_b = V / (A_{res} \cdot n_c)$	125.0	N/mm ²

Rifollamento coprigiunto

Distanza dal bordo libero	a	30	mm
Coefficiente di amplificazione	c	2.5	
Resistenza acciaio di carpenteria	$\sigma_{a, adm}$	190	N/mm ²
Tensione ammissibile	$\sigma_{rif, adm}$	475	N/mm ²
Tensione contorno foro	σ_{rif}	109.4	N/mm ²

Rifollamento anima

Distanza dal bordo libero	a	30	mm
Coefficiente di amplificazione	c	2.5	min(a/d, 2.5)
Resistenza acciaio di carpenteria	$\sigma_{a, adm}$	190	N/mm ²
Tensione ammissibile	$\sigma_{rif, adm}$	475	N/mm ²
Tensione contorno foro	σ_{rif}	291.8	N/mm ²

Resistenza coprigiunto

Sezione resistente netta	A_{res}	1 296	mm ²
Modulo di resistenza netto	W_{res}	25 697	mm ³
Resistenza acciaio di carpenteria	$\sigma_{a, adm}$	190	N/mm ²
Tensione normale (estremità sup.)	σ_a	39.5	N/mm ²
Tensione normale (baricentro)	σ_a	5.6	N/mm ²
Tensione tangenziale (baricentro)	τ_a	16.99	N/mm ²
Tensione ideale	$\sigma_{id} = (\sigma_a^2 + 3\tau_a^2)^{1/2}$	30.0	N/mm ²