

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



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 DI STAZIONE

FV03 - Stazione di Lercara dir - km 29+147

Relazione di calcolo elevazione fabbricato IS-PP/ACC/Energia Tipo 3

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
RS3Z	00	D	26	CL	FV0300	004	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. COPPINI	Gennaio 2020
B	1° AGG. A CONSEGNA CSLLPP	C. INTEGRA	Maggio 2020	F. COPPINI	Maggio 2020	A. BARRECA	Maggio 2020	F. COPPINI	Maggio 2020

ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD
F. COPPINI
Dir. Ing. Francesco Salsani
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
n. 25372/Str

File: RS3Z00D26CLFV0300004B

n. Elab.:

INDICE

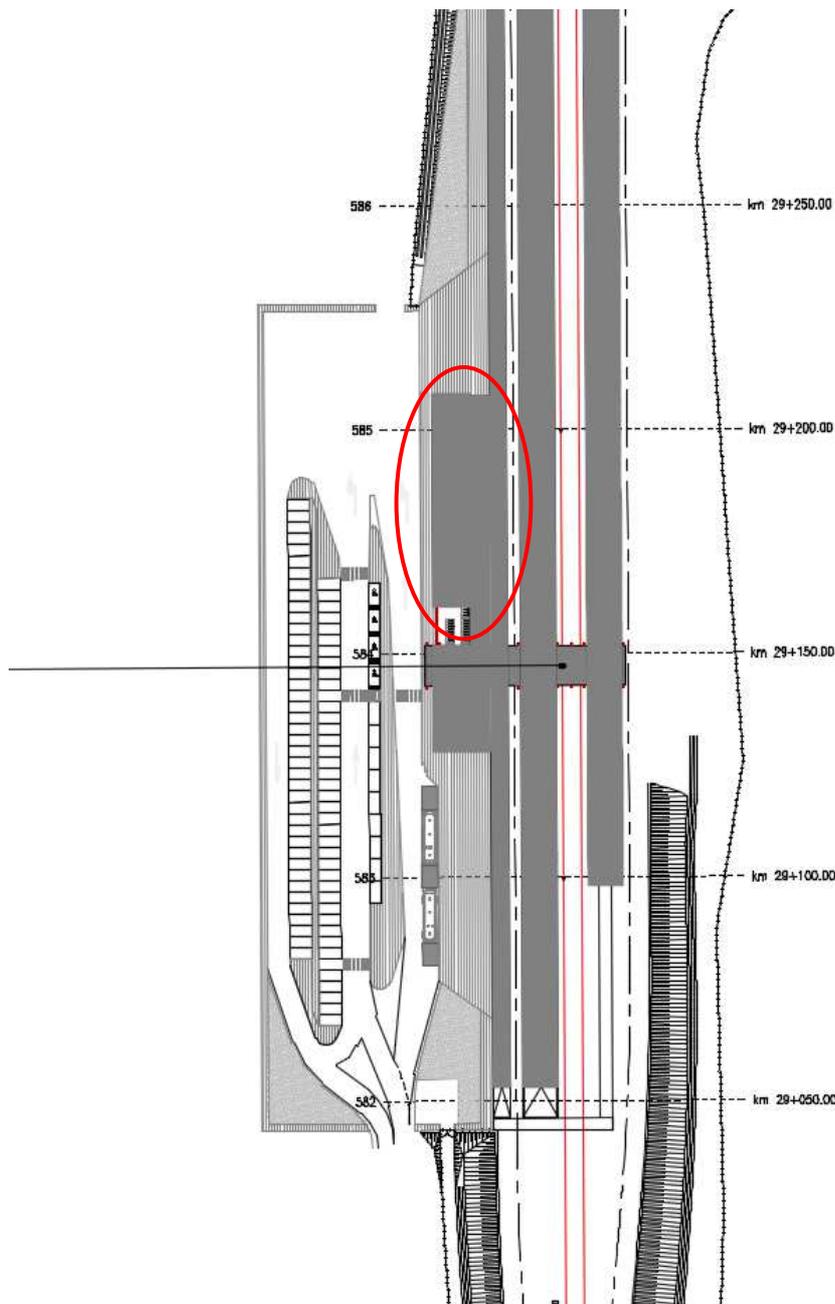
1.	PREMESSA	3
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	6
3.1	CALCESTRUZZO	6
3.1.1	<i>CALCESTRUZZO STRUTTURE DI FONDAZIONE</i>	6
3.1.2	<i>CALCESTRUZZO STRUTTURE IN ELEVAZIONE</i>	6
3.2	ACCIAIO.....	7
3.2.1	<i>ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO</i>	7
4.	ANALISI DEI CARICHI	8
4.1	PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	8
4.2	PESO PROPRIO DEL SOLAIO DI COPERURA	8
4.3	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	8
4.3.1	<i>SOLAIO DI COPERTURA</i>	8
4.3.2	<i>TAMPONATURA ESTERNA</i>	9
4.3.3	<i>PARAPETTO COPERTURA</i>	9
4.4	ACCIDENTALI COPERTURA	9
4.4.1	<i>SOVRACCARICO D'USO</i>	10
4.4.2	<i>NEVE</i>	10
4.5	AZIONE DEL VENTO.....	10
4.6	AZIONE SISMICA	15

4.7	CONFRONTO VENTO – SISMA	21
5.	COMBINAZIONI DI CARICO	22
6.	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	24
7.	GIUDIZIO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI	29
8.	ANALISI MODALE	31
9.	VERIFICHE SOLAIO DI COPERTURA	33
9.1.1	<i>SOLLECITAZIONI</i>	34
9.1.2	<i>VERIFICHE</i>	37
10.	VERIFICHE PILASTRI	46
10.1	STATO LIMITE ULTIMO	46
10.1.1	<i>VERIFICA A PRESSO FLESSIONE</i>	47
10.1.2	<i>VERIFICA A TAGLIO</i>	53
10.2	STATO LIMITE DI ESERCIZIO	55
10.2.1	<i>STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE</i>	55
10.2.2	<i>VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO</i>	56
11.	VERIFICHE TRAVI IN “Y” 30x50	58
11.1	STATO LIMITE ULTIMO	58
11.1.1	<i>VERIFICA A PRESSO FLESSIONE</i>	59
11.1.2	<i>VERIFICA A TAGLIO</i>	61
11.2	STATO LIMITE DI ESERCIZIO	62
11.2.1	<i>STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE</i>	62

11.2.2	VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO	65
12.	VERIFICHE TRAVI IN “X” 30x50	67
12.1	STATO LIMITE ULTIMO	67
12.1.1	VERIFICA A PRESSO FLESSIONE.....	68
12.1.2	VERIFICA A TAGLIO	70
12.2	STATO LIMITE DI ESERCIZIO	71
12.2.1	STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE.....	71
12.2.2	VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO	72
13.	VERIFICHE TRAVI DI FONDAZIONE	74
13.1	STATO LIMITE ULTIMO	74
13.1.1	VERIFICA A PRESSO FLESSIONE.....	75
13.1.2	VERIFICA A TAGLIO	76
13.2	STATO LIMITE DI ESERCIZIO	76
13.2.1	STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE.....	76
13.2.2	VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO	77
14.	VERIFICA DELLE TAMPONATURE	78

1. PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto le verifiche di sicurezza e stabilità del fabbricato Energia Tipo 3 e IS-PP/ACC, nell'ambito del raddoppio della tratta ferroviaria Fiumetorto - Lercara. Il fabbricato in parola fa parte dei fabbricati della stazione di Lercara Diramazione (prog. km 29+147 - LS PA-CT km 76+576.85).



**PROGETTO DEFINITIVO****DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA–CATANIA–PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO–CATANIA
RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA
DIRAMAZIONE – LOTTO 1+2**Relazione di calcolo elevazione fabbricato
IS-PP/ACC/Energia Tipo 3

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLFV0300004	B	4 di 80

L'edificio ha dimensione rettangolare in pianta di circa 46.75m x 7.2m.

La copertura è del tipo piano con un'altezza da terra di circa 3.9m.

Gli elementi strutturali verticali sono costituiti da 24 pilastri di dimensioni 30cm x 50cm.

Le travi hanno dimensioni 30cm x 50cm in entrambe le direzioni.

Il solaio di copertura è realizzato con lastre parzialmente prefabbricate di tipo predalles, con blocchi di alleggerimento in polistirolo e getto di completamento realizzato in opera, per uno spessore totale di 24cm (4+16+4). La tessitura del solaio è secondo il lato lungo del fabbricato.

La fondazione è realizzata con travi rovesce di dimensioni 150cm x 50cm + 70cm x 50cm.

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*;
- RFICTCSIMAIIFS001_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

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

3.1 CALCESTRUZZO

3.1.1 CALCESTRUZZO STRUTTURE DI FONDAZIONE

Classe C25/30

$$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a compressione: } f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 24,9 \cdot 0,85 / 1,5 = 14,17 \text{ N/mm}^2$$

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

Classe di esposizione: XC2 (condizioni ambientali ordinarie)

Per gli elementi strutturali della fondazione si assume un copriferro di 40 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:

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

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

3.1.2 CALCESTRUZZO STRUTTURE IN ELEVAZIONE

Classe C28/35

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 29,05 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a compressione: } f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 29,05 \cdot 0,85 / 1,5 = 16,46 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a trazione: } f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2,83 \text{ N/mm}^2$$

Classe di esposizione: XC3 (condizioni ambientali ordinarie)

Per gli elementi strutturali della elevazione si assume un copriferro di 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:	$w_d \leq w_3 = 0,4 \text{ mm}$
combinazione delle Azioni Quasi Permanente	$w_d \leq w_2 = 0,3 \text{ mm}$

3.2 ACCIAIO

3.2.1 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

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

acciaio	B450C
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;
resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$;
modulo elastico	$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$.

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 $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$.

4.2 PESO PROPRIO DEL SOLAIO DI COPERURA

Altezza del solaio	H=	0.24	m
Spessore della soletta	s=	0.04	m
Spessore della predalle	s=	0.04	m
Spessore della soletta + predalle	s=	0.08	m
Larghezza tot travetti su L	b=	0.40	m
Larghezza del solaio in considerazione	L=	1.20	m
Altezza pignatta	h=	0.16	m
Larghezza tot pignatte su L	bp=	0.80	m
Peso specifico delle pignatte prive di foratura		0.30	kN/mc
Peso specifico della soletta e dei travetti		25.00	kN/mc
Peso travetti	Pt=	1.33	kN/mq
Peso pignatte	Pp=	0.03	kN/mq
Peso soletta + predalle	Ps=	2.00	kN/mq
TOTALE		3.37	kN/mq

4.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

4.3.1 SOLAIO DI COPERTURA

	γ (kg/m ³)	s (cm)		
Ghiaia di protezione	1600	4	0.64	KN/m ²
Massetto in cls alleggerito	1200	10	1.20	KN/m ²
Impermeabilizzazione (doppio strato)			0.6	KN/m ²
Pannello isolante in polistirene espanso	50	8	0.04	KN/m ²
Peso intonaco	2000	1.5	0.3	KN/m ²

Impianti	0.5	KN/m ²
TOTALE	3.28	KN/m²

4.3.2 TAMPONATURA ESTERNA

Elemento	Spessore [cm]	Densità [kg/mc]	Carico [kN/mq]
Intonaco e tinteggiatura	2	1400	0.28
Blocco in Termolaterizio tipo Poroton	8	760	0.61
Isolamento EPS	11	18	0.02
Blocco in Termolaterizio tipo Poroton	30	760	2.28
Allettamento esterno per rivestimento	1	1800	0.18
Rivestimento esterno in pietra Sabucina	4	1800	0.72
			4.09
Altezza	3.75	m	
Carico a ml	15.3	kN/m	

4.3.3 PARAPETTO COPERTURA

Elemento	Spessore [cm]	Densità [kg/mc]	Carico [kN/mq]
Intonaco e tinteggiatura	2	1400	0.28
Blocco in Poroton	30	760	2.28
Allettamento esterno per rivestimento	1	1800	0.18
Rivestimento esterno in pietra Sabucina	4	1800	0.72
			3.46
Altezza	1.15	m	
Carico a ml	4.0	kN/m	

4.4 ACCIDENTALI COPERTURA

4.4.1 SOVRACCARICO D'USO

Copertura accessibile per sola manutenzione: $q_k = 0.5 \text{ kN/mq}$

4.4.2 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

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481^2)] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

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

$c_E = 1$ (coefficiente di esposizione)

$c_t = 1$ (coefficiente termico)

Inclinazione della falda: 0°

$\mu_i = 0.8$ (coefficiente di forma)

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

4.5 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 forma (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]

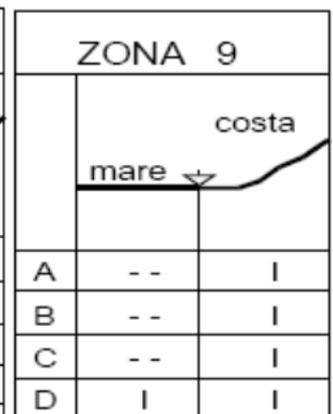
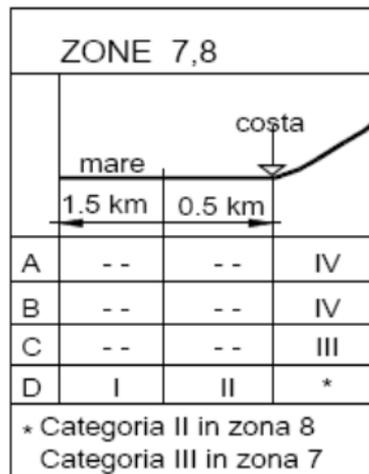
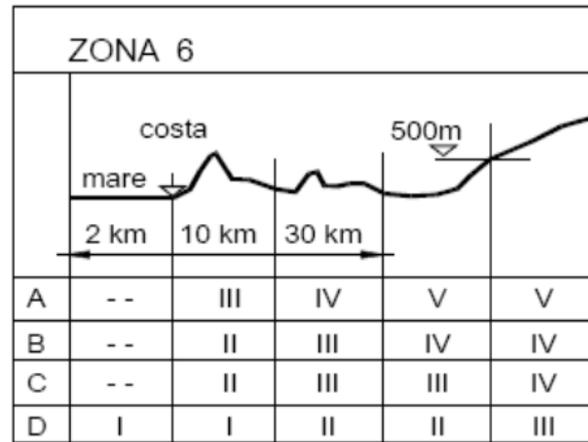
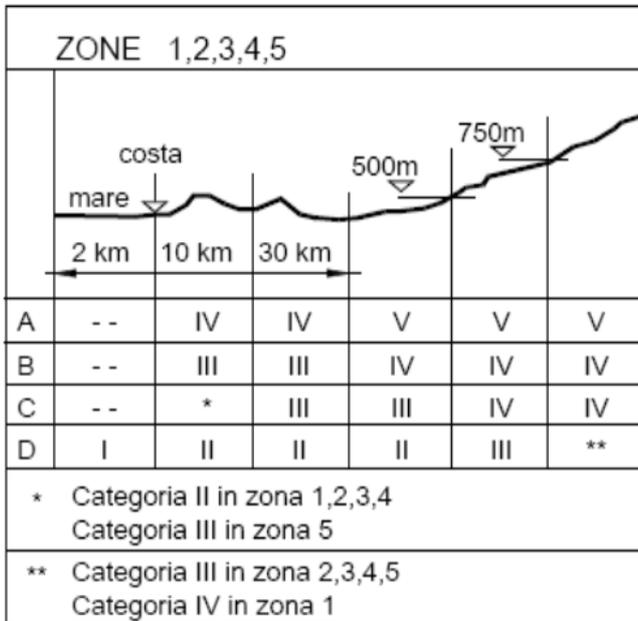
Categoria di esposizione

III

Categorie di esposizione:

Relazione di calcolo elevazione fabbricato
IS-PP/ACC/Energia Tipo 3

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLFV0300004	B	12 di 80



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

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

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

v_b (velocità base di riferimento) 28.00 m/s

$$v_r = v_b * c_r$$

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])

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

$$q_r = 513.26 \text{ N/mq}$$

Coefficiente di esposizione:

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

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

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

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

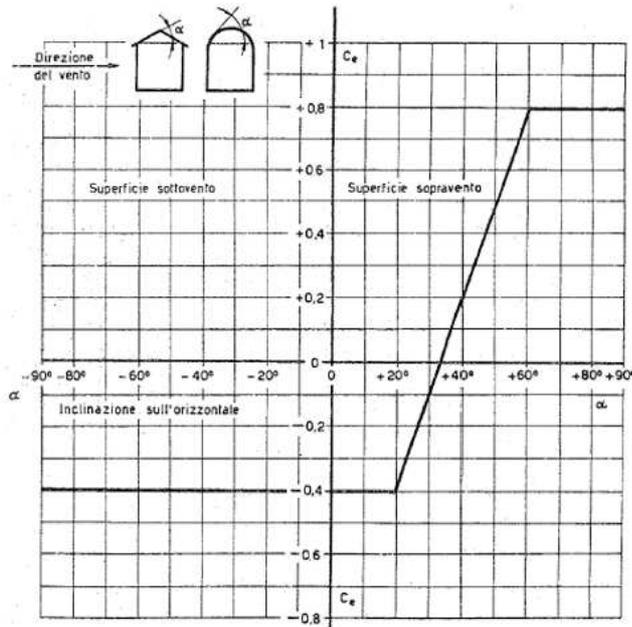
k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
0.19	0.05	4.00

z [m]	c_e
$z \leq 4$	1.80
$z = 5.1$	1.94

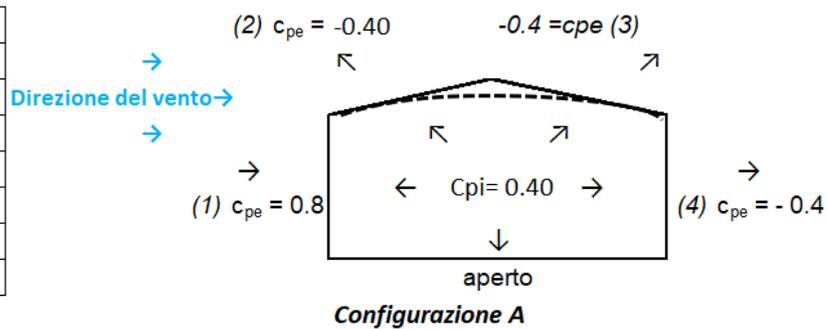
Coefficiente di forma:

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

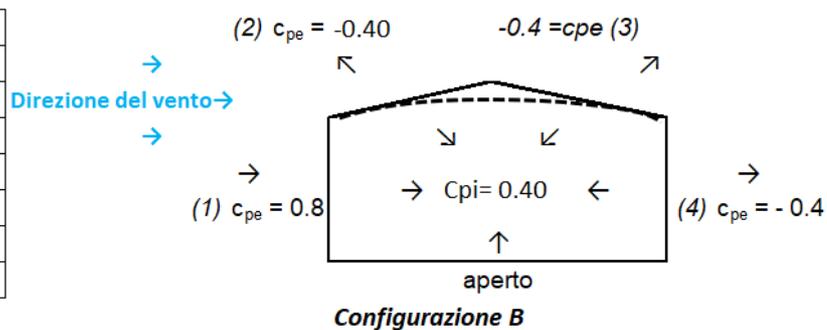
E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.



