COMMITTENTE:

RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

PROGETTAZIONE:

ITALFERR
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

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

RADDOPPIO TRATTA FIUME TORTO – LERCARA DIRAMAZIONE LOTTO 1 + 2

PIAZZALI

PT20 - Piazzale di emergenza - km 28+325

Relazione di calcolo elevazione fabbricato PGEP

SCALA: -

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
RS3Z	00	D	26	CL	PT2000	002	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. SACCHI Maggio 2020
B	1° AGG. A CONSEGNA CSLLPP	C. INTEGRA	Maggio 2020	M.SALLEOLINI	Maggio 2020	A.BARRECA	Maggio 2020	

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

File: RS3Z00D26CLPT2000002B		n. Elab.:

INDICE

1. PREMESSA 3

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO 5

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI 6

3.1 CALCESTRUZZO 6

3.1.1 CALCESTRUZZO STRUTTURE DI FONDAZIONE 6

3.1.2 CALCESTRUZZO STRUTTURE IN ELEVAZIONE 6

3.2 ACCIAIO 7

3.2.1 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO 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 SOLAIO DI COPERTURA 8

4.3.2 TAMPONATURA ESTERNA 9

4.3.3 PARAPETTO COPERTURA 9

4.4 ACCIDENTALI COPERTURA 9

4.4.1 SOVRACCARICO D'USO 10

4.4.2 NEVE 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 27

8. ANALISI MODALE 29

9. VERIFICHE SOLAIO DI COPERTURA 31

9.1.1 SOLLECITAZIONI 32

9.1.2 VERIFICHE 36

10. VERIFICHE PILASTRI 44

10.1 STATO LIMITE ULTIMO 44

10.1.1 VERIFICA A PRESSO FLESSIONE 45

10.1.2 VERIFICA A TAGLIO 51

10.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO 52

10.2.1 STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE 53

10.2.2 VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO 54

11. VERIFICHE TRAVI 30x50 56

11.1 STATO LIMITE ULTIMO 56

11.1.1 VERIFICA A PRESSO FLESSIONE 57

11.1.2 VERIFICA A TAGLIO 59

11.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO 60

11.2.1 STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE 60

11.2.2 VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO 62

12. VERIFICHE TRAVI 30x40 63

12.1 STATO LIMITE ULTIMO 63

12.1.1 VERIFICA A PRESSO FLESSIONE 65

12.1.2 VERIFICA A TAGLIO 67

12.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO 68

12.2.1 STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE 68

12.2.2 VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO 69

13. VERIFICHE TRAVI DI FONDAZIONE 70

13.1 STATO LIMITE ULTIMO 70

13.1.1 VERIFICA A PRESSO FLESSIONE 71

13.1.2 VERIFICA A TAGLIO 72

13.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO 73

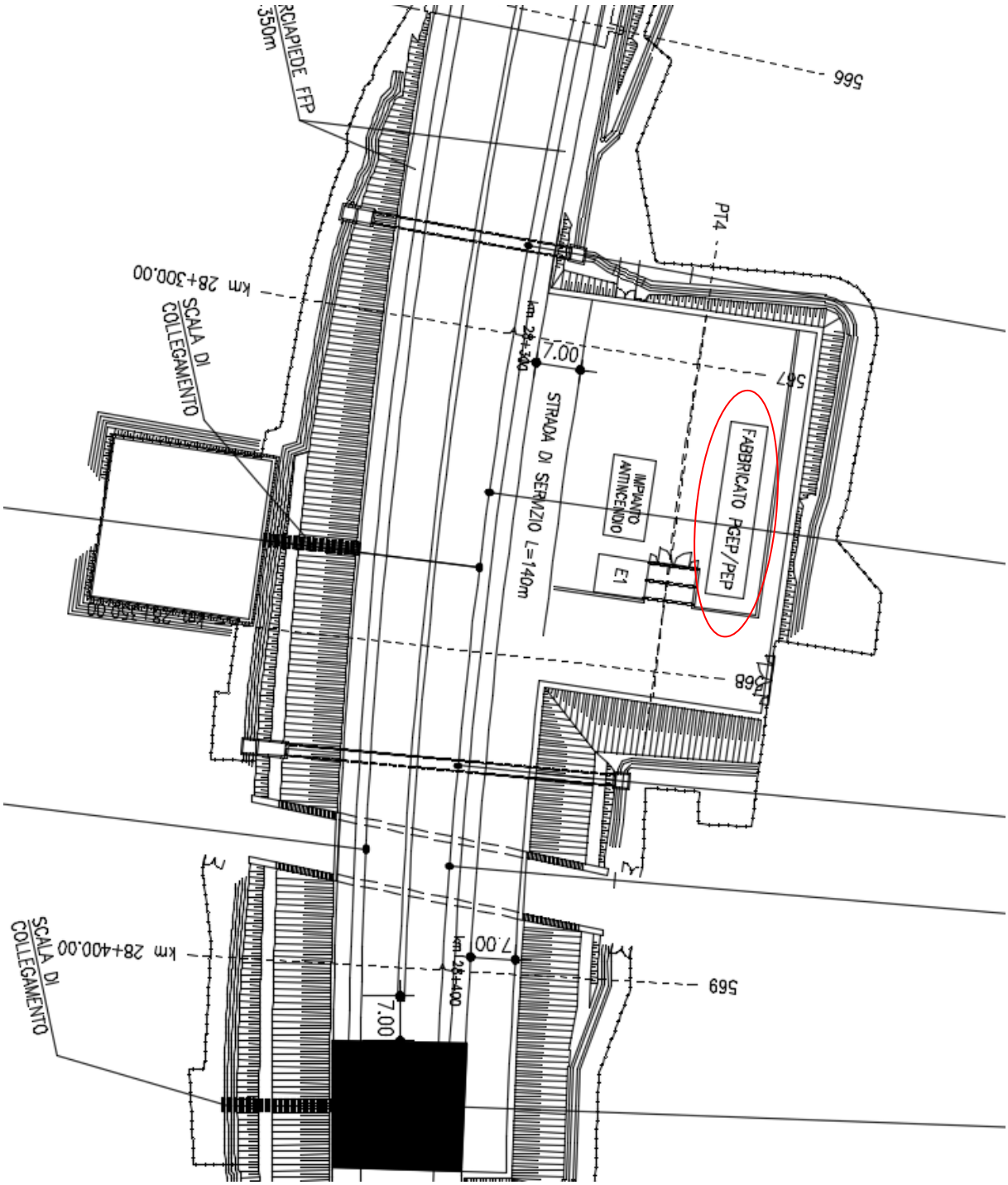
13.2.1 STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE 73

13.2.2 VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO 73

14. VERIFICA DELLE TAMPONATURE 74

1. PREMESSA

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



L'edificio ha dimensione rettangolare in pianta di circa 27m x 6.37m.

