

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

PIAZZALI

PT20 - Piazzale di emergenza - km 28+325

Relazione di calcolo elevazione fabbricato Energia Tipo 1

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
RS3Z	00	D	26	CL	PT2000	004	B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	C. INTEGRA	Gennaio 2020	M.SALLEOLINI	Gennaio 2020	A.BARRECA	Gennaio 2020	F. S. HI	Maggio 2020
B	1° AGG. A CONSEGNA CSLLPP	C. INTEGRA	Maggio 2020	M.SALLEOLINI	Maggio 2020	A.BARRECA	Maggio 2020	ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD	
								Det. Ing. Francesco Scaioni	
								Ordine degli Ingegneri della provincia di Roma	
								n. 25372/Str.	

File: RS3Z00D26CLPT2000004B

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	28
8.	ANALISI MODALE	30
9.	VERIFICHE SOLAIO DI COPERTURA	32
9.1.1	<i>SOLLECITAZIONI</i>	33
9.1.2	<i>VERIFICHE</i>	36
10.	VERIFICHE PILASTRI	44
10.1	STATO LIMITE ULTIMO	44
10.1.1	<i>VERIFICA A PRESSO FLESSIONE</i>	45
10.1.2	<i>VERIFICA A TAGLIO</i>	51
10.2	STATO LIMITE DI ESERCIZIO	52
10.2.1	<i>STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE</i>	53
10.2.2	<i>VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO</i>	53
11.	VERIFICHE TRAVI 30x50	55
11.1	STATO LIMITE ULTIMO	55
11.1.1	<i>VERIFICA A PRESSO FLESSIONE</i>	56
11.1.2	<i>VERIFICA A TAGLIO</i>	58
11.2	STATO LIMITE DI ESERCIZIO	59
11.2.1	<i>STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE</i>	59

11.2.2	<i>VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO</i>	61
12.	VERIFICHE TRAVI 30x40	63
12.1	STATO LIMITE ULTIMO	63
12.1.1	<i>VERIFICA A PRESSO FLESSIONE</i>	63
12.1.2	<i>VERIFICA A TAGLIO</i>	66
12.2	STATO LIMITE DI ESERCIZIO	67
12.2.1	<i>STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE</i>	67
12.2.2	<i>VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO</i>	68
13.	VERIFICHE TRAVI DI FONDAZIONE	69
13.1	STATO LIMITE ULTIMO	69
13.1.1	<i>VERIFICA A PRESSO FLESSIONE</i>	70
13.1.2	<i>VERIFICA A TAGLIO</i>	71
13.2	STATO LIMITE DI ESERCIZIO	71
13.2.1	<i>STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE</i>	71
13.2.2	<i>VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO</i>	72
14.	VERIFICA DELLE TAMPONATURE	73

Relazione di calcolo elevazione fabbricato

Energia Tipo 1

COMMESSA
RS3Z

LOTTO
00

FASE-ENTE
D 26

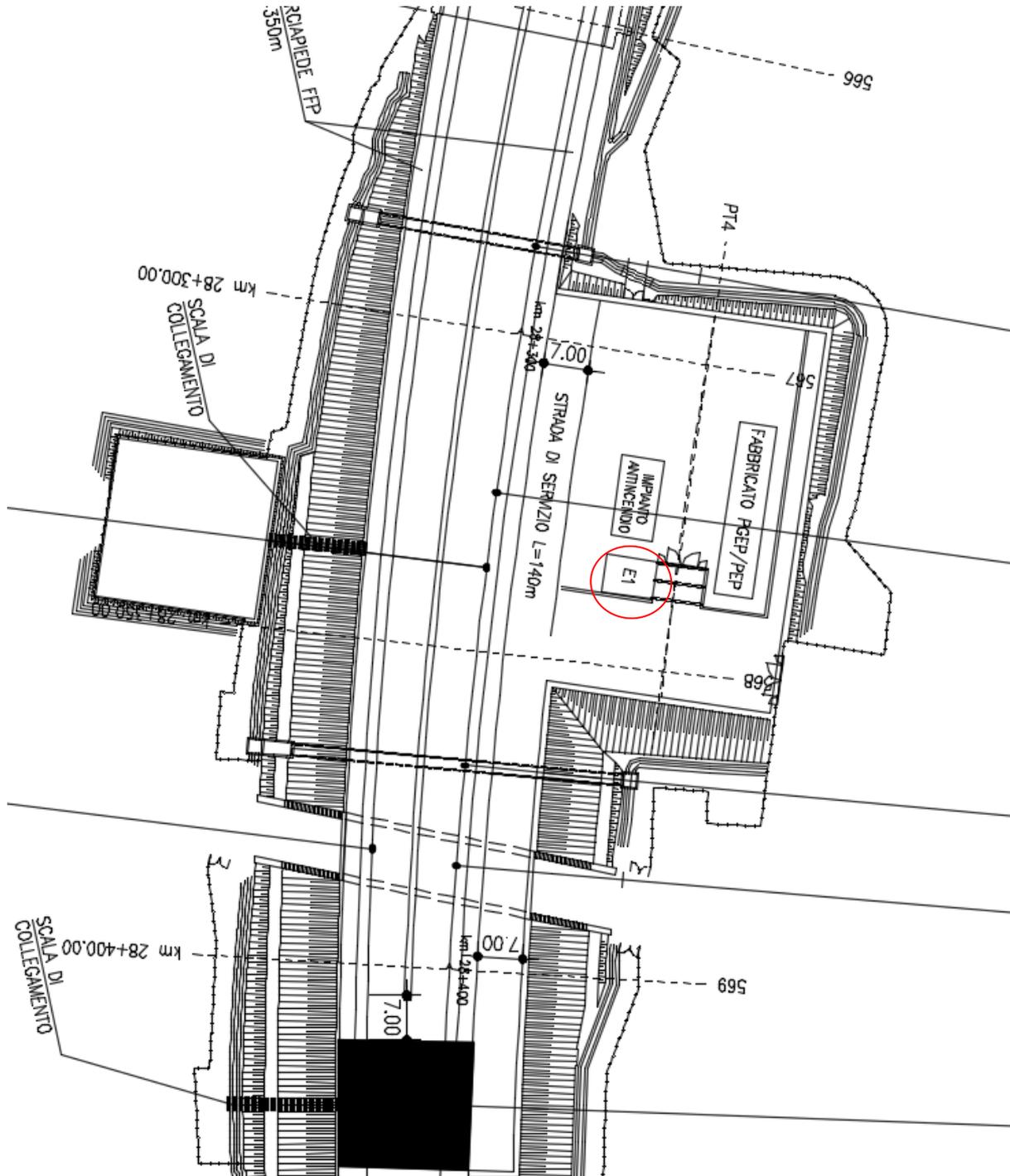
DOCUMENTO
CLPT2000004

REV.
B

FOGLIO
3 di 75

1. PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto le verifiche di sicurezza e stabilità del fabbricato Energia Tipo 1, nell'ambito del raddoppio della tratta ferroviaria Fiumetorto - Lercara, alla prog. km 28+325.





PROGETTO DEFINITIVO

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

Relazione di calcolo elevazione fabbricato

Energia Tipo 1

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLPT2000004	B	4 di 75

L'edificio ha dimensione rettangolare in pianta di circa 8m x 6m.

La copertura è del tipo piano con un'altezza da terra di circa 4m.

Gli elementi strutturali verticali sono costituiti da 6 pilastri di dimensioni 30cm x 50cm.

Le travi disposte secondo la direzione lunga hanno dimensioni 30cm x 40cm, mentre quelle disposte secondo la direzione corta hanno dimensioni 30cm x 50cm.

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 C35/45

$$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 37,35 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a compressione: } f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 37,35 \cdot 0,85 / 1,5 = 21,17 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a trazione: } f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,35 \text{ N/mm}^2$$

Classe di esposizione: XC3 (condizioni ambientali ordinarie)

Per gli elementi strutturali della elevazione si assume un copriferro di 30 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

	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	s (cm)		
Pavimentazione in gres	2000	2	0.4	KN/m ²
Allettamento in malta di calce	1800	1	0.18	KN/m ²
Massetto in cls alleggerito	1200	4	0.48	KN/m ²
Impermeabilizzazione (doppio strato)			0.6	KN/m ²
Pannello isolante in polistirene espanso	50	12	0.06	KN/m ²

Relazione di calcolo elevazione fabbricato

Energia Tipo 1

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLPT2000004	B	9 di 75

Peso intonaco	2000	1.5	0.3	KN/m ²
Impianti			0.5	KN/m ²
TOTALE			2.52	KN/m²

4.3.2 TAMPONATURA ESTERNA

Elemento	Spessore	Densità	Carico
	[cm]	[kg/mc]	[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	Densità	Carico
	[cm]	[kg/mc]	[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

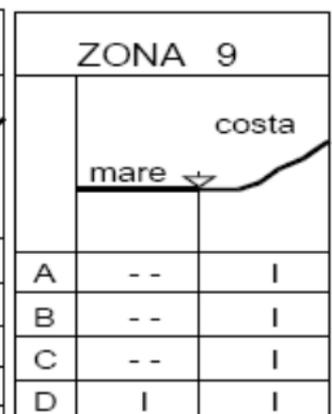
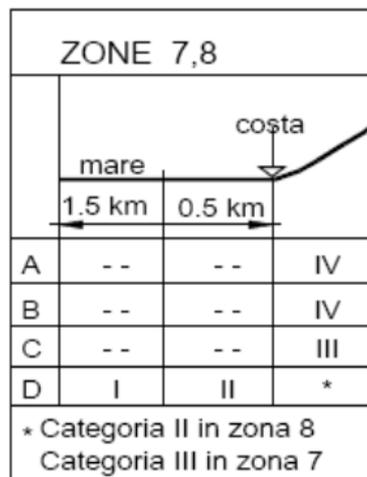
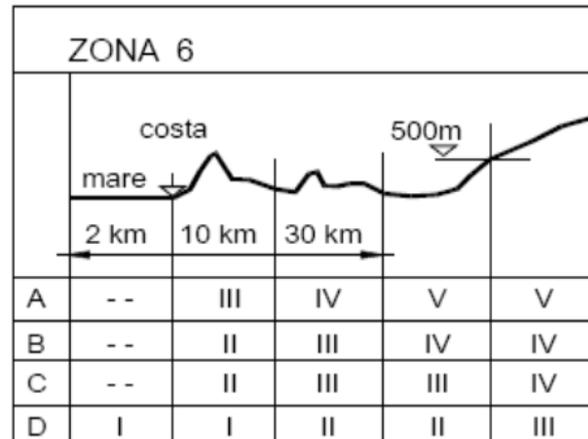
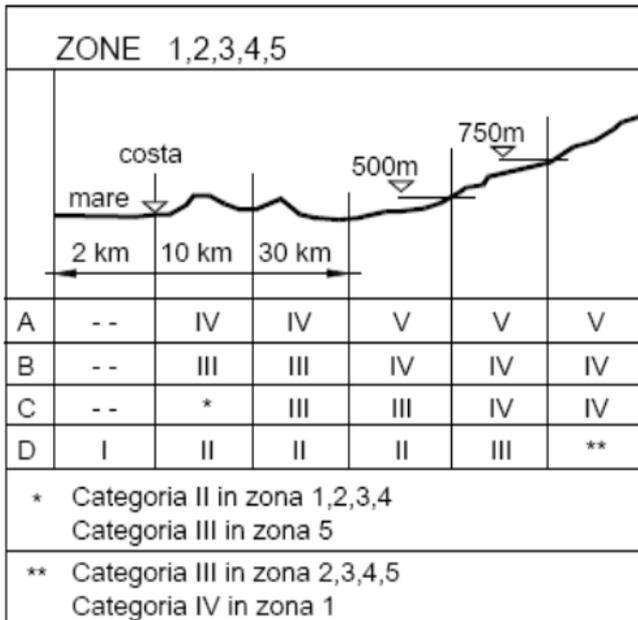


Classe di rugosità del terreno:

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

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	II	

Categorie di esposizione:



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

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

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

$$v_r = v_b * cr$$

Cr coefficiente di ritorno

1.02

v_r (velocità di riferimento)

28.66 m/s

Pressione cinetica di riferimento:

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

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

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

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

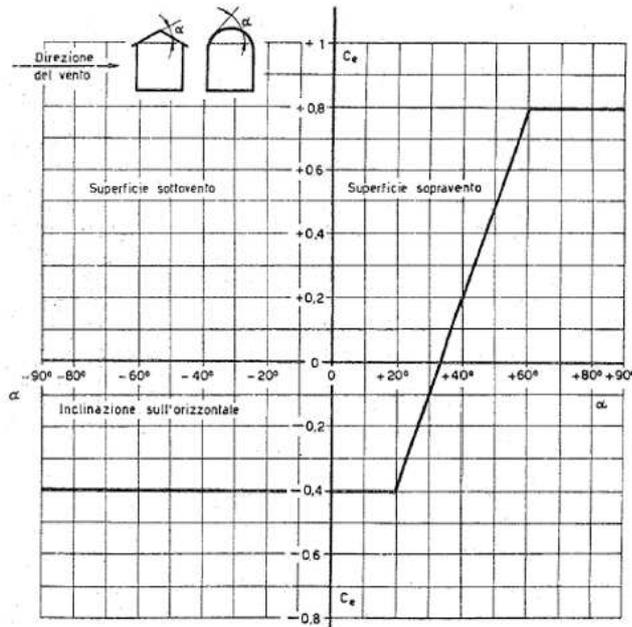
Coefficiente di forma:

Relazione di calcolo elevazione fabbricato
Energia Tipo 1

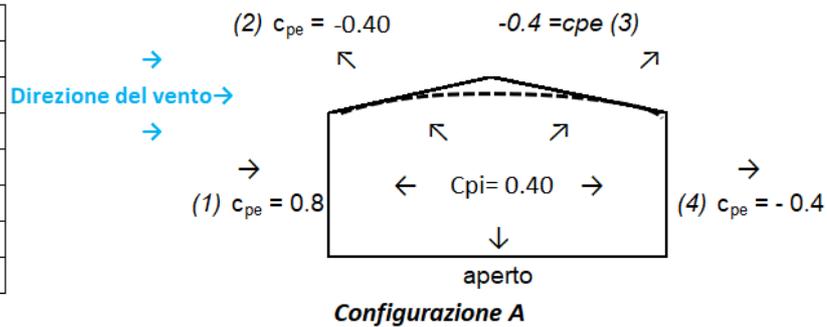
COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLPT2000004	B	14 di 75

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

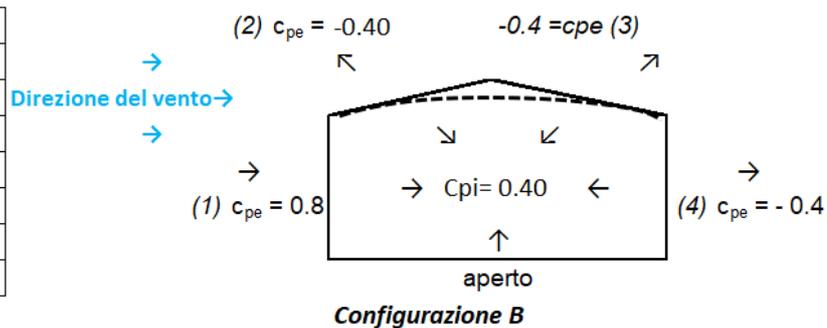
E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.



