COMMITTENTE:

RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

PROGETTAZIONE:

ITALFERR
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA

RADDOPPIO TRATTA FIUME TORTO – LERCARA DIRAMAZIONE LOTTO 1 + 2

FABBRICATI STAZIONE

FV03 - Stazione di Lercara dir - km 29+147

Relazione di calcolo pensiline

SCALA: -

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
RS3Z	00	D	26	CL	FV0300	005	B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	C. INTEGRA	Gennaio 2020	F.COPPINI	Gennaio 2020	A.BARRECA	Gennaio 2020	F. SACCHI Maggio 2020
B	1° AGG. A CONSEGNA CSLLPP	C. INTEGRA	Maggio 2020	F.COPPINI	Maggio 2020	A.BARRECA	Maggio 2020	

ITALFERR - DO INFRASTRUTTURE NORD
Dott. Ing. Francesco Sacchi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 23172 Sez. A

File: RS3Z00D26CLFV0300005B		n. Elab.:

INDICE

1. PREMESSA 2

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO 4

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI 5

3.1 STRUTTURE DI FONDAZIONE 5

3.1.1 CALCESTRUZZO 5

3.1.1 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO 5

3.2 STRUTTURE IN ELEVAZIONE 6

3.2.1 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA 6

4. ANALISI DEI CARICHI 7

4.1 PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI 7

4.2 COPERURA 7

4.3 ACCIDENTALI COPERTURA 8

4.3.1 SOVRACCARICO D'USO 8

4.3.2 NEVE 9

4.4 AZIONE DEL VENTO 9

4.5 EFFETTI AERODINAMICI 13

4.6 AZIONE SISMICA 14

5. COMBINAZIONI DI CARICO 15

6. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA 18

7. GIUDIZIO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI 22

8. VERIFICHE SLU PILASTRI 23

9. VERIFICHE SLU TRAVI 24

10. VERIFICHE ALLO SLE 26

11. VERIFICHE SOLETTA DI FONDAZIONE 27

11.1 STATO LIMITE ULTIMO 27

11.1.1 VERIFICA A PRESSO FLESSIONE 28

11.1.2 VERIFICA A TAGLIO 29

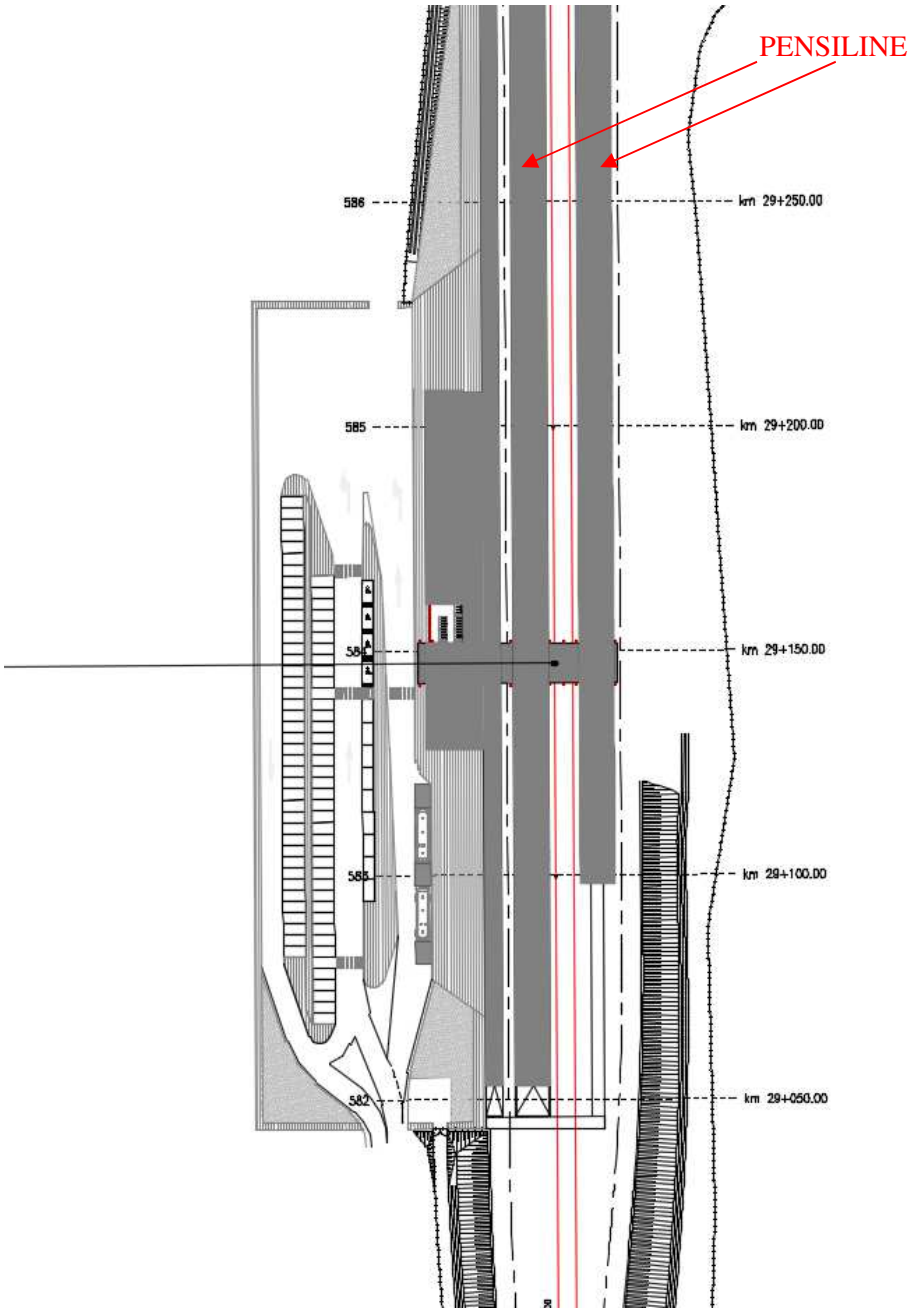
11.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO 30

11.2.1 STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE 30

11.2.2 VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO 31

1. PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto le verifiche di sicurezza e stabilità della pensilina della stazione di Lercara Diramazione, nell'ambito del raddoppio della tratta ferroviaria Fiumetorto – Lercara (prog. km 29+147 – LS PA-CT km 76+576.85).



La struttura è sorretta da montanti verticali in acciaio del tipo HEB 340 di altezza pari a 5.12m.

Tali montanti sono disposti a coppia in direzione trasversale con un interasse di 2.95m, mentre in direzione longitudinale l'interasse è pari a 5m.

La copertura è sorretta in direzione trasversale da travi del tipo IPE 300 di lunghezza 7.6m, con degli sbalzi dall'asse dei pilastri, su ciascun lato, di 2.325m.

Le suindicate travi sono poste in corrispondenza dei pilastri.

Il collegamento delle suindicate travi in direzione longitudinale è assicurato da n.5 IPE 240.

Il collegamento tra ciascun pilastro in direzione longitudinale è assicurato da n.2 UPN 300.

La struttura è fondata su una platea di larghezza 4.0m ed altezza 0.7m.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- DM 17 gennaio 2018: *Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"*;
- Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP: *istruzioni per l'applicazione delle NTC 2018*;
- RFICTCSIMAIFS001_C: *Manuale di progettazione delle opere civili, 21/12/2018*
- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

3.1 STRUTTURE DI FONDAZIONE

3.1.1 CALCESTRUZZO

Classe C25/30

R_{ck} = 30 N/mm^2

$f_{ck} = 0{,}83 \cdot R_{ck}$ = 24.9 N/mm^2

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc}/\gamma_c = 24.9 \cdot 0{,}85/1{,}5 = 14{,}17$ N/mm^2

Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctm} = 0{,}30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2{,}56$ N/mm^2

Classe di esposizione: XC2 (condizioni ambientali ordinarie)

Per gli elementi strutturali della fondazione si assume un copriferro pari a:

elementi monodimensionali: 40 mm (valutato al netto della staffa)

elementi bidimensionali: 35 mm (valutato al netto della staffa).