(1) parete sopravento	c_p	0.40
(2) copertura sopravento	c_p	-0.80
(3) copertura sottovento	c_p	-0.80
(4) parete sottovento	c_p	-0.80



(1) parete sopravento	c_p	1.20
(2) copertura sopravento	c_p	0.00
(3) copertura sottovento	c_p	0.00
(4) parete sottovento	c_p	0.00



Pertanto la configurazione più gravosa determina un coefficiente di pressione risultante pari a 1.2.

Riepilogando si ha:

Valori massimi della pressione per ogni elemento

$$p \text{ (pressione del vento)} = q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$$

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	
$C_{e,max}$	1.94	
$C_{e,med}$	1.87	
C_p	1.2	
C_d	1	
p_{max}	1.20	kN/mq
p_{med}	1.15	kN/mq

Azione del vento in direzione tangenziale:

$$p_f = q_r \cdot c_e \cdot c_f$$

c_f = coefficiente di attrito = 0.01

$$q_{tan} = \mathbf{0.00996 \text{ kN/mq.}}$$

4.6 AZIONE SISMICA

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

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, nel periodo di riferimento V_R .

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

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell'azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_0 e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Si riportano di seguito i vari parametri.

Per la definizione della Vita Nominale da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di un'infrastruttura ferroviaria si rimanda alla Tabella 2.5.1.1.1-1 Vita Nominale delle infrastrutture ferroviarie contenuta nel "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI – PARTE 2 SEZIONE II – Ponti e Strutture" (RFI DTC SI PS MA IFS 001 C) e di seguito riportata.

I parametri di base con cui è stata definita l'azione sismica sono i seguenti:

- Latitudine: 37.737647 °
- Longitudine: 13.633385°
- Categoria di sottosuolo: B
- Categoria topografica: T1
- $V_N=75$
- $C_U=1,50$

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V_N [Anni] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V < 250$ Km/h	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V \geq 250$ km/h	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) – La stessa V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

Per la determinazione dello spettro di risposta di progetto è anche necessario precisare il valore adottato per il Fattore di Comportamento q nell'ambito di ciascuno stato limite considerato. Secondo quanto riportato al § 7.3 delle NTC 2018, nel caso di analisi lineare, infatti, la domanda sismica per le strutture può essere ridotta

utilizzando un opportuno fattore di comportamento q , che tiene implicitamente conto della capacità dissipativa delle stesse. I valori attribuibili a q variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerati, legandosi all'entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano.

Nel presente caso è stato scelto un comportamento strutturale non dissipativo.

Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND} ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD "B" secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = 2/3 q_{CD "B"} \leq 1.5.$$

Nel caso in esame si avrebbe $q_{CD "B"} = 3 \times \alpha_u / \alpha_1 = 3 \times 1.05 = 3.15$

struttura non regolare in pianta: $\alpha_u / \alpha_1 = (1 + 1.1) / 2 = 1.05$

In tal modo il fattore di comportamento viene assunto pari a 1.5.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

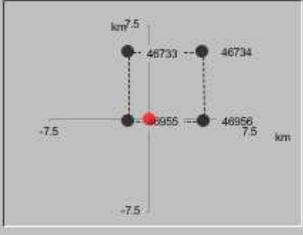
Interpolazione corretta

Interpolazione

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



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

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE { SLO - $P_{VR} = 81\%$

{ SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU { SLV - $P_{VR} = 10\%$

{ SLC - $P_{VR} = 5\%$

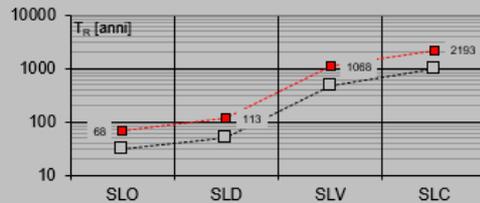
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

.....□..... Strategia scelta

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info

$S_B = 1.200$ $C_C = 1.342$ info

Categoria topografica info

$h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info

(In quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) $\eta_1 = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_0 Regol. in altezza info

Compon. verticale

Spettro di progetto

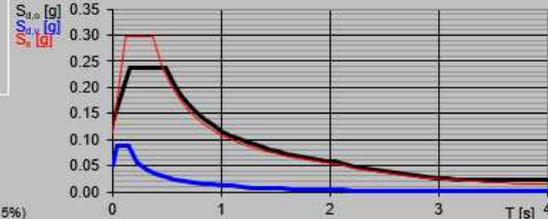
Fattore q $\eta_1 = 0.667$ info

Elaborazioni

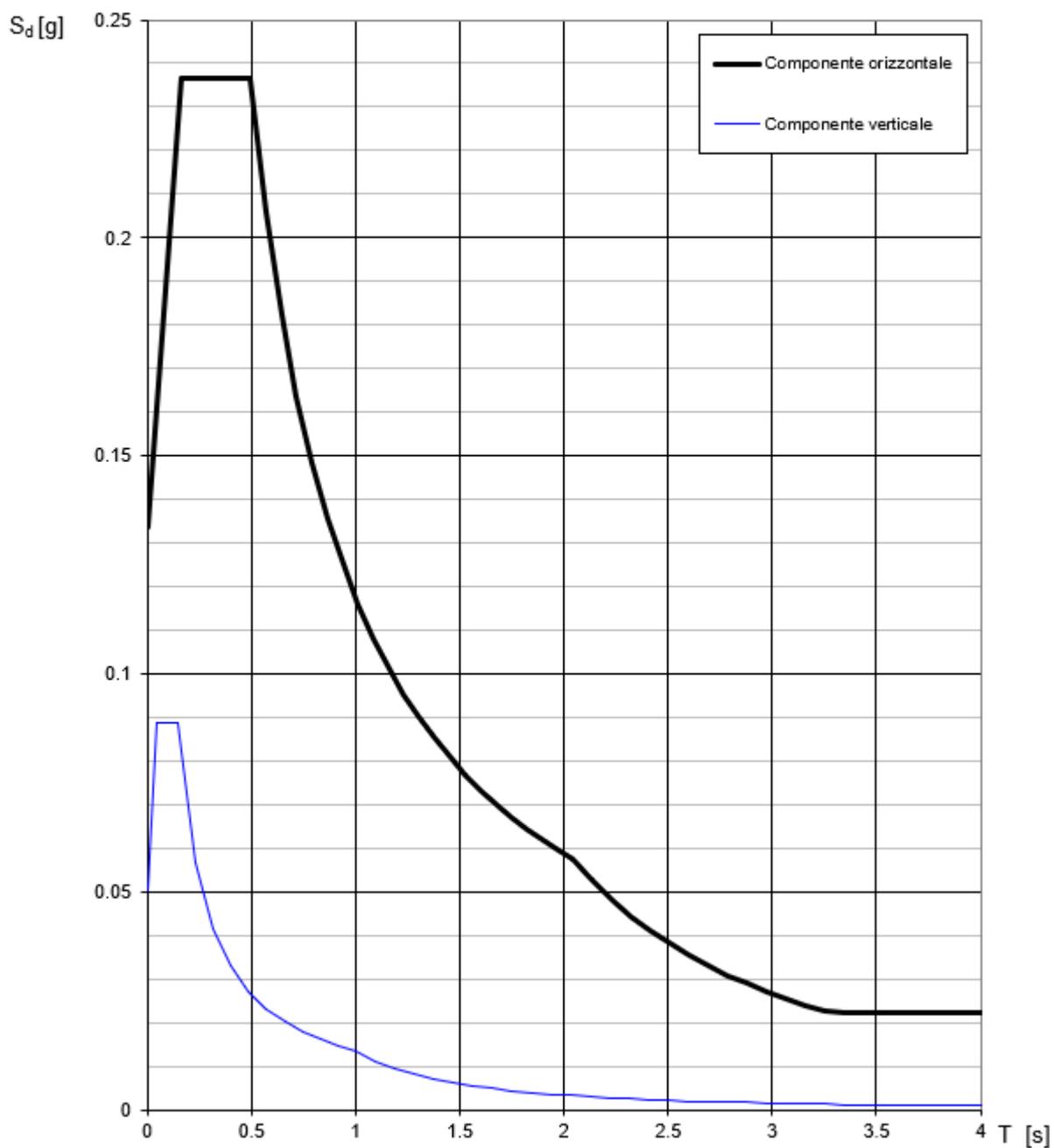
Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.111 g
F_0	2.657
T_C	0.370 s
S_S	1.200
C_C	1.342
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.200
η	0.667
T_B	0.165 s
T_C	0.496 s
T_D	2.045 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / \xi + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.134
T_B	0.165	0.237
T_C	0.496	0.237
	0.570	0.206
	0.644	0.182
	0.717	0.164
	0.791	0.148
	0.865	0.136
	0.939	0.125
	1.012	0.116
	1.086	0.108
	1.160	0.101
	1.234	0.095
	1.308	0.090
	1.381	0.085
	1.455	0.081
	1.529	0.077
	1.603	0.073
	1.676	0.070
	1.750	0.067
	1.824	0.064
	1.898	0.062
	1.971	0.060
T_D	2.045	0.057
	2.138	0.053
	2.231	0.048
	2.324	0.044
	2.418	0.041
	2.511	0.038
	2.604	0.035
	2.697	0.033
	2.790	0.031
	2.883	0.029
	2.976	0.027
	3.069	0.025
	3.162	0.024
	3.255	0.023
	3.348	0.022
	3.441	0.022
	3.535	0.022
	3.628	0.022
	3.721	0.022
	3.814	0.022
	3.907	0.022
	4.000	0.022

4.7 CONFRONTO VENTO – SISMA

Azione risultante del vento:

Lato X	46.8 m
Lato Y	7.3 m
Altezza	4.9 m

Vento in X

ortogonale	41.1 kN
tangenziale	4.6 kN
Sommano Fx =	45.7 kN

Vento in Y

ortogonale	263.7 kN
tangenziale	0.7 kN
Sommano Fy =	264.4 kN

Azione risultante del sisma (da modello della struttura):

Sisma in direzione X ($E_x + 0.3 E_y$):

$$F_x = 802.9 \text{ kN}$$

$$F_y = 240.2 \text{ kN}$$

Sisma in direzione Y ($0.3 E_x + E_y$):

$$F_x = 247.3 \text{ kN}$$

$$F_y = 800.6 \text{ kN}$$

Essendo le azioni sismiche di gran lunga superiori a quelle del vento, queste ultime vengono trascurate nelle verifiche di resistenza.

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):

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

- Combinazione frequente:

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

- Combinazione quasi permanente:

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

- Combinazione sismica:

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

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

	Accidentale copertura	Neve
ψ_0	0.0	0.5
ψ_1	0.0	0.2
ψ_2	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	Neve
SLU STR 1	1.3	1.5	1.5	0.75
SLU STR 2	1.3	1.5	0	1.5

Combinazioni allo SLE RARA

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Accidentale copertura	Neve
SLE RARA 1	1	1	1	0.5
SLU RARA 2	1	1	0	1

Combinazioni allo SLE FREQUENTE

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Accidentale copertura	Neve
SLE FREQ. 1	1	1	0	0
SLE FREQ. 2	1	1	0	0.2

Combinazioni allo SLE QUASI PERMANENE

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Accidentale copertura	Neve
SLE Q.P. 1	1	1	0	0
SLE Q.P. 2	1	1	0	0

Combinazioni SISMICHE

	Permanenti	Permanenti non strutturali	Accidentale copertura	Neve	Spettro orizz. X	Spettro orizz. Y
SISMA X SLV	1	1	0	0	1	0.3
SISMA Y SLV	1	1	0	0	0.3	1



PROGETTO DEFINITIVO
DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA–CATANIA–PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO–CATANIA
RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA
DIRAMAZIONE – LOTTO 1+2

Relazione di calcolo elevazione fabbricato
IS-PP/ACC/Energia Tipo 3

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLFV0300004	B	24 di 80

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 in elevazione, viene realizzato un modello tridimensionale in cui sono inseriti gli elementi strutturali principali (travi e pilastri modellati con elementi finiti monodimensionali tipo frame).

I pilastri sono stati vincolati alla base mediante incastri.

Le tamponature e i solai non vengono modellati direttamente, ma sono rappresentati unicamente in termini di massa; dal momento che gli orizzontamenti realizzati in cemento armato possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano (NTC 2018, § 7.2.6), nel modello viene inserito un vincolo di piano rigido (Diaphragm Constraint) in corrispondenza del solaio di copertura.

Secondo quanto suggerito dalle NTC 2018 al § 7.2.6, per tener conto della fessurazione dei materiali fragili, la rigidità flessionale e a taglio degli elementi in cemento armato può essere abbattuta fino al 50%. Pertanto, nel modello realizzato su SAP2000, per la valutazione delle sollecitazioni che interessano le membrature nella sola combinazione sismica, è possibile abbattere il modulo di rigidità di tutti gli elementi strutturali della metà (assumendo $E_{prog} = 0,50 \cdot E_{cls}$).