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

Gli elementi strutturali verticali sono costituiti da 14 pilastri di dimensioni 30cm x 60cm.

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*;
- RFICTCSIMAIFS001_C: *Manuale di progettazione delle opere civili, 21/12/2018*
- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

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 N/mm^2

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

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

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

Classe di esposizione: XC2 (condizioni ambientali ordinarie)

Per gli elementi strutturali della fondazione si assume un copriferro 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:

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

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

3.1.2 CALCESTRUZZO STRUTTURE IN ELEVAZIONE

Classe C35/45

R_{ck} = 45 N/mm^2

$f_{ck} = 0{,}83 \cdot R_{ck}$ = 37.35 N/mm^2

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc}/\gamma_c = 37.35 \cdot 0{,}85/1{,}5$ = 21,17 N/mm^2

Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctm} = 0{,}30 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$ = 3,35 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: $w_d \leq w_3 = 0{,}4$ mm

combinazione delle Azioni Quasi Permanente $w_d \leq w_2 = 0{,}3$ 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	$f_{yk} = 450$ N/mm^2;
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540$ N/mm^2;
resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} = 391{,}30$ N/mm^2;
modulo elastico	$E_s = 206.000$ N/mm^2.

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

4.2 PESO PROPRIO DEL SOLAIO DI COPERURA

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

4.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

4.3.1 SOLAIO DI COPERTURA

	γ (kN/m^3)	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

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

4.3.2 TAMPONATURA ESTERNA

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

Altezza	3.75	m
Carico a ml	15.3	kN/m

4.3.3 PARAPETTO COPERTURA

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

Altezza	1.15	m
Carico a ml	4.0	kN/m

4.4 ACCIDENTALI COPERTURA

4.4.1 SOVRACCARICO D'USO

Copertura accessibile per sola manutenzione: $q_k = 0.5$ 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	$q_{sk} = 0{,}60$ kN/m² $a_s \leq 200$ m $q_{sk} = 0{,}51\ [1+(a_s/481^2)]$ kN/m² $a_s > 200$ m

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

$c_E = 1$ (coefficiente di esposizione)

$c_t = 1$ (coefficiente termico)

Inclinazione della falda: 0°

$\mu_i = 0.8$ (coefficiente di forma)

Carico neve sulla copertura: $qs = \mu_i\, q_{sk}\, c_E\, c_t = 0.71$ 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

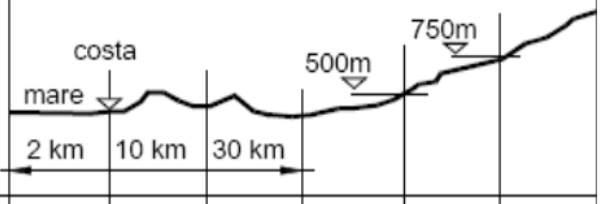
Classe di rugosità del terreno:

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:

ZONE 1,2,3,4,5

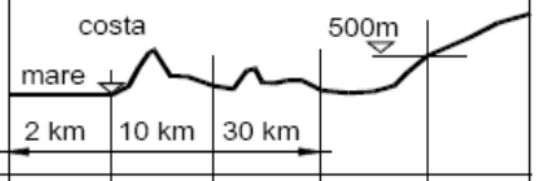


A	- -	IV	IV	V	V	V
B	- -	III	III	IV	IV	IV
C	- -	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

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

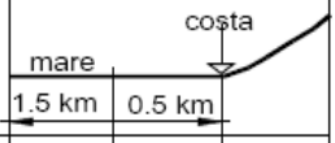
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6



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

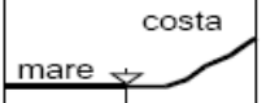
ZONE 7,8



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

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9



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

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

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

ca =1 per as ≤ a0

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

v_b (velocità base di riferimento) 28.00 m/s

$v_r = v_b * cr$

Cr coefficiente di ritorno 1.02

v_r (velocità di riferimento) 28.66 m/s

Pressione cinetica di riferimento:

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

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

q_r = 513.26 N/mq

Coefficiente di esposizione:

Il valore di ce può essere ricavato mediante la relazione:

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

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

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

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

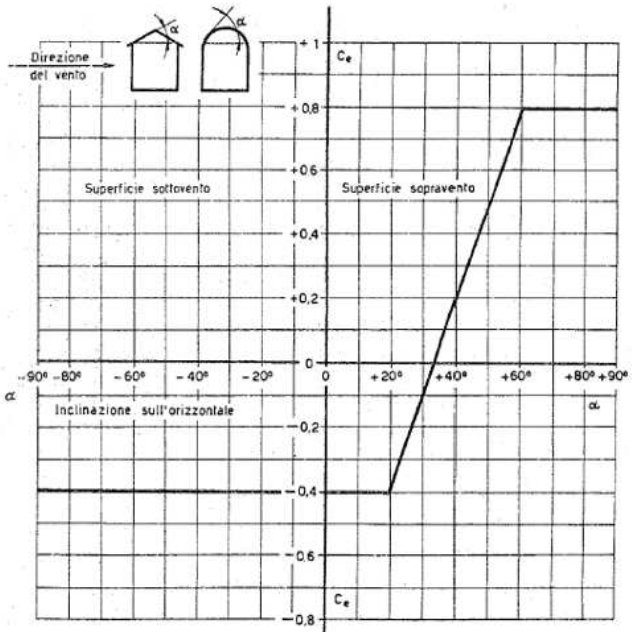
k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0.19	0.05	4.00

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

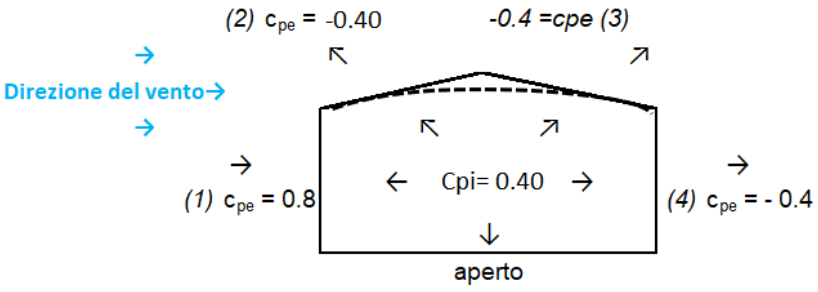
Coefficiente di forma:

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

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

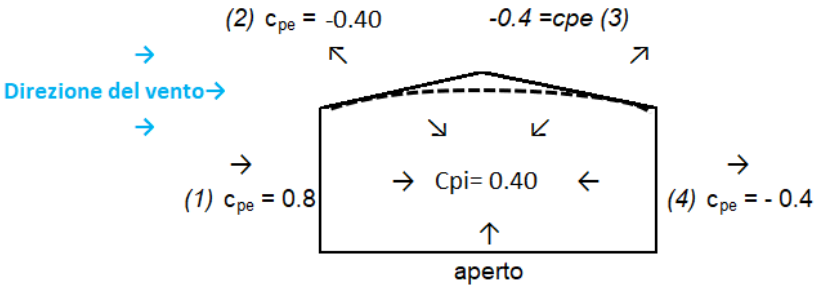


	c_p
(1) parete sopravento	0.40
(2) copertura sopravento	-0.80
(3) copertura sottovento	-0.80
(4) parete sottovento	-0.80



Configurazione A

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



Configurazione B

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 (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:

$p_f = q_r \, c_e \, c_f$

c_f = coefficiente di attrito = 0.01

q_{tan} = **0.00996 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_o 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_o 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'inviluppo 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 ≥ 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.