(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.

La struttura in esame è tipologica su tutto il lotto 1+2.

Pertanto le azioni sismiche di progetto saranno l'involuppo di tutti i siti presenti nel territorio.

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

- Latitudine: 37,901550°
- Longitudine: 13,773660°
- Categoria di sottosuolo: C
- 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

Ricerca per comune

LONGITUDINE:

LATTITUDINE:

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo:

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

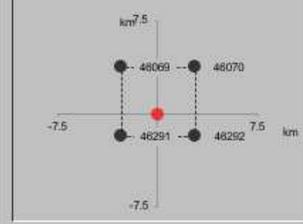
Interpolazione corretta

Interpolazione:



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".

Nodi del reticolo intorno al sito



FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

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

$S_g = 1.388$ $C_c = 1.539$ info

Categoria topografica info

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

(h : quota sito, H : altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_s Regol. in altezza info

Compon. verticale

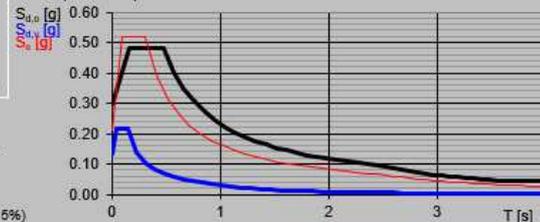
Spettro di progetto

Fattore q_v $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



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

Relazione di calcolo elevazione fabbricato

Energia Tipo 1

COMMESSA
RS3Z

LOTTO
00

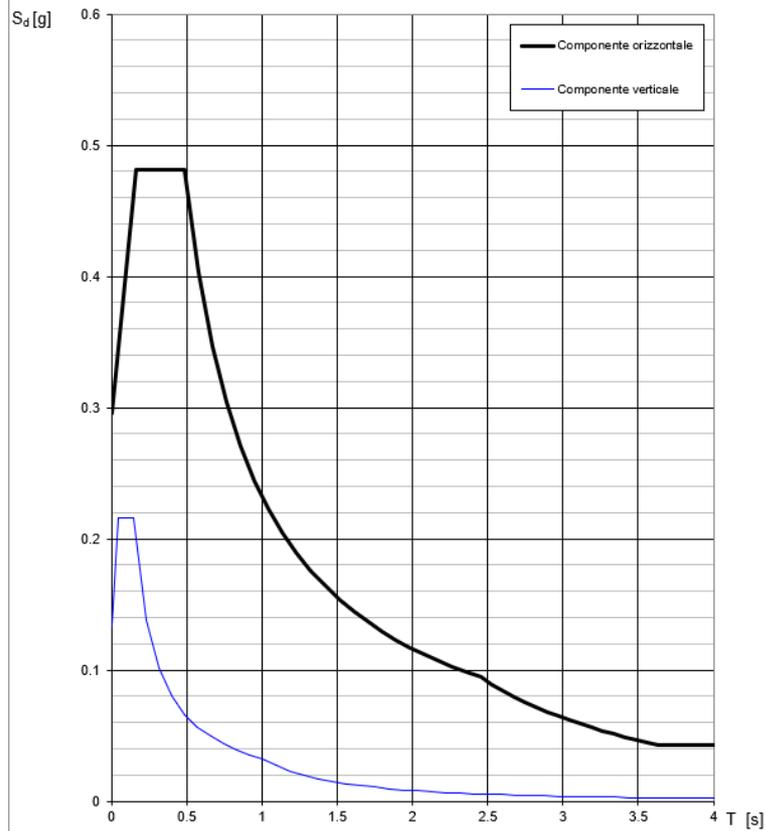
FASE-ENTE
D 26

DOCUMENTO
CLPT2000004

REV.
B

FOGLIO
19 di 75

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	0.213 g
F_0	2.440
T_C	0.314 s
S_s	1.388
C_C	1.539
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.388
η	0.667
T_B	0.161 s
T_C	0.483 s
T_D	2.453 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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	0.296
T_B	0.161	0.481
T_C	0.483	0.481
	0.577	0.403
	0.671	0.347
	0.764	0.304
	0.858	0.271
	0.952	0.244
	1.046	0.222
	1.140	0.204
	1.233	0.188
	1.327	0.175
	1.421	0.164
	1.515	0.153
	1.608	0.145
	1.702	0.137
	1.796	0.129
	1.890	0.123
	1.984	0.117
	2.077	0.112
	2.171	0.107
	2.265	0.103
	2.359	0.099
T_D	2.453	0.095
	2.526	0.089
	2.600	0.084
	2.674	0.080
	2.747	0.076
	2.821	0.072
	2.895	0.068
	2.968	0.065
	3.042	0.062
	3.116	0.059
	3.189	0.056
	3.263	0.054
	3.337	0.051
	3.411	0.049
	3.484	0.047
	3.558	0.045
	3.632	0.043
	3.705	0.043
	3.779	0.043
	3.853	0.043
	3.926	0.043
	4.000	0.043

4.7 CONFRONTO VENTO – SISMA

Azione risultante del vento:

Lato X	8.37	m
Lato Y	6.37	m
Altezza	5.1	m

Vento in X		
ortogonale	37.4	kN
tangenziale	0.9	kN
Sommano Fx =	38.2	kN

Vento in Y		
ortogonale	49.1	kN
tangenziale	0.6	kN
Sommano Fy =	49.7	kN

Azione risultante del sisma (da modello della struttura):

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

$$F_x = 299.2 \text{ kN}$$

$$F_y = 88.1 \text{ kN}$$

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

$$F_x = 104 \text{ kN}$$

$$F_y = 293.6 \text{ kN}$$

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:

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

- 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

6. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

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

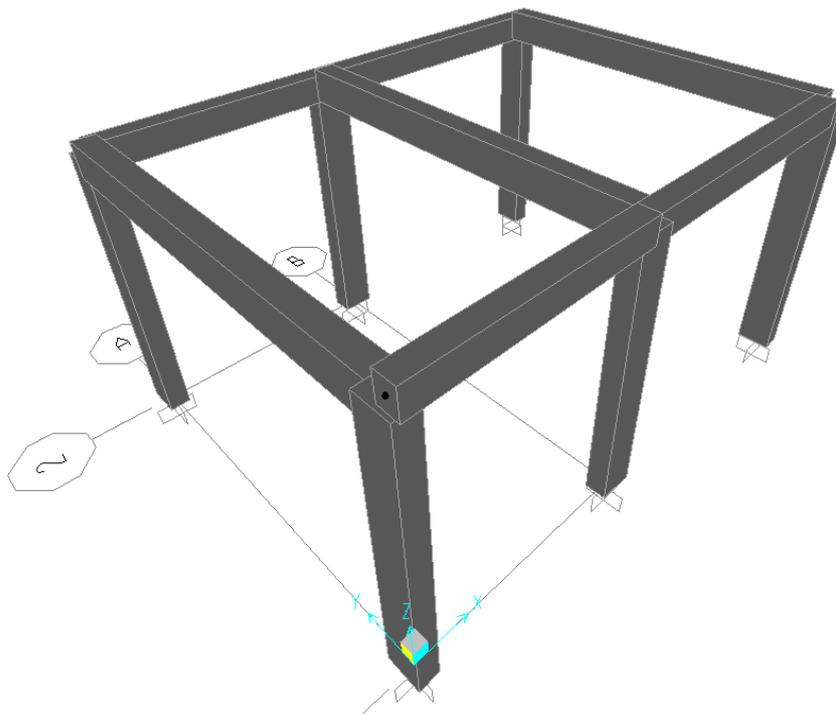
Per individuare le sollecitazioni che interessano gli elementi della struttura in elevazione, viene realizzato un modello tridimensionale in cui sono inseriti gli elementi strutturali principali (travi e pilastri modellati con elementi finiti monodimensionali tipo frame).

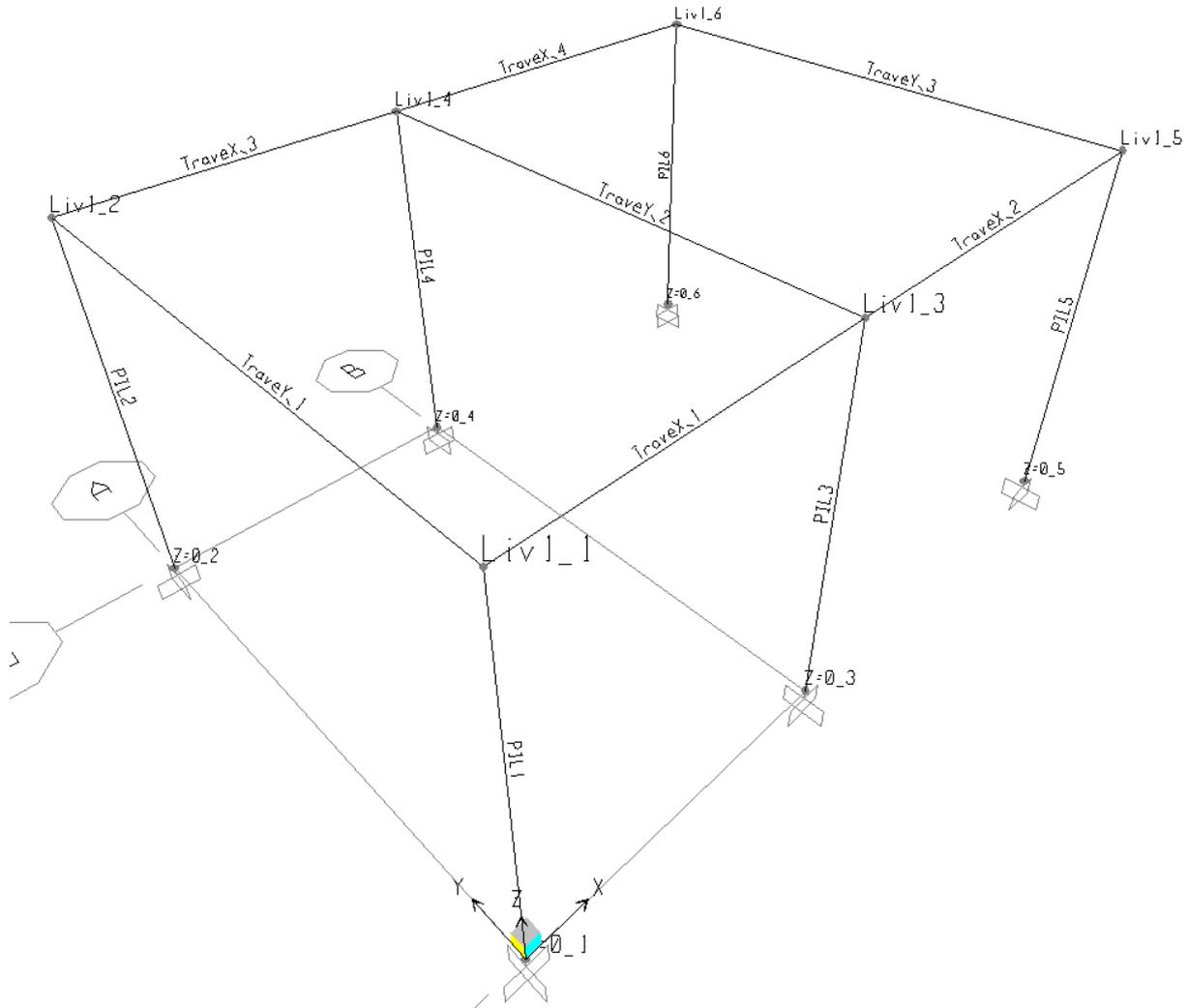
I pilastri sono stati vincolati alla base mediante incastri.