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

Relazione di calcolo elevazione fabbricato

IS-PP/ACC/Energia Tipo 3

COMMESSA
RS3Z

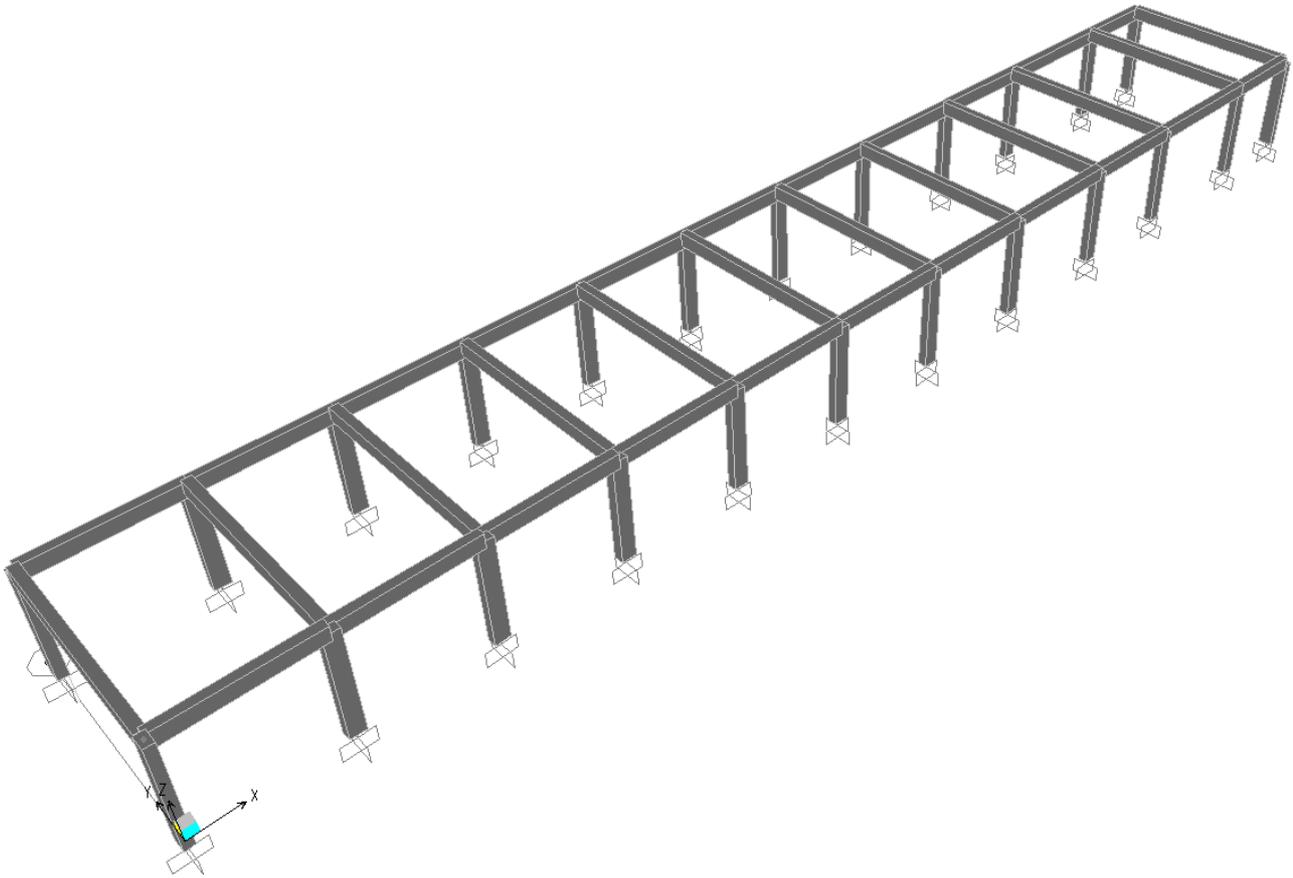
LOTTO
00

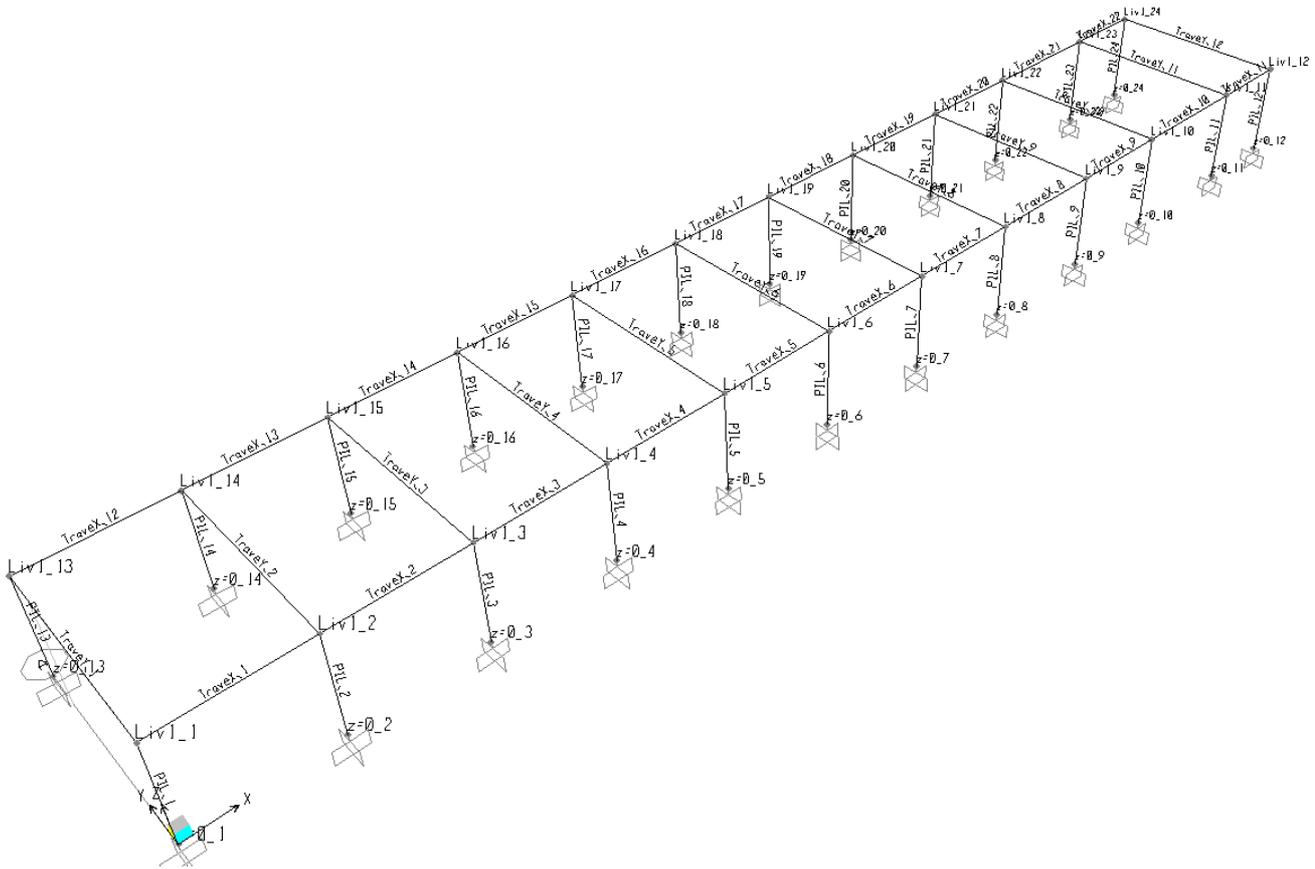
FASE-ENTE
D 26

DOCUMENTO
CLFV0300004

REV.
B

FOGLIO
25 di 80





Il grigliato delle fondazioni è stato modellato mediante travi su suolo elastico caricate con gli scarichi derivanti dal modello della struttura in elevazione.

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

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

dove:

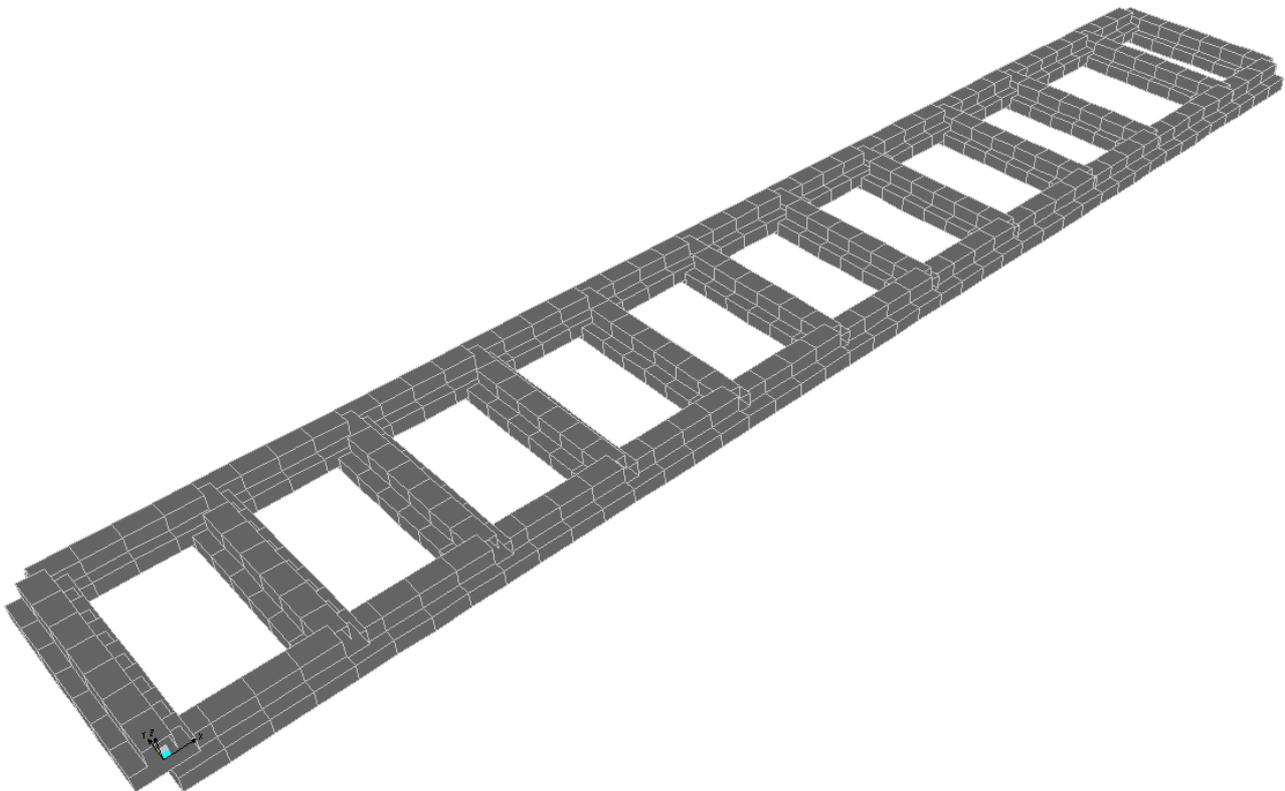
E	61	MPa	modulo elastico del terreno
ν	0.3	-	coefficiente di Poisson =0.3;
B	1.5	m	larghezza della fondazione.
L	46.8	m	lato maggiore della fondazione
c_t	2.28	-	fattore di forma (Bowles, 1960)
Kw	19620	kN/m³	coefficiente di sottofondo alla Winkler

Fattore di forma:

Fondazione Rigida	c_t	c_t
- rettangolare con $L/B \leq 10$	$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$	$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$
- 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 $k_v = 19000 \text{ kN/m}^3$.

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

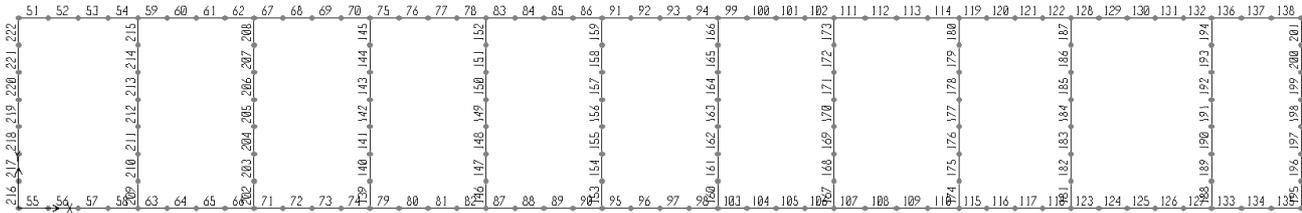
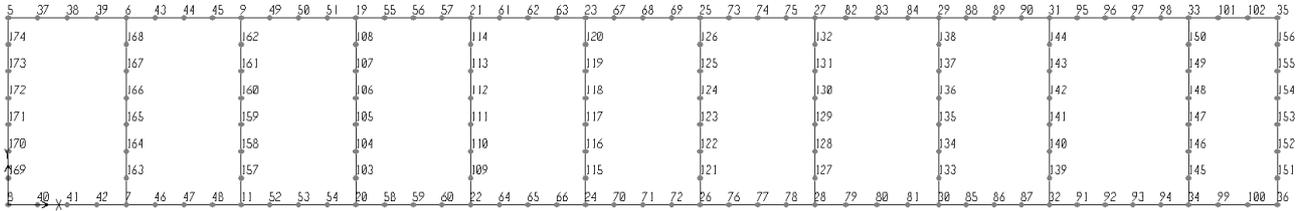




PROGETTO DEFINITIVO
DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO - LERCARA
DIRAMAZIONE - LOTTO 1+2

Relazione di calcolo elevazione fabbricato
 IS-PP/ACC/Energia Tipo 3

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLFV0300004	B	28 di 80

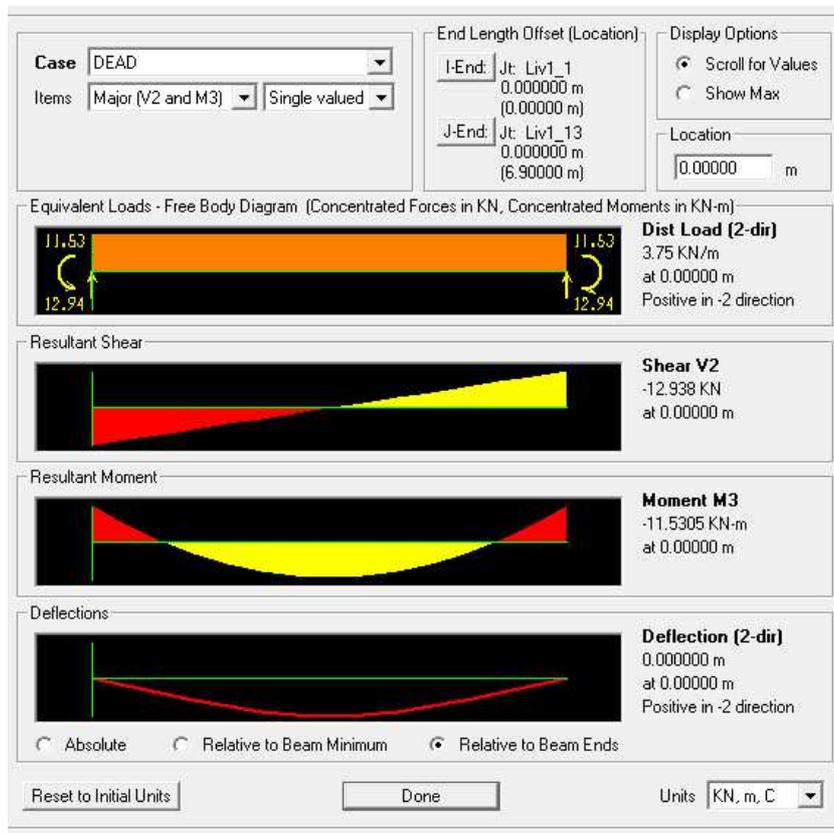


7. GIUDIZIO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

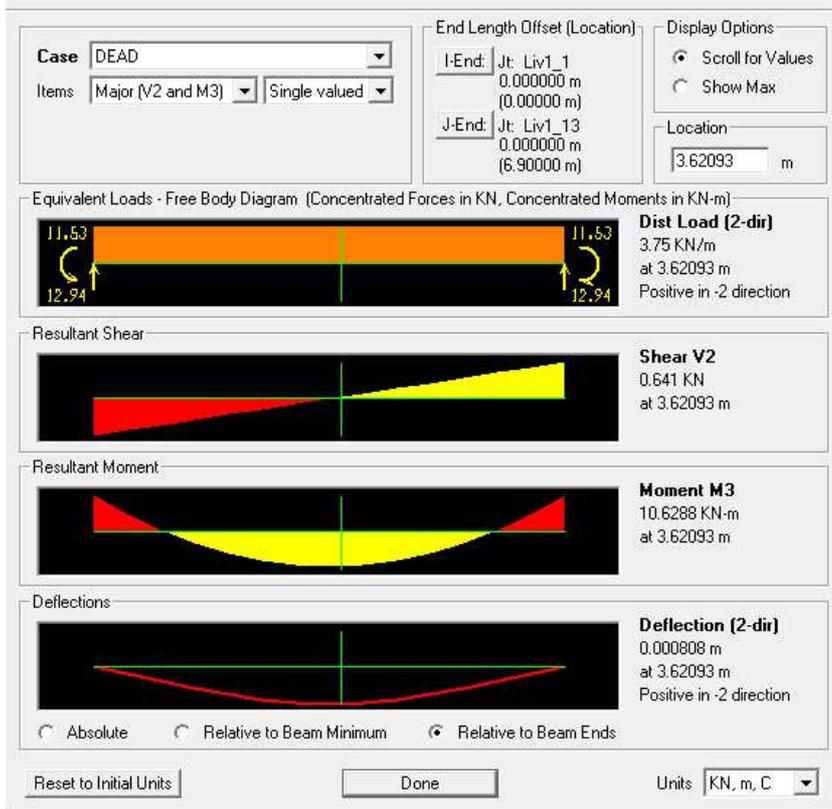
Viene effettuato un confronto tra le sollecitazioni di momento e taglio calcolate dal programma di calcolo "SAP 2000 NonLinear" della Computer and Structures in corrispondenza del frame "TraveY_1" e le medesime sollecitazioni calcolate manualmente mediante uno schema di trave doppiamente incastrata.

Viene preso a riferimento la condizione di carico del peso proprio.

Diagrams for Frame Object TraveY_1 (TraveY_30x50)



Diagrams for Frame Object TraveY_1 (TraveY_30x50)



Carico peso proprio: $0.3\text{m} \times 0.5\text{m} \times 25\text{kN/mc} = 3.75\text{ kN/m}$

Luce di calcolo: $L = 6.9\text{m}$

$$M_{\text{appoggio}} = -1/12 p L^2 = -14.9\text{ kNm}$$

$$M_{\text{mezzeria}} = 1/24 p L^2 = 7.4\text{ kNm}$$

$$\text{Taglio} = 1/2 p L = 12.9\text{ kN}$$

Come si può vedere le suindicate sollecitazioni sono confrontabili con quelle calcolate dal programma di calcolo.

Le leggere differenze dei momenti sono da ricondurre all'effetto del telaio dell'intera struttura. A conferma di ciò la somma dei momenti all'appoggio ed in mezzeria calcolati dal programma è pari a $11.53\text{ kNm} + 10.63\text{ kNm} = 22.2\text{ kNm}$, risulta pari alla somma dei momenti calcolata manualmente pari a 22.3 kNm .