Per quanto riguarda la scelta degli stati limite di fessurazione, si fa riferimento a quanto riportato nella Tabella 4.1.IV delle NTC 2018, assumendo di trovarsi in condizioni ambientali ordinarie (vedi Tab. 4.1.III NTC 2018) con armatura poco sensibile; i limiti adottati per la verifica nei confronti di tale stato limite sono riportati di seguito:

combinazione delle Azioni Frequente: $w_d \leq w_3 = 0{,}4$ mm

combinazione delle Azioni Quasi Permanente $w_d \leq w_2 = 0{,}3$ mm

3.1.1 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

acciaio **B450C**

tensione caratteristica di snervamento f_{yk} = 450 N/mm^2;

tensione caratteristica di rottura f_{tk} = 540 N/mm^2;

resistenza di calcolo a trazione f_{yd} = 391,30 N/mm^2;

modulo elastico E_s = 206.000 N/mm^2.

3.2 STRUTTURE IN ELEVAZIONE

3.2.1 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

S355:

Tab. 4.2.I – *Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi*

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_{yk} [N/mm²]	f_{tk} [N/mm²]	f_{yk} [N/mm²]	f_{tk} [N/mm²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	580
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

4. ANALISI DEI CARICHI

4.1 PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Il peso degli elementi strutturali modellati (travi, pilastri) viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato, assumendo $\gamma_{acciaio} = 78.5$ kN/m^3.

Per prendere in considerazione il peso di bullonerie e piastrame il suindicato peso specifico è stato incrementato del 10%.

4.2 COPERURA

Si riportano i carichi per unità di lunghezza in direzione trasversale (relativi ad un campo della struttura sotteso dall'interasse dei pilastri in direzione longitudinale) dei vari elementi costituenti la copertura della pensilina.

Campo centrale

	L =	2.95	m	
	Lunghezza di influenza	5	m	
[a]	IPE 240 di collegamento longitudinale			
	n. profili	1		
	su L =	2.95	m	
	P/ml singolo profilo	30.7	kg/m	0.31 kN/m
	P/ml in direzione trasversale	52.0	kg/m	0.52 kN/m
[b]	UPN 120 sostegno pannello copertura			
	n. profili	4		
	su L =	2.95	m	
	P/ml singolo profilo	13.3	kg/m	0.13 kN/m
	P/ml in direzione trasversale	90.2	kg/m	0.90 kN/m
[c]	Pannello copertura			
	Peso a mq	10	kg/mq	0.10 kN/mq
	P/ml in direzione trasversale	50	kg/m	0.50 kN/m
[d]	Impianti			
	Peso a mq	30	kg/mq	0.30 kN/mq
	P/ml in direzione trasversale	150	kg/m	1.50 kN/m
[a+b]	**Totale PP**	**142.2**	kg/m	**1.42** kN/m

[c+d]	**Totale PERM**	**200.0**	kg/m	**2.00**	kN/m
	Totale	**342.2**	kg/m	**3.42**	kN/m

Campi laterali (sbalzi)

L =	2.325	m		
Lunghezza di influenza	5	m		

[a]	IPE 240 di collegamento longitudinale				
	n. profili	2			
	su L =	2.325	m		
	P/ml singolo profilo	30.7	kg/m	0.31	kN/m
	P/ml in direzione trasversale	132.0	kg/m	1.32	kN/m

[b]	UPN 120 sostegno pannello copertura				
	n. profili	4			
	su L =	2.325	m		
	P/ml singolo profilo	13.3	kg/m	0.13	kN/m
	P/ml in direzione trasversale	114.4	kg/m	1.14	kN/m

[c]	Pannello copertura				
	Peso a mq	10	kg/mq	0.10	kN/mq
	P/ml in direzione trasversale	50	kg/m	0.50	kN/m

[d]	Impianti				
	Peso a mq	30	kg/mq	0.30	kN/mq
	P/ml in direzione trasversale	150	kg/m	1.50	kN/m

[a+b]	**Totale PP**	**246.5**	kg/m	**2.46**	kN/m
[c+d]	**Totale PERM**	**200.0**	kg/m	**2.00**	kN/m
	Totale	**446.5**	kg/m	**4.46**	kN/m

4.3 ACCIDENTALI COPERTURA

4.3.1 SOVRACCARICO D'USO

Copertura accessibile per sola manutenzione: q_k = 0.5 kN/mq

Il carico distribuito in direzione trasversale risulta pari a:

q_k x int.long. = 0.5kN/mq x 5m = 2.5 kN/m

4.3.2 NEVE

Altitudine sul livello del mare: 415 m

Zona III Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo	$q_{sk} = 0{,}60$ kN/m² $a_s \leq 200$ m $q_{sk} = 0{,}51\ [1+(a_s/481^2)]$ kN/m² $a_s > 200$ m

q_{sk} = 0.89 kN/mq (valore caratteristico neve al suolo)

c_E = 1 (coefficiente di esposizione)

c_t = 1 (coefficiente termico)

Inclinazione della falda: 0°

μ_i = 0.8 (coefficiente di forma)

Carico neve sulla copertura: $q_s = \mu_i\, q_{sk}\, c_E\, c_t$ = 0.71 kN/mq

Il carico distribuito in direzione trasversale risulta pari a:

q_s x int.long. = 0.71kN/mq x 5m = 3.55 kN/m

4.4 AZIONE DEL VENTO

Per la determinazione dell'azione dovuta al vento si fa riferimento al DM 17.1.2008 e relativa circolare. In particolare le istruzioni prevedono che la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni e sui loro elementi proceda secondo lo schema seguente:

1. definite le caratteristiche del sito ove sorge la costruzione, si valuta la velocità di progetto e la pressione cinetica di picco del vento;
2. definita la forma, le dimensioni e l'orientamento della costruzione, si valutano le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento sulla costruzione e sui suoi elementi;
3. definite le proprietà meccaniche della costruzione e dei suoi elementi si valutano le azioni statiche equivalenti.

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.

Usualmente tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura,

pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- q_b = pressione cinetica di riferimento;
- c_e = coefficiente di esposizione;
- c_p = coefficiente di pressione (o coefficiente aerodinamico);
- c_d = coefficiente dinamico.