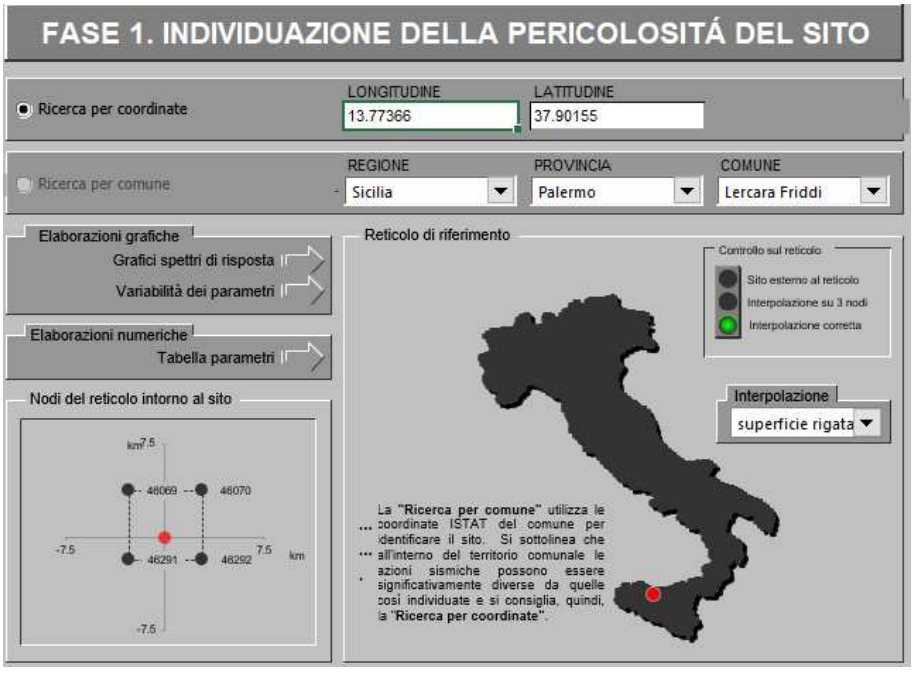
Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND} ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD"B" secondo l'espressione:

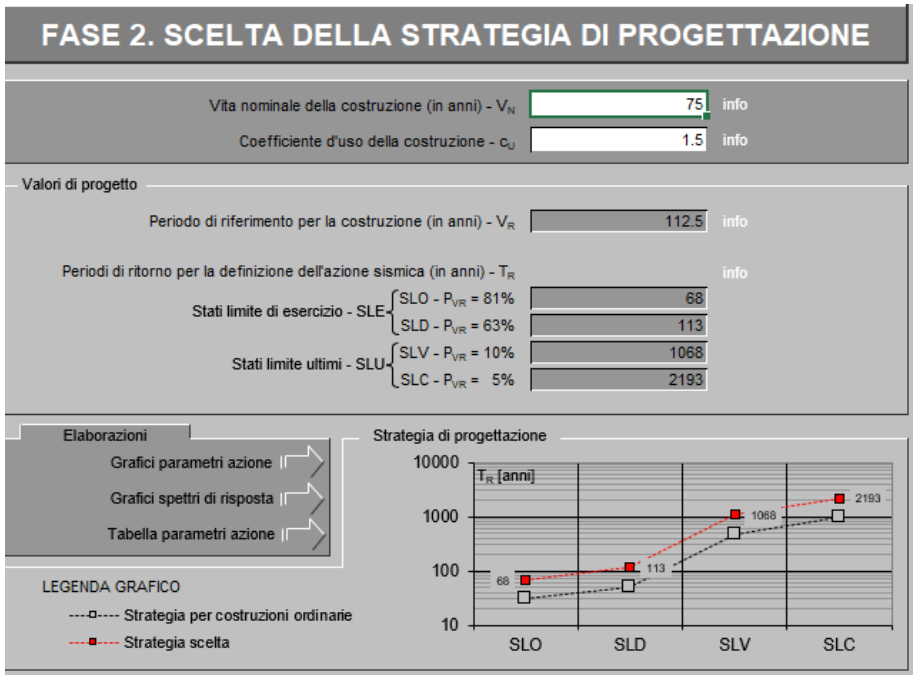
$$1 \leq q_{ND} = 2/3\ q_{CD"B"} \leq 1.5.$$

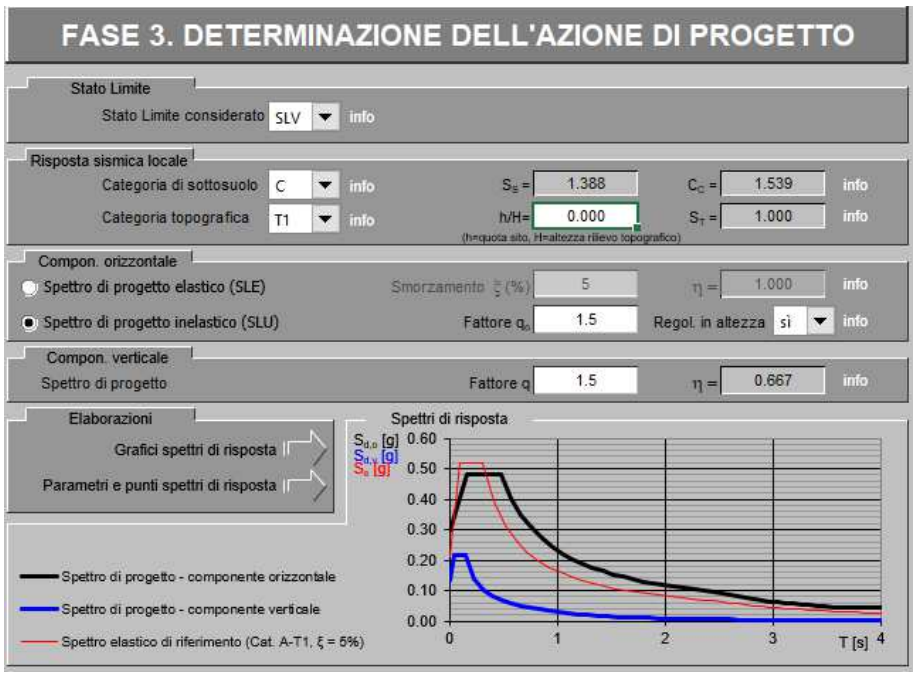
Nel caso in esame si avrebbe $q_{CD"B"} = 3 \times \alpha_u/\alpha_1 = 3 \times 1.05 = 3.15$