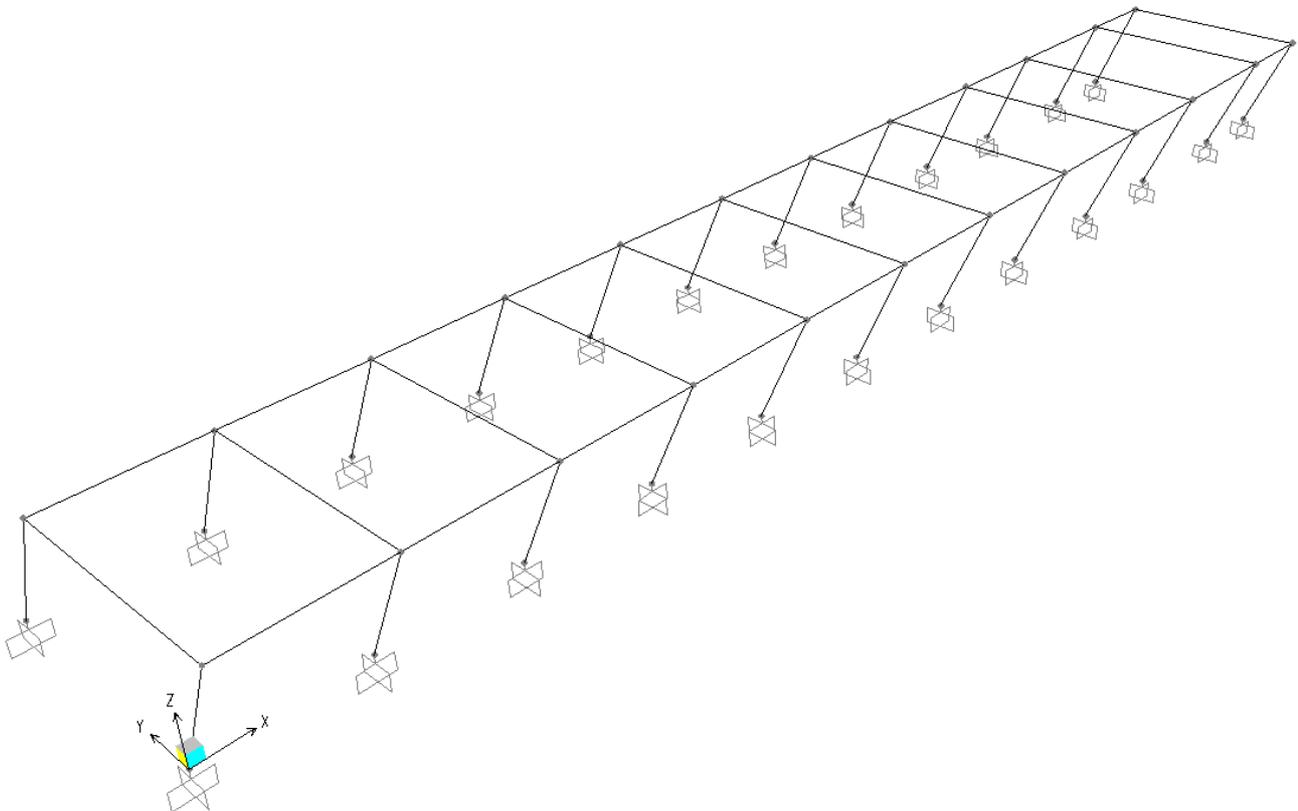
8. ANALISI MODALE

Il metodo di analisi sismica adottato è quello dell'analisi lineare dinamica.

Si riportano di seguito il tabulato e le immagini delle deformate modali dei principali modi di vibrare.

StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0.368735531	6.52E-23	0.999733035	2.22E-23	6.52E-23	0.999733035	2.22E-23
Mode	2	0.308761352	1.58E-25	2.60E-04	6.08E-21	6.53E-23	0.999992673	6.11E-21
Mode	3	0.253375004	0.999994554	4.84E-26	1.57E-08	0.999994554	0.999992673	1.57E-08

StepType	StepNum	Period	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0.368735531	0.3542108	1.18E-18	0.699072918	0.354210779	1.18E-18	0.699072918
Mode	2	0.308761352	9.20E-05	2.88E-20	0.285203224	0.354302825	1.21E-18	0.984276142
Mode	3	0.253375004	5.09E-09	1.75E-02	1.57E-02	0.35430283	1.75E-02	0.999992741

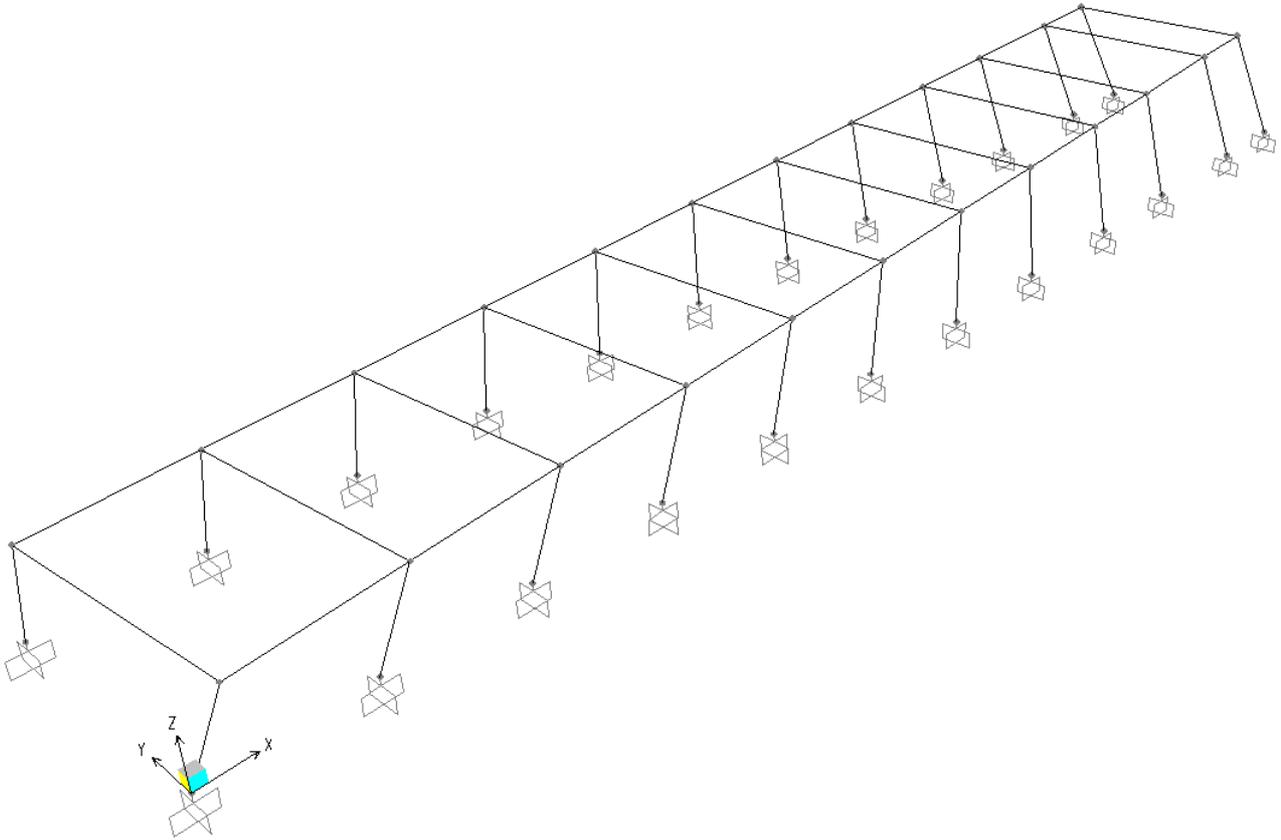


Modo n.1

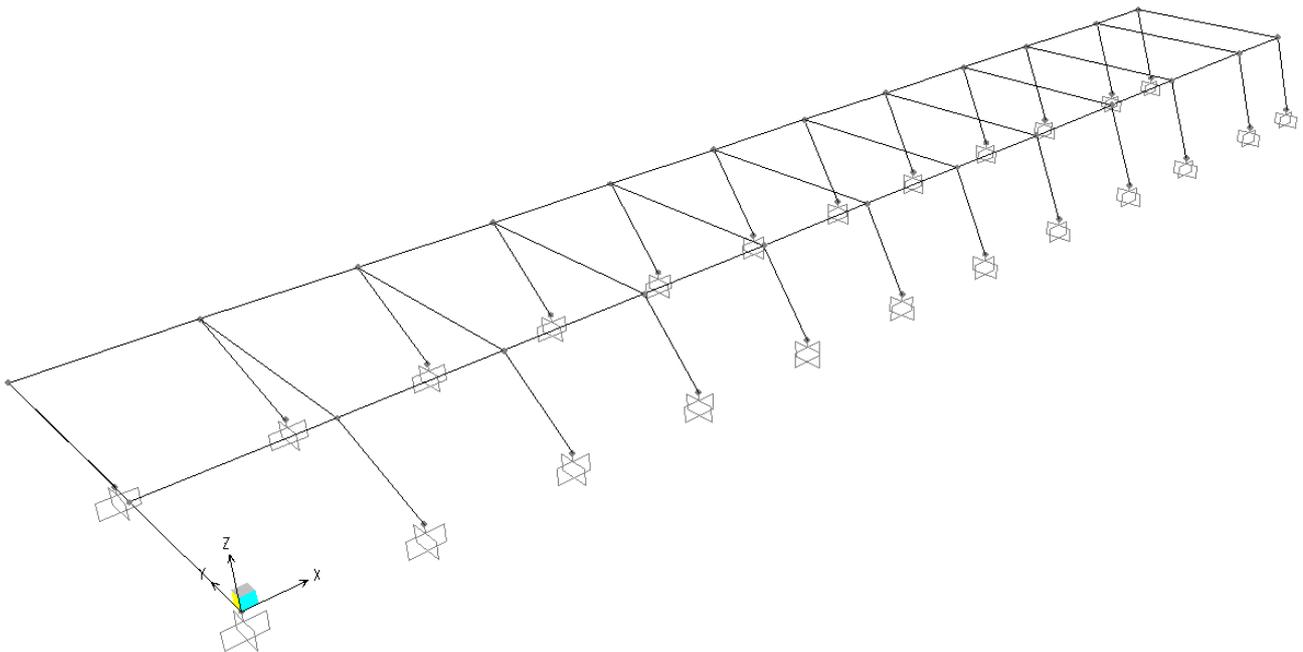
Relazione di calcolo elevazione fabbricato

IS-PP/ACC/Energia Tipo 3

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLFV0300004	B	32 di 80



Modo n.2



Modo n.3

9. VERIFICHE SOLAIO DI COPERTURA

Pesi propri:

Altezza del solaio	H=	0.20	m
Spessore della soletta	s=	0.040	m
Larghezza del singolo travetto	b=	0.14	m
Interasse fra i travetti	i=	0.54	m
Altezza pignatta	h=	0.16	m
Larghezza pignatta	bp=	0.40	m
Peso specifico delle pignatte prive di foratura		0.30	kN/mc
Peso specifico delle pignatte con foratura del 72.5 %		0.30	kN/mc
Peso specifico della soletta e dei travetti		25.00	kN/mc
Peso travetti	Pt=	1.04	kN/mq
Peso pignatte	Pp=	0.04	kN/mq
Peso soletta	Ps=	1.00	kN/mq
Totale peso proprio solaio		2.07	kN/mq
Carichi permanenti pesi propri		2.07	kN/mq
Carichi permanenti non strutturali		3.28	kN/mq
Totale carichi permanenti	P=	5.35	kN/mq
Carichi accidentali	Q=	0.50	kN/mq
Neve	Q=	0.71	kN/mq

COMBINAZIONI

SLU PP+PERM		7.61	kN/mq
SLU ACC comb 1		1.28	kN/mq
SLU ACC comb 2		1.07	kN/mq
SLE QUASI PERMANENTE PP+PERM		5.35	kN/mq
SLE QUASI PERMANENTE ACC comb 1		0.00	kN/mq
SLE QUASI PERMANENTE ACC comb 2		0.00	kN/mq
SLE FREQUENTE PP+PERM		5.35	kN/mq

SLE FREQUENTE ACC comb 1	0.00	kN/mq
SLE FREQUENTE ACC comb 2	0.14	kN/mq
SLE RARA PP+PERM	5.35	kN/mq
SLE RARA ACC comb 1	0.86	kN/mq
SLE RARA ACC comb 2	0.71	kN/mq

Carichi totale a travetto

SLU PP+PERM	4.11	kN/m
SLU ACC	0.69	kN/m
SLE QUASI PERMANENTE PP+PERM	2.89	kN/m
SLE QUASI PERMANENTE ACC	0.00	kN/m
SLE FREQUENTE PP+PERM	2.89	kN/m
SLE FREQUENTE ACC	0.08	kN/m
SLE RARA PP+PERM	2.89	kN/m
SLE RARA ACC	0.46	kN/m
SLU TOT	4.80	kN/m
SLE QUASI PERMANENTE TOTALE	2.89	kN/m
SLE FREQUENTE TOTALE	2.97	kN/m
SLE RARA TOTALE	3.35	kN/m

9.1.1 SOLLECITAZIONI

Per il calcolo delle sollecitazioni sui travetti è stato assunto un modello a trave continua su 12 appoggi.

In corrispondenza degli appoggi di estremità sono stati considerati momenti aggiuntivi pari a $1/18 p L^2$.

Al fine di massimizzare gli effetti degli accidentali sono state considerate 3 disposizioni di carico degli stessi: accidentale su tutte le campate, accidentale disposto in maniera alternata.

Momenti positivo a travetto (mezzeria)

SLU PP+PERM	5.96	kNm
SLU ACC	1.28	kNm
SLE QUASI PERMANENTE PP+PERM	4.19	kNm
SLE QUASI PERMANENTE ACC	0.00	kNm

SLE FREQUENTE PP+PERM	4.19	kNm
SLE FREQUENTE ACC	0.14	kNm
SLE RARA PP+PERM	4.19	kNm
SLE RARA ACC	0.85	kNm

Combinazione SLU	7.24	kNm
Combinazione SLE quasi permanente	4.19	kNm
Combinazione SLE frequente	4.33	kNm
Combinazione SLE rara	5.05	kNm

Momento negativo a travetto appoggio centrale

SLU PP+PERM	7.98	kNm
SLU ACC	1.34	kNm
SLE QUASI PERMANENTE PP+PERM	5.61	kNm
SLE QUASI PERMANENTE ACC	0.00	kNm
SLE FREQUENTE PP+PERM	5.61	kNm
SLE FREQUENTE ACC	0.15	kNm
SLE RARA PP+PERM	5.61	kNm
SLE RARA ACC	0.90	kNm

Combinazione SLU	9.32	kNm
Combinazione SLE quasi permanente	5.61	kNm
Combinazione SLE frequente	5.76	kNm
Combinazione SLE rara	6.50	kNm

Momento negativo a travetto (a filo fascia piena) appoggio centrale

SLU PP+PERM	7.85	kNm
SLU ACC	1.32	kNm
SLE QUASI PERMANENTE PP+PERM	5.52	kNm
SLE QUASI PERMANENTE ACC	0.00	kNm
SLE FREQUENTE PP+PERM	5.52	kNm
SLE FREQUENTE ACC	0.15	kNm
SLE RARA PP+PERM	5.52	kNm

Relazione di calcolo elevazione fabbricato

IS-PP/ACC/Energia Tipo 3

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLFV0300004	B	36 di 80

SLE RARA ACC 0.88 kNm

Combinazione SLU 9.17 kNm

Combinazione SLE quasi permanente 5.52 kNm

Combinazione SLE frequente 5.66 kNm

Combinazione SLE rara 6.40 kNm

Momento negativo a travetto appoggio estremità

SLU PP+PERM 4.27 kNm

SLU ACC 0.72 kNm

SLE QUASI PERMANENTE PP+PERM 3.00 kNm

SLE QUASI PERMANENTE ACC 0.00 kNm

SLE FREQUENTE PP+PERM 3.00 kNm

SLE FREQUENTE ACC 0.08 kNm

SLE RARA PP+PERM 3.00 kNm

SLE RARA ACC 0.48 kNm

Combinazione SLU 4.99 kNm

Combinazione SLE quasi permanente 3.00 kNm

Combinazione SLE frequente 3.08 kNm

Combinazione SLE rara 3.48 kNm

Momento negativo a travetto (a filo fascia piena) appoggio estremità

SLU PP+PERM 4.14 kNm

SLU ACC 0.70 kNm

SLE QUASI PERMANENTE PP+PERM 2.91 kNm

SLE QUASI PERMANENTE ACC 0.00 kNm

SLE FREQUENTE PP+PERM 2.91 kNm

SLE FREQUENTE ACC 0.08 kNm

SLE RARA PP+PERM 2.91 kNm

SLE RARA ACC 0.47 kNm

Combinazione SLU 4.84 kNm

Combinazione SLE quasi permanente 2.91 kNm

Combinazione SLE frequente 2.99 kNm

Combinazione SLE rara	3.38	kNm
-----------------------	------	-----

Taglio sezione di appoggio centrale

SLU PP+PERM	10.73	kN
-------------	-------	----

SLU ACC	1.81	kN
---------	------	----

Combinazione SLU	12.54	kN
------------------	-------	----

Taglio sezione a filo fascia piena centrale

SLU PP+PERM	9.68	kN
-------------	------	----

SLU ACC	1.63	kN
---------	------	----

Combinazione SLU	11.31	kN
------------------	-------	----

Taglio sezione di appoggio estremità

SLU PP+PERM	7.03	kN
-------------	------	----

SLU ACC	1.34	kN
---------	------	----

Combinazione SLU	8.37	kN
------------------	------	----

Taglio sezione a filo fascia piena estremità

SLU PP+PERM	6.34	kN
-------------	------	----

SLU ACC	1.21	kN
---------	------	----

Combinazione SLU	7.55	kN
------------------	------	----

9.1.2 VERIFICHE

Nelle seguenti verifiche non viene considerato il contributo della lastra predalle.