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:





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:

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

dove:

E	61	MPa	modulo elastico del terreno
ν	0.3	-	coefficiente di Poisson =0.3;
B	1.5	m	larghezza della fondazione.
L	9.2	m	lato maggiore della fondazione

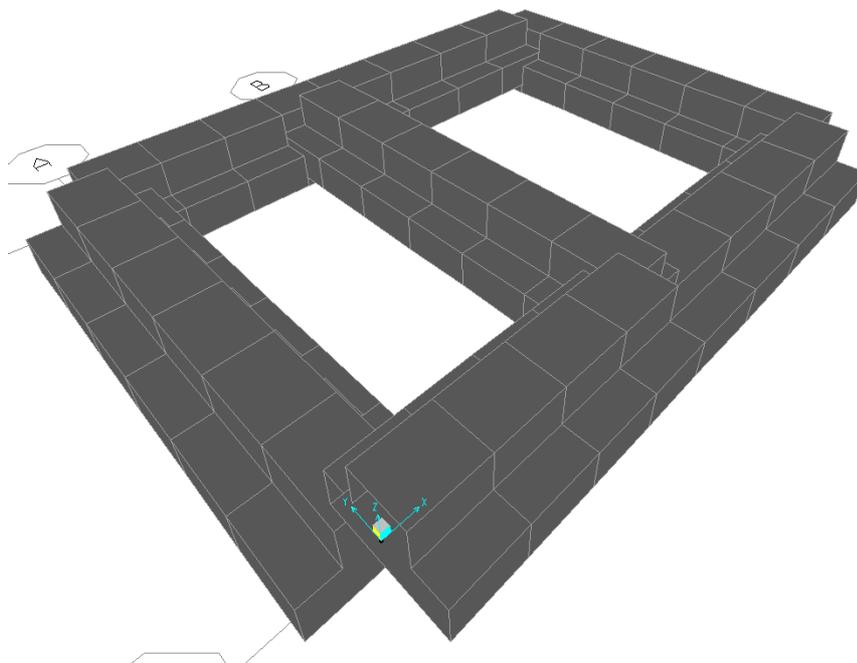
ct	1.82	-	fattore di forma (Bowles, 1960)
Kw	24533	kN/m ³	coefficiente di sottofondo alla Winkler

Fattore di forma:

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

In tal modo la costante di Winkler con cui è stata determinata la rigidità delle molle è stata assunta pari a $k_v = 24000 \text{ kN/m}^3$.

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

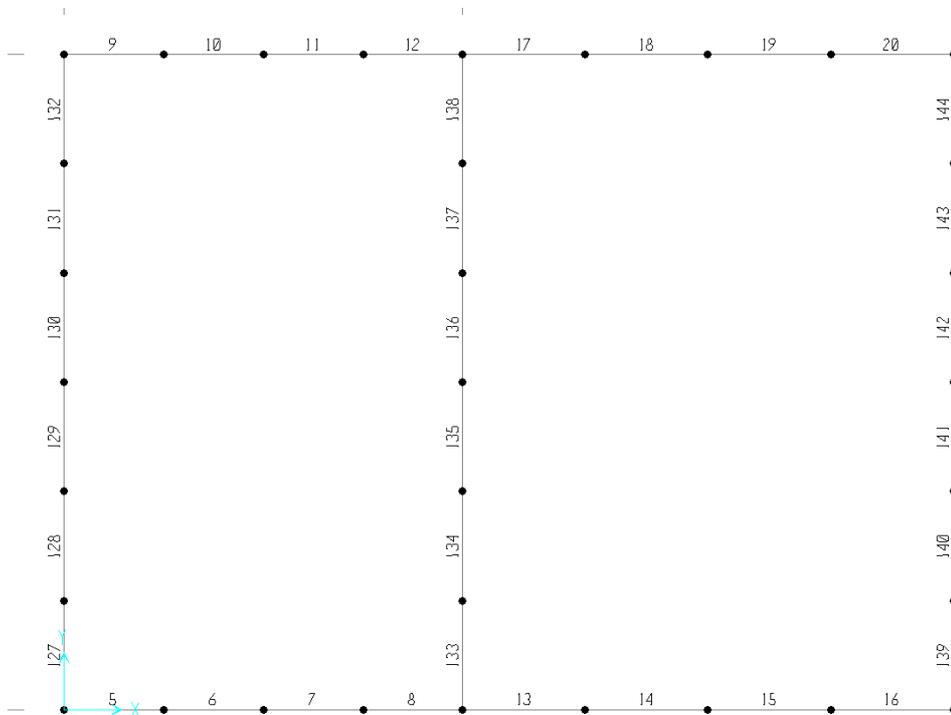
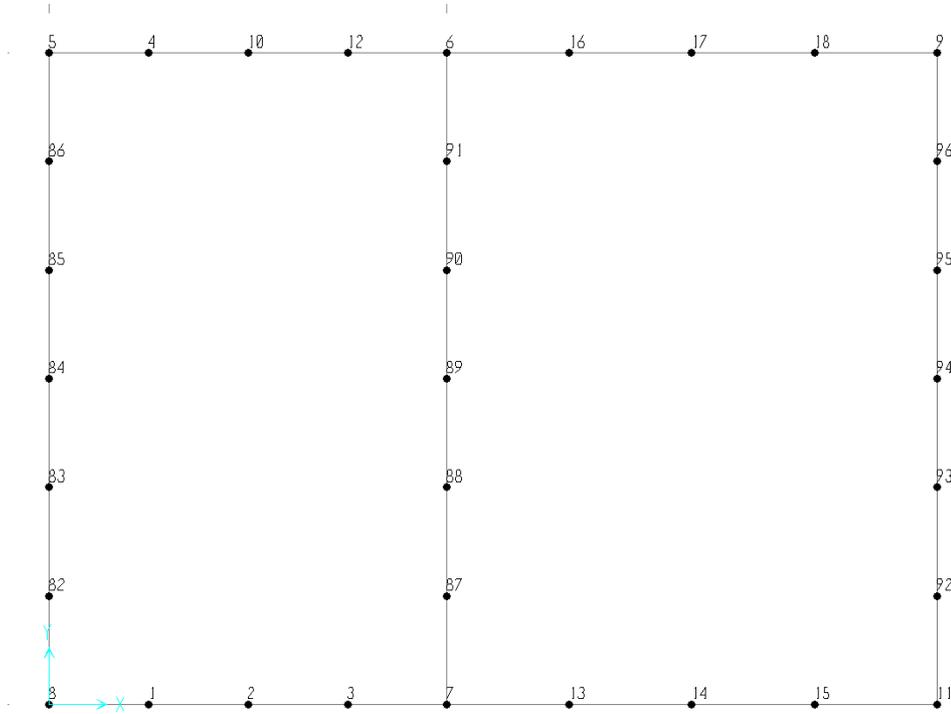
RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO - LERCARA

DIRAMAZIONE - LOTTO 1+2

Relazione di calcolo elevazione fabbricato

Energia Tipo 1

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLPT2000004	B	27 di 75

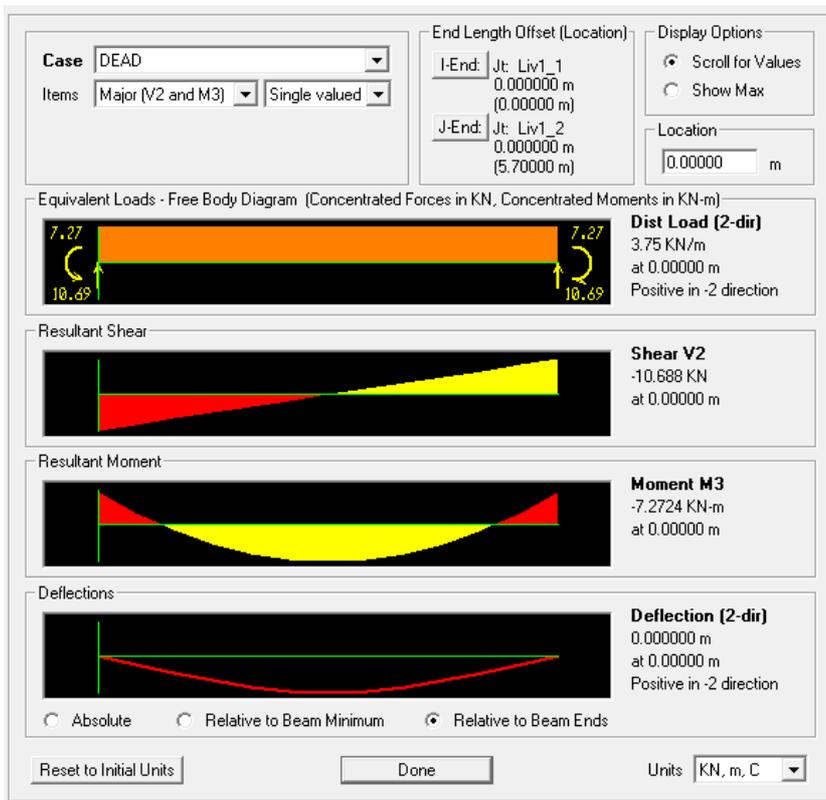


7. GIUDIZIO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

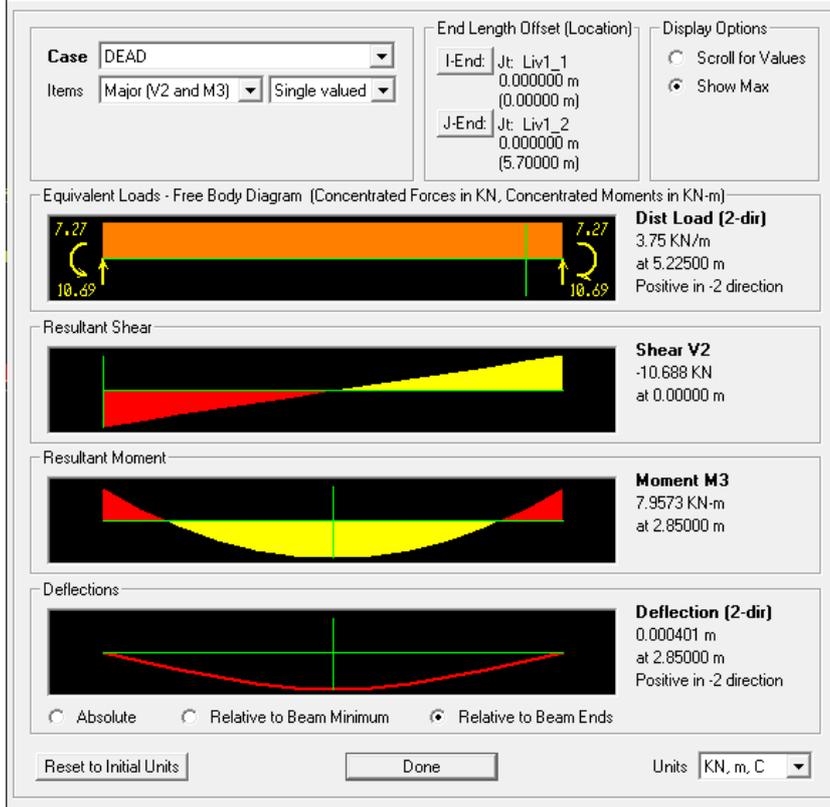
Viene effettuato un confronto tra le sollecitazioni di momento e taglio calcolate dal programma di calcolo "SAP 2000 NonLinear" della Computer and Structures in corrispondenza del frame "TraveY_1" e le medesime sollecitazioni calcolate manualmente mediante uno schema di trave doppiamente incastrata.

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

Diagrams for Frame Object TraveY_1 (Trave_30x50)



Diagrams for Frame Object TraveY_1 (Trave_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: $L = 5.7\text{m}$

$$M_{\text{appoggio}} = -1/12 p L^2 = -10.2 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{mezzeria}} = 1/24 p L^2 = 5.1 \text{ kNm}$$

$$\text{Taglio} = 1/2 p L = 10.7 \text{ kN}$$

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 e pari a $6.96 \text{ kNm} + 8.23 \text{ kNm} = 15.2 \text{ kNm}$, risulta pari alla somma dei momenti calcolata manualmente pari a 15.3 kNm .