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

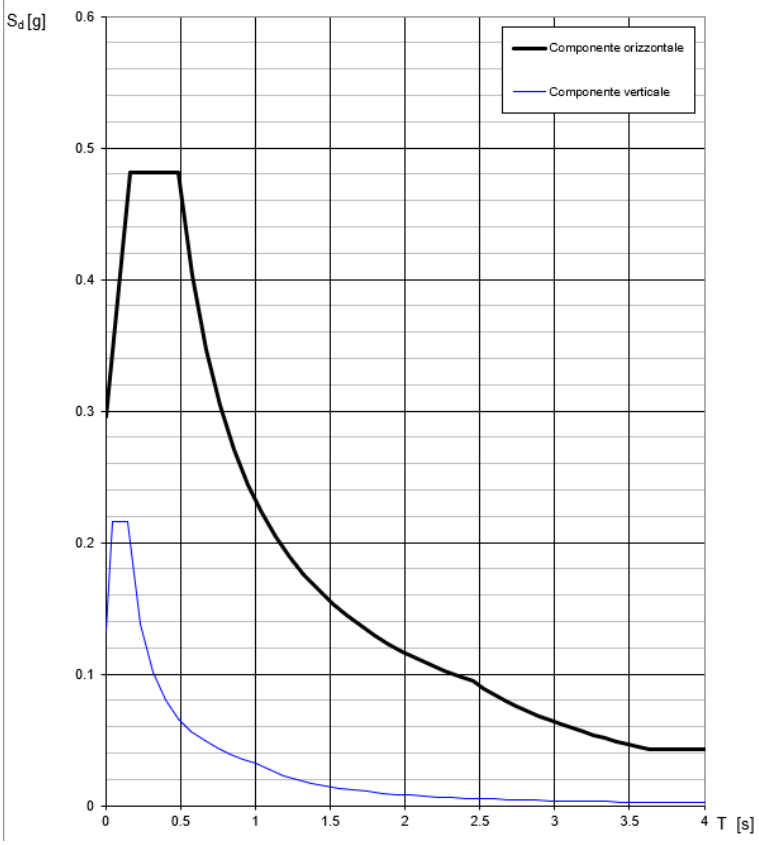
In tal modo il fattore di comportamento viene assunto pari a 1.5.




FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE
Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N 75 info
Coefficiente d'uso della costruzione - c_U 1.5 info
Valori di progetto
Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R 112.5 info
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info
Stati limite di esercizio - SLE: SLO - P_{VR} = 81% 68; SLD - P_{VR} = 63% 113
Stati limite ultimi - SLU: SLV - P_{VR} = 10% 1068; SLC - P_{VR} = 5% 2193
Elaborazioni
Grafici parametri azione
Grafici spettri di risposta
Tabella parametri azione
Strategia di progettazione
T_R [anni]
10000
1000
100
10
68
113
1068
2193
SLO
SLD
SLV
SLC
LEGENDA GRAFICO
Strategia per costruzioni ordinarie
Strategia scelta


FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO
Stato Limite
Stato Limite considerato SLV info
Risposta sismica locale
Categoria di sottosuolo C info
Categoria topografica T1 info
S_S = 1.388
C_C = 1.539
h/H= 0.000
S_T = 1.000
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)
Compon. orizzontale
Spettro di progetto elastico (SLE)
Spettro di progetto inelastico (SLU)
Smorzamento ξ (%) 5
η = 1.000
Fattore q_0 1.5
Regol. in altezza sì
Compon. verticale
Spettro di progetto
Fattore q 1.5
η = 0.667
Elaborazioni
Grafici spettri di risposta
Parametri e punti spettri di risposta
Spettri di risposta
$S_{d,o}$ [g]
$S_{d,v}$ [g]
S_e [g]
0.60
0.50
0.40
0.30
0.20
0.10
0.00
0
1
2
3
4
T [s]
Spettro di progetto - componente orizzontale
Spettro di progetto - componente verticale
Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, ξ = 5%)

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_o	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

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

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

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ 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	27.4	m
Lato Y	6.4	m
Altezza	5.1	m

Vento in X		
ortogonale	37.5	kN
tangenziale	2.8	kN
sommano	**40.3**	kN

Vento in Y		
ortogonale	160.7	kN
tangenziale	0.7	kN
sommano	**161.4**	kN

Azione risultante del sisma (da modello delle struttura):

Sisma in direzione X (Ex + 0.3 Ey):

Fx = 959.1 kN

Fy = 286.4 kN

Sisma in direzione Y (0.3 Ex + Ey):

Fx = 299.7 kN

Fy = 954.8 kN

Essendo le azioni sismiche di gran lunga superiori a quella del vento, quest'ultima viene trascurata nelle verifiche di resistenza.

5. COMBINAZIONI DI CARICO

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

● Combinazione fondamentale SLU:

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

● Combinazione caratteristica (rara):

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

● Combinazione frequente:

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

● Combinazione quasi permanente:

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

● Combinazione sismica:

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

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

	Accidentale copertura	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.

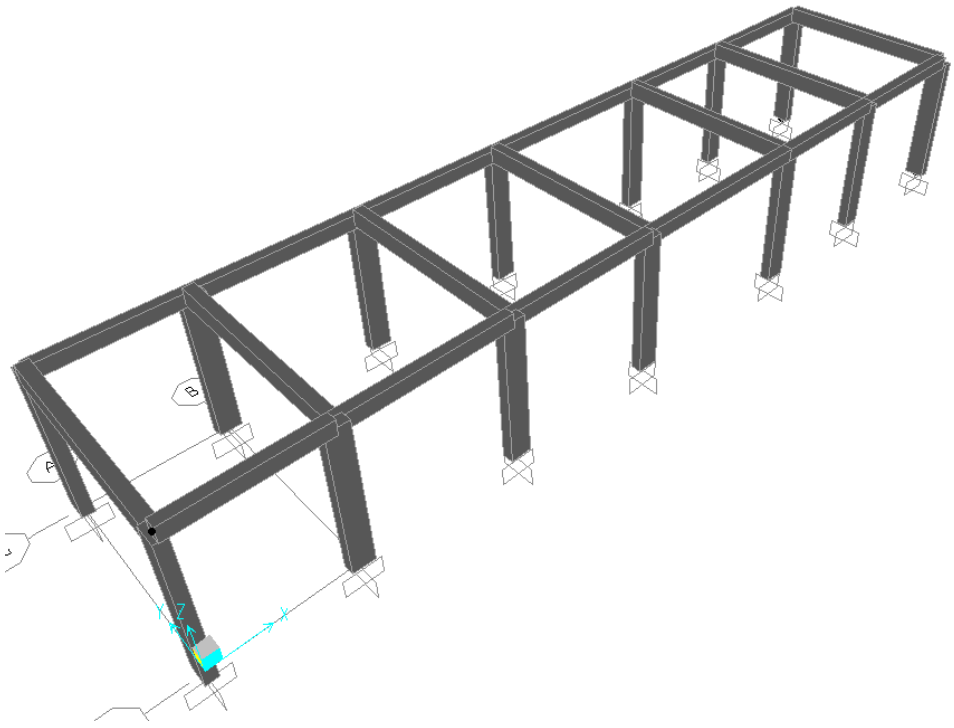
Per individuare le sollecitazioni che interessano gli elementi della struttura in elevazione, viene realizzato un modello tridimensionale in cui sono inseriti gli elementi strutturali principali (travi e pilastri modellati con elementi finiti monodimensionali tipo frame).