Riepilogo armature

campata: 2 ϕ 10 inferiori + 1 ϕ 8 superiori

appoggi interni: 1 ϕ 8 inferiori + 2 ϕ 12 superiori

appoggi estremità: 1 ϕ 8 inferiori + 1 ϕ 12 superiori

Verifica sezione di mezzeria

Verifica di resistenza a flessione

Larghezza media zona tesa		0.14	m
Altezza utile		0.160	m
Armatura minima		0.358	cmq
Armatura prevista	2Ø10	1.57	cmq
Momento resistente		9.6	kNm
Momento agente		7.24	kNm
Verifica soddisfatta	FS	1.33	

Verifica tensioni in esercizio

Tensione compressione cls combinazione quasi permanente		3.13	MPa
Tensione limite in combinazione quasi permanente = 0.45 fck:		13.1	MPa
Verifica soddisfatta			
Tensione compressione cls combinazione rara		3.77	MPa
Tensione limite in combinazione rara = 0.6 fck:		17.4	MPa
Verifica soddisfatta			
Tensione trazione acciaio combinazione rara		216	MPa
Tensione limite in combinazione rara = 0.8 fyk:		360	MPa
Verifica soddisfatta			

Verifica a fessurazione

Tensione trazione acciaio combinazione quasi permanente		179	MPa
Tensione trazione acciaio combinazione frequente		185	MPa
Tensione trazione cls combinazione quasi permanente		2.9	MPa
Tensione trazione cls combinazione frequente		3.0	MPa
Apertura fessure combinazione quasi permanente		0.092	mm
Apertura limite fessure combinazione quasi permanente		0.3	mm
Verifica soddisfatta			
Apertura fessure combinazione frequente		0.100	mm
Apertura limite fessure combinazione frequente		0.4	mm
Verifica soddisfatta			

Calcolo fessure:

FREQUENTE

c	35	mm
s	60	mm
k ₂	0.4	-
k ₃	0.125	-
φ	10	mm
A _s	157	mm ²
b _{eff}	140	mm
(H-x)/2	83.4	mm
h _{eff}	83.4	mm
A _{eff}	11672.5	mm ²
ρ	0.01345	-
s _{rm}	119.2	mm
f _{ctm}	2.83	N/mm ²
σ _s	179.3	N/mm ²
σ _{sr}	173.6	N/mm ²
β ₁	1	-
β ₂	0.5	-
(1-β ₁ β ₂ (σ _{sr} /σ _s) ²)	0.53	-
E	210000	N/mm ²
ε _{sr}	0.000453	-
w _m	0.0540	mm
w _k	0.092	mm
<=	0.3	mm

QUASI PERMANENTE

c	35	mm
s	60	mm
k ₂	0.4	-
k ₃	0.125	-
φ	10	mm
A _s	157	mm ²
b _{eff}	140	mm
(H-x)/2	83.4	mm
h _{eff}	83.4	mm
A _{eff}	11672.5	mm ²
ρ	0.01345	-
s _{rm}	119.2	mm
f _{ctm}	2.83	N/mm ²
σ _s	185.3	N/mm ²
σ _{sr}	173.6	N/mm ²
β ₁	1	-
β ₂	0.5	-
(1-β ₁ β ₂ (σ _{sr} /σ _s) ²)	0.56	-
E	210000	N/mm ²
ε _{sr}	0.000495	-
w _m	0.0590	mm
w _k	0.100	mm
<=	0.4	mm

Verifica sezioni a filo fascia piena appoggio centrale

Verifica a taglio del travetto a filo F.P. appoggio centrale

Altezza utile (d)	159	mm
k	2.00	
f _{ck}	29.1	MPa
A _{sl}	2.26	cmq
b _w	0.14	m
ρ _l	0.01016	-
σ _{cp}	0.0	MPa
V _{min}	0.534	MPa

Taglio resistente		16.51	kN
Taglio agente		11.3	kN
Verifica soddisfatta	FS	1.46	
<u>Verifica di resistenza a flessione filo F.P. appoggio centrale</u>			
Larghezza media zona tesa		0.14	m
Altezza utile		0.16	m
Armatura minima		0.356	cmq
Armatura prevista superiormente	2Ø12	2.26	cmq
Armatura prevista inferiormente	1Ø8	0.50	cmq
Momento resistente		12.3	kNm
Momento agente		9.2	kNm
Verifica soddisfatta	FS	1.34	
<u>Verifica tensioni in esercizio filo F.P. appoggio centrale</u>			
Tensione compressione cls combinazione quasi permanente		8.32	MPa
Tensione limite in combinazione quasi permanente		13.1	MPa
Verifica soddisfatta			
Tensione compressione cls combinazione rara		9.65	MPa
Tensione limite in combinazione rara		17.4	MPa
Verifica soddisfatta			
Tensione trazione acciaio combinazione rara		208	MPa
Tensione limite in combinazione rara		360	MPa
Verifica soddisfatta			
<u>Verifica a fessurazione filo F.P. appoggio centrale</u>			
Tensione trazione acciaio combinazione quasi permanente		179	MPa
Tensione trazione acciaio combinazione frequente		184	MPa
Tensione trazione cls combinazione quasi permanente		2.3	MPa
Tensione trazione cls combinazione frequente		2.3	MPa
Apertura fessure combinazione quasi permanente		-	mm
Apertura limite fessure combinazione quasi permanente		0.3	mm
Non si supera lo stato limite di formazione delle fessure			

Relazione di calcolo elevazione fabbricato

IS-PP/ACC/Energia Tipo 3

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLFV0300004	B	41 di 80

Apertura fessure combinazione frequente	-	mm
Apertura limite fessure combinazione frequente	0.4	mm
Non si supera lo stato limite di formazione delle fessure		

Verifica sezioni a filo fascia piena appoggio estremità

Verifica a taglio del travetto a filo F.P. appoggio estremità

Altezza utile (d)	159	mm
k	2.00	
f_{ck}	29.1	MPa
A_{sl}	1.13	cmq
b_w	0.14	m
ρ_l	0.00508	-
σ_{cp}	0.0	MPa
v_{min}	0.534	MPa
Taglio resistente	13.10	kN
Taglio agente	7.55	kN
Verifica soddisfatta	FS	1.74

Verifica di resistenza a flessione filo F.P. appoggio estremità

Larghezza media zona tesa	0.140	m
Altezza utile	0.159	m
Armatura minima	0.356	cmq
Armatura prevista superiormente	1Ø12 1.13	cmq
Armatura prevista inferiormente	1Ø8 0.50	cmq
Momento resistente	6.7	kNm
Momento agente	4.8	kNm
Verifica soddisfatta	FS	1.38

Verifica tensioni in esercizio filo F.P. appoggio estremità

Tensione compressione cls combinazione quasi permanente	5.61	MPa
---	------	-----

Tensione limite in combinazione quasi permanente	13.1	MPa
Verifica soddisfatta		
Tensione compressione cls combinazione rara	6.50	MPa
Tensione limite in combinazione rara	17.4	MPa
Verifica soddisfatta		
Tensione trazione acciaio combinazione rara	212	MPa
Tensione limite in combinazione rara	360	MPa
Verifica soddisfatta		
Verifica a fessurazione filo F.P. <u>appoggio estremità</u>		
Tensione trazione acciaio combinazione quasi permanente	182	MPa
Tensione trazione acciaio combinazione frequente	187	MPa
Tensione trazione cls combinazione quasi permanente	1.2	MPa
Tensione trazione cls combinazione frequente	1.3	MPa
Apertura fessure combinazione quasi permanente	-	mm
Apertura limite fessure combinazione quasi permanente	0.3	mm
Non si supera lo stato limite di formazione delle fessure		
Apertura fessure combinazione frequente	-	mm
Apertura limite fessure combinazione frequente	0.4	mm
Non si supera lo stato limite di formazione delle fessure		

Verifica sezione di appoggio centrale

Verifica di resistenza a flessione

Larghezza media zona tesa	0.54	m
Altezza utile	0.16	m
Armatura minima	1.37	cmq
Armatura prevista	2Ø12	2.26 cmq

Momento resistente		14.12	kNm
Momento agente		9.32	kNm
Verifica soddisfatta	FS	1.51	
Verifica tensioni in esercizio			
Tensione compressione cls combinazione quasi permanente		3.66	MPa
Tensione limite in combinazione quasi permanente		13.1	MPa
Verifica soddisfatta			
Tensione compressione cls combinazione rara		4.25	MPa
Tensione limite in combinazione rara		17.4	MPa
Verifica soddisfatta			
Tensione trazione acciaio combinazione rara		197	MPa
Tensione limite in combinazione rara		360	MPa
Verifica soddisfatta			
Verifica a fessurazione			
Tensione trazione acciaio combinazione quasi permanente		170	MPa
Tensione trazione acciaio combinazione frequente		174	MPa
Tensione trazione cls combinazione quasi permanente		1.5	MPa
Tensione trazione cls combinazione frequente		1.5	MPa
Apertura fessure combinazione quasi permanente		-	mm
Apertura limite fessure combinazione quasi permanente		0.3	mm
Non si supera lo stato limite di formazione delle fessure			
Apertura fessure combinazione frequente		-	mm
Apertura limite fessure combinazione frequente		0.4	mm
Non si supera lo stato limite di formazione delle fessure			
Verifica armatura inferiore appoggio centrale			
Armatura necessaria per assorbire il taglio		0.32	cmq
Armatura prevista	1Ø8	0.50	cmq
Verifica soddisfatta	FS	1.6	

Verifica sezione di appoggio estremità

Verifica di resistenza a flessione

Larghezza media zona tesa		0.50	m
Altezza utile		0.16	m
Armatura minima		1.27	cmq
Armatura prevista	1Ø12	1.13	cmq
Momento resistente		7.57	kNm
Momento agente		4.99	kNm
Verifica soddisfatta	FS	1.52	

Verifica tensioni in esercizio

Tensione compressione cls combinazione quasi permanente	2.63	MPa
Tensione limite in combinazione quasi permanente	13.1	MPa
Verifica soddisfatta		
Tensione compressione cls combinazione rara	3.06	MPa
Tensione limite in combinazione rara	17.4	MPa
Verifica soddisfatta		
Tensione trazione acciaio combinazione rara	205	MPa
Tensione limite in combinazione rara	360	MPa
Verifica soddisfatta		

Verifica a fessurazione

Tensione trazione acciaio combinazione quasi permanente	177	MPa
Tensione trazione acciaio combinazione frequente	181	MPa
Tensione trazione cls combinazione quasi permanente	0.8	MPa
Tensione trazione cls combinazione frequente	0.8	MPa
Apertura fessure combinazione quasi permanente	-	mm
Apertura limite fessure combinazione quasi permanente	0.3	mm
Non si supera lo stato limite di formazione delle fessure		
Apertura fessure combinazione frequente	-	mm
Apertura limite fessure combinazione frequente	0.4	mm
Non si supera lo stato limite di formazione delle fessure		



PROGETTO DEFINITIVO
DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO - LERCARA
DIRAMAZIONE - LOTTO 1+2

Relazione di calcolo elevazione fabbricato
IS-PP/ACC/Energia Tipo 3

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLFV0300004	B	45 di 80

Verifica armatura inferiore appoggio a sx

Armatura necessaria per assorbire il taglio

0.21 cmq

Armatura prevista

1Ø8

0.50 cmq

Verifica soddisfatta

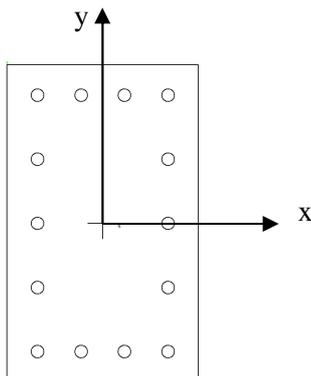
FS

2.3

10. VERIFICHE PILASTRI

10.1 STATO LIMITE ULTIMO

Le massime sollecitazioni allo SLU sono le seguenti.



Sollecitazioni di pressoflessione:

$N < 0$: compressione

M2: agente secondo il lato corto (vettore secondo il lato lungo: $M2=M_{yy}$)

M3: agente secondo il lato lungo (vettore secondo il lato corto: $M3=M_{xx}$)

	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Comb.
MIN N	-251.9	-58.8	-2.2	SLU1
MAX N	-46.1	10.0	12.4	SismaY_SLV
MAX M2	-139.0	121.5	21.6	SismaY_SLV
MAX M3	-77.5	10.9	171.3	SismaY_SLV
MIN M2	-168.6	-121.5	-15.1	SismaY_SLV
MIN M3	-131.1	-6.6	-171.3	SismaY_SLV

Sollecitazioni di taglio:

V2: agente secondo il lato lungo del pilastro; $V2=V_y$

V3: agente secondo il lato corto del pilastro; $V3=V_x$

	V (kN)
Max V2	91.7
Min V2	-91.7
Max V3	59.6
Min V3	-59.6

10.1.1 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.

Armatura disposta: **14 ϕ 20**

N*	x [cm]	y [cm]	N*	As [cm ²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	3.14	5.3	5.3
2	30	0	2	3.14	11.8	5.3
3	30	50	3	3.14	18.2	5.3
4	0	50	4	3.14	24.7	5.3
			5	3.14	24.7	15.15
			6	3.14	24.7	25

Sollecitazioni		Metodo n	
S.L.U.	→	←	
N _{Ed}	251.9	0	kN
M _{xEd}	2.2	0	kNm
M _{yEd}	58.8	0	

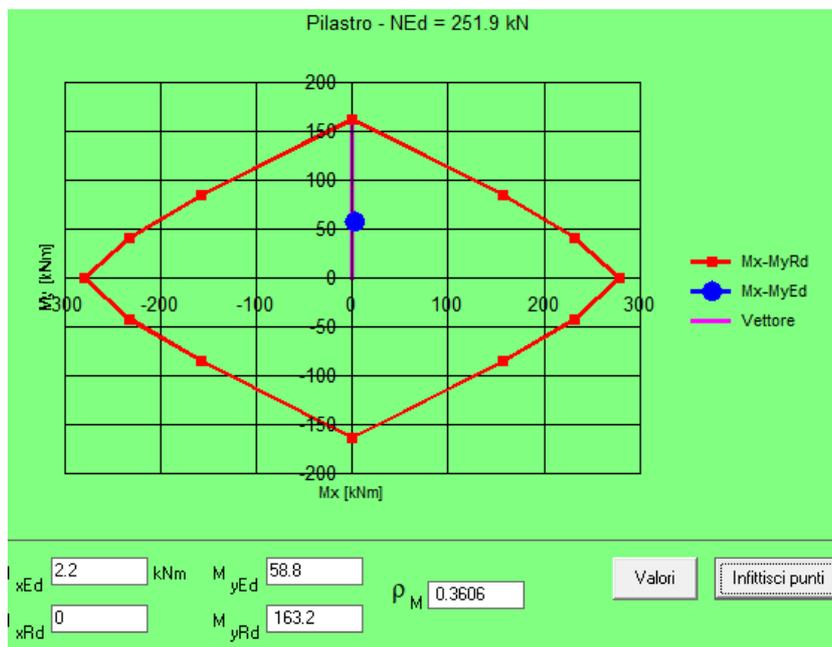
P.to applicazione N	
<input type="radio"/> Centro	<input checked="" type="radio"/> Baricentro cls
Coord.[cm]	xN 0 yN 0

Tipo rottura	
Lato acciaio - Acciaio snervato	

Materiali	
B450C	C28/35
ϵ_{su} 1.975 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 2 ‰
E_s 200,000 N/mm ²	f_{cd} 15.87
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6667
	τ_{c1} 1.971

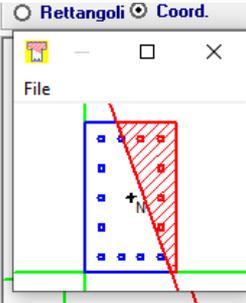
M _{xRd}	0	kN m
M _{yRd}	163.2	kN m
σ_c	-15.85	N/mm ²
σ_s	391.3	N/mm ²
ϵ_c	1.93	‰
ϵ_s	1.975	‰
d	24.7	cm
x	12.21	x/d 0.4943
	δ	1

Metodo di calcolo	
<input checked="" type="radio"/> S.L.U.+	<input type="radio"/> S.L.U.-
<input checked="" type="radio"/> Metodo n	
Tipo flessione	
<input type="radio"/> Retta	<input checked="" type="radio"/> Deviata
N* rett. 100	
Calcola MRd	Dominio Mx-My
angolo asse neutro θ° 270	
<input type="checkbox"/> Precompresso	



N*	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	30	0
3	30	50
4	0	50

N*	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	5.3	5.3
2	3.14	11.8	5.3
3	3.14	18.2	5.3
4	3.14	24.7	5.3
5	3.14	24.7	15.15
6	3.14	24.7	25



Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

Materiali

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰

$\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰

τ_{c1} ‰

M_{xRd} kNm

M_{yRd} kNm

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

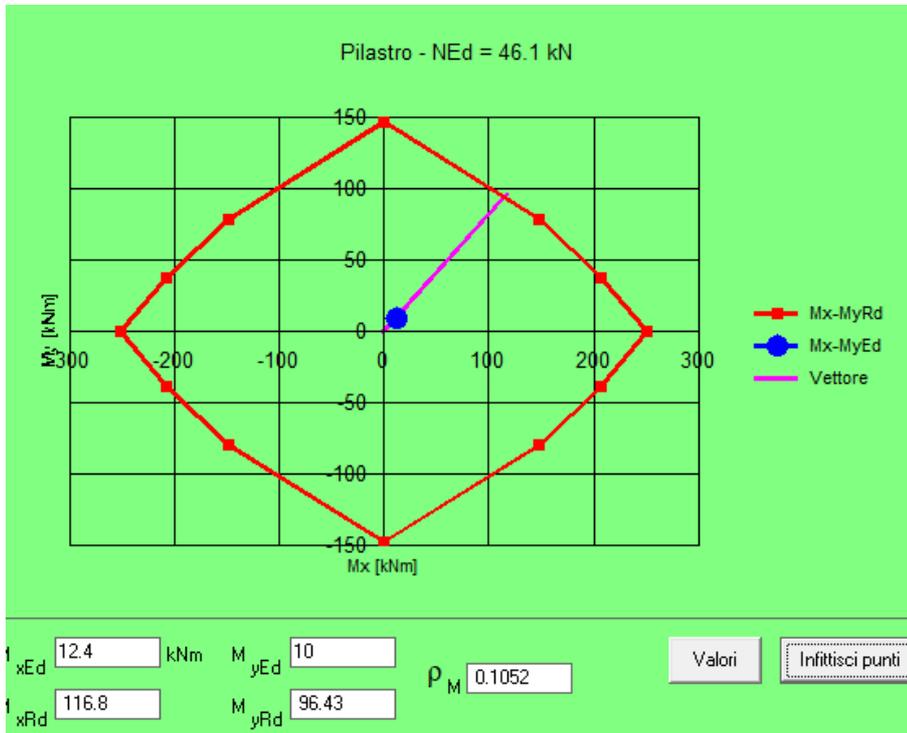
d cm

x x/d

δ

angolo asse neutro θ°

Precompresso



Relazione di calcolo elevazione fabbricato

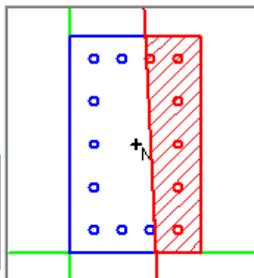
IS-PP/ACC/Energia Tipo 3

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLFV0300004	B	49 di 80

N*	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	30	0
3	30	50
4	0	50

N*	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	5.3	5.3
2	3.14	11.8	5.3
3	3.14	18.2	5.3
4	3.14	24.7	5.3
5	3.14	24.7	15.15
6	3.14	24.7	25

Rettangoli Coord.



Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm]

xN

yN

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°

Precompresso

Materiali

B450C C28/35

ε_{su} % ε_{c2} %

f_{yd} N/mm² ε_{cu} %

E_s N/mm² f_{cd} %

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} %

ε_{syd} % σ_{c,adm}

σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}

τ_{c1}

M_{xRd} kNm

M_{yRd} kNm

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

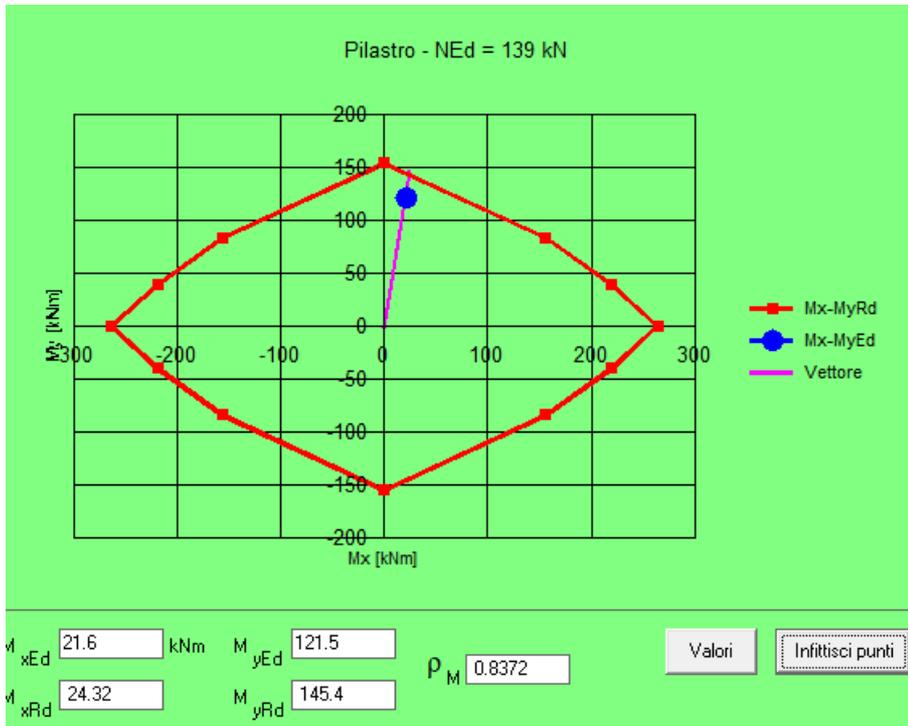
ε_c %

ε_s %

d cm

x x/d

δ



N*	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	30	0
3	30	50
4	0	50

N*	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	5.3	5.3
2	3.14	11.8	5.3
3	3.14	18.2	5.3
4	3.14	24.7	5.3
5	3.14	24.7	15.15
6	3.14	24.7	25

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 168.6 0 kN
M_{xEd} 15.1 0 kNm
M_{yEd} 121.5 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

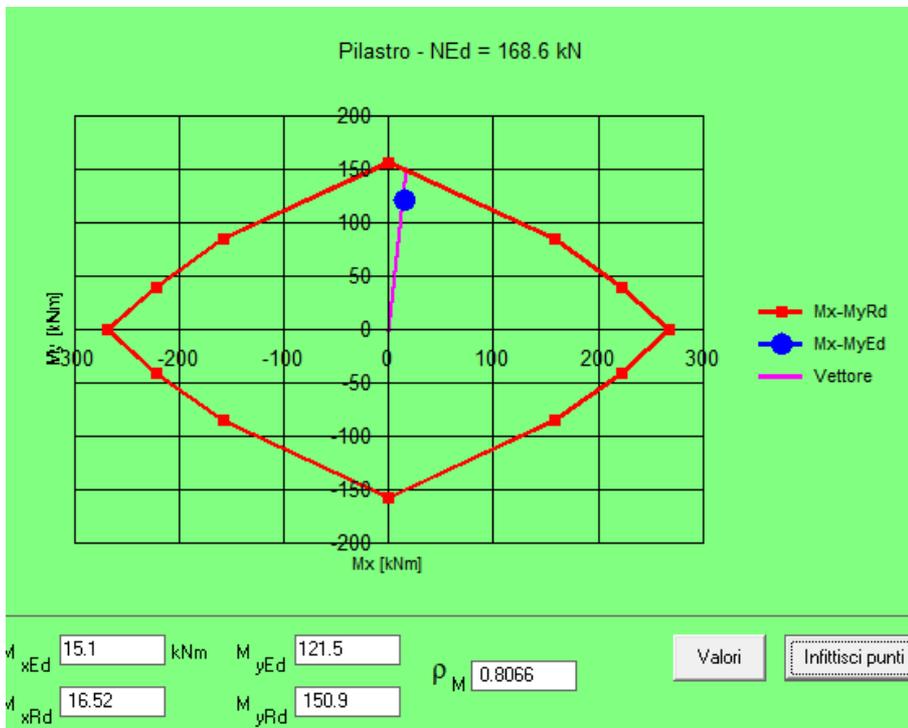
Materiali
 B450C C28/35
 ε_{su} 1.975 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 2 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15.87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

M_{xRd} 16.52 kN m
M_{yRd} 150.9 kN m
σ_c -15.77 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 1.845 ‰
ε_s 1.975 ‰
d 26.24 cm
x 12.68 x/d 0.483
δ 1

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N* rett. 100
Calcola MRd Dominio Mx-My
angolo asse neutro θ° 272
 Precompresso



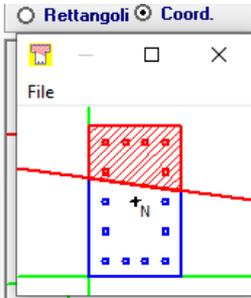
Relazione di calcolo elevazione fabbricato

IS-PP/ACC/Energia Tipo 3

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLFV0300004	B	52 di 80

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	30	0
3	30	50
4	0	50

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	5.3	5.3
2	3.14	11.8	5.3
3	3.14	18.2	5.3
4	3.14	24.7	5.3
5	3.14	24.7	15.15
6	3.14	24.7	25



Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 131.1 0 kN

M_{xEd} 171.3 0 kNm

M_{yEd} 6.6 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm]

xN 0

yN 0

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 352

Precompresso

Materiali

B450C C28/35

ε_{su} 1.975 ‰ ε_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 2 ‰

E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15.87

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8

ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11

σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667

τ_{c1} 1.971

M_{xRd} 251.7 kNm

M_{yRd} 10.91 kNm

σ_c -15.17 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

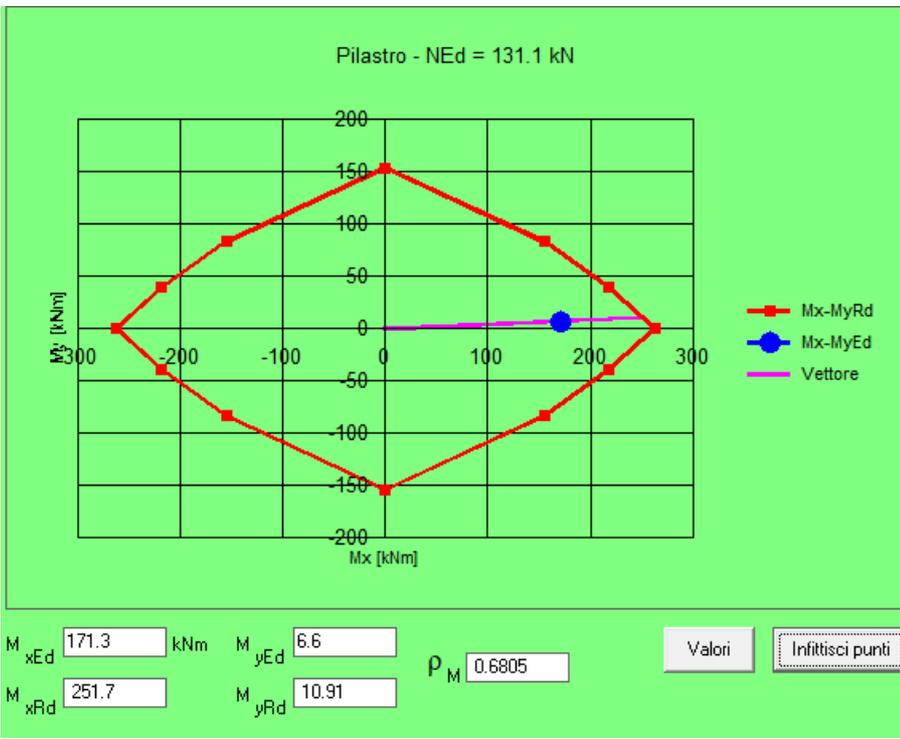
ε_c 1.58 ‰

ε_s 1.975 ‰

d 47.7 cm

x 21.2 x/d 0.4444

δ 0.9955



10.1.2 VERIFICA A TAGLIO

Si dispongono staffe $\phi 8/15$

Verifica nella direzione del lato lungo (taglio V2):

§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	91,7 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12 [-]
Coefficiente k	k	1,67 [-]
		1,67 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,0093709 [-]
		0,0093709 [-]

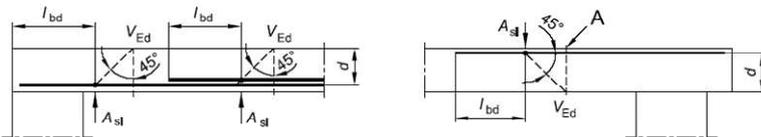
$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$$

$$k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2,00$$

$$\rho_l = A_{s,tesa} / (b d)$$

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

Legenda
A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	79,80 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	53,55 [kN]

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b d$$

$$V_{Rd,min} = (0,035 k^{3/2} (f_{ck})^{1/2}) b d$$

E' necessario predisporre armatura a taglio

Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	79,80 [kN]
--	----------------------------	-------------------

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	8 [mm]
Numero di braccia	n_b	2 [-]
Passo delle staffe	s	150 [mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45 [°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90 [°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	101 [mm ²]
Braccio della coppia interna	z	402,3 [mm]
Cotangente di θ	$\cot \theta$	1,00 [-]
		1,00 [-]
Cotangente di α	$\cot \alpha$	0,00 [-]
Seno di α	$\sin \alpha$	1,00 [-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	105,51 [kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7,93 [MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	478,74 [kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot \theta = 1$	$A_{sw,max}$	547,40 [mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	105,51 [kN]

Generalmente si adotta $\theta = 45^\circ$
Generalmente si adotta $\alpha = 90^\circ$

$$A_{sw} = n_b (\pi \phi_{sw}^2) / 4 \leq A_{sw,max}$$

$$z = 0,9d$$

$$V_{Rsd} = (A_{sw} / s) z f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot \theta^2)$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd} ; V_{Rcd})$$

Verifica nella direzione del lato corto (taglio V3):

§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	59.6	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo	si		[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.90	[-]
		1.90	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.012719	[-]
		0.012719	[-]

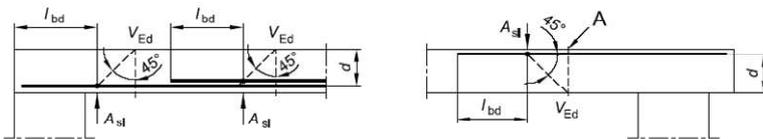
$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

$$k = 1 + (200/d)^{0.5} \leq 2.00$$

$$\rho_l = A_{s,tesa} / (b d)$$

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

Legenda
A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	92.63	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	59.89	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	92.63	[kN]

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b d$$

$$V_{Rd,min} = (0.035 k^{3/2} (f_{ck})^{1/2}) b d$$

Disporre il quantitativo minimo di orditura a tagli

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	8	[mm]
Numero di braccia	n_b	3	[-]
Passo delle staffe	s	150	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	151	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	222.3	[mm]
Cotangente di θ	$\cot \theta$	1.00	[-]
		1.00	[-]
Cotangente di α	$\cot \alpha$	0.00	[-]
Seno di α	$\sin \alpha$	1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	87.45	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f_{cd}	7.93	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	440.90	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot \theta = 1$	$A_{sw,max}$	912.33	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	87.45	[kN]

Generalmente si adotta $\theta = 45^\circ$
Generalmente si adotta $\alpha = 90^\circ$

$$A_{sw} = n_b (\pi \phi_{sw}^2) / 4 \leq A_{sw,max}$$

$$z = 0.9d$$

$$V_{Rsd} = (A_{sw} / s) z f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot \theta^2)$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd} ; V_{Rcd})$$

10.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Le massime sollecitazioni allo SLE sono le seguenti.