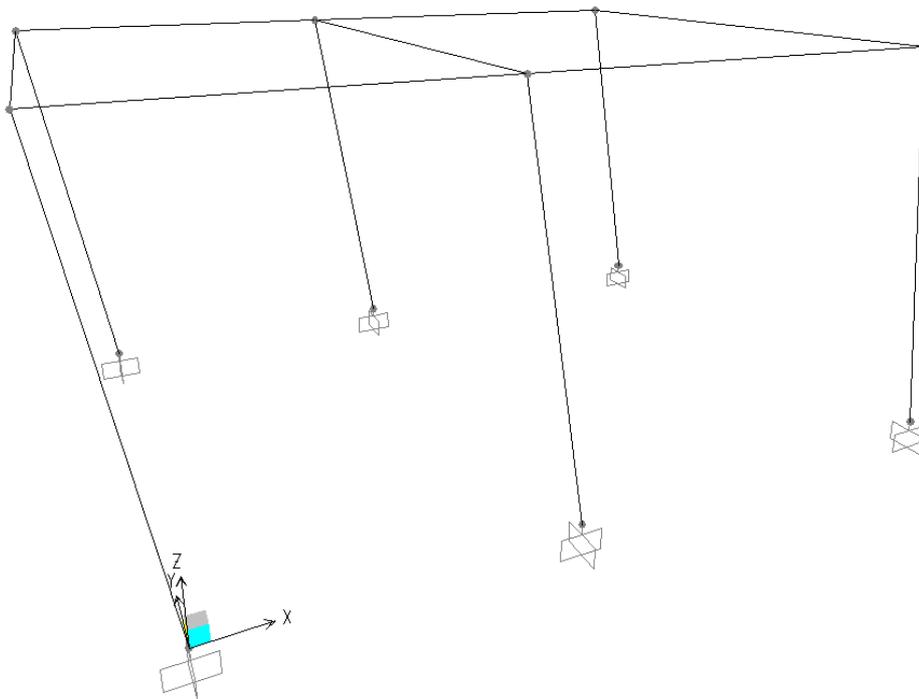
8. ANALISI MODALE

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	0.331560554	0.999988633	7.70E-32	6.58E-08	0.999988633	7.70E-32	6.58E-08
Mode	2	0.29803041	3.61E-31	0.990676208	3.35E-32	0.999988633	0.990676208	6.58E-08
Mode	3	0.268226368	1.10E-29	9.30E-03	1.78E-32	0.999988633	0.999980696	6.58E-08

StepType	StepNum	Period	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0.331560554	1.60E-08	0.444125883	0.2138295	1.60E-08	0.444125883	0.213829468
Mode	2	0.29803041	0.5128012	1.93E-31	0.2825094	0.512801232	0.444125883	0.496338882
Mode	3	0.268226368	4.81E-03	5.09E-30	0.5036501	0.517609686	0.444125883	0.999988935

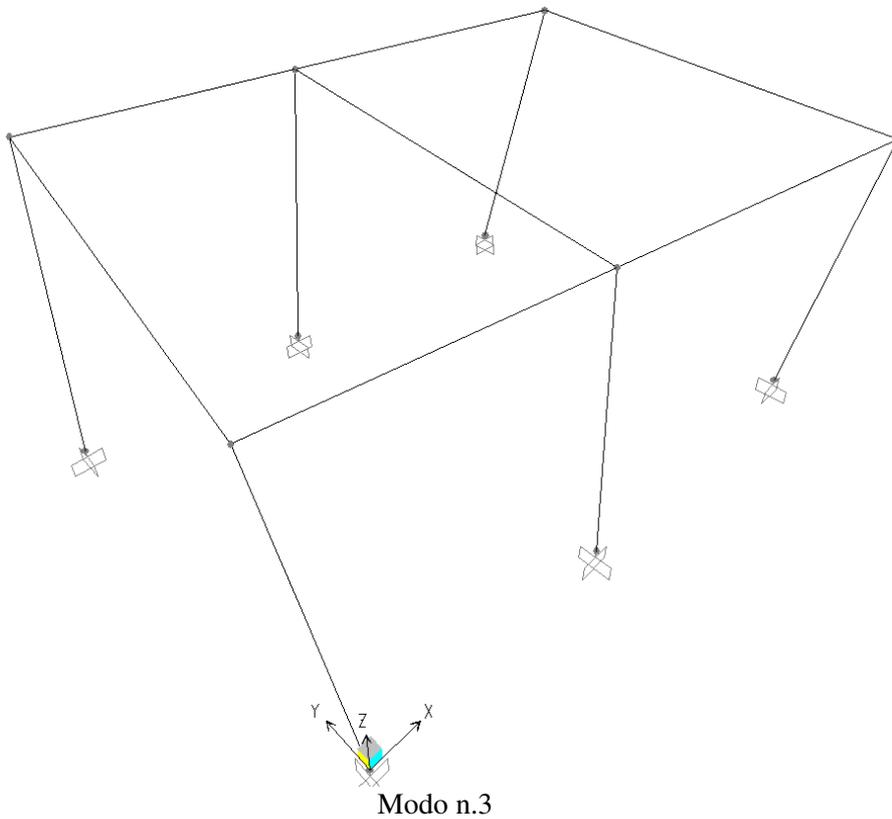
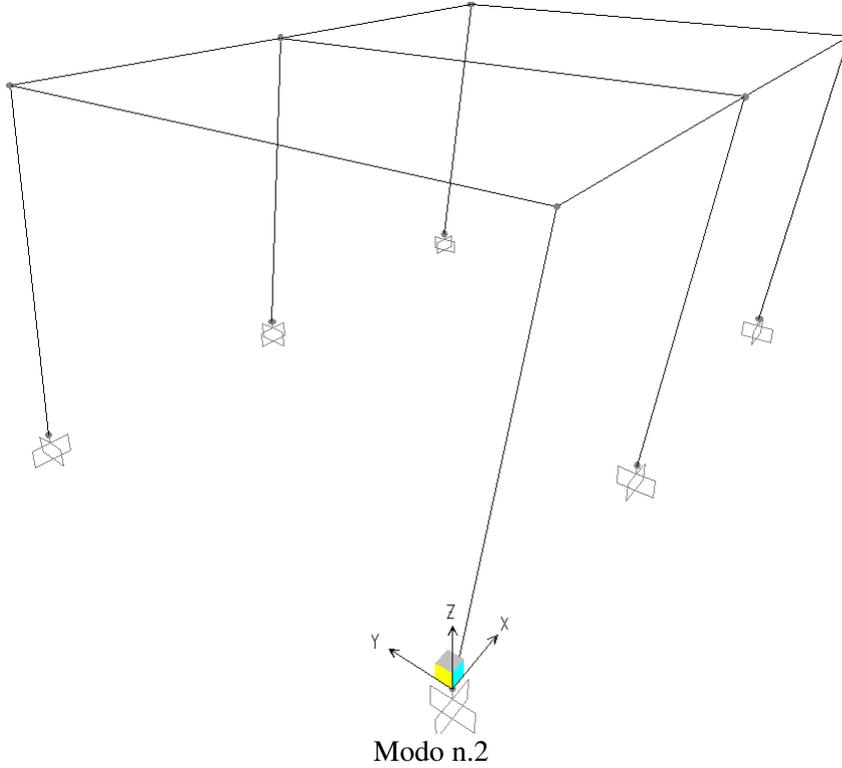


Modo n.1

Relazione di calcolo elevazione fabbricato

Energia Tipo 1

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLPT2000004	B	31 di 75



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		2.52	kN/mq
Totale carichi permanenti	P=	4.59	kN/mq
Carichi accidentali	Q=	0.50	kN/mq
Neve	Q=	0.71	kN/mq

COMBINAZIONI

SLU PP+PERM		6.47	kN/mq
SLU ACC comb 1		1.28	kN/mq
SLU ACC comb 2		1.07	kN/mq
SLE QUASI PEGMANENTE PP+PERM		4.59	kN/mq
SLE QUASI PEGMANENTE ACC comb 1		0.00	kN/mq
SLE QUASI PEGMANENTE ACC comb 2		0.00	kN/mq
SLE FREQUENTE PP+PERM		4.59	kN/mq

Relazione di calcolo elevazione fabbricato

Energia Tipo 1

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLPT2000004	B	33 di 75

SLE FREQUENTE ACC comb 1	0.00	kN/mq
SLE FREQUENTE ACC comb 2	0.14	kN/mq
SLE RARA PP+PERM	4.59	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	3.50	kN/m
SLU ACC	0.69	kN/m
SLE QUASI PERMANENTE PP+PERM	2.48	kN/m
SLE QUASI PERMANENTE ACC	0.00	kN/m
SLE FREQUENTE PP+PERM	2.48	kN/m
SLE FREQUENTE ACC	0.08	kN/m
SLE RARA PP+PERM	2.48	kN/m
SLE RARA ACC	0.46	kN/m
SLU TOT	4.19	kN/m
SLE QUASI PERMANENTE TOTALE	2.48	kN/m
SLE FREQUENTE TOTALE	2.56	kN/m
SLE RARA TOTALE	2.94	kN/m

9.1.1 SOLLECITAZIONI

Per il calcolo delle sollecitazioni sui travetti è stato assunto un modello a trave continua su 3 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	4.82	kNm
SLU ACC	1.16	kNm
SLE QUASI PERMANENTE PP+PERM	3.42	kNm
SLE QUASI PERMANENTE ACC	0.00	kNm

Relazione di calcolo elevazione fabbricato

Energia Tipo 1

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLPT2000004	B	34 di 75

SLE FREQUENTE PP+PERM	3.42	kNm
SLE FREQUENTE ACC	0.13	kNm
SLE RARA PP+PERM	3.42	kNm
SLE RARA ACC	0.78	kNm

Combinazione SLU	5.99	kNm
Combinazione SLE quasi permanente	3.42	kNm
Combinazione SLE frequente	3.55	kNm
Combinazione SLE rara	4.20	kNm

Momento negativo a travetto appoggio centrale

SLU PP+PERM	6.68	kNm
SLU ACC	1.32	kNm
SLE QUASI PERMANENTE PP+PERM	4.74	kNm
SLE QUASI PERMANENTE ACC	0.00	kNm
SLE FREQUENTE PP+PERM	4.74	kNm
SLE FREQUENTE ACC	0.15	kNm
SLE RARA PP+PERM	4.74	kNm
SLE RARA ACC	0.88	kNm

Combinazione SLU	8.00	kNm
Combinazione SLE quasi permanente	4.74	kNm
Combinazione SLE frequente	4.88	kNm
Combinazione SLE rara	5.62	kNm

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

SLU PP+PERM	6.52	kNm
SLU ACC	1.29	kNm
SLE QUASI PERMANENTE PP+PERM	4.63	kNm
SLE QUASI PERMANENTE ACC	0.00	kNm
SLE FREQUENTE PP+PERM	4.63	kNm
SLE FREQUENTE ACC	0.14	kNm
SLE RARA PP+PERM	4.63	kNm

Relazione di calcolo elevazione fabbricato

Energia Tipo 1

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLPT2000004	B	35 di 75

SLE RARA ACC 0.86 kNm

Combinazione SLU 7.81 kNm

Combinazione SLE quasi permanente 4.63 kNm

Combinazione SLE frequente 4.77 kNm

Combinazione SLE rara 5.49 kNm

Momento negativo a travetto appoggio estremità

SLU PP+PERM 3.51 kNm

SLU ACC 0.69 kNm

SLE QUASI PERMANENTE PP+PERM 2.49 kNm

SLE QUASI PERMANENTE ACC 0.00 kNm

SLE FREQUENTE PP+PERM 2.49 kNm

SLE FREQUENTE ACC 0.08 kNm

SLE RARA PP+PERM 2.49 kNm

SLE RARA ACC 0.46 kNm

Combinazione SLU 4.20 kNm

Combinazione SLE quasi permanente 2.49 kNm

Combinazione SLE frequente 2.57 kNm

Combinazione SLE rara 2.95 kNm

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

SLU PP+PERM 3.35 kNm

SLU ACC 0.66 kNm

SLE QUASI PERMANENTE PP+PERM 2.38 kNm

SLE QUASI PERMANENTE ACC 0.00 kNm

SLE FREQUENTE PP+PERM 2.38 kNm

SLE FREQUENTE ACC 0.07 kNm

SLE RARA PP+PERM 2.38 kNm

SLE RARA ACC 0.44 kNm

Combinazione SLU 4.01 kNm

Combinazione SLE quasi permanente 2.38 kNm

Combinazione SLE frequente 2.45 kNm

Relazione di calcolo elevazione fabbricato

Energia Tipo 1

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLPT2000004	B	36 di 75

Combinazione SLE rara	2.82	kNm
-----------------------	------	-----

Taglio sezione di appoggio centrale

SLU PP+PERM	8.99	kN
-------------	------	----

SLU ACC	1.78	kN
---------	------	----

Combinazione SLU	10.76	kN
------------------	-------	----

Taglio sezione a filo fascia piena centrale

SLU PP+PERM	7.72	kN
-------------	------	----

SLU ACC	1.53	kN
---------	------	----

Combinazione SLU	9.25	kN
------------------	------	----

Taglio sezione di appoggio estremità

SLU PP+PERM	5.87	kN
-------------	------	----

SLU ACC	1.27	kN
---------	------	----

Combinazione SLU	7.14	kN
------------------	------	----

Taglio sezione a filo fascia piena estremità

SLU PP+PERM	5.04	kN
-------------	------	----

SLU ACC	1.09	kN
---------	------	----

Combinazione SLU	6.13	kN
------------------	------	----

9.1.2 VERIFICHE

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

Riepilogo armature

campata: 1 ϕ 8 + 1 ϕ 10 inferiori + 1 ϕ 8 superiori

appoggi interni: 1 ϕ 8 inferiori + 2 ϕ 10 superiori

appoggi estremità: 1 ϕ 8 inferiori + 1 ϕ 10 superiori

Verifica sezione di mezzeria

Relazione di calcolo elevazione fabbricato

Energia Tipo 1

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLPT2000004	B	37 di 75

Verifica di resistenza a flessione

Larghezza media zona tesa		0.14	m
Altezza utile		0.165	m
Armatura minima		0.370	cmq
Armatura prevista	1Ø8+1Ø10	1.29	cmq
Momento resistente		8.22	kNm
Momento agente		5.99	kNm
Verifica soddisfatta	FS	1.37	

Verifica tensioni in esercizio

Tensione compressione cls combinazione quasi permanente	2.65	MPa
Tensione limite in combinazione quasi permanente = 0.45 fck:	16.8	MPa
Verifica soddisfatta		
Tensione compressione cls combinazione rara	3.25	MPa
Tensione limite in combinazione rara = 0.6 fck:	22.4	MPa
Verifica soddisfatta		
Tensione trazione acciaio combinazione rara	211	MPa
Tensione limite in combinazione rara = 0.8 fyk:	360	MPa
Verifica soddisfatta		

Verifica a fessurazione

Tensione trazione acciaio combinazione quasi permanente	172	MPa
Tensione trazione acciaio combinazione frequente	178	MPa
Tensione trazione cls combinazione quasi permanente	2.4	MPa
Tensione trazione cls combinazione frequente	2.5	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 sezioni a filo fascia piena appoggio centrale

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

Altezza utile (d)	165	mm
k	2.00	
f_{ck}	37.4	MPa
A_{sl}	1.57	cmq
b_w	0.14	m
ρ_l	0.0068	-
σ_{cp}	0.0	MPa
v_{min}	0.605	MPa
Taglio resistente	16.29	kN
Taglio agente	9.2	kN
Verifica soddisfatta	FS	1.76