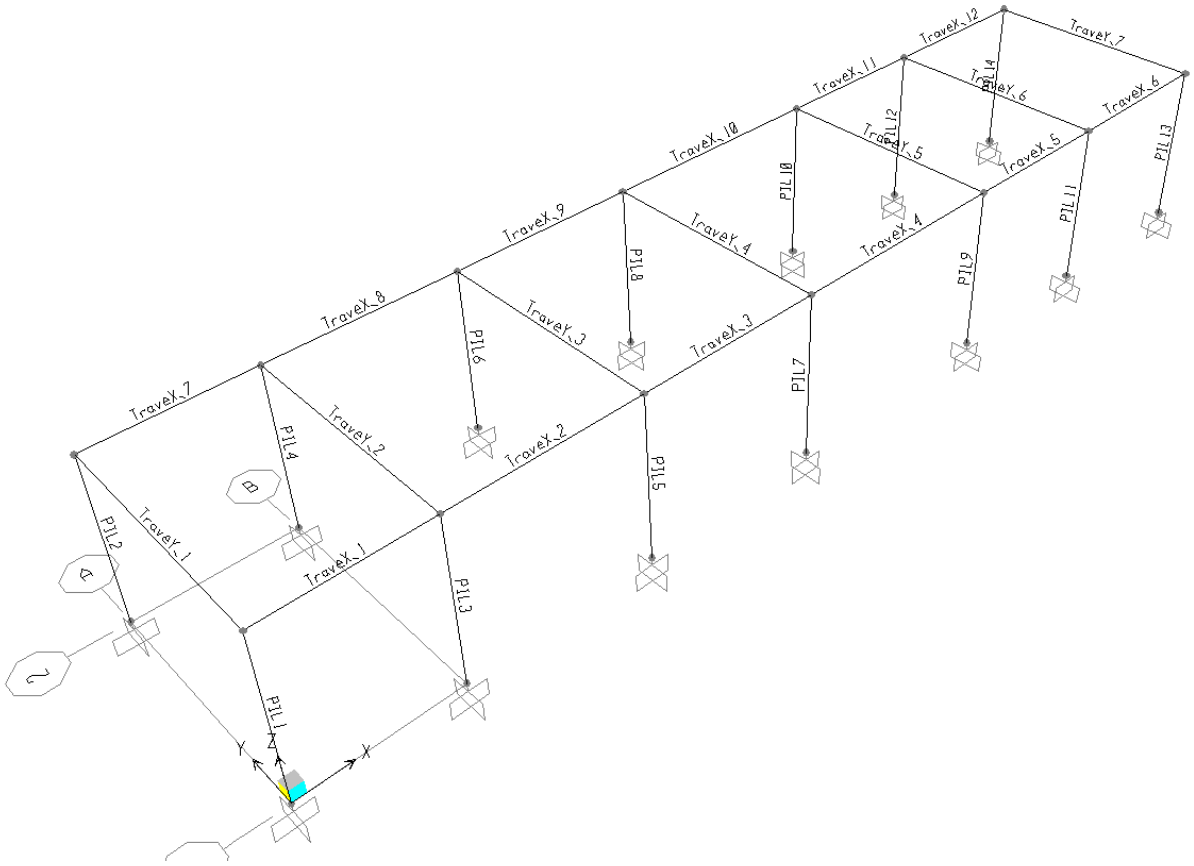
I pilastri sono stati vincolati alla base mediante incastri.

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 rigidezza 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 rigidezza di tutti gli elementi strutturali della metà (assumendo Eprog = 0,50*Ecls).

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:

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

dove:

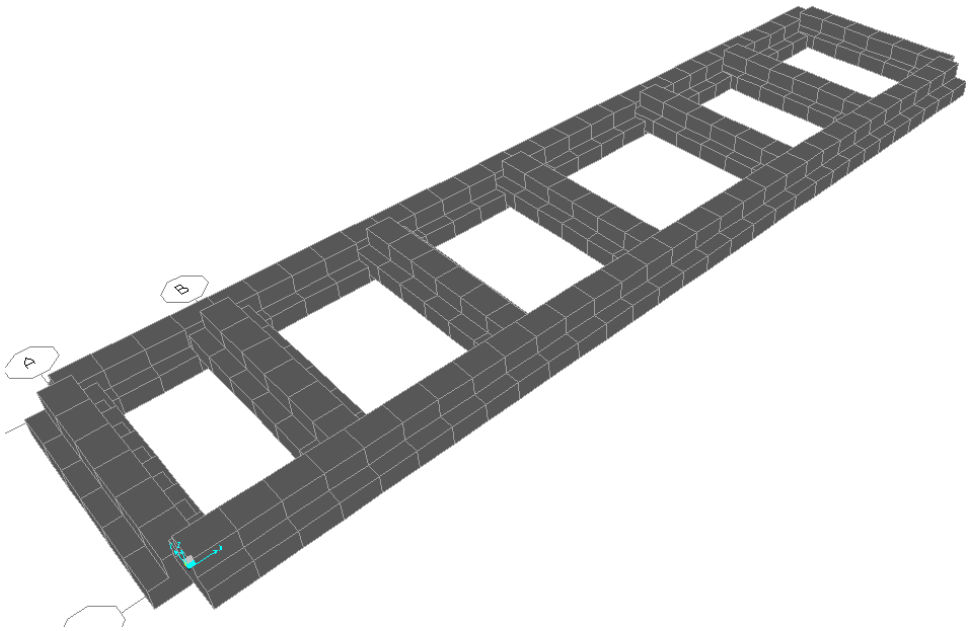
E	61	MPa	modulo elastico del terreno
v	0.3	-	coefficiente di Poisson =0.3;
B	1.5	m	larghezza della fondazione.
L	28	m	lato maggiore della fondazione
ct	2.17	-	fattore di forma (Bowles, 1960)
Kw	**20631**	**kN/m³**	**coefficiente di sottofondo alla Winkler**