Zona:

4) Sicilia e provincia di Reggio Calabria

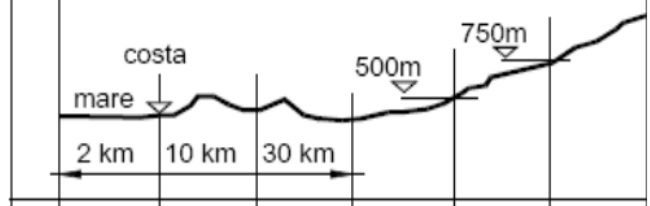
Classe di rugosità del terreno:

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D. Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):	415	[m]
Distanza dalla costa	25	[km]
T_R (Tempo di ritorno):	75	[anni]
Categoria di esposizione	III	

Categorie di esposizione:

ZONE 1,2,3,4,5

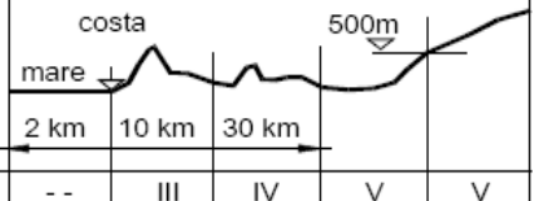


A	- -	IV	IV	V	V	V
B	- -	III	III	IV	IV	IV
C	- -	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

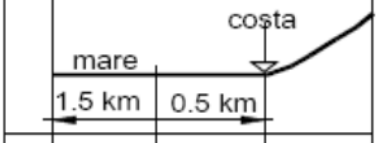
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6



A	- -	III	IV	V	V
B	- -	II	III	IV	IV
C	- -	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

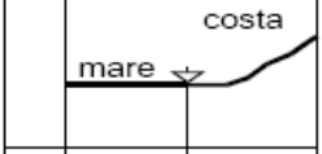
ZONE 7,8



A	- -	- -	IV
B	- -	- -	IV
C	- -	- -	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9



A	- -	I
B	- -	I
C	- -	I
D	I	I

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	ks	C_a
4	28	500	0.36	1.000

$v_b = v_{b,0} * ca$

ca =1 per as ≤ a0

ca = 1 + ks (as/a0 - 1) per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 28.00 m/s

$v_r = v_b * cr$

Cr coefficiente di ritorno 1.02

v_r (velocità di riferimento) 28.66 m/s

Pressione cinetica di riferimento:

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2$ (ρ = 1,25 kg/m³)

q_r = 513.26 N/mq

Coefficiente di esposizione:

Il valore di ce può essere ricavato mediante la relazione:

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \, [7+c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$

$c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione – cfr. NTC18

k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0.19	0.05	4.00

z [m]	c_e
$z \leq 4$	1.80
z = 5.25	1.96

Coefficiente di pressione:

Trattandosi di una pensilina si fa riferimento a quanto indicato al § C3.3.8.2 della Circolare n.7 del 21/1/2019 che tratta il caso specifico delle tettoie.

Nel caso in esame il grado di bloccaggio ϕ risulta pari a 0 (tettoia libera).

Nel caso di pensiline a falde multiple ciascuna coppia di falda può essere trattata come una singola tettoia a falda doppia.

L'inclinazione di ciascuna falda è circa pari a α=-1°.

Si hanno i seguenti valori del coefficiente di forza:

$c_F > 0$ (azione vento verso il basso): $c_F = 0.2 + 0.8 \, |\alpha|/30 = 0.22$

$c_F < 0$ (azione vento verso l'alto): $c_F = - 0.5 + 0.1 \, \alpha/10 = - 0.51$

Riepilogando si ha:

Valori massimi della pressione per ogni elemento
p (pressione del vento) = $q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$
c_d (coefficiente dinamico) c_t (coefficiente topografico) c_e (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di forma)

q_r	0.513	kN/mq
$C_{e,min}$	1.8	
$C_{e,max}$	1.96	
$C_F>0$	0.22	
$C_F<0$	- 0.51	
C_d	1	
p_{max} ($c_F>0$)	**0.22**	kN/mq
p_{med} ($c_F<0$)	**-0.51**	kN/mq

Pertanto il carico distribuito in direzione trasversale risulta pari a:

p_{max} ($c_F>0$) x int.long. = 0.22kN/mq x 5m = 1.1 kN/m azione vento verso il basso

p_{max} ($c_F<0$) x int.long. = - 0.51kN/mq x 5m = -2.55 kN/m azione vento verso l'alto

4.5 EFFETTI AERODINAMICI

In accordo al § 5.2.2.6 delle NTC18 viene valutato l'effetto legato al passaggio dei convogli ferroviari.

Superfici orizzontali adiacenti il binario (§5.2.2.6.3 NTC18):

h_g = 5.05m distanza della superficie dal piano del ferro

Calcolo k_3 (fattore riduttivo)

0	<	hg	<=	3.8	$k_3 = 1$
3.8	<	hg	<	7.5	$k_3 = (7.5-h_g)/.37$
7.5	<=	hg			$k_3 = 0$

Nel caso in esame si ha k_3 = 0.662

In funzione della distanza a_g della superficie dall'asse del binario si hanno i seguenti valori dell'azione q_{3k} (Fig.5.2.10 NTC18)

V = 160 km/h

	a_g [m]	q_{3k} [kN/mq]
Bordo esterno	1.52	0.375
Asse montante	3.84	0.125
Asse	5.32	0.08
Asse montante	6.79	0.075
Bordo esterno	9.12	0.075

Tali valori sono riferiti al passaggio di un treno su un lato della pensilina.

Al passaggio di sue treni su entrambi i lati della pensilina i suindicati valori devono essere cumulati in modo speculare ottenendo:

	a_g [m]	q_{3k} [kN/mq]
Bordo esterno	1.5	0.450
Asse montante	3.8	0.200
Asse	5.3	0.160
Asse montante	6.75	0.200
Bordo esterno	9.1	0.450

Moltiplicando i suindicati valori di pressione per l'interasse longitudinale dei montanti (5m) si ha il carico a ml agente su un campo di pensilina:

		1 treno	2 treni
	a_g [m]	q_{3k} x Int [kN/mq]	q_{3k} x Int [kN/mq]
Bordo esterno	1.52	1.875	2.25
Asse montante	3.84	0.625	1
Asse	5.32	0.4	0.8
Asse montante	6.79	0.375	1
Bordo esterno	9.12	0.375	2.25

Gli effetti aerodinamici saranno cumulati con l'azione del vento.

4.6 AZIONE SISMICA

In relazione alle esigue masse della struttura e alla sua bassa rigidezza le azioni sismiche vengono trascurate.

5. COMBINAZIONI DI CARICO

Per le verifiche nei confronti dei diversi stati limite si adottano le combinazioni delle azioni tratte dal § 2.5.3 NTC 2018:

● Combinazione fondamentale SLU:

$\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_P\cdot P + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2}\cdot\psi_{02}\cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3}\cdot\psi_{03}\cdot Q_{k3}$..

● Combinazione caratteristica (rara):

$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}\cdot Q_{k2} + \psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots$

● Combinazione frequente:

$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots$

● Combinazione quasi permanente:

$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots$

● Combinazione sismica:

$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots$

I valori dei coefficienti parziali dei carichi variabili sono pari a:

	Accidentale copertura	Vento	Neve
ψ_0	0.0	0.6	0.5
ψ_1	0.0	0.2	0.2
ψ_2	0.0	0.0	0.0

Per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si adotta l'Approccio Progettuale 2, in cui si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I delle NTC 2018, di seguito riportata.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali relativi alle azioni per le verifiche agli SLU

Azione		Coefficiente γ_F	A1 STR	A2 GEO
Carichi Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevoli		1,30	1,00
Carichi Permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00
	Sfavorevoli		1,50	1,30
Carichi Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevoli		1,50	1,30

In accordo ai coefficienti delle precedenti tabelle sono state definite le seguenti combinazioni di carico.