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

Larghezza media zona tesa	0.14	m
Altezza utile	0.17	m
Armatura minima	0.370	cmq
Armatura prevista superiormente	2Ø10 1.57	cmq
Armatura prevista inferiormente	1Ø8 0.50	cmq
Momento resistente	9.5	kNm
Momento agente	7.8	kNm
Verifica soddisfatta	FS	1.22

Verifica tensioni in esercizio filo F.P. appoggio centrale

Tensione compressione cls combinazione quasi permanente	7.33	MPa
Tensione limite in combinazione quasi permanente	16.8	MPa
Verifica soddisfatta		
Tensione compressione cls combinazione rara	8.70	MPa
Tensione limite in combinazione rara	22.4	MPa
Verifica soddisfatta		

Relazione di calcolo elevazione fabbricato

Energia Tipo 1

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLPT2000004	B	39 di 75

Tensione trazione acciaio combinazione rara 242 MPa

Tensione limite in combinazione rara 360 MPa

Verifica soddisfatta

Verifica a fessurazione filo F.P. appoggio centrale

Tensione trazione acciaio combinazione quasi permanente 204 MPa

Tensione trazione acciaio combinazione frequente 210 MPa

Tensione trazione cls combinazione quasi permanente 1.9 MPa

Tensione trazione cls combinazione frequente 2.0 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 sezioni a filo fascia piena appoggio estremità

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

Altezza utile (d) 165 mm

k 2.00

f_{ck} 37.4 MPa

A_{sl} 0.79 cmq

b_w 0.14 m

ρ_l 0.0034 -

σ_{cp} 0.0 MPa

V_{min} 0.605 MPa

Taglio resistente 13.98 kN

Taglio agente 6.13 kN

Verifica soddisfatta FS 2.28

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

Larghezza media zona tesa		0.140	m
Altezza utile		0.165	m
Armatura minima		0.370	cmq
Armatura prevista superiormente	1Ø10	0.79	cmq
Armatura prevista inferiormente	1Ø8	0.50	cmq
Momento resistente		5.4	kNm
Momento agente		4.0	kNm
Verifica soddisfatta	FS	1.34	

Verifica tensioni in esercizio filo F.P. appoggio estremità

Tensione compressione cls combinazione quasi permanente		4.90	MPa
Tensione limite in combinazione quasi permanente		16.8	MPa
Verifica soddisfatta			
Tensione compressione cls combinazione rara		5.82	MPa
Tensione limite in combinazione rara		22.4	MPa
Verifica soddisfatta			
Tensione trazione acciaio combinazione rara		241	MPa
Tensione limite in combinazione rara		360	MPa
Verifica soddisfatta			

Verifica a fessurazione filo F.P. appoggio estremità

Tensione trazione acciaio combinazione quasi permanente		203	MPa
Tensione trazione acciaio combinazione frequente		209	MPa
Tensione trazione cls combinazione quasi permanente		1.0	MPa
Tensione trazione cls combinazione frequente		1.0	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		0.17	m
Armatura minima		1.43	cmq
Armatura prevista	2Ø10	1.57	cmq
Momento resistente		10.48	kNm
Momento agente		8.00	kNm
Verifica soddisfatta	FS	1.31	

Verifica tensioni in esercizio

Tensione compressione cls combinazione quasi permanente	3.37	MPa
Tensione limite in combinazione quasi permanente	16.8	MPa
Verifica soddisfatta		
Tensione compressione cls combinazione rara	4.00	MPa
Tensione limite in combinazione rara	22.4	MPa
Verifica soddisfatta		
Tensione trazione acciaio combinazione rara	233	MPa
Tensione limite in combinazione rara	360	MPa
Verifica soddisfatta		

Verifica a fessurazione

Tensione trazione acciaio combinazione quasi permanente	196	MPa
Tensione trazione acciaio combinazione frequente	202	MPa
Tensione trazione cls combinazione quasi permanente	1.3	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

Relazione di calcolo elevazione fabbricato

Energia Tipo 1

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLPT2000004	B	42 di 75

Non si supera lo stato limite di formazione delle fessure

Verifica armatura inferiore appoggio centrale

Armatura necessaria per assorbire il taglio		0.28	cmq
Armatura prevista	1Ø8	0.50	cmq
Verifica soddisfatta	FS	1.8	

Verifica sezione di appoggio estremità

Verifica di resistenza a flessione

Larghezza media zona tesa		0.50	m
Altezza utile		0.17	m
Armatura minima		1.32	cmq
Armatura prevista	1Ø10	0.79	cmq
Momento resistente		5.60	kNm
Momento agente		4.20	kNm
Verifica soddisfatta	FS	1.33	

Verifica tensioni in esercizio

Tensione compressione cls combinazione quasi permanente		2.42	MPa
Tensione limite in combinazione quasi permanente		16.8	MPa
Verifica soddisfatta			
Tensione compressione cls combinazione rara		2.86	MPa
Tensione limite in combinazione rara		22.4	MPa
Verifica soddisfatta			
Tensione trazione acciaio combinazione rara		239	MPa
Tensione limite in combinazione rara		360	MPa
Verifica soddisfatta			

Verifica a fessurazione

Tensione trazione acciaio combinazione quasi permanente		201	MPa
Tensione trazione acciaio combinazione frequente		207	MPa

Relazione di calcolo elevazione fabbricato

Energia Tipo 1

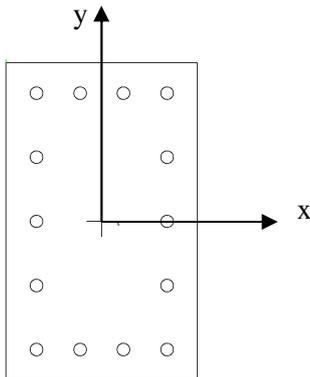
COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLPT2000004	B	43 di 75

Tensione trazione cls combinazione quasi permanente		0.7	MPa
Tensione trazione cls combinazione frequente		0.7	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 a sx			
Armatura necessaria per assorbire il taglio		0.18	cmq
Armatura prevista	1Ø8	0.50	cmq
Verifica soddisfatta	FS	2.8	

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	-178.6	-24.0	-1.6	SLU
MAX N	-9.4	63.7	70.1	SismaX_SLV
MAX M2	-81.8	83.3	52.7	SismaY_SLV
MAX M3	-104.0	2.7	193.4	SismaX_SLV
MIN M2	-130.0	-83.3	-48.0	SismaY_SLV
MIN M3	-138.9	-34.1	-195.6	SismaX_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	80.9
Min V2	-82.6
Max V3	38.6
Min V3	-38.6

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: **14φ20**

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

N*	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
10	3.14	4.8	25
11	3.14	4.8	14.9
12	3.14	25.2	14.9
13	3.14	18.4	4.8
14	3.14	18.4	45.2

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 178.6 kN

M_{xEd} 1.6 kNm

M_{yEd} 24 kNm

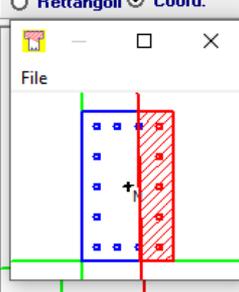
P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Rettagoli Coord.



Materiali

B450C C35/45

ε_{su} 1.975 ‰ ε_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 2 ‰

E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19.83

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

ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5

σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8

τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 8.909 kN m

M_{yRd} 163.5 kN m

σ_c -19.05 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ε_c 1.602 ‰

ε_s 1.975 ‰

d 25.99 cm

x 11.64 x/d 0.4479

δ 0.9999

Metodo di calcolo

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

Metodo n

Tipo flessione

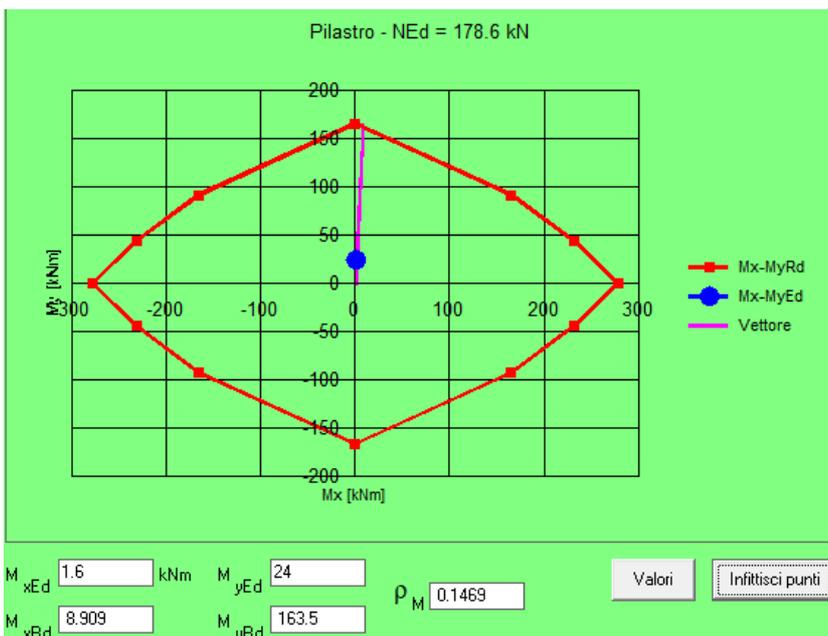
Retta Deviata

N* rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 271

Precompresso



Relazione di calcolo elevazione fabbricato

Energia Tipo 1

COMMESSA

LOTTO

FASE-ENTE

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RS3Z

00

D 26

CLPT2000004

B

46 di 75

N° Vertici

4

Zoom

N° barre

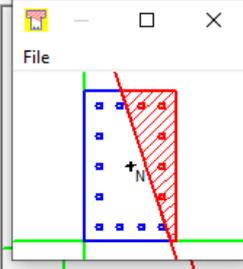
14

Zoom

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

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
10	3.14	4.8	25
11	3.14	4.8	14.9
12	3.14	25.2	14.9
13	3.14	18.4	4.8
14	3.14	18.4	45.2

a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N_{Ed} 9.4 0 kN
M_{xEd} 70.1 0 kNm
M_{yEd} 63.7 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 Deviate

N° rett. 100

Calcola MRd

Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 288

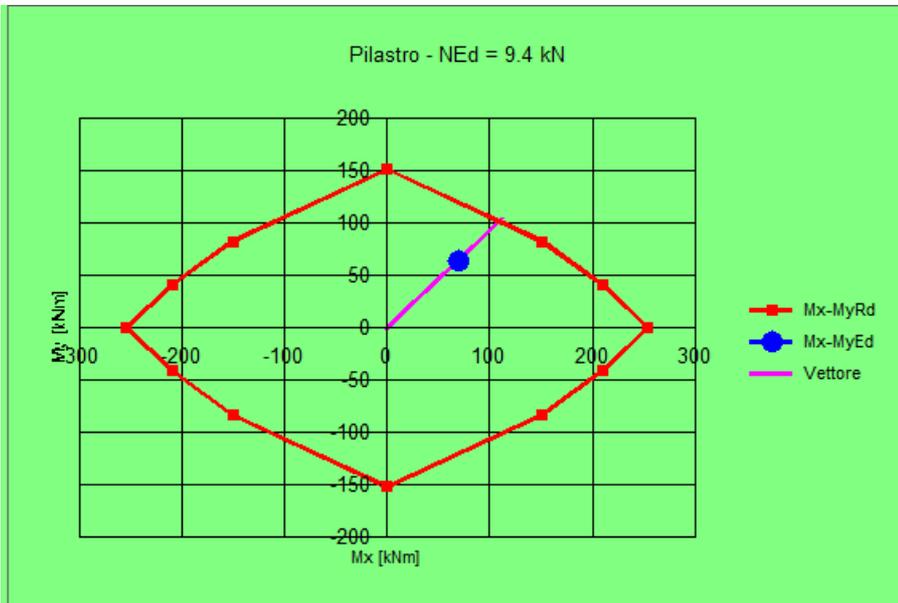
Precompresso

Materiali

B450C C35/45

ϵ_{su} 1.975 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 2 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 111.4 kN m
M_{yRd} 104.4 kN m
 σ_c -19.08 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_s 1.611 ‰
 ϵ_s 1.975 ‰
d 37.93 cm
x 17.04 x/d 0.4492
 δ 1



M_{xEd} 70.1 kNm M_{yEd} 63.7
M_{xRd} 111.4 M_{yRd} 104.4

ρ_M 0.6202

Valori

Infitisci punti

Relazione di calcolo elevazione fabbricato
Energia Tipo 1

COMMESSA LOTTO FASE-ENTE DOCUMENTO REV. FOGLIO
RS3Z 00 D 26 CLPT2000004 B 47 di 75

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

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

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
10	3.14	4.8	25
11	3.14	4.8	14.9
12	3.14	25.2	14.9
13	3.14	18.4	4.8
14	3.14	18.4	45.2

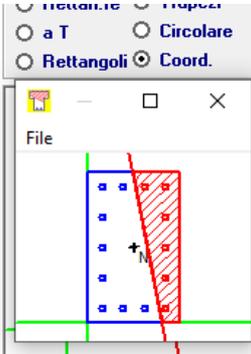
Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato



Materiali

B450C C35/45

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} kN m
M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Metodo di calcolo