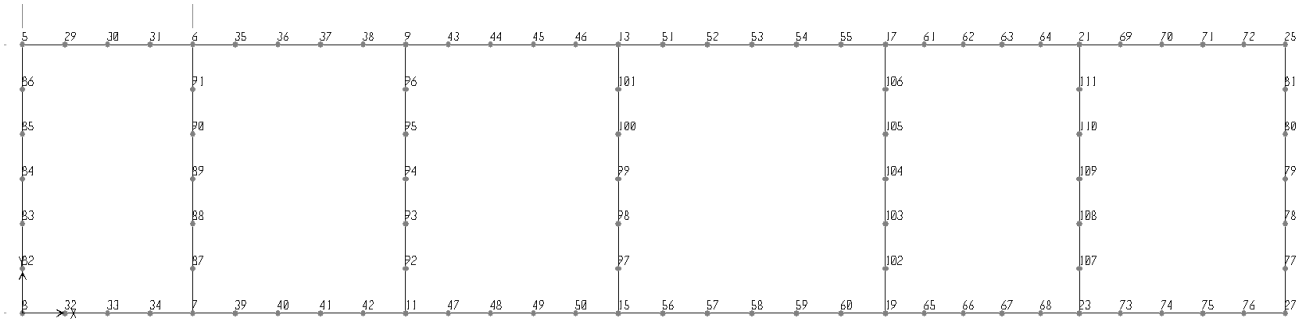
Fattore di forma:

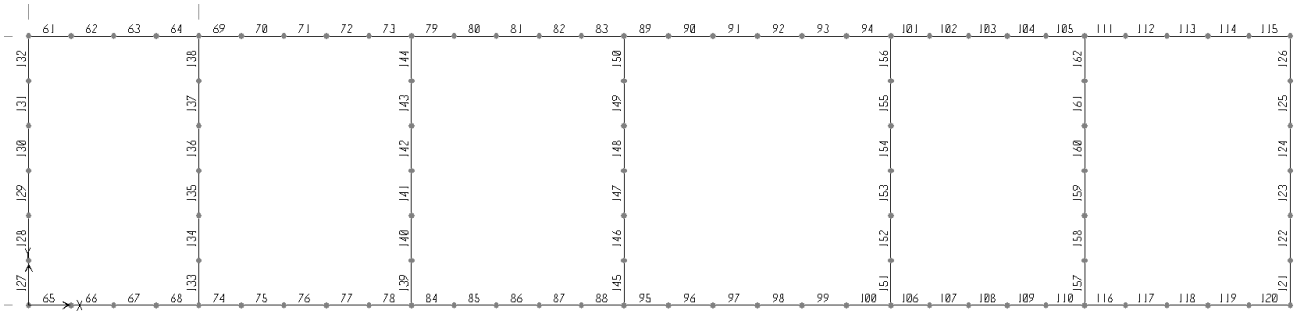
Fondazione Rigida	ct	ct
- rettangolare con L/B≤10	$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$	$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$
- rettangolare con L/B>10	$c_t = 2 + 0.0089 (L/B)$	$c_t = 2 + 0.0089 (L/B)$
dove L é il lato maggiore della fondazione.		

In tal modo la costante di Winkler con cui è stata determinata la rigidezza delle molle è stata assunta pari a $k_v = 20000$ kN/m^3.