$N < 0$: compressione

M2: secondo il lato corto (vettore secondo il lato lungo)

M3: secondo il lato lungo (vettore secondo il lato corto)

	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Comb.
MIN N	-167.3	-37.7	-1.6	SLEQP
MAX N	-73.7	1.9	67.4	SLEQP
MAX M2	-153.8	76.6	3.2	SLEQP
MAX M3	-90.8	-4.3	76.0	SLEQP
MIN M2	-153.8	-76.6	3.2	SLEQP
MIN M3	-90.8	-4.3	-76.0	SLEQP
MIN N	-169.6	-38.5	-1.6	SLEFREQ
MAX N	-74.5	1.9	68.3	SLEFREQ
MAX M2	-156.1	78.1	3.2	SLEFREQ
MAX M3	-91.9	-4.3	77.2	SLEFREQ
MIN M2	-156.1	-78.1	3.2	SLEFREQ
MIN M3	-91.9	-4.3	-77.2	SLEFREQ
MIN N	-180.8	-42.1	-1.6	SLERARA
MAX N	-77.7	1.9	72.0	SLERARA
MAX M2	-167.3	85.4	3.3	SLERARA
MAX M3	-97.2	-4.3	82.7	SLERARA
MIN M2	-167.3	-85.4	3.3	SLERARA
MIN M3	-97.2	-4.3	-82.7	SLERARA

10.2.1 STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

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

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1,2 = 3.35 / 1,2 = - 2.36 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{c_Q,PERM} = -6.70 \text{ MPa (comb Max M2 e Min M2)}$$

$$\sigma_{c_FREQ} = -6.82 \text{ MPa (comb Max M2 e Min M2)}$$

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

FREQUENTE

c	43	mm
---	----	----

QUASI PERMANENTE

c	43	mm
---	----	----

s	98.5	mm
k ₂	0.4	-
k ₃	0.125	-
φ	20	mm
A _s	1570	mm ²
b _{eff}	500	mm
(H-x)/2	60.4	mm
h _{eff}	60.4	mm
A _{eff}	30220.4	mm ²
ρ	0.051952	-
s _{rm}	124.9	mm
f _{ctm}	2.83	N/mm ²
σ _s	171.1	N/mm ²
σ _{sr}	72.5	N/mm ²
β ₁	1	-
β ₂	0.5	-
(1-β ₁ β ₂ (σ _{sr} /σ _s) ²)	0.91	-
E	210000	N/mm ²
ε _{sr}	0.000742	-
w _m	0.0927	mm
w _k	0.158	mm

<= 0.3 mm

s	98.5	mm
k ₂	0.4	-
k ₃	0.125	-
φ	20	mm
A _s	1570	mm ²
b _{eff}	500	mm
(H-x)/2	60.4	mm
h _{eff}	60.4	mm
A _{eff}	30204.3	mm ²
ρ	0.051979	-
s _{rm}	124.9	mm
f _{ctm}	2.83	N/mm ²
σ _s	174.5	N/mm ²
σ _{sr}	72.5	N/mm ²
β ₁	1	-
β ₂	0.5	-
(1-β ₁ β ₂ (σ _{sr} /σ _s) ²)	0.91	-
E	210000	N/mm ²
ε _{sr}	0.000759	-
w _m	0.0948	mm
w _k	0.161	mm

<= 0.4 mm

10.2.2 VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

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

Per tali combinazioni deve risultare:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,60 f_{ck} = 17.43 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} = 13.07 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

In particolare si ha:

COMB	N (<0 comp.)	M _y (M22)	M _x (M33)	σ _{cls} +	σ _{cls,LIMITE}	Verifica
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(MPa)	(MPa)	
MIN N SLEQP	-167	-38	167	5.58	13.07	OK
MAX N SLEQP	-74	2	74	5.24	13.07	OK
MAX M2 SLEQP	-154	77	0	11.00	13.07	OK
MAX M3 SLEQP	-91	-4	0	6.28	13.07	OK
MIN M2 SLEQP	-154	-77	0	11.00	13.07	OK

MIN M3 SLEQP	-91	-4	0	6.28	13.07	OK
MIN N SLERARA	-181	-42	0	6.20	17.43	OK
MAX N SLERARA	-78	2	0	5.58	17.43	OK
MAX M2 SLERARA	-167	85	0	12.22	17.43	OK
MAX M3 SLERARA	-97	-4	0	6.77	17.43	OK
MIN M2 SLERARA	-167	-85	0	12.22	17.43	OK
MIN M3 SLERARA	-97	-4	0	6.77	17.43	OK

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

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

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

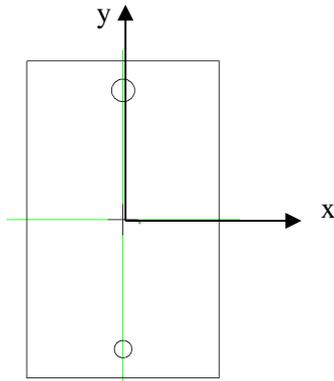
COMB	N (<0 comp.) (kN)	M _y (M22) (kNm)	M _x (M33) (kNm)	σ_{acc} - (MPa)	$\sigma_{acc,LIMITE}$ (MPa)	Verifica
MIN N SLERARA	-181	-42	0	-71.85	-360.00	OK
MAX N SLERARA	-78	2	0	-98.68	-360.00	OK
MAX M2 SLERARA	-167	85	0	-191.29	-360.00	OK
MAX M3 SLERARA	-97	-4	0	-114.97	-360.00	OK
MIN M2 SLERARA	-167	-85	0	-191.29	-360.00	OK
MIN M3 SLERARA	-97	-4	0	-114.97	-360.00	OK

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

11. VERIFICHE TRAVI IN “Y” 30X50

11.1 STATO LIMITE ULTIMO

Le massime sollecitazioni allo SLU sono le seguenti.



Sollecitazioni di pressoflessione:

$N < 0$: compressione

M2: agente secondo il lato corto (vettore secondo il lato lungo: $M2=M_{xx}$)

M3: agente secondo il lato lungo (vettore secondo il lato corto: $M3=M_{yy}$)

	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Comb.	Elem	Station
MAX M3	0.0	0.0	193.6	SLU1	TraveY_10	3.45
MIN M3	0.0	0.0	-146.8	SismaY_SLV	TraveY_1	0

Sollecitazioni di taglio:

V2: agente secondo il lato lungo; $V2=V_y$

V3: agente secondo il lato corto; $V3=V_x$

	V (kN)
Max V2	183.8
Min V2	-183.8
Max V3	0
Min V3	0

Relazione di calcolo elevazione fabbricato

IS-PP/ACC/Energia Tipo 3

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLFV0300004	B	59 di 80

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.

Armatura disposta:

mezzeria:

lembo inferiore: **5 ϕ 20**

lembo superiore: **3 ϕ 20**

appoggio

lembo inferiore: **3 ϕ 20**

lembo superiore: **4 ϕ 20**

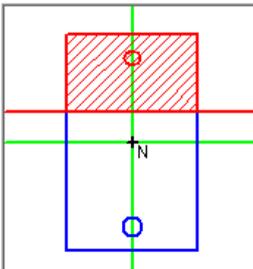
11.1.1.1 Verifica in mezzeria

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm ²]	d [cm]
1	30	50	1	9.42	5.5
			2	15.71	44.5

Sollecitazioni		P.to applicazione N	
S.L.U.	Metodo n	Centro	Baricentro cls
N _{Ed} 0	0 kN	Coord.[cm]	xN 0
M _{xEd} 193.6	0 kNm		yN 0
M _{yEd} 0	0	Tipo rottura	
		Lato acciaio - Acciaio snervato	

Materiali		M _{xRd} 235.7 kN m	
B450C	C28/35	σ_c -14.06 N/mm ²	
ϵ_{su} 1.957 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰	σ_s 391.3 N/mm ²	
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 2 ‰	ϵ_c 1.325 ‰	
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 15.87	ϵ_s 1.957 ‰	
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8	d 44.5 cm	
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11	x 17.97	x/d 0.4037
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6667		δ 0.9446
	τ_{cl} 1.971		

Rettangoli Coord.



Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione:
 Retta Deviata

N* rett. 100

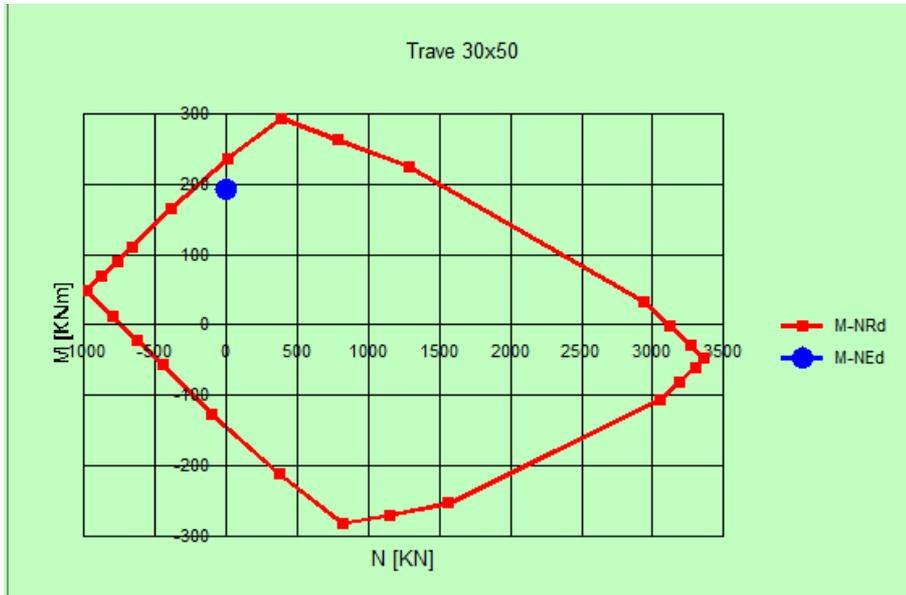
Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Relazione di calcolo elevazione fabbricato
IS-PP/ACC/Energia Tipo 3

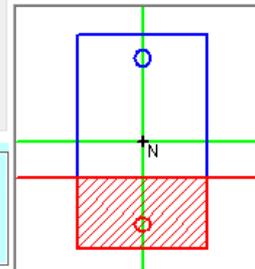
COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLFV0300004	B	60 di 80



11.1.1.2 Verifica in appoggio

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm ²]	d [cm]
1	30	50	1	12.57	5.5
			2	9.42	44.5

Rettangoli Coord.



Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -146.8 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
B450C C28/35
ε_{su} 1.957 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 2 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15.87 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
τ_{c1} 1.971

M_{xRd} -191.1 kNm
σ_c -12.81 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 1.122 ‰
ε_s 1.957 ‰
d 44.5 cm
x 16.22 x/d 0.3644
δ 0.8955

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

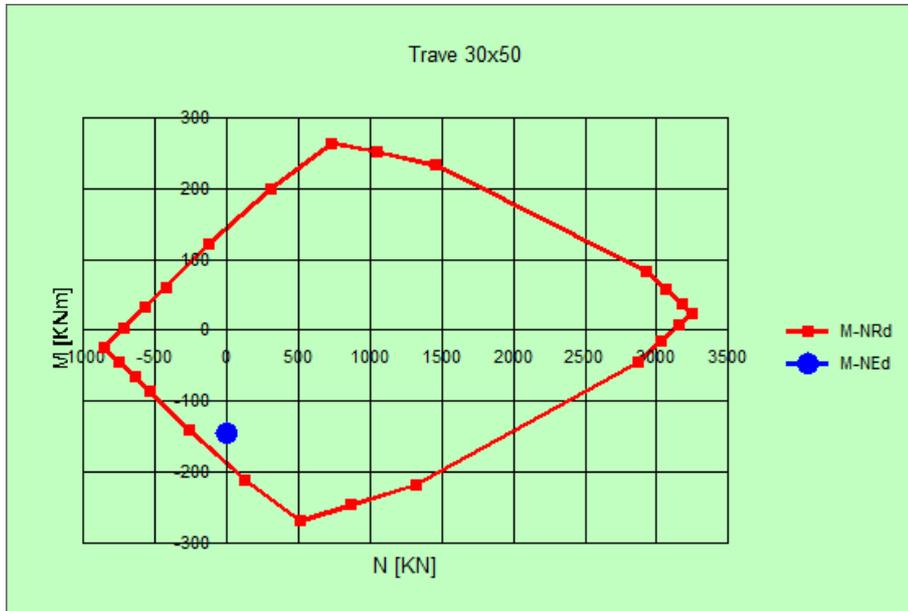
Tipo flessione
 Retta Deviata

N* rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

Precompresso



11.1.2 VERIFICA A TAGLIO

Si dispongono staffe $\phi 10/12.5$

Verifica nella direzione del lato lungo (taglio V2):

§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	183.8 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12 [-]
Coefficiente k	k	1.67 [-]
		1.67 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.009413 [-]
		0.009413 [-]

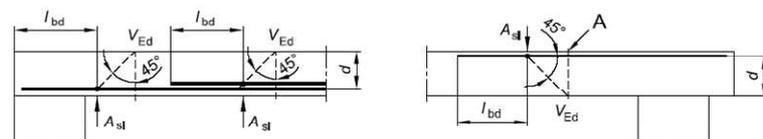
$$C_{Rd,c} = 0.18 / \eta_c$$

$$k = 1 + (200/d)^{0.5} \leq 2.00$$

$$\rho_l = A_{s,tesa} / (b d)$$

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

Legenda
A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	79.64 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	53.38 [kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	79.64 [kN]

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b d$$

$$V_{Rd,min} = (0.035 k^{3/2} (f_{ck})^{1/2}) b d$$

E' necessario predisporre armatura a taglio

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	10	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	125	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	157	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	400.5	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0.00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	196.94	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7.93	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	476.60	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	456.17	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	196.94	[kN]

Generalmente si adotta $\theta = 45^\circ$
Generalmente si adotta $\alpha = 90^\circ$

$$A_{sw} = n_b(\pi \phi_{sw}^2)/4 \leq A_{sw,max}$$

$$z = 0,9d$$

$$V_{Rsd} = (A_{sw}/s) z f_{yd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta)$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

11.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Le massime sollecitazioni allo SLE sono le seguenti.

$N < 0$: compressione

M2: agente secondo il lato corto (vettore secondo il lato lungo: $M2=M_{xx}$)

M3: agente secondo il lato lungo (vettore secondo il lato corto: $M3=M_{xx}$)

Sezione di campata:

	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Comb.
MAX M3	0.0	0.0	124.1	SLEQP
MAX M3	0.0	0.0	126.5	SLEFREQ
MAX M3	0.0	0.0	138.3	SLERARA

Sezione di appoggio:

	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Comb.
MIN M3	0.0	0.0	-79.2	SLEQP
MIN M3	0.0	0.0	-80.7	SLEFREQ
MIN M3	0.0	0.0	-88.3	SLERARA

11.2.1 STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

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

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1,2 = 2.84/1.2 = - 2.36 \text{ MPa}$$

11.2.1.1 Verifica in mezzeria

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

$$\sigma_{c_Q,PERM} = -6.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_FREQ} = -6.69 \text{ MPa}$$

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

Per la combinazione di carico frequente, il valore di calcolo di apertura delle fessure w_k dovrà risultare inferiore a $w_1 = 0.4 \text{ mm}$.

c	45	mm
s	47.50	mm
k ₂	0.4	-
k ₃	0.125	-
φ	20	mm
A _s	1570	mm ²
b _{eff}	300	mm
(H-x)/2	162.1	mm
h _{eff}	162.1	mm
A _{eff}	48635.1	mm ²
ρ	0.03228	-
s _{rm}	130.5	mm
f _{ctm}	28.3	N/mm ²
σ _s	2080	N/mm ²
σ _{sr}	881	N/mm ²
β ₁	1	-
β ₂	0.5	-
(1-β ₁ β ₂ (σ _{sr} /σ _s) ²)	0.91	-
E	2100000	N/mm ²
ε _{sr}	0.0009016	-
w _m	0.1176	mm
w _k	0.200	mm

$$\leq 0.4 \text{ mm}$$

Risultando il valore di apertura delle fessure w_k della combinazione di carico frequente inferiore anche al limite della combinazione di carico quasi permanente (0.3mm), si omette la verifica per quest'ultima condizione di carico.

11.2.1.2 Verifica in appoggio

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

$$\sigma_{c_Q,PERM} = -4.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_FREQ} = -4.27 \text{ MPa}$$

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

Per la combinazione di carico frequente, il valore di calcolo di apertura delle fessure w_k dovrà risultare inferiore a $w_1 = 0.4\text{mm}$.

c	45	mm
s	47.50	mm
k ₂	0.4	-
k ₃	0.125	-
φ	20	mm
A _s	1570	mm ²
b _{eff}	300	mm
(H-x)/2	162.1	mm
h _{eff}	162.1	mm
A _{eff}	48635.1	mm ²
ρ	0.03228	-
s _{rm}	130.5	mm
f _{ctm}	28.3	N/mm ²
σ _s	1327	N/mm ²
σ _{sr}	881	N/mm ²
β ₁	1	-
β ₂	0.5	-
(1-β ₁ β ₂ (σ _{sr} /σ _s) ²)	0.78	-
E	2100000	N/mm ²

ϵ_{sr}	0.0004926	-
w_m	0.0643	mm
w_k	0.109	mm
\leq	0.4	mm

Risultando il valore di apertura delle fessure w_k della combinazione di carico frequente inferiore anche al limite della combinazione di carico quasi permanente (0.3mm), si omette la verifica per quest'ultima condizione di carico.

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:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,60 f_{ck} = 17.43 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} = 13.07 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

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

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

11.2.2.1 Verifica in mezzeria

COMB	N (<0 comp.)	M_y (M22)	M_x (M33)	σ_{cls+}	$\sigma_{cls,LIMITE}$	Verifica
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(MPa)	(MPa)	
MAX M3 SLEQP	0	0	124	8.88	13.07	OK
MAX M3 SLERARA	0	0	138	9.90	17.43	OK

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

COMB	N (<0 comp.)	M_y (M22)	M_x (M33)	σ_{acc-}	$\sigma_{acc,LIMITE}$	Verifica
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(MPa)	(MPa)	
MAX M3 SLERARA	0	0	138	-227.4	-360.00	OK

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

11.2.2.2 Verifica in appoggio

COMB	N (<0 comp.) (kN)	M _y (M22) (kNm)	M _x (M33) (kNm)	σ _{cls} + (MPa)	σ _{cls,LIMITE} (MPa)	Verifica
MAX M3 SLEQP	0	0	-79	5.67	13.07	OK
MAX M3 SLERARA	0	0	-88	6.32	17.43	OK

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

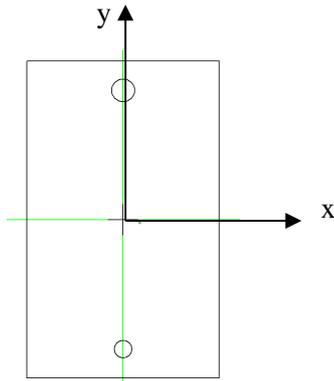
COMB	N (<0 comp.) (kN)	M _y (M22) (kNm)	M _x (M33) (kNm)	σ _{acc} - (MPa)	σ _{acc,LIMITE} (MPa)	Verifica
MAX M3 SLERARA	0	0	-88	-145.19	-360.00	OK

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

12. VERIFICHE TRAVI IN "X" 30X50

12.1 STATO LIMITE ULTIMO

Le massime sollecitazioni allo SLU sono le seguenti.