Combinazioni allo SLU

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Accidentale copertura	Vento + effetti aerodinamici	Neve
SLU STR 1	1.3	1.5	1.5	0.9	0.75
SLU STR 2	1.3	1.5	0	1.5	0.75
SLU STR 3	1.3	1.5	0	0.9	1.5

Ciascuna delle suindicate combinazioni è da intendersi doppia: passaggio di un treno (effetti aerodinamici su un lato) e passaggio di due treni (effetti aerodinamici su due lati)

Combinazioni allo SLE RARA

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Accidentale copertura	Vento + effetti aerodinamici	Neve
SLE RARA 1	1	1	1	0.6	0.5
SLU RARA 2	1	1	0	1	0.5
SLU RARA 3	1	1	0	0.6	1

Ciascuna delle suindicate combinazioni è da intendersi doppia: passaggio di un treno (effetti aerodinamici su un lato) e passaggio di due treni (effetti aerodinamici su due lati)

Combinazioni allo SLE FREQUENTE

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Accidentale copertura	Vento + effetti aerodinamici	Neve
SLE FREQ. 1	1	1	0	0.2	0
SLE FREQ. 2	1	1	0	0	0.2

La combinazione FREQ.1 è da intendersi doppia: passaggio di un treno (effetti aerodinamici su un lato) e passaggio di due treni (effetti aerodinamici su due lati)

Combinazioni allo SLE QUASI PERMANENE

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Accidentale copertura	Vento + effetti aerodinamici	Neve
SLE Q.P. 1	1	1	0	0	0

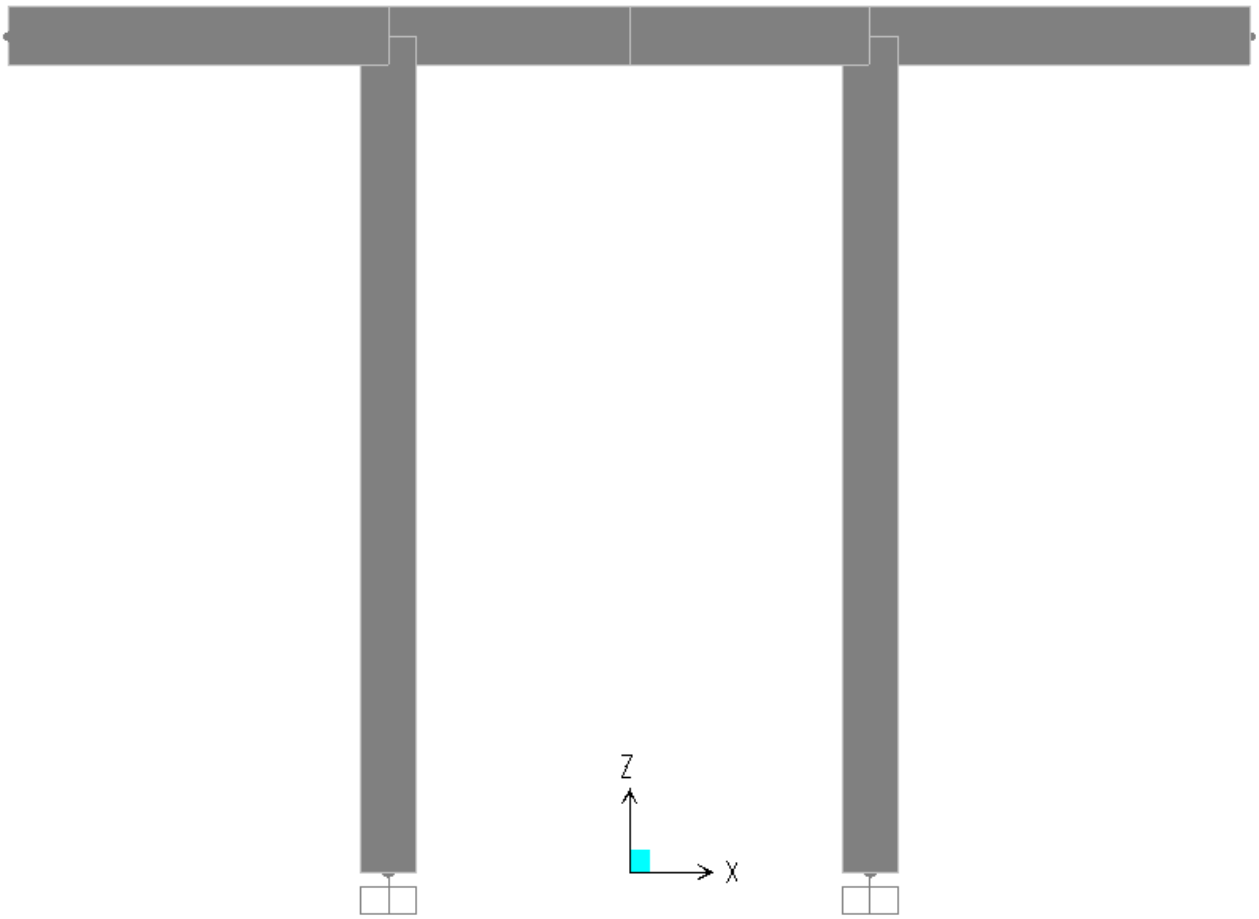
6. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

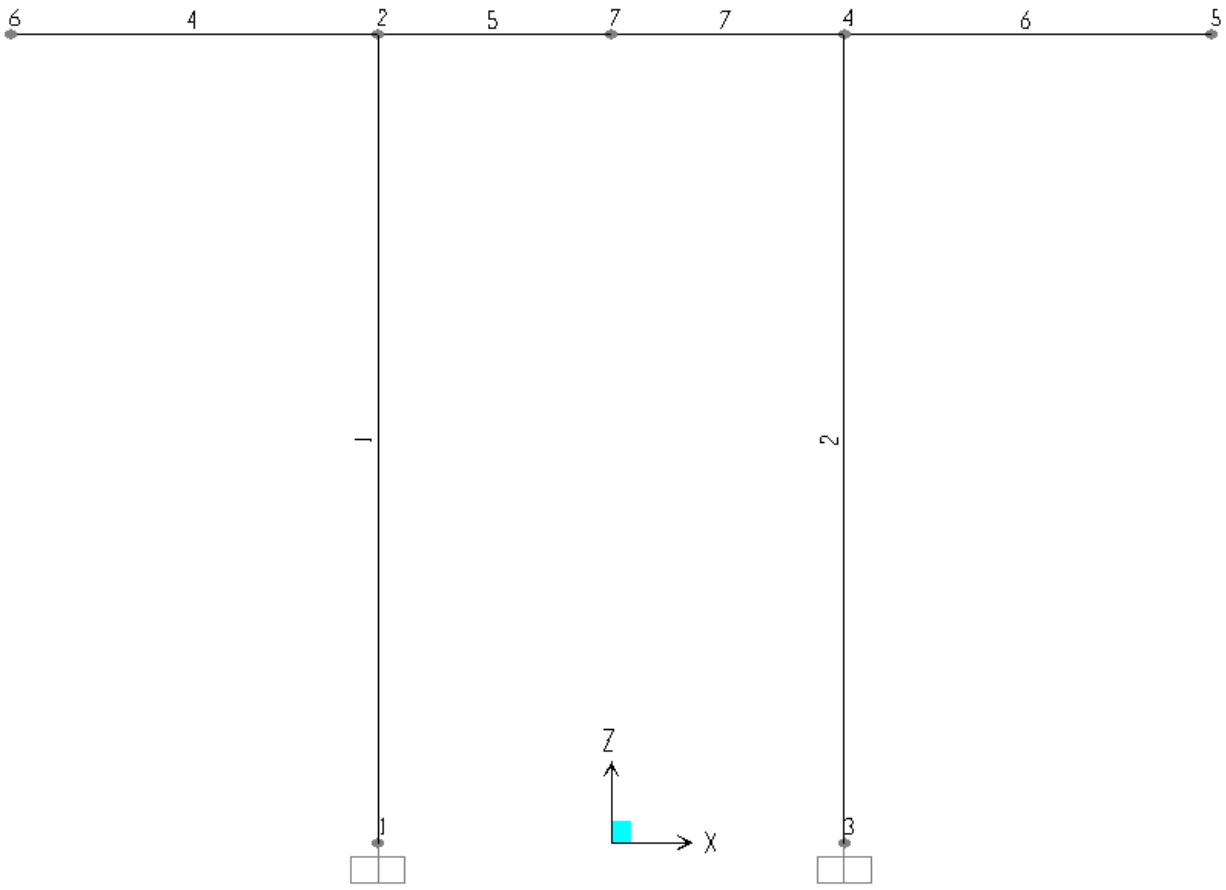
Per la modellazione si utilizza il programma di calcolo agli elementi finiti "SAP 2000 NonLinear" della Computer and Structures, Inc.