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



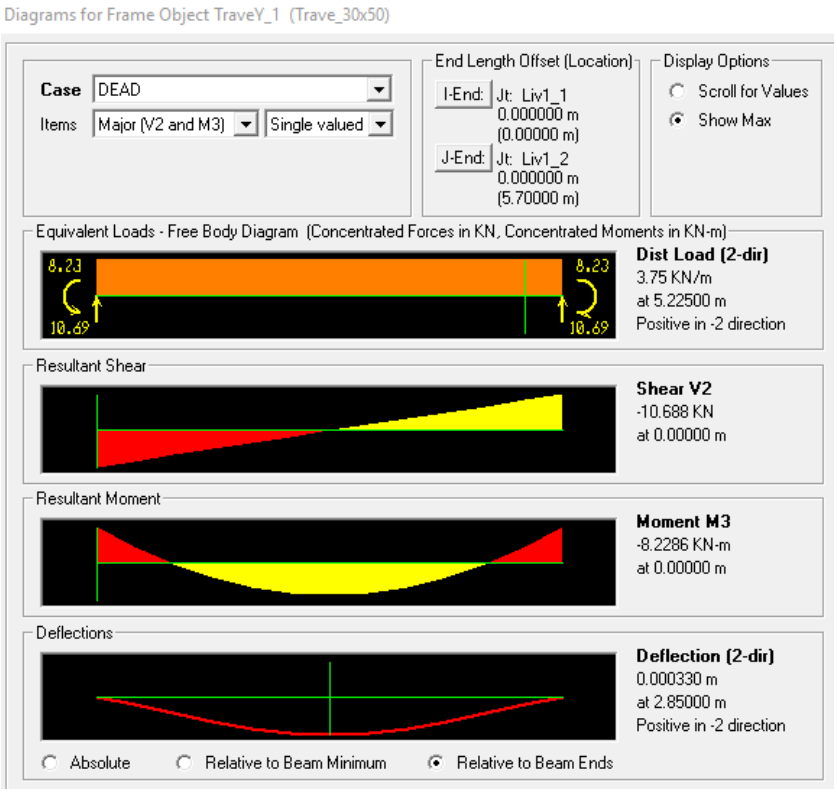


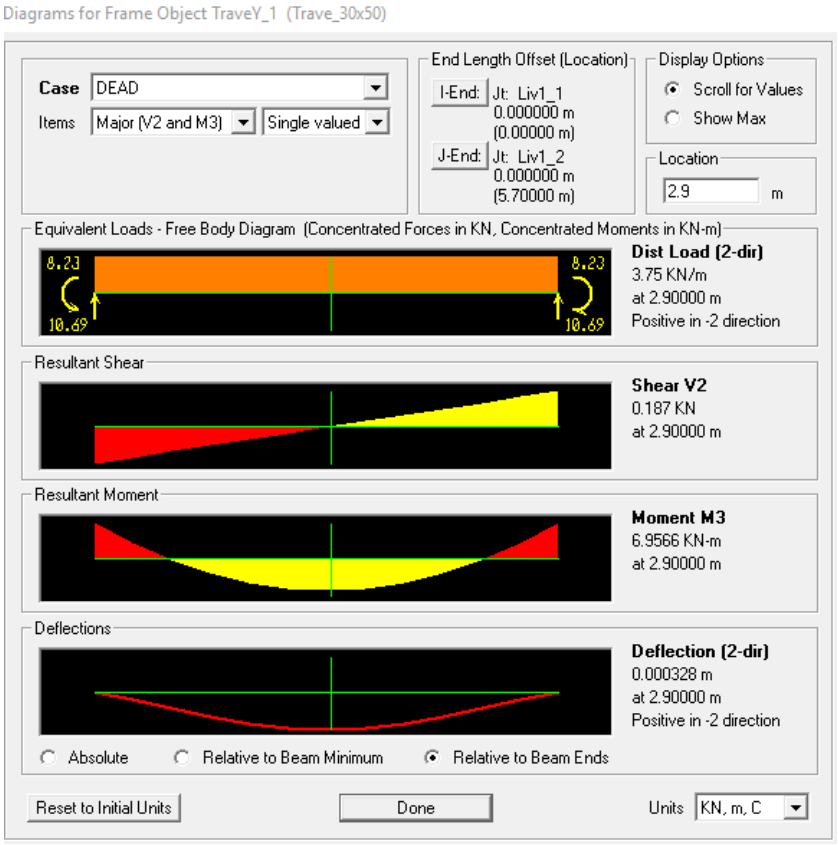


7. GIUDIZIO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

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.





Carico peso proprio: 0.3m x 0.5m x25kN/mc = 3.75 kN/m

Luce di calcolo: L = 5.7m

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

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

Taglio = 1/2 p L = 10.7 kN

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

Le leggere differenze sui 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 kNm + 8.23 kNm = 15.2 kNm, risulta pari alla somma dei momenti calcolata manualmente pari a 15.3 kNm.

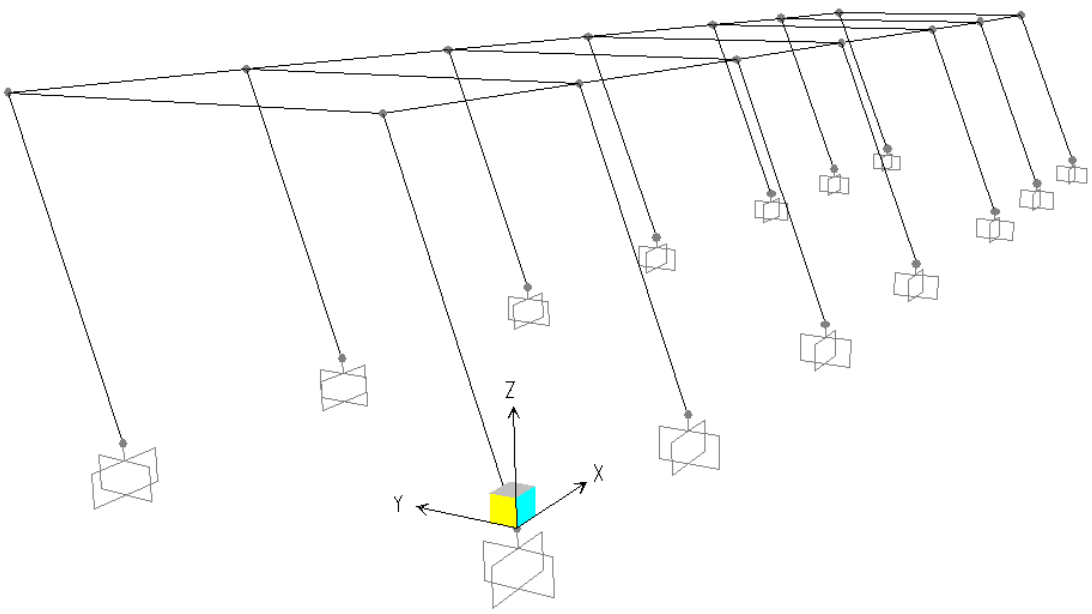
8. ANALISI MODALE

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

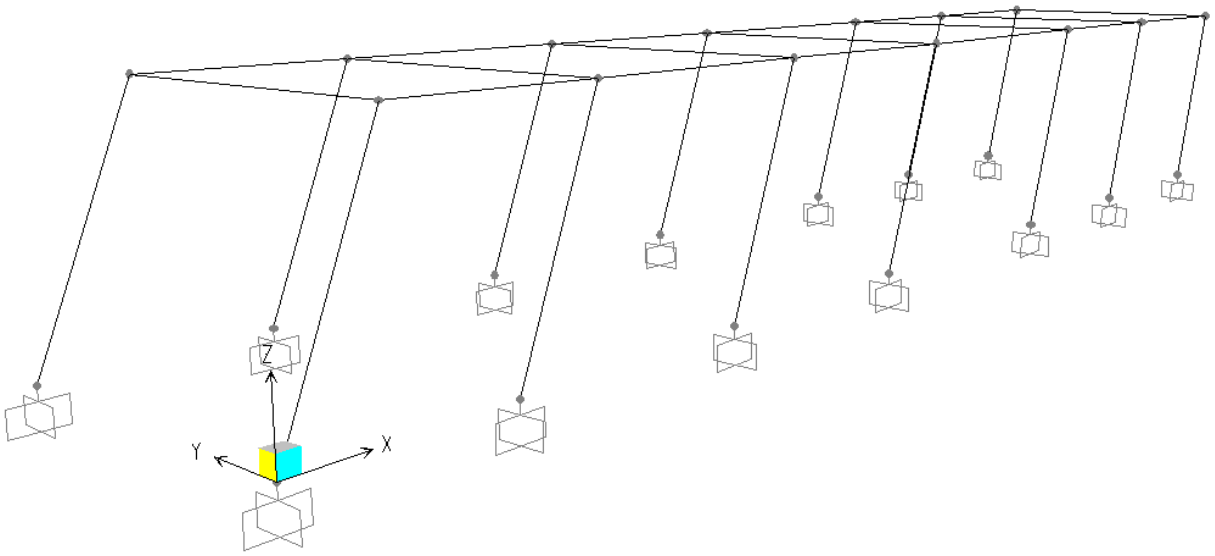
Si riportano di seguito il tabulato e le immagini delle deformate modali dei principali modi di vibrare.

StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0.3192	4.00E-32	0.999452665	1.70E-33	4.00E-32	0.999452665	1.70E-33
Mode	2	0.2539	0.99999	1.01E-32	1.03E-08	0.9999948	0.999452665	1.03E-08
Mode	3	0.2475	1.69E-28	5.35E-04	1.26E-32	0.9999948	0.999987906	1.03E-08

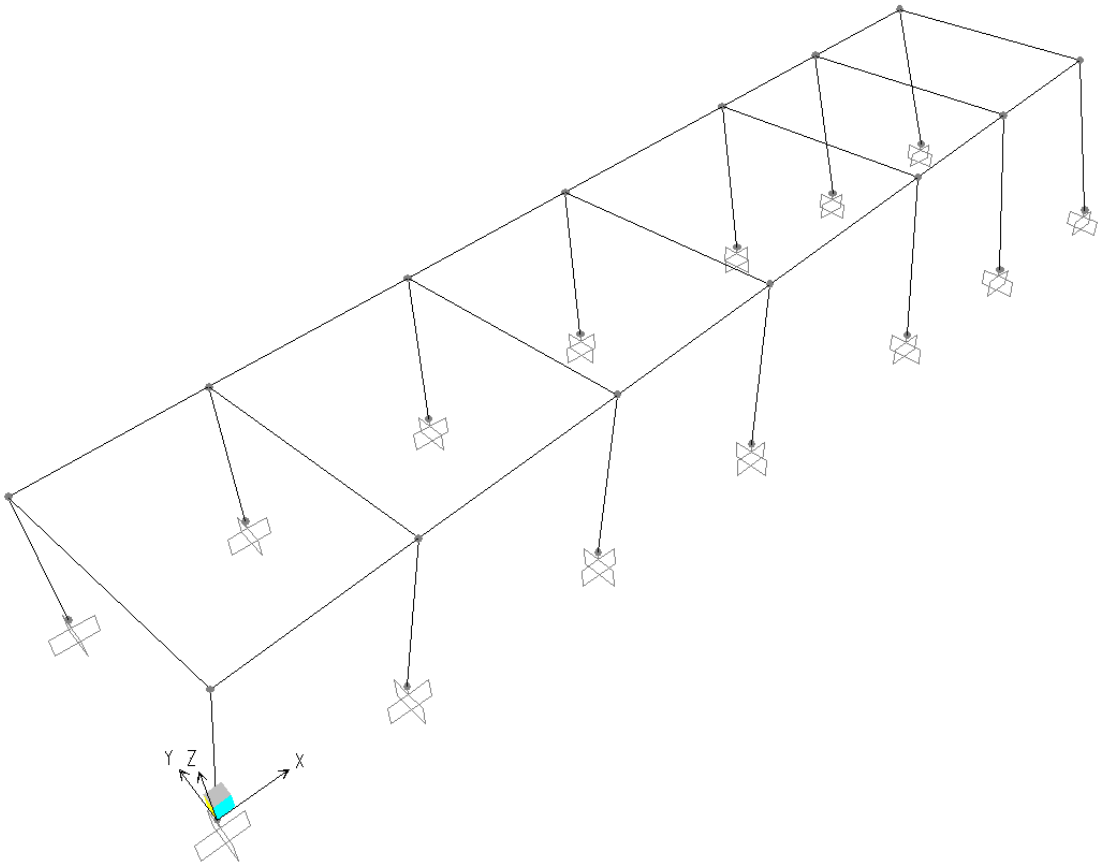
StepType	StepNum	Period	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0.3192	0.51665129	1.76E-33	0.693264514	0.51665129	1.76E-33	0.693264514
Mode	2	0.2539	2.50E-09	6.56E-02	3.09E-02	0.516651292	6.56E-02	0.724141784
Mode	3	0.2475	2.76E-04	1.15E-29	0.275845448	0.51692768	6.56E-02	0.999987232



Modo n.1



Modo n.2



Modo n.3

9. VERIFICHE SOLAIO DI COPERTURA

Pesi propri:

Altezza del solaio	H=	0.20	m
Spessore della soletta	s=	0.040	m
Larghezza del singolo travetto	b=	0.14	m
Interasse fra i travetti	i=	0.54	m
Altezza pignatta	h=	0.16	m
Larghezza pignatta	bp=	0.40	m
Peso specifico delle pignatte prive di foratura		0.30	kN/mc
Peso specifico delle pignatte con foratura del 72.5 %		0.30	kN/mc
Peso specifico della soletta e dei travetti		**25.00**	kN/mc
Peso travetti	Pt=	1.04	kN/mq
Peso pignatte	Pp=	0.04	kN/mq
Peso soletta	Ps=	1.00	kN/mq
Totale peso proprio solaio		**2.07**	**kN/mq**
Carichi permanenti pesi propri		2.07	kN/mq
Carichi permanenti non strutturali		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 PEMANENTE PP+PERM	4.59	kN/mq
SLE QUASI PEMANENTE ACC comb 1	0.00	kN/mq
SLE QUASI PEMANENTE ACC comb 2	0.00	kN/mq
SLE FREQUENTE PP+PERM	4.59	kN/mq

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 7 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	6.01	kNm
SLU ACC	1.62	kNm
SLE QUASI PERMANENTE PP+PERM	4.27	kNm
SLE QUASI PERMANENTE ACC	0.00	kNm

SLE FREQUENTE PP+PERM	4.27	kNm
SLE FREQUENTE ACC	0.18	kNm
SLE RARA PP+PERM	4.27	kNm
SLE RARA ACC	1.08	kNm
Combinazione SLU	7.63	kNm
Combinazione SLE quasi permanente	4.27	kNm
Combinazione SLE frequente	4.45	kNm
Combinazione SLE rara	5.35	kNm

Momento negativo a travetto appoggio centrale

SLU PP+PERM	8.46	kNm
SLU ACC	1.68	kNm
SLE QUASI PERMANENTE PP+PERM	6.00	kNm
SLE QUASI PERMANENTE ACC	0.00	kNm
SLE FREQUENTE PP+PERM	6.00	kNm
SLE FREQUENTE ACC	0.19	kNm
SLE RARA PP+PERM	6.00	kNm
SLE RARA ACC	1.12	kNm
Combinazione SLU	10.14	kNm
Combinazione SLE quasi permanente	6.00	kNm
Combinazione SLE frequente	6.19	kNm
Combinazione SLE rara	7.12	kNm

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

SLU PP+PERM	8.30	kNm
SLU ACC	1.64	kNm
SLE QUASI PERMANENTE PP+PERM	5.89	kNm
SLE QUASI PERMANENTE ACC	0.00	kNm
SLE FREQUENTE PP+PERM	5.89	kNm
SLE FREQUENTE ACC	0.18	kNm
SLE RARA PP+PERM	5.89	kNm

SLE RARA ACC	1.10	kNm
Combinazione SLU	9.95	kNm
Combinazione SLE quasi permanente	5.89	kNm
Combinazione SLE frequente	6.07	kNm
Combinazione SLE rara	6.99	kNm

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

SLU PP+PERM	8.30	kNm
SLU ACC	1.64	kNm
SLE QUASI PERMANENTE PP+PERM	5.89	kNm
SLE QUASI PERMANENTE ACC	0.00	kNm
SLE FREQUENTE PP+PERM	5.89	kNm
SLE FREQUENTE ACC	0.18	kNm
SLE RARA PP+PERM	5.89	kNm
SLE RARA ACC	1