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

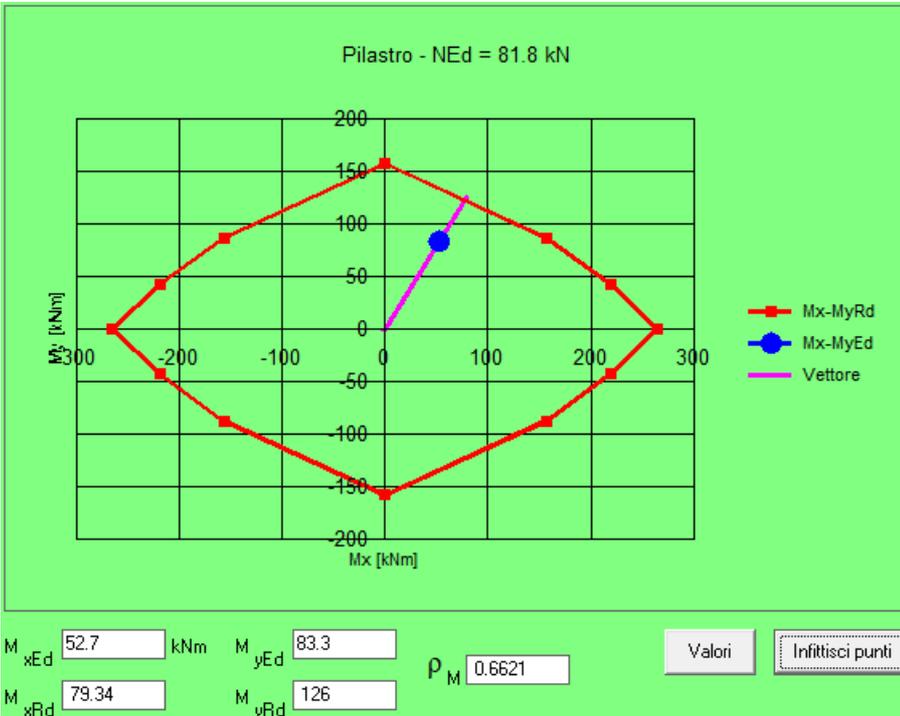
Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

angolo asse neutro θ°

Precompresso

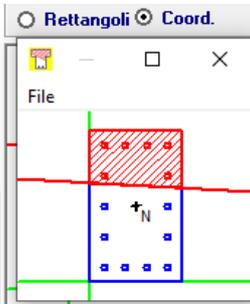


Relazione di calcolo elevazione fabbricato
Energia Tipo 1

COMMESSA LOTTO FASE-ENTE DOCUMENTO REV. FOGLIO
RS3Z 00 D 26 CLPT2000004 B 48 di 75

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

N*	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
10	3.14	4.8	25
11	3.14	4.8	14.9
12	3.14	25.2	14.9
13	3.14	18.4	4.8
14	3.14	18.4	45.2



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 C35/45

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

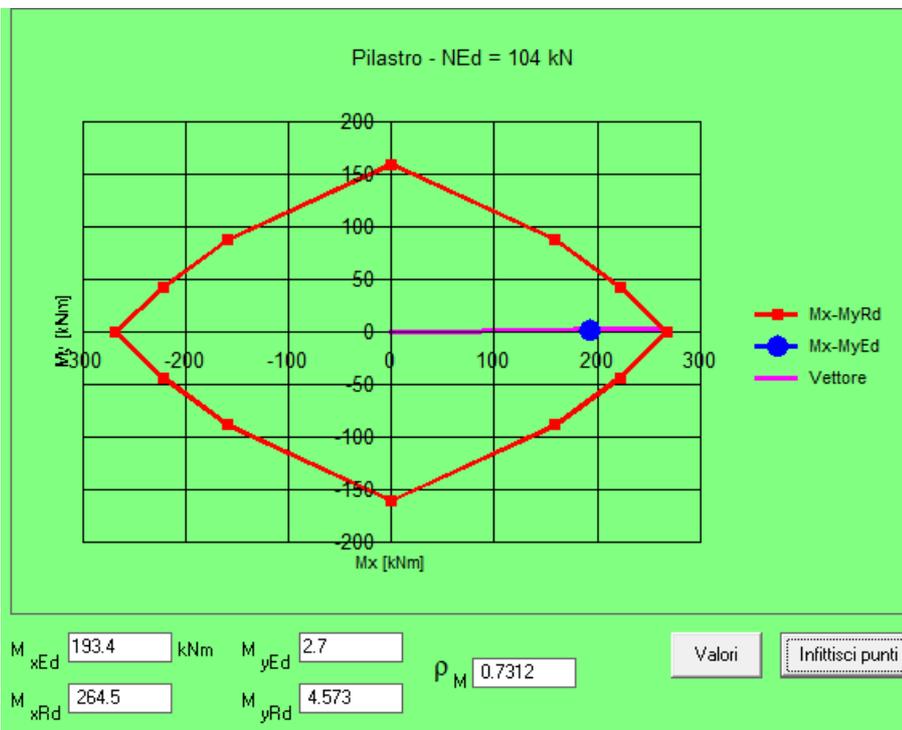
ε_c %

ε_s %

d cm

x x/d

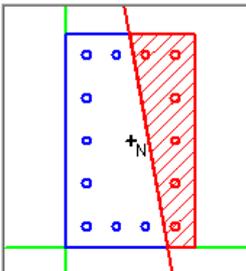
δ



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

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
10	3.14	4.8	25
11	3.14	4.8	14.9
12	3.14	25.2	14.9
13	3.14	18.4	4.8
14	3.14	18.4	45.2

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.

angolo asse neutro θ°

Precompresso

Materiali

E_{su} ‰ E_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² E_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

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

E_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰

$\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰

τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m

M_{yRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

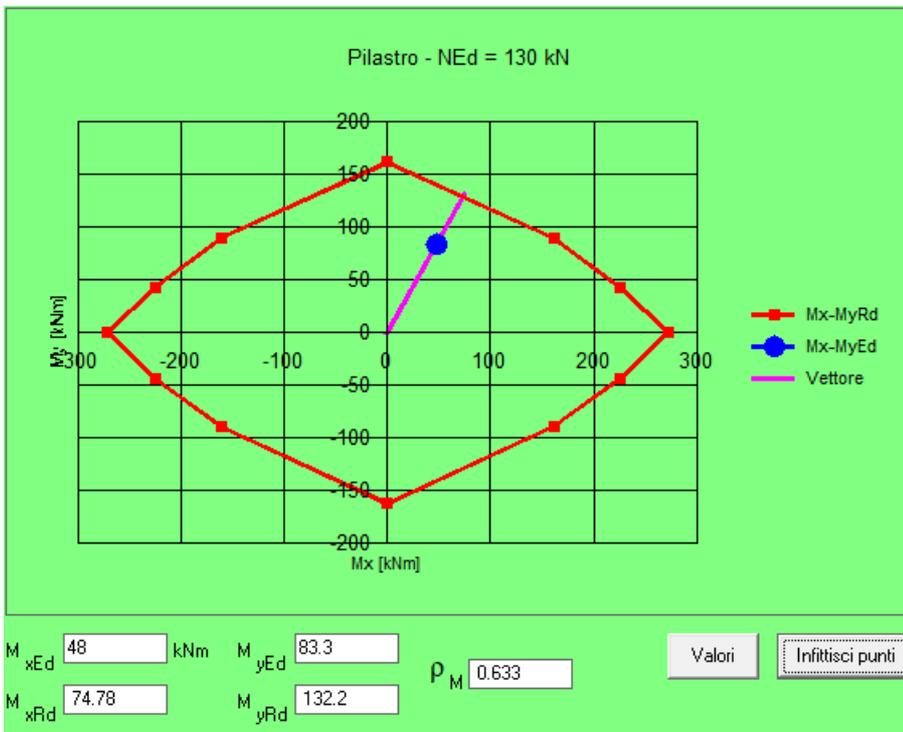
ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

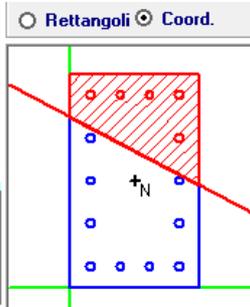
x x/d

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]
10	3.14	4.8	25
11	3.14	4.8	14.9
12	3.14	25.2	14.9
13	3.14	18.4	4.8
14	3.14	18.4	45.2



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

angolo asse neutro θ°

Precompresso

Materiali

ε_{su} ‰

f_{yd} N/mm²

E_s N/mm²

E_s/E_c

ε_{syd} ‰

σ_{s,adm} N/mm²

ε_{c2} ‰

ε_{cu} ‰

f_{cd}

f_{cc}/f_{cd}

σ_{c,adm}

τ_{co}

τ_{c1}

M_{xRd} kNm

M_{yRd} kNm

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

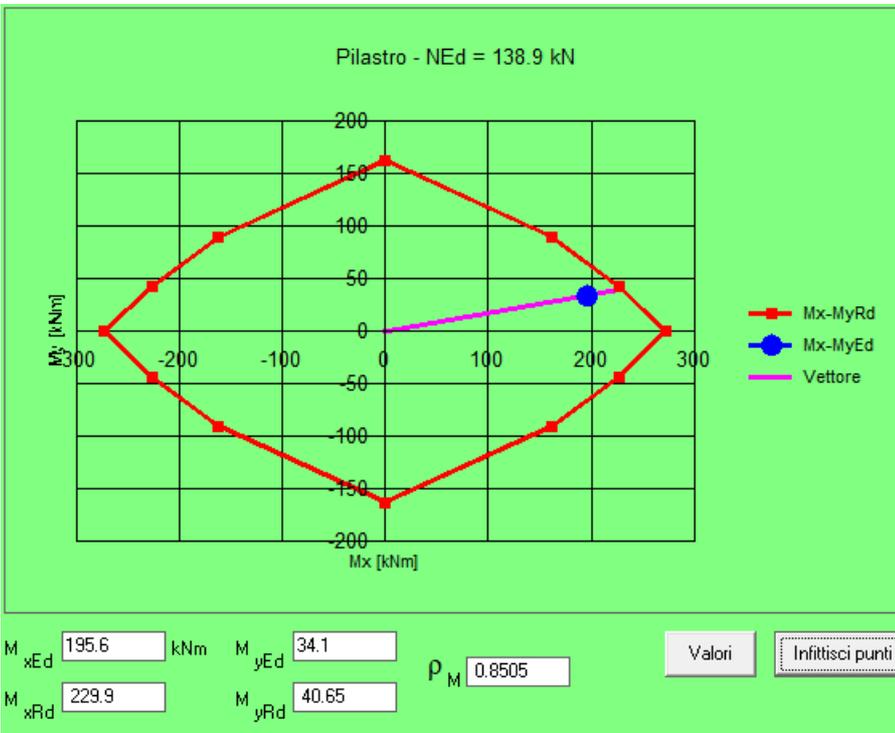
ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d

δ



10.1.2 VERIFICA A TAGLIO

Si dispongono staffe $\phi 8/17.5$

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}	82,6 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		sì [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12 [-]
Coefficiente k	k	1,65 [-]
		1,65 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,0089123 [-]
		0,0089123 [-]

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

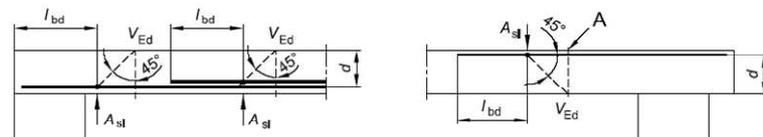
$$k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2,00$$

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

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

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	90,05 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	64,19 [kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	90,05 [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	2 [-]
Passo delle staffe	s	175 [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	423 [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}	95,09 [kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f_{cd}	10,63 [MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	674,16 [kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot \theta = 1$	$A_{sw,max}$	855,31 [mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	95,09 [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}	38.6 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo	si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12 [-]
Coefficiente k	k	1.86 [-]
		1.86 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.0116355 [-]
		0.0116355 [-]

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

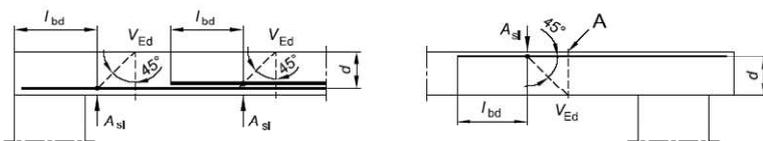
$$k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2,00$$

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

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

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	106.12 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	73.44 [kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	106.12 [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	2 [-]
Passo delle staffe	s	175 [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	243 [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}	54.62 [kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f_{cd}	10.63 [MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	645.47 [kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	1425.52 [mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	54.62 [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	-121.5	-15.7	-1.1	SLEQP
MAX N	-59.6	5.0	34.5	SLEQP
MAX M2	-105.9	31.8	2.3	SLEQP
MAX M3	-61.1	-2.7	38.1	SLEQP
MIN M2	-105.9	-31.8	2.3	SLEQP
MIN M3	-61.1	-2.7	-38.1	SLEQP
MIN N	-123.0	-16.0	-1.1	SLEFREQ

MAX N	-60.4	5.0	35.1	SLEFREQ
MAX M2	-107.4	32.4	2.4	SLEFREQ
MAX M3	-61.8	-2.7	38.6	SLEFREQ
MIN M2	-107.4	-32.4	2.4	SLEFREQ
MIN M3	-61.8	-2.7	-38.6	SLEFREQ
MIN N	-129.2	-17.3	-1.1	SLERARA
MAX N	-63.9	5.0	37.7	SLERARA
MAX M2	-113.6	35.0	2.4	SLERARA
MAX M3	-64.6	-2.7	40.8	SLERARA
MIN M2	-113.6	-35.0	2.4	SLERARA
MIN M3	-64.6	-2.7	-40.8	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:

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1,2 = 3.35 / 1,2 = - 2.79 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{c_Q,PERM} = -2.54 \text{ MPa (comb Max M2 e Min M2)}$$

$$\sigma_{c_FREQ} = -2.59 \text{ MPa (comb Max M2 e Min M2)}$$

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

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:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,60 f_{ck} = 22.41 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} = 16.81 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

In particolare si ha:

COMB	N (<0 comp.) (kN)	M _y (M22) (kNm)	M _x (M33) (kNm)	σ _{cls} + (MPa)	σ _{cls,LIMITE} (MPa)	Verifica
MIN N SLEQP	-121	-16	121	2.34	16.81	OK
MAX N SLEQP	-60	5	60	3.25	16.81	OK
MAX M2 SLEQP	-106	32	0	4.50	16.81	OK
MAX M3 SLEQP	-61	-3	0	3.16	16.81	OK
MIN M2 SLEQP	-106	-32	0	4.50	16.81	OK

MIN M3 SLEQP	-61	-3	0	3.16	16.81	OK
MIN N SLERARA	-129	-17	0	2.57	22.41	OK
MAX N SLERARA	-64	5	0	3.49	22.41	OK
MAX M2 SLERARA	-114	35	0	4.93	22.41	OK
MAX M3 SLERARA	-65	-3	0	3.37	22.41	OK
MIN M2 SLERARA	-114	-35	0	4.93	22.41	OK
MIN M3 SLERARA	-65	-3	0	3.37	22.41	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:

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

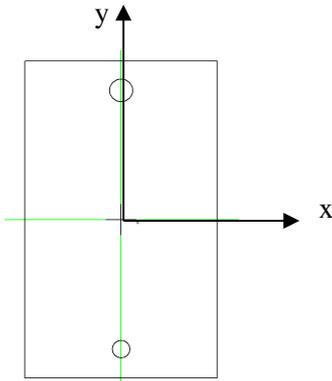
COMB	N (<0 comp.) (kN)	M _y (M22) (kNm)	M _x (M33) (kNm)	σ_{acc} - (MPa)	$\sigma_{acc,LIMITE}$ (MPa)	Verifica
MIN N SLERARA	-129	-17	0	-18.04	-360.00	OK
MAX N SLERARA	-64	5	0	-52.10	-360.00	OK
MAX M2 SLERARA	-114	35	0	-67.05	-360.00	OK
MAX M3 SLERARA	-65	-3	0	-52.99	-360.00	OK
MIN M2 SLERARA	-114	-35	0	-67.05	-360.00	OK
MIN M3 SLERARA	-65	-3	0	-52.99	-360.00	OK

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

11. VERIFICHE TRAVI 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	104.2	SLU	TraveY_4	2.85
MIN M3	0.0	0.0	-137.6	SismaY_SLV	TraveY_7	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	115
Min V2	-115
Max V3	0
Min V3	0

Relazione di calcolo elevazione fabbricato
Energia Tipo 1

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLPT2000004	B	56 di 75

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: **4φ16**

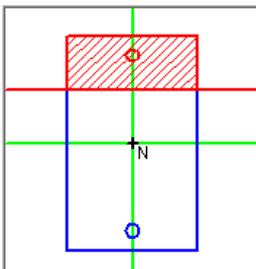
lembo superiore: **3φ16**

appoggio

lembo inferiore: **3φ16**

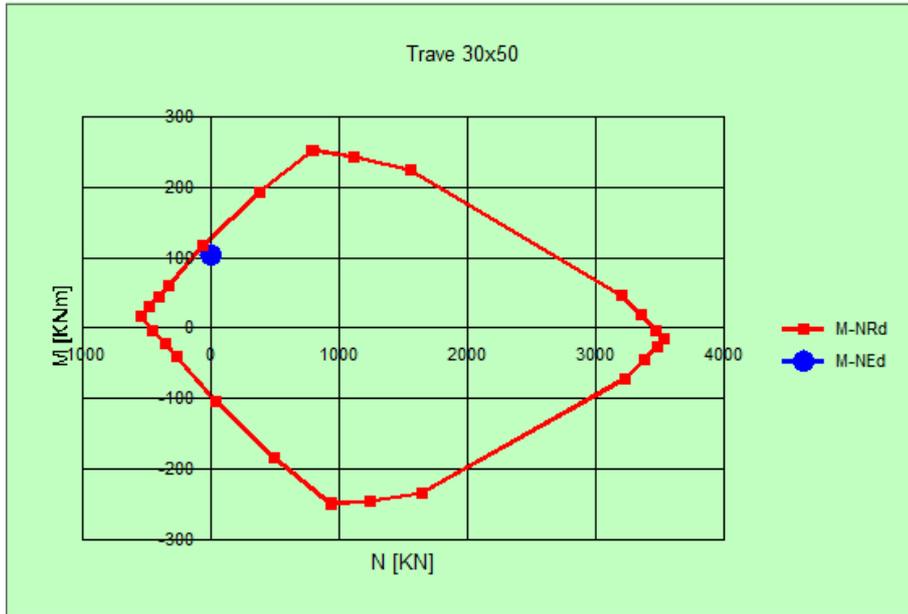
lembo superiore: **5φ16**

11.1.1.1 Verifica in mezzeria

<table border="1"> <tr> <th>N°</th> <th>b [cm]</th> <th>h [cm]</th> </tr> <tr> <td>1</td> <td>30</td> <td>50</td> </tr> </table>	N°	b [cm]	h [cm]	1	30	50	<table border="1"> <tr> <th>N°</th> <th>As [cm²]</th> <th>d [cm]</th> </tr> <tr> <td>1</td> <td>6.03</td> <td>4.6</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>8.04</td> <td>45.4</td> </tr> </table>	N°	As [cm²]	d [cm]	1	6.03	4.6	2	8.04	45.4	<input type="radio"/> Rettangoli <input type="radio"/> Coord.
N°	b [cm]	h [cm]															
1	30	50															
N°	As [cm²]	d [cm]															
1	6.03	4.6															
2	8.04	45.4															
<p>Sollecitazioni</p> <p>S.L.U. <input type="checkbox"/> Metodo n <input checked="" type="checkbox"/></p> <p>N_{Ed} <input type="text" value="0"/> kN</p> <p>M_{xEd} <input type="text" value="104.2"/> kNm</p> <p>M_{yEd} <input type="text" value="0"/> kNm</p>	<p>P.to applicazione N</p> <p><input type="radio"/> Centro <input checked="" type="radio"/> Baricentro cls</p> <p><input type="radio"/> Coord.[cm] xN <input type="text" value="0"/> yN <input type="text" value="0"/></p> <p>Tipo rottura</p> <p>Lato acciaio - Acciaio snervato</p>																
<p>Materiali</p> <p>B450C C35/45</p> <p>ε_{su} <input type="text" value="1.975"/> ‰ ε_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰</p> <p>f_{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm² ε_{cu} <input type="text" value="2"/> ‰</p> <p>E_s <input type="text" value="200.000"/> N/mm² f_{cd} <input type="text" value="19.83"/> ‰</p> <p>E_s/E_c <input type="text" value="15"/> f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?</p> <p>ε_{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰ σ_{c,adm} <input type="text" value="13.5"/> ‰</p> <p>σ_{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm² τ_{co} <input type="text" value="0.8"/> ‰</p> <p>τ_{c1} <input type="text" value="2.257"/> ‰</p>	<p>M_{xRd} <input type="text" value="128.8"/> kN m</p> <p>σ_c <input type="text" value="-12.35"/> N/mm²</p> <p>σ_s <input type="text" value="391.3"/> N/mm²</p> <p>ε_c <input type="text" value="0.7716"/> ‰</p> <p>ε_s <input type="text" value="1.975"/> ‰</p> <p>d <input type="text" value="45.4"/> cm</p> <p>x <input type="text" value="12.75"/> x/d <input type="text" value="0.2809"/></p> <p>δ <input type="text" value="0.7912"/></p>	<p>Metodo di calcolo</p> <p><input checked="" type="radio"/> S.L.U.+ <input type="radio"/> S.L.U.-</p> <p><input checked="" type="radio"/> Metodo n</p> <p>Tipo flessione</p> <p><input checked="" type="radio"/> Retta <input type="radio"/> Deviata</p> <p>N° rett. <input type="text" value="100"/></p> <p>Calcola MRd <input type="button"/> Dominio M-N <input type="button"/></p> <p>L₀ <input type="text" value="0"/> cm Col. modello <input type="button"/></p> <p><input type="checkbox"/> Precompresso</p>															

Relazione di calcolo elevazione fabbricato
Energia Tipo 1

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLPT2000004	B	57 di 75



11.1.1.2 Verifica in appoggio

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	30	50	1	10.05	4.6
			2	6.03	45.4

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

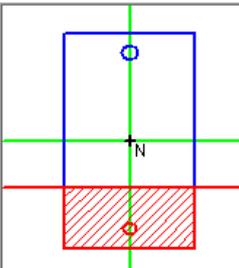
P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio snervato



Materiali

B450C C35/45

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

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d

δ

Metodo di calcolo

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

Metodo n

Tipo flessione

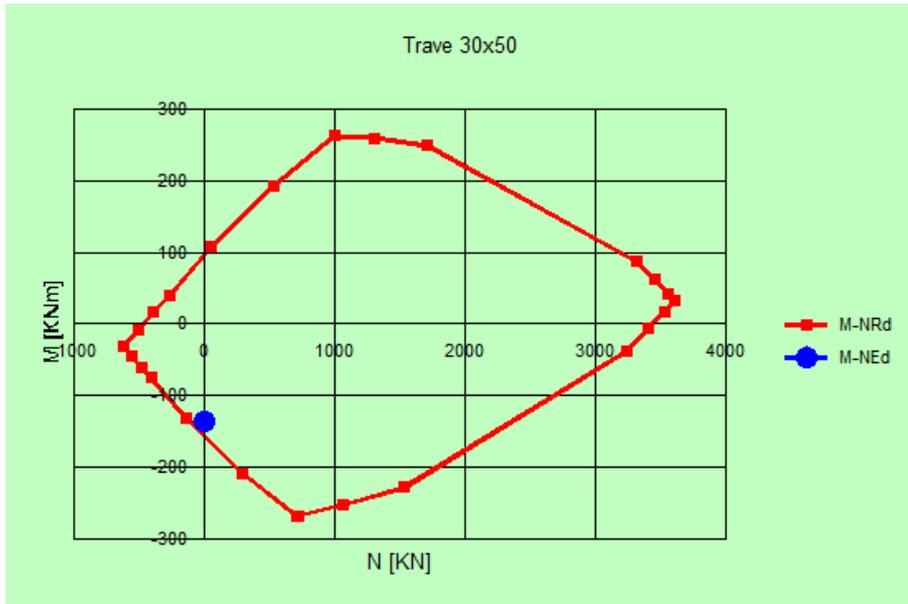
Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso



11.1.2 VERIFICA A TAGLIO

Si dispongono staffe $\phi 10/20$

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}	115 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12 [-]
Coefficiente k	k	1.65 [-]
		1.65 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.0071299 [-]
		0.0071299 [-]

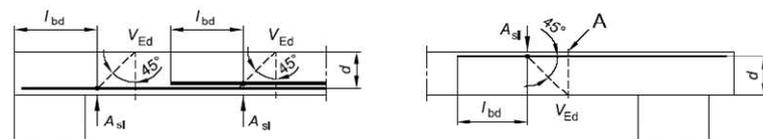
$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

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

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

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

Legenda
A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	83.60 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	64.19 [kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	83.60 [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	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}	157	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	423	[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}	130.00	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	10.63	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	674.16	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	977.50	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	130.00	[kN]

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

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

$$z = 0,9d$$

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

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

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

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	68.2	SLEQP
MAX M3	0.0	0.0	69.6	SLEFREQ
MAX M3	0.0	0.0	75.2	SLERARA

Sezione di appoggio:

	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Comb.
MIN M3	0.0	0.0	-39.0	SLEQP
MIN M3	0.0	0.0	-39.9	SLEFREQ
MIN M3	0.0	0.0	-43.1	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:

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1,2 = 3.35/1.2 = - 2.79 \text{ MPa}$$

11.2.1.1 Verifica in mezzeria

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

$$\sigma_{c_Q,PERM} = -4.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_FREQ} = -4.31 \text{ MPa}$$

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	40	mm
s	68.00	mm
k ₂	0.4	-
k ₃	0.125	-
φ	16	mm
A _s	804	mm ²
b _{eff}	300	mm
(H-x)/2	180.1	mm
h _{eff}	160.0	mm
A _{eff}	48000.0	mm ²
ρ	0.01675	-
s _{rm}	141.4	mm
f _{ctm}	33.5	N/mm ²
σ _s	2137	N/mm ²
σ _{sr}	1664	N/mm ²
β ₁	1	-
β ₂	0.5	-
(1-β ₁ β ₂ (σ _{sr} /σ _s) ²)	0.70	-
E	2100000	N/mm ²
ε _{sr}	0.0007094	-
w _m	0.1003	mm
w _k	0.170	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:

$$\sigma_{c_Q,PERM} = -2.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_FREQ} = -2.36 \text{ MPa}$$

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

11.2.2 *VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO*

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

Per tali combinazioni deve risultare:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,60 f_{ck} = 22.41 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} = 16.81 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

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.) (kN)	M _y (M22) (kNm)	M _x (M33) (kNm)	σ_{cls} + (MPa)	$\sigma_{cls,LIMITE}$ (MPa)	Verifica
MAX M3 SLEQP	0	0	68	6.26	16.81	OK
MAX M3 SLERARA	0	0	75	6.90	22.41	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)	$\sigma_{acc,LIMITE}$ (MPa)	Verifica
MAX M3 SLERARA	0	0	75	-230.9	-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	-39	3.32	16.81	OK
MAX M3 SLERARA	0	0	-43	3.67	22.41	OK