Per individuare le sollecitazioni che interessano gli elementi della struttura, viene realizzato un modello bidimensionale in cui sono inseriti gli elementi strutturali principali (travi e pilastri modellati con elementi finiti monodimensionali tipo frame) al fine di considerare un campo di struttura pari all'interasse dei pilastri in direzione longitudinale.

I pilastri sono stati vincolati alla base mediante incastri.

Si riporta di seguito una vista 3D del modello di calcolo e la numerazione delle aste e dei nodi:





La fondazione è stata modellato mediante una piastra su suolo elastico caricata con gli scarichi derivanti dal modello della struttura in elevazione.

La modellazione è stata estesa a due telai di sostegno della pensilina (posti ad un interasse di 5m) per una lunghezza complessiva della fondazione di 10m.

Per le analisi d'interazione struttura-terreno in direzione verticale, il coefficiente di sottofondo alla Winkler può essere determinato con la seguente relazione:

$$k_h = \frac{E}{(1-\nu^2)\cdot B \cdot c_r}$$

dove:

E	61	MPa	modulo elastico del terreno
v	0.3	-	coefficiente di Poisson =0.3;
B	4	m	larghezza della fondazione.
L	15	m	lato maggiore della fondazione

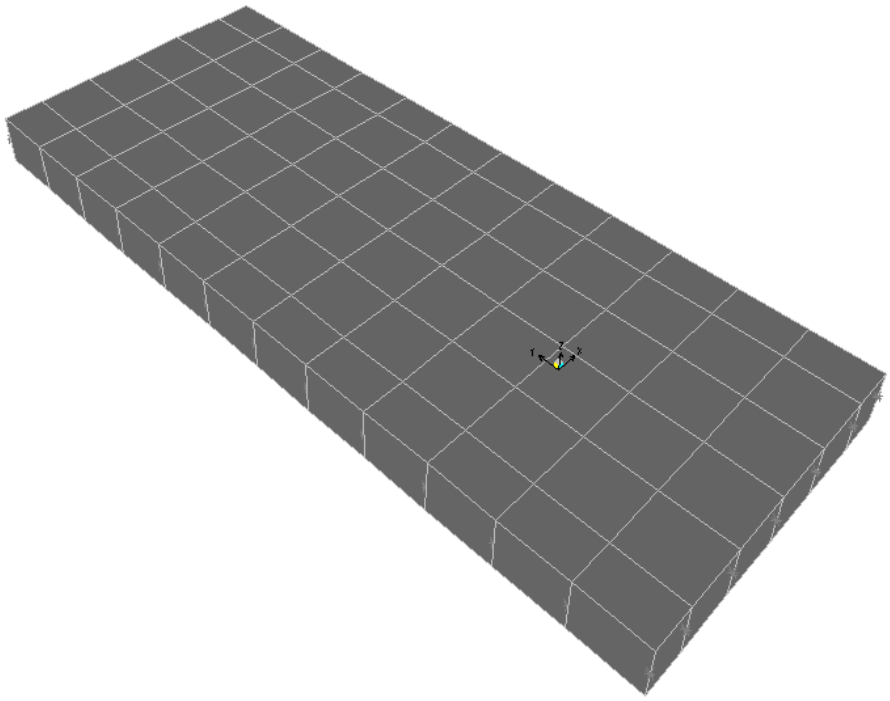
ct	1.56	-	fattore di forma (Bowles, 1960)
Kw	**10751**	**kN/m³**	**coefficiente di sottofondo alla Winkler**

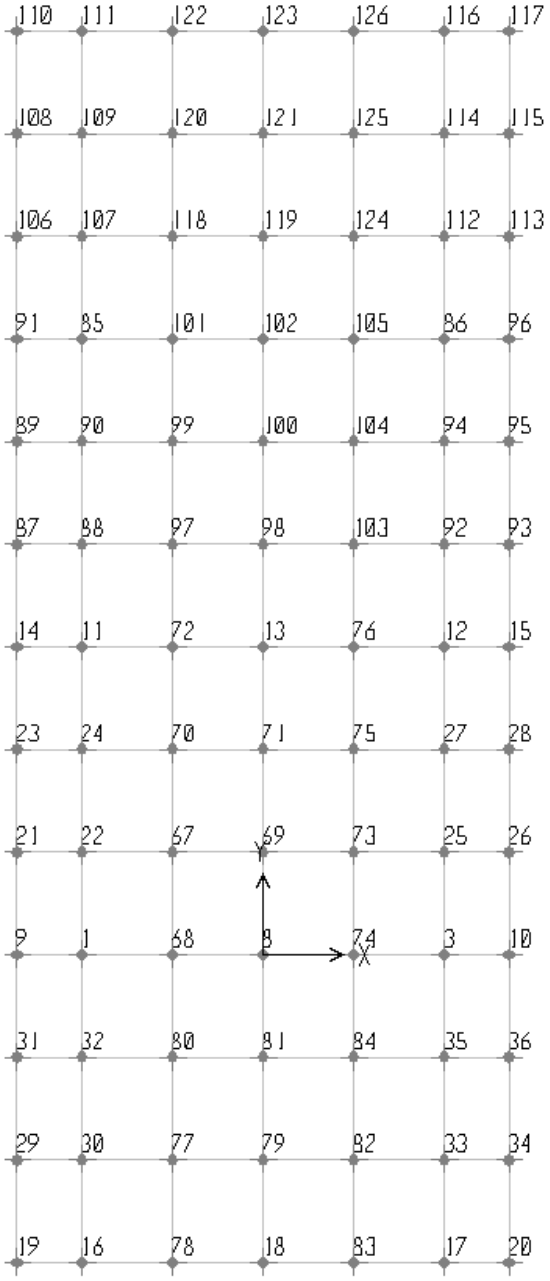
Fattore di forma:

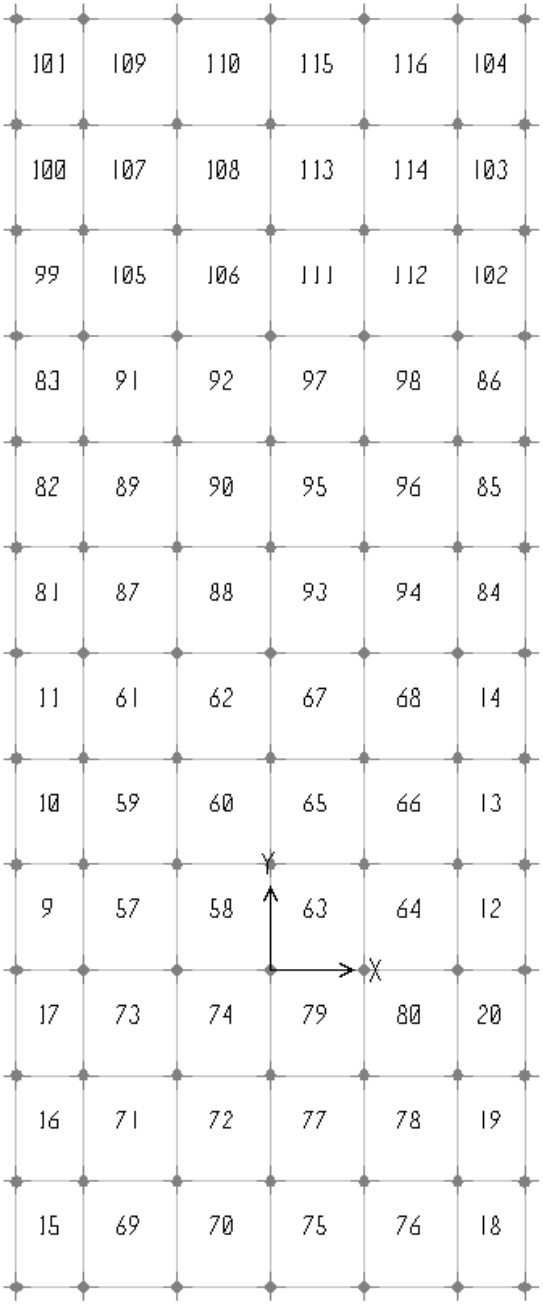
Fondazione Rigida	ct	ct
- rettangolare con L/B≤10	$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$	$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$
- rettangolare con L/B>10	$c_t = 2 + 0.0089 (L/B)$	$c_t = 2 + 0.0089 (L/B)$
dove L é il lato maggiore della fondazione.		

In tal modo la costante di Winkler con cui è stata determinata la rigidezza delle molle è stata assunta pari a $k_v = 10000$ kN/m^3.

Si riporta di seguito una vista 3D del modello di calcolo e la numerazione degli elementi e dei nodi:




110 111 122 123 126 116 117
108 109 120 121 125 114 115
106 107 118 119 124 112 113
91 85 101 102 105 86 96
89 90 99 100 104 94 95
87 88 97 98 103 92 93
14 11 72 13 76 12 15
23 24 70 71 75 27 28
21 22 67 69 73 25 26
9 1 68 8 74 3 10
31 32 80 81 84 35 36
29 30 77 79 82 33 34
19 16 78 18 83 17 20
Y
X


101 109 110 115 116 104
100 107 108 113 114 103
99 105 106 111 112 102
83 91 92 97 98 86
82 89 90 95 96 85
81 87 88 93 94 84
11 61 62 67 68 14
10 59 60 65 66 13
9 57 58 63 64 12
17 73 74 79 80 20
16 71 72 77 78 19
15 69 70 75 76 18
Y
X

7. GIUDIZIO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Viene effettuato un confronto tra le sollecitazioni di momento e taglio calcolate dal programma di calcolo "SAP 2000 NonLinear" della Computer and Structures in corrispondenza dello sbalzo della trave di coperturae le medesime sollecitazioni calcolate manualmente mediante uno schema di mesola.

Viene preso a riferimento la condizione di carico dell'accidentale.

Carico accidentale: 0.5kN/mq x 5m = 2.5 kN/m

Luce di calcolo: L = 2.325m

$M_{INCASTRO}$ = - 1/2 p L^2 = -6.757 kNm

Taglio = p L = 5.813 kN

Come si può vedere le suindicate sollecitazioni sono pari a quelle calcolate dal programma di calcolo.

8. VERIFICHE SLU PILASTRI

Si riportano le verifiche dei pilastri alla base e in sommità degli stessi per le diverse combinazioni di carico.

N < 0: compressione

Profilo	**HEB340**		
H	340	mm	
t_{anima}	12	mm	
A_s	17100	mm^2	Area
J_s	366560000	mm^4	Momento di inerzia
W_s	2160000	mm^3	Momento statico
$A_{s,t}$	4080	mm^2	Area di taglio
f_{yk}	355.0	MPa	Tensione di snervamento caratteristica
f_{yd}	338.1	MPa	Tensione di snervamento di progetto
E_s	210000	MPa	Modulo elastico acciaio

Frame	Station [m]	Comb.	N [KN]	V [KN]	M [kNm]	σ=N/A+M/W [Mpa]	τ=V/A_t [Mpa]	σ_{id} [Mpa]		f_{yd} [Mpa]	
1	0	SLU1_1Treno	-66.43	6.27	9.85	8.4	1.5	8.9	<	338.1	VERIFICATO
1	5.12	SLU1_1Treno	-56.61	6.27	-22.23	13.6	1.5	13.9	<	338.1	VERIFICATO
1	0	SLU2_1Treno	-57.24	5.26	8.08	7.1	1.3	7.4	<	338.1	VERIFICATO
1	5.12	SLU2_1Treno	-47.41	5.26	-18.87	11.5	1.3	11.7	<	338.1	VERIFICATO
1	0	SLU3_1Treno	-62.30	5.83	9.16	7.9	1.4	8.3	<	338.1	VERIFICATO
1	5.12	SLU3_1Treno	-52.47	5.83	-20.72	12.7	1.4	12.9	<	338.1	VERIFICATO
1	0	SLU1_2Treni	-67.21	6.61	10.63	8.9	1.6	9.3	<	338.1	VERIFICATO
1	5.12	SLU1_2Treni	-57.38	6.61	-23.19	14.1	1.6	14.4	<	338.1	VERIFICATO
1	0	SLU2_2Treni	-58.53	5.83	9.38	7.8	1.4	8.2	<	338.1	VERIFICATO
1	5.12	SLU2_2Treni	-48.71	5.83	-20.46	12.3	1.4	12.6	<	338.1	VERIFICATO
1	0	SLU3_2Treni	-63.08	6.17	9.94	8.3	1.5	8.7	<	338.1	VERIFICATO
1	5.12	SLU3_2Treni	-53.25	6.17	-21.67	13.1	1.5	13.4	<	338.1	VERIFICATO
2	0	SLU1_1Treno	-63.40	-6.27	-10.32	8.5	1.5	8.9	<	338.1	VERIFICATO
2	5.12	SLU1_1Treno	-53.57	-6.27	21.76	13.2	1.5	13.5	<	338.1	VERIFICATO
2	0	SLU2_1Treno	-52.17	-5.26	-8.86	7.2	1.3	7.5	<	338.1	VERIFICATO
2	5.12	SLU2_1Treno	-42.34	-5.26	18.09	10.8	1.3	11.1	<	338.1	VERIFICATO
2	0	SLU3_1Treno	-59.26	-5.83	-9.63	7.9	1.4	8.3	<	338.1	VERIFICATO
2	5.12	SLU3_1Treno	-49.43	-5.83	20.25	12.3	1.4	12.5	<	338.1	VERIFICATO
2	0	SLU1_2Treni	-67.21	-6.61	-10.63	8.9	1.6	9.3	<	338.1	VERIFICATO
2	5.12	SLU1_2Treni	-57.38	-6.61	23.19	14.1	1.6	14.4	<	338.1	VERIFICATO

2	0	SLU2_2Treni	-58.53	-5.83	-9.38	7.8	1.4	8.2	<	338.1	VERIFICATO
2	5.12	SLU2_2Treni	-48.71	-5.83	20.46	12.3	1.4	12.6	<	338.1	VERIFICATO
2	0	SLU3_2Treni	-63.08	-6.17	-9.94	8.3	1.5	8.7	<	338.1	VERIFICATO
2	5.12	SLU3_2Treni	-53.25	-6.17	21.67	13.1	1.5	13.4	<	338.1	VERIFICATO

9. VERIFICHE SLU TRAVI

Si riportano le verifiche delle travi per le diverse combinazioni di carico.