Sollecitazioni di pressoflessione:

$N < 0$: compressione

M2: agente secondo il lato corto (vettore secondo il lato lungo: $M2=M_{xx}$)

M3: agente secondo il lato lungo (vettore secondo il lato corto: $M3=M_{yy}$)

	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Comb.	Elem	Station
MAX M3	0.0	0.0	24.7	SismaX_SLV	TraveX_11	3.25
MIN M3	0.0	0.0	-45.1	SismaX_SLV	TraveX_9	4.05

Sollecitazioni di taglio:

V2: agente secondo il lato lungo; $V2=V_y$

V3: agente secondo il lato corto; $V3=V_x$

	V (kN)
Max V2	32.0
Min V2	-33.8
Max V3	0.0
Min V3	0.0

12.1.1 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.

Armatura disposta:

mezzeria:

lembo inferiore: **3φ16**

lembo superiore: **3φ16**

appoggio

lembo inferiore: **3φ16**

lembo superiore: **3φ16**

12.1.1.1 Verifica in mezzeria

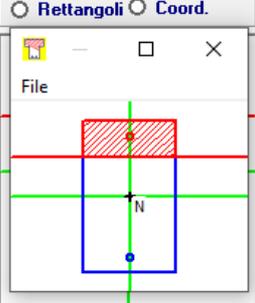
N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	50	1	6.03	5.1
			2	6.03	44.9

Sollecitazioni		P.to applicazione N	
S.L.U.	Metodo n	<input type="radio"/> Centro	<input checked="" type="radio"/> Baricentro cls
N _{Ed} 0	0 kN	<input type="radio"/> Coord.[cm]	xN 0
M _{xEd} 24.7	0 kNm		yN 0
M _{yEd} 0	0	Tipo rottura	
		Lato acciaio - Acciaio snervato	

Materiali		M _{xRd} 95.58 kN m
B450C	C28/35	σ _c -9.442 N/mm ²
ε _{su} 1.957 ‰	ε _{c2} 2 ‰	σ _s 391.3 N/mm ²
f _{yd} 391.3 N/mm ²	ε _{cu} 2 ‰	ε _c 0.7271 ‰
E _s 200,000 N/mm ²	f _{cd} 15.87	ε _s 1.957 ‰
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8	d 44.9 cm
ε _{syd} 1.957 ‰	σ _{c,adm} 11	x 12.16 x/d 0.2709
σ _{s,adm} 255 N/mm ²	τ _{co} 0.6667	δ 0.7786
	τ _{c1} 1.971	

Rettagli Coord.

File



Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviate

N° rett. 100

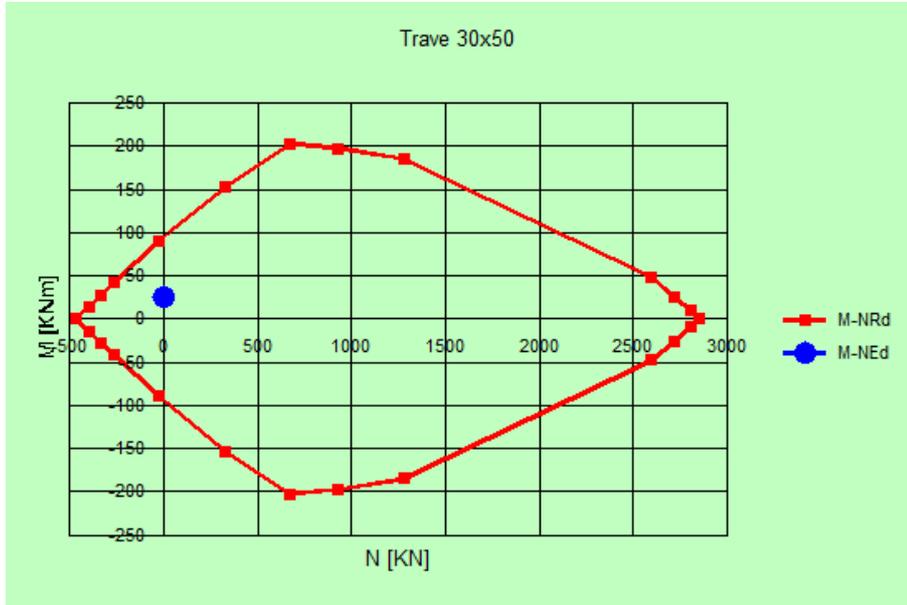
Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Relazione di calcolo elevazione fabbricato
 IS-PP/ACC/Energia Tipo 3

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLFV0300004	B	69 di 80



12.1.1.2 Verifica in appoggio

N*	b [cm]	h [cm]
1	30	50

N*	As [cm²]	d [cm]
1	6.03	5.1
2	6.03	44.9

Rettangoli Coord.

File

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviate

Precompresso

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

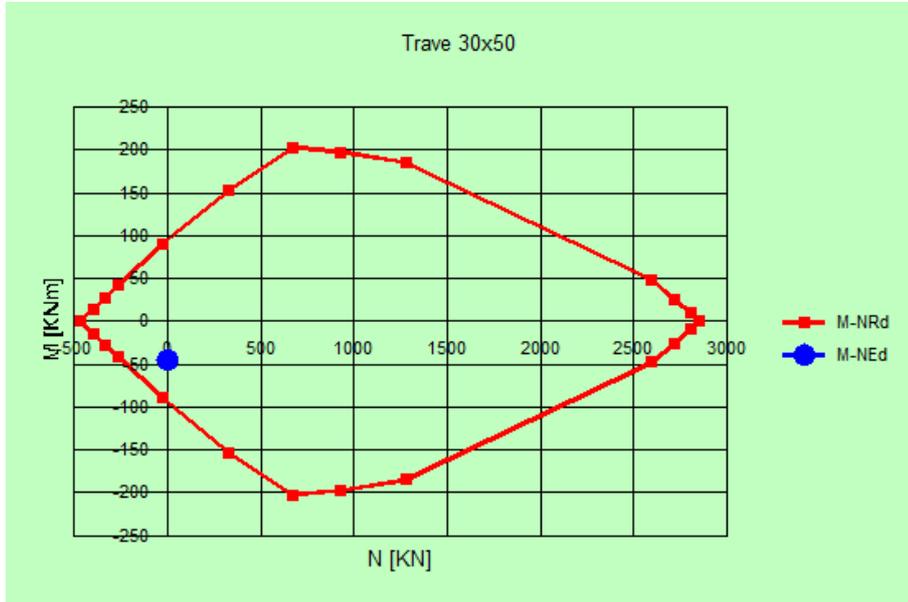
N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -45.1 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

Materiali
 B450C C28/35
 ε_{su} 1.957‰ ε_{c2} 2‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 2‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15.87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957‰ σ_{c,adm} 11
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

M_{xRd} -95.58 kNm
 σ_c -9.442 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 0.7271‰
 ε_s 1.957‰
 d 44.9 cm
 x 12.16 x/d 0.2709
 δ 0.7786

N* rett. 100

L_o 0 cm



12.1.2 VERIFICA A TAGLIO

Si dispongono staffe $\phi 8/20$

Verifica nella direzione del lato lungo (taglio V2):

§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	33,8 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12 [-]
Coefficiente k	k	1,67 [-]
		1,67 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,004478 [-]
		0,004478 [-]

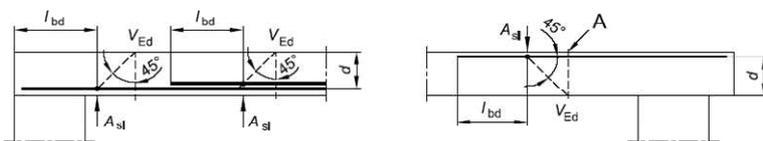
$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$$

$$k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2,00$$

$$\rho_l = A_{s,tesa} / (b d)$$

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

Legenda
A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	62,61 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	53,71 [kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	62,61 [kN]

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b d$$

$$V_{Rd,min} = (0,035 k^{3/2} (f_{ck})^{1/2}) b d$$

Disponere il quantitativo minimo di orditura a tagli.

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	8	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	101	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	404.1	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0.00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	79.48	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7.93	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	480.88	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	729.87	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	79.48	[kN]

Generalmente si adotta $\theta = 45^\circ$
Generalmente si adotta $\alpha = 90^\circ$

$$A_{sw} = n_b(\pi \phi_{sw}^2)/4 \leq A_{sw,max}$$

$$z = 0,9d$$

$$V_{Rsd} = (A_{sw}/s) z f_{yd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot\theta^2)$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

12.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Le massime sollecitazioni allo SLE sono le seguenti.

$N < 0$: compressione

M2: agente secondo il lato corto (vettore secondo il lato lungo: $M2=M_{xx}$)

M3: agente secondo il lato lungo (vettore secondo il lato corto: $M3=M_{xx}$)

Sezione di campata:

	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Comb.
MAX M3	0.0	0.0	9.6	SLEQP
MAX M3	0.0	0.0	9.6	SLEFREQ
MAX M3	0.0	0.0	9.6	SLERARA

Sezione di appoggio:

	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Comb.
MIN M3	0.0	0.0	-15.8	SLEQP
MIN M3	0.0	0.0	-15.8	SLEFREQ
MIN M3	0.0	0.0	-15.8	SLERARA

12.2.1 STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

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

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1,2 = 2.84/1.2 = - 2.36 \text{ MPa}$$

12.2.1.1 Verifica in mezzeria

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

$$\sigma_{c_Q,PERM} = -0.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_FREQ} = -0.7 \text{ MPa}$$

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

12.2.1.2 Verifica in appoggio

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

$$\sigma_{c_Q,PERM} = -1.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_FREQ} = -1.16 \text{ MPa}$$

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

12.2.2 VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

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

Per tali combinazioni deve risultare:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,60 f_{ck} = 17.43 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} = 13.07 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

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

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

12.2.2.1 Verifica in mezzeria

COMB	N (<0 comp.)	M _y (M22)	M _x (M33)	$\sigma_{cls} +$	$\sigma_{cls,LIMITE}$	Verifica
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(MPa)	(MPa)	
MAX M3 SLEQP	0	0	10	1.54	13.07	OK
MAX M3 SLERARA	0	0	10	1.54	17.43	OK

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

COMB	N (<0 comp.)	M _y (M22)	M _x (M33)	$\sigma_{acc} -$	$\sigma_{acc,LIMITE}$	Verifica
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(MPa)	(MPa)	
MAX M3 SLERARA	0	0	10	-47.4	-360.00	OK

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

12.2.2.2 Verifica in appoggio

COMB	N (<0 comp.) (kN)	M _y (M22) (kNm)	M _x (M33) (kNm)	σ _{cls} + (MPa)	σ _{cls,LIMITE} (MPa)	Verifica
MAX M3 SLEQP	0	0	-16	2.54	13.07	OK
MAX M3 SLERARA	0	0	-16	2.54	17.43	OK

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

COMB	N (<0 comp.) (kN)	M _y (M22) (kNm)	M _x (M33) (kNm)	σ _{acc} - (MPa)	σ _{acc,LIMITE} (MPa)	Verifica
MAX M3 SLERARA	0	0	-16	-78.1	-360.00	OK

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

13. VERIFICHE TRAVI DI FONDAZIONE

Per le verifiche di natura geotecnica si rimanda allo specifico elaborato "RS3Z00D26CLFV0300003".

13.1 STATO LIMITE ULTIMO

Le massime sollecitazioni allo SLU sono le seguenti.

Sollecitazioni flettenti:

travi in direzione X:

$$M_{\max+} = 35.3 \text{ kNm}$$

$$M_{\max-} = -65 \text{ kNm}$$

travi in direzione Y:

$$M_{\max+} = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{\max-} = -219.3 \text{ kNm}$$

Sollecitazione di taglio:

$$V_{\max} = 132 \text{ kN}$$

13.1.1 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.

Nel rispetto dell'armatura minima imposta dalla espressione 7.4.26 delle NTC18 viene disposta la seguente armatura:

lembo inferiore: **7 ϕ 20**

lembo superiore: **7 ϕ 20**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	70	100	1	21.99	6
			2	21.99	94.2

S.L.U.		Metodo n	
N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	-219.3	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

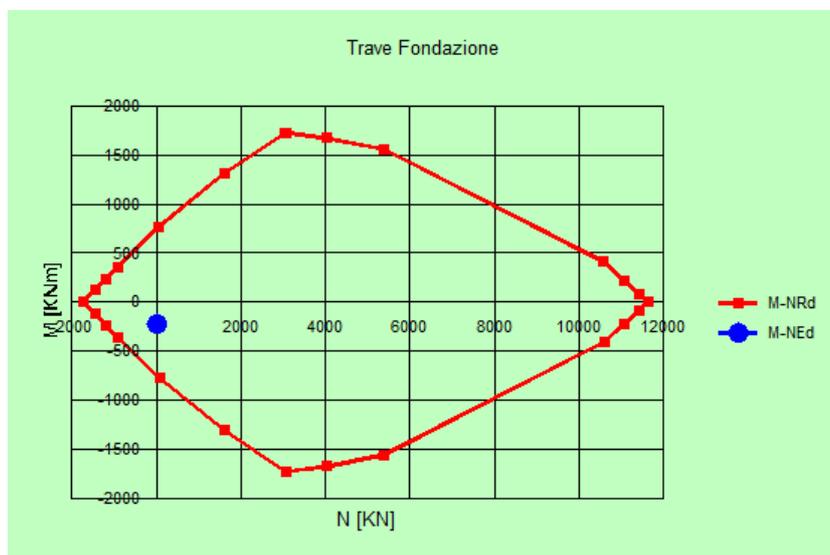
P.to applicazione N	
<input type="radio"/> Centro	<input checked="" type="radio"/> Baricentro cls
<input type="radio"/> Coord.[cm]	xN 0
	yN 0

Tipo rottura	
Lato acciaio - Acciaio snervato	

Materiali	
B450C	C25/30
ϵ_{su} 1.957 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 2 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

M _{xRd}	-745.1	kN m
σ_c	-7.584	N/mm²
σ_s	391.3	N/mm²
ϵ_c	0.6364	‰
ϵ_s	1.957	‰
d	94	cm
x	23.07	x/d 0.2454
		δ 0.7468

Metodo di calcolo	
<input checked="" type="radio"/> S.L.U. +	<input type="radio"/> S.L.U. -
<input checked="" type="radio"/> Metodo n	
Tipo flessione	
<input checked="" type="radio"/> Fletta	
<input type="radio"/> Deviata	
N° rett.	100
Calcola MRd	Dominio M-N
L ₀	0
Col. modello	
<input type="checkbox"/> Precompresso	



13.1.2 VERIFICA A TAGLIO

Si dispongono staffe $\phi 10/25$ a quattro braccia

§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	132 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12 [-]
Coefficiente k	k	1.46 [-]
		1.46 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.0033421 [-]
		0.0033421 [-]

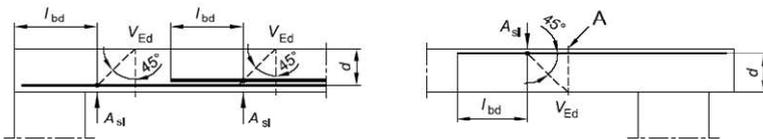
$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

$$k = 1 + (200/d)^{0.5} \leq 2.00$$

$$\rho_l = A_{s,teso} / (b d)$$

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

Legenda
A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	233.82 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	203.00 [kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	233.82 [kN]

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b d$$

$$V_{Rd,min} = (0.035 k^{3/2} (f_{ck})^{1/2}) b d$$

Disponere il quantitativo minimo di orditura a tagli

13.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Le massime sollecitazioni allo SLE sono le seguenti.

	M3 (kNm)	Comb.
MAX M3	-146	SLEQP
MAX M3	-148	SLEFREQ
MAX M3	-154	SLERARA

13.2.1 STATO 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:

$$\sigma_{c_Q,PERM} = -1.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_FREQ} = -1.04 \text{ MPa}$$

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

13.2.2 VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

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

Per tali combinazioni deve risultare:

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

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

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

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

COMB	M _x (M33)	σ _{cls} +	σ _{cls,LIMITE}	Verifica
	(kNm)	(MPa)	(MPa)	
MAX M3 SLEQP	-146	1.62	11.21	OK
MAX M3 SLERARA	-154	1.71	14.94	OK

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

COMB	M _x (M33)	σ _{acc} -	σ _{acc,LIMITE}	Verifica
	(kNm)	(MPa)	(MPa)	
MAX M3 SLERARA	-154	-80.72	-360.00	OK

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

14. VERIFICA DELLE TAMPONATURE

Secondo quanto indicato al § C.7.3.6.3 della Circolare 21/01/2019, il controllo del danno negli elementi non strutturali si effettua, in maniera indiretta, intervenendo sulla rigidezza degli elementi strutturali al fine di contenere gli spostamenti di interpiano, come indicato al § 7.3.6.1 delle NTC 2018.

Per le CU I e II ci si riferisce allo *SLD* (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$qd_r \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$qd_r \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

dove:

d_r è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

h è l'altezza del piano.

Per le CU III e IV ci si riferisce allo *SLO* (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

Nel caso in esame si ha:

h	360	cm
q	1.5	
$d_{r,X,SISMAX}$	0.14	cm
$qd_{r,X,SISMAX}$	0.21	cm
$d_{r,Y,SISMAY}$	0.31	cm
$qd_{r,Y,SISMAY}$	0.465	cm
$qd_{r,MAX}$	0.465	cm

Essendo CU=III si ha:

$$qd_r = 0.465 \text{ cm} \leq 2/3 \times 0.005h = 0.003 \text{ h} = 1.20 \text{ cm OK per tamponature fragili}$$

$$qd_r = 0.465 \text{ cm} \leq 2/3 \times 0.0075h = 0.005 \text{ h} = 1.80 \text{ cm OK per tamponature duttili}$$