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

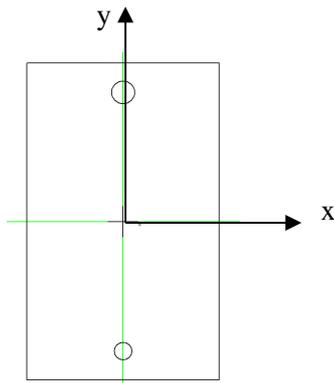
COMB	N (<0 comp.) (kN)	M _y (M22) (kNm)	M _x (M33) (kNm)	σ _{acc} - (MPa)	σ _{acc,LIMITE} (MPa)	Verifica
MAX M3 SLERARA	0	0	-43	-106.84	-360.00	OK

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

12. VERIFICHE TRAVI 30X40

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	67.6	SismaX_SLV	TraveX_1	3.45
MIN M3	0.0	0.0	-86.9	SismaX_SLV	TraveX_1	3.45

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	55.7
Min V2	-51.7
Max V3	0
Min V3	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:

Relazione di calcolo elevazione fabbricato
Energia Tipo 1

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLPT2000004	B	64 di 75

mezzeria:

lembo inferiore: **4 ϕ 16**

lembo superiore: **2 ϕ 16**

appoggio

lembo inferiore: **2 ϕ 16**

lembo superiore: **4 ϕ 16**

12.1.1.1 Verifica in mezzeria

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	30	40	1	4.02	4.6
			2	8.04	35.4

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

N_{Ed}	0	kN
M_{xEd}	67.6	kNm
M_{yEd}	0	

Materiali	B450C	C35/45	
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}	19.83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

M_{xRd}	98.55	kN m	
σ_c	-14.27	N/mm ²	
σ_s	391.3	N/mm ²	
ϵ_s	0.9406 ‰		
ϵ_s	1.975 ‰		
d	35.4	cm	
x	11.42	x/d	0.3226
		δ	0.8433

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

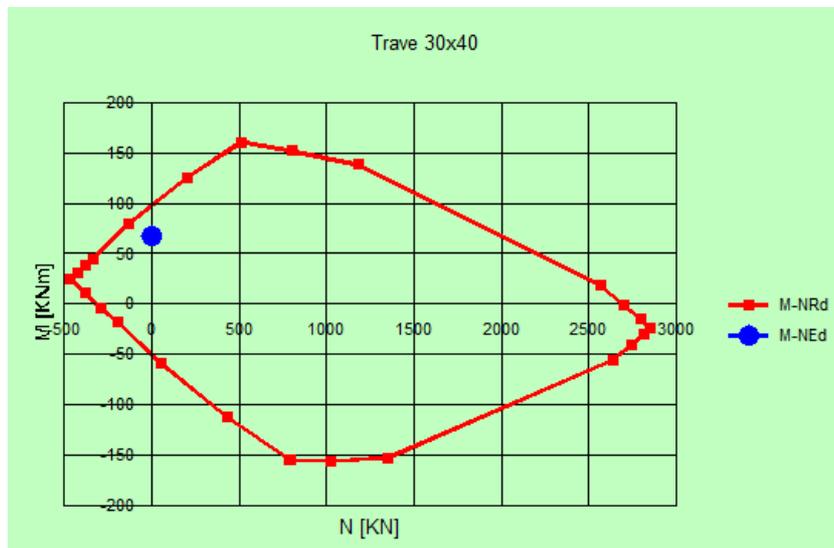
Tipo flessione
 Retta Deviata

N* rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L_0 0 cm **Col. modello**

Precompresso



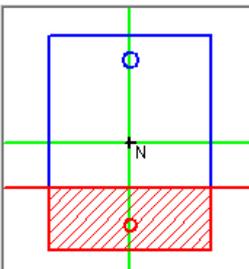
Relazione di calcolo elevazione fabbricato
Energia Tipo 1

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLPT2000004	B	65 di 75

12.1.1.2 Verifica in appoggio

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	30	40	1	8.04	4.6
			2	4.02	35.4

Rettangoli Coord.



Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

Tipologia
Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione
 Retta Devia

Materiali
B450C C35/45

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} 19.83
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 13.5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.8
	τ_{c1} 2.257

M_{xRd} -98.55 kN m

σ_c -14.27 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ϵ_c 0.9406 ‰

ϵ_s 1.975 ‰

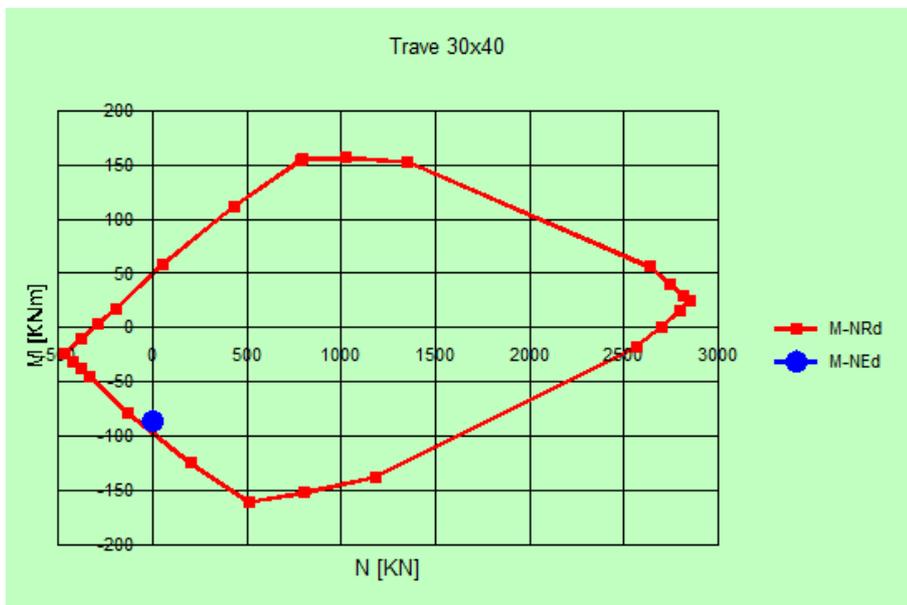
d 35.4 cm

x 11.42 x/d 0.3226

δ 0.8433

Calcoli
N* rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
 L_0 0 cm Col. modello

Precompresso



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}	55.7 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		sì [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12 [-]
Coefficiente k	k	1.74 [-]
		1.74 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.0072455 [-]
		0.0072455 [-]

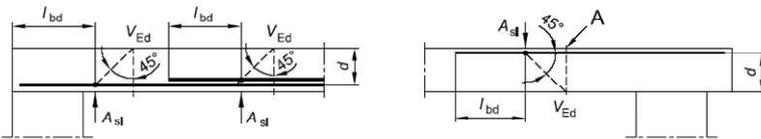
$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

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

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

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

Legenda
A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	69.48 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	54.38 [kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	69.48 [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

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	10.0	SLEQP
MAX M3	0.0	0.0	10.0	SLEFREQ
MAX M3	0.0	0.0	10.0	SLERARA

Sezione di appoggio:

	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Comb.
MIN M3	0.0	0.0	-18.1	SLEQP
MIN M3	0.0	0.0	-18.1	SLEFREQ
MIN M3	0.0	0.0	-18.1	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:

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1,2 = 3.35 / 1.2 = - 2.79 \text{ MPa}$$

12.2.1.1 Verifica in mezzeria

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

$$\sigma_{c_Q.PERM} = -0.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_FREQ} = -0.72 \text{ MPa}$$

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:

$$\sigma_{c_Q.PERM} = -1.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_FREQ} = -1.15 \text{ MPa}$$

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:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,60 f_{ck} = 22.41 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} = 16.81 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

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	8	1.07	16.81	OK
MAX M3 SLERARA	0	0	8	1.07	22.41	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	8	-29.91	-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.)	M _y (M22)	M _x (M33)	$\sigma_{cls} +$	$\sigma_{cls,LIMITE}$	Verifica
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(MPa)	(MPa)	
MAX M3 SLEQP	0	0	-12	1.72	16.81	OK
MAX M3 SLERARA	0	0	-12	1.72	22.41	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	-12	-47.86	-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 "RS3Z00D26CLPT2000003".

13.1 STATO LIMITE ULTIMO

Le massime sollecitazioni allo SLU sono le seguenti.

Sollecitazioni flettenti:

travi in direzione X:

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

$$M_{\max-} = -93.2 \text{ kNm}$$

travi in direzione Y:

$$M_{\max+} = 21 \text{ kNm}$$

$$M_{\max-} = -145.1 \text{ kNm}$$

Sollecitazione di taglio:

$$V_{\max} = 114.7 \text{ kN}$$

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**

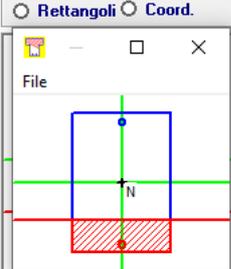
N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	70	100	1	21.99	6
			2	21.99	94.2

Solllecitazioni		P.to applicazione N	
S.L.U.	Metodo n	<input type="radio"/> Centro	<input checked="" type="radio"/> Baricentro cls
<input type="text" value="0"/> N _{Ed}	<input type="text" value="0"/> kN	<input type="text" value="0"/> xN	<input type="text" value="0"/> yN
<input type="text" value="-145.1"/> M _{xEd}	<input type="text" value="0"/> kNm	Tipo rottura	
<input type="text" value="0"/> M _{yEd}	<input type="text" value="0"/> kNm	Lato acciaio - Acciaio snervato	

Materiali		M _{xRd} <input type="text" value="-745.1"/> kN m	
<input type="text" value="B450C"/>	<input type="text" value="C25/30"/>	<input type="text" value="7.584"/> σ_c N/mm²	
<input type="text" value="1.957"/> ϵ_{su} ‰	<input type="text" value="2"/> ϵ_{c2} ‰	<input type="text" value="391.3"/> σ_s N/mm²	
<input type="text" value="391.3"/> f_{yd} N/mm²	<input type="text" value="2"/> ϵ_{cu} ‰	<input type="text" value="0.6364"/> ϵ_c ‰	
<input type="text" value="200.000"/> E_s N/mm²	<input type="text" value="14.17"/> f_{cd}	<input type="text" value="1.957"/> ϵ_s ‰	
<input type="text" value="15"/> E_s/E_c	<input type="text" value="0.8"/> f_{cc}/f_{cd} [?]	<input type="text" value="94"/> d cm	
<input type="text" value="1.957"/> ϵ_{syd} ‰	<input type="text" value="9.75"/> $\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="23.07"/> x x/d	<input type="text" value="0.2454"/> x/d
<input type="text" value="255"/> $\sigma_{s,adm}$ N/mm²	<input type="text" value="0.6"/> τ_{co}	<input type="text" value="0.7468"/> δ	
	<input type="text" value="1.829"/> τ_{c1}		

Rettangoli Coord.

File



Metodo di calcolo

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

Metodo n

Tipo flessione

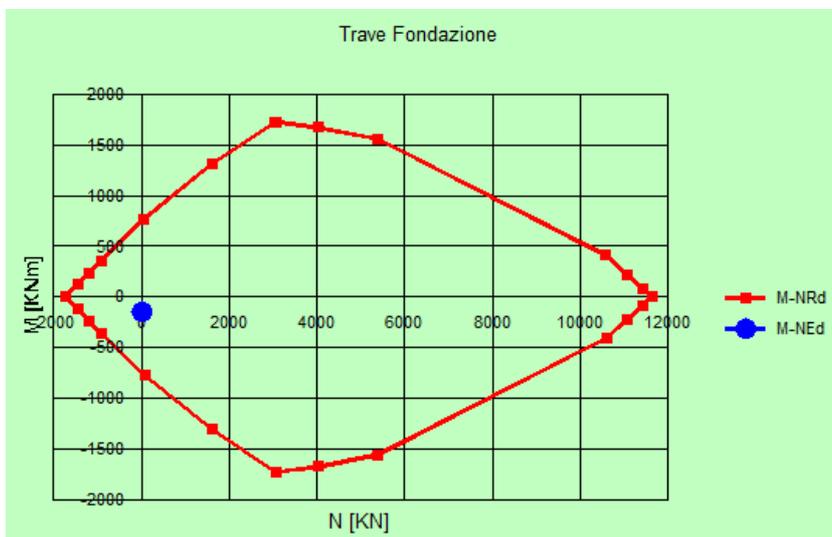
Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd

L₀ cm

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}	114.7 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12 [-]
Coefficiente k	k	1.46 [-]
		1.46 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.0032725 [-]
		0.0032725 [-]

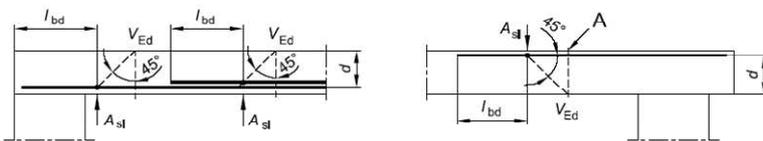
$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

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

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

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

Legenda
A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	270.90 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	253.16 [kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	270.90 [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	-98.6	SLEQP
MAX M3	-99.3	SLEFREQ
MAX M3	-102.3	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:

$$\sigma_{c_Q,PERM} = -0.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c_FREQ} = -0.70 \text{ MPa}$$

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	-99	1.10	11.21	OK
MAX M3 SLERARA	-102	1.14	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	-102	-53.62	-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	415	cm
q	1.5	
$d_{r,X,SISMAX}$	0.44	cm
$qd_{r,X,SISMAX}$	0.66	cm
$d_{r,Y,SISMAY}$	0.37	cm
$qd_{r,Y,SISMAY}$	0.555	cm
$qd_{r,MAX}$	0.66	cm

Essendo CU=III:

$qd_r =$	0.66	cm	\leq	$2/3 \times 0.005h = 0.003$	$h =$	1.38	cm	OK	per tamponature fragili
$qd_r =$	0.66	cm	\leq	$2/3 \times 0.0075h = 0.005$	$h =$	2.08	cm	OK	per tamponature duttili