N < 0: compressione

Profilo	**IPE360**		
H	360	mm	
t_{anima}	8	mm	
A_s	7270	mm^2	Area
J_s	162700000	mm^4	Momento di inerzia
W_s	904000	mm^3	Momento statico
$A_{s,t}$	2880	mm^2	Area di taglio
f_{yk}	355.0	MPa	Tensione di snervamento caratteristica
f_{yd}	338.1	MPa	Tensione di snervamento di progetto
E_s	210000	MPa	Modulo elastico acciaio

Frame	Station [m]	Comb.	N [KN]	V [KN]	M [kNm]	σ=N/A+M/W [Mpa]	τ=V/A_t [Mpa]	σ_{id} [Mpa]		f_{yd} [Mpa]	
4	0	SLU1_1Treno	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	<	338.1	VERIFICATO
4	2.325	SLU1_1Treno	0.00	36.13	-42.0	46.5	12.5	51.3	<	338.1	VERIFICATO
4	0	SLU2_1Treno	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	<	338.1	VERIFICATO
4	2.325	SLU2_1Treno	0.00	30.69	-35.7	39.5	10.7	43.6	<	338.1	VERIFICATO
4	0	SLU3_1Treno	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	<	338.1	VERIFICATO
4	2.325	SLU3_1Treno	0.00	33.61	-39.1	43.2	11.7	47.7	<	338.1	VERIFICATO
4	0	SLU1_2Treni	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	<	338.1	VERIFICATO
4	2.325	SLU1_2Treni	0.00	36.92	-42.9	47.5	12.8	52.4	<	338.1	VERIFICATO
4	0	SLU2_2Treni	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	<	338.1	VERIFICATO
4	2.325	SLU2_2Treni	0.00	32.00	-37.2	41.2	11.1	45.4	<	338.1	VERIFICATO
4	0	SLU3_2Treni	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	<	338.1	VERIFICATO
4	2.325	SLU3_2Treni	0.00	34.39	-40.0	44.2	11.9	48.8	<	338.1	VERIFICATO
5	0	SLU1_1Treno	6.27	-20.47	-19.8	22.7	7.1	25.9	<	338.1	VERIFICATO

5	1.475	SLU1_1Treno	6.27	-0.52	-4.3	5.6	0.2	5.6	<	338.1	VERIFICATO
5	0	SLU2_1Treno	5.26	-16.71	-16.8	19.3	5.8	21.8	<	338.1	VERIFICATO
5	1.475	SLU2_1Treno	5.26	-0.87	-3.8	5.0	0.3	5.0	<	338.1	VERIFICATO
5	0	SLU3_1Treno	5.83	-18.87	-18.4	21.1	6.6	24.0	<	338.1	VERIFICATO
5	1.475	SLU3_1Treno	5.83	-0.52	-4.1	5.3	0.2	5.3	<	338.1	VERIFICATO
5	0	SLU1_2Treni	6.61	-20.47	-19.7	22.7	7.1	25.9	<	338.1	VERIFICATO
5	1.475	SLU1_2Treni	6.61	0.00	-4.6	6.0	0.0	6.0	<	338.1	VERIFICATO
5	0	SLU2_2Treni	5.83	-16.70	-16.7	19.3	5.8	21.8	<	338.1	VERIFICATO
5	1.475	SLU2_2Treni	5.83	0.00	-4.4	5.7	0.0	5.7	<	338.1	VERIFICATO
5	0	SLU3_2Treni	6.17	-18.86	-18.3	21.1	6.5	24.0	<	338.1	VERIFICATO
5	1.475	SLU3_2Treni	6.17	0.00	-4.4	5.7	0.0	5.7	<	338.1	VERIFICATO
6	0	SLU1_1Treno	0.00	-34.30	-39.9	44.1	11.9	48.7	<	338.1	VERIFICATO
6	2.325	SLU1_1Treno	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	<	338.1	VERIFICATO
6	0	SLU2_1Treno	0.00	-27.64	-32.1	35.5	9.6	39.2	<	338.1	VERIFICATO
6	2.325	SLU2_1Treno	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	<	338.1	VERIFICATO
6	0	SLU3_1Treno	0.00	-31.77	-36.9	40.9	11.0	45.1	<	338.1	VERIFICATO
6	2.325	SLU3_1Treno	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	<	338.1	VERIFICATO
6	0	SLU1_2Treni	0.00	-36.92	-42.9	47.5	12.8	52.4	<	338.1	VERIFICATO
6	2.325	SLU1_2Treni	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	<	338.1	VERIFICATO
6	0	SLU2_2Treni	0.00	-32.00	-37.2	41.2	11.1	45.4	<	338.1	VERIFICATO
6	2.325	SLU2_2Treni	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	<	338.1	VERIFICATO
6	0	SLU3_2Treni	0.00	-34.39	-40.0	44.2	11.9	48.8	<	338.1	VERIFICATO
6	2.325	SLU3_2Treni	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	<	338.1	VERIFICATO
7	0	SLU1_1Treno	6.27	-0.52	-4.3	5.6	0.2	5.6	<	338.1	VERIFICATO
7	1.475	SLU1_1Treno	6.27	19.26	-18.1	20.9	6.7	23.9	<	338.1	VERIFICATO
7	0	SLU2_1Treno	5.26	-0.87	-3.8	5.0	0.3	5.0	<	338.1	VERIFICATO
7	1.475	SLU2_1Treno	5.26	14.70	-14.0	16.3	5.1	18.5	<	338.1	VERIFICATO
7	0	SLU3_1Treno	5.83	-0.52	-4.1	5.3	0.2	5.3	<	338.1	VERIFICATO
7	1.475	SLU3_1Treno	5.83	17.66	-16.7	19.3	6.1	22.0	<	338.1	VERIFICATO
7	0	SLU1_2Treni	6.61	0.00	-4.6	6.0	0.0	6.0	<	338.1	VERIFICATO
7	1.475	SLU1_2Treni	6.61	20.47	-19.7	22.7	7.1	25.9	<	338.1	VERIFICATO
7	0	SLU2_2Treni	5.83	0.00	-4.4	5.7	0.0	5.7	<	338.1	VERIFICATO
7	1.475	SLU2_2Treni	5.83	16.70	-16.7	19.3	5.8	21.8	<	338.1	VERIFICATO
7	0	SLU3_2Treni	6.17	0.00	-4.4	5.7	0.0	5.7	<	338.1	VERIFICATO
7	1.475	SLU3_2Treni	6.17	18.86	-18.3	21.1	6.5	24.0	<	338.1	VERIFICATO

10. VERIFICHE ALLO SLE

Le massime deformazioni verticali sono le seguenti:

Condizione RARA: $f_z = 2.1mm$ (COMB: SLE RARA 1)

Condizione FREQUENTE: $f_z = 1.1mm$ (COMB: SLE FREQ 2)

Condizione QUASI PERM.: $f_z = 1.0mm$ (COMB: SLE QUASI PERM.)

In accordo con la tab.4.2.XII delle NTC18 si hanno i seguenti limiti di deformabilità (coperture in generale):

$\delta_{max}/L <= 1/200$

$\delta_2/L <= 1/250$

Essendo la luce dello sbalzo pari a: L = 2.325m, si ha:

$\delta_{max} = 1.9mm < 2325mm/200 = 11.6mm$

$\delta_2 = 1.9mm – 1.0mm = 0.9mm < 2325mm/250 = 9.3mm$

11. VERIFICHE SOLETTA DI FONDAZIONE

Per le verifiche di natura geotecnica si rimanda allo specifico elaborato “RS3Z00D26CLFV0300013”.

11.1 STATO LIMITE ULTIMO

Le massime sollecitazioni allo SLU sono le seguenti.

Sollecitazioni flettenti:

Momento M22 (Vettore momento in X – armatura in Y):

M22 = - 8 kNm/m

Momento M11 (Vettore momento in Y – armatura in X):

M11 = 5.5 kNm/m

Sollecitazioni di taglio:

V13 = 25 kN/m (taglio agente su una sezione parallela a Y)

V23 = 22 kN/m (taglio agente su una sezione parallela a X)

11.1.1 VERIFICA A PRESSO FLESSIONE

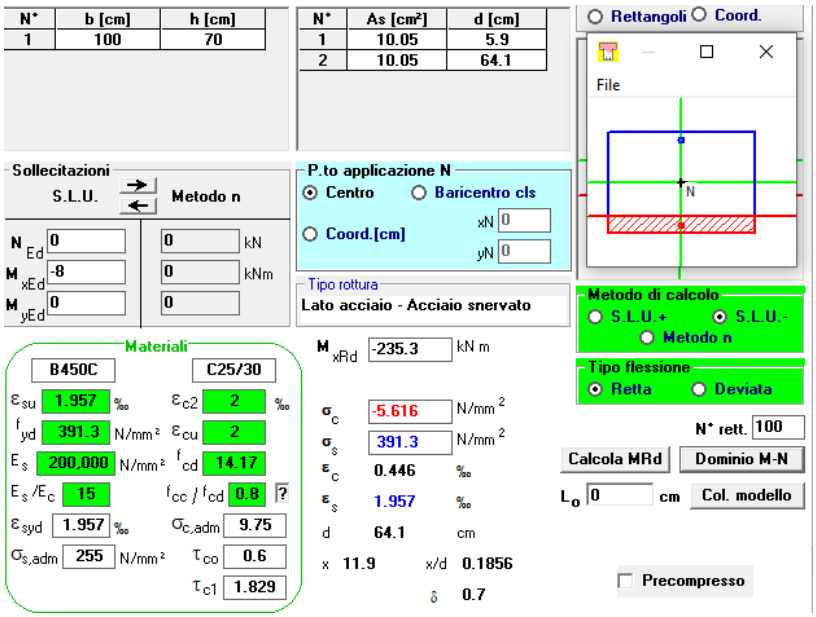
Le verifiche a presso flessione vengono condotte limitando i momenti resistenti a quelli della sezione in campo sostanzialmente elastico, secondo quanto prescritto dal § 7.4.1 delle NTC18 nel caso di comportamento strutturale non dissipativo.

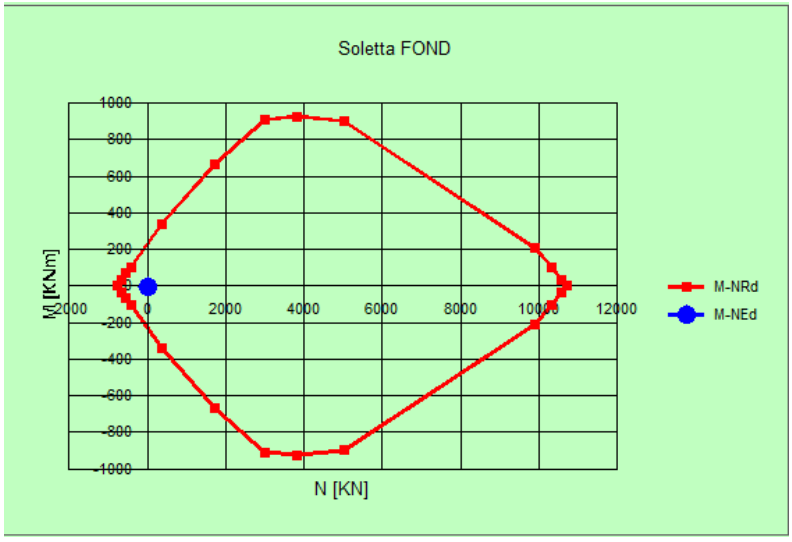
Viene disposta la seguente armatura:

direzione trasversale **ϕ16/20**

direzione longitudinale **ϕ16/20**

Si riporta la verifica più gravosa:





11.1.2 VERIFICA A TAGLIO

Si dispongono legature ϕ8 in numero di 9 su mq.

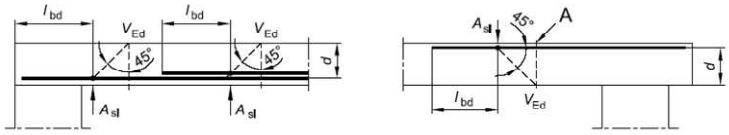
Si riporta la verifica relativa al taglio massimo:

§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO				
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	25	[kN]	
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]	
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]	$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$
Coefficiente k	k	1.56	[-]	$k = 1 + (200/d)^{0,5} <= 2,00$
		1.56	[-]	
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di l_{bd} + d	ρ_l	0.0015683	[-]	$\rho_l = A_{s,tesa} /(b\ d)$
		0.0015683	[-]	

figura 6.3 **Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)**

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	188.79	[kN]	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c}\ k\ (100\ \rho_l\ f_{ck})^{1/3}\ b\ d$
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	217.83	[kN]	$V_{Rd,min} = (0,035\ k^{3/2}(f_{ck})^{1/2})b\ d$
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	**217.83**	**[kN]**	Disporre il quantitativo minimo di orditura a taglio

11.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Le massime sollecitazioni allo SLE sono le seguenti.

Momento M22 (Vettore momento orizzontale – armatura verticale):

F22 (kN/m)	M22 (kNm/m)	Comb.
0	**-3.5**	SLEQP
0	**-3.8**	SLEFREQ
0	**-5.6**	SLERARA

Momento M11 (Vettore momento verticale – armatura orizzontale):

F11 (kN/m)	M11 (kNm/m)	Comb.
0	**-2.4**	SLEQP
0	**-2.6**	SLEFREQ
0	**-3.9**	SLERARA

F>10: trazione

11.2.1STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

La formazione delle fessure avviene quando la tensione normale di trazione del calcestruzzo della fibra più sollecitata vale:

$$\sigma_t = f_{ctm} /1.2 = 2.56/1.2 = - 2.13 \text{ MPa}$$

Le minime tensioni di trazione alle combinazioni quasi permanenti e frequenti sono pari a:

11.2.1.1 Momento M11

Vengono omesse le verifiche in quanto le sollecitazioni risultano inferiori a quelle relative al momento M11.

11.2.1.2 Momento M22

$\bar{\sigma}_{c_Q.PERM}$ = -0.039 MPa

$\bar{\sigma}_{c_FREQ}$ = -0.043 MPa

Non si supera lo stato limite di formazione delle fessure: non occorre procedere alla verifica dello stato limite di apertura delle fessure.

11.2.2 VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Si procede inoltre con la verifica tensionale per le combinazioni rara e quasi permanente.

Per tali combinazioni deve risultare:

$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0{,}60\ f_{ck} =$ 14.94 MPa per la combinazione rara

$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0{,}45\ f_{ck} =$ 11.21 MPa per la combinazione quasi permanente

Inoltre per la combinazione rara la massima tensione di trazione sull'acciaio deve risultare:

$\sigma_s < \sigma_{s,max} = 0{,}80\ f_{yk} =$ - 360.0 MPa

11.2.2.1 Momento M11

Vengono omesse le verifiche in quanto le sollecitazioni risultano inferiori a quelle relative al momento M11.

11.2.2.2 Momento M22

COMB	σ_{cls} +	Verifica
	(MPa)	
SLEQP	0.09	OK
SLERARA	0.15	OK

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto $\sigma_c < \sigma_{c,max}$

COMB	σ_{acc} -	Verifica
	(MPa)	
SLERARA	-9.29	OK

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto $\sigma_s < \sigma_{s,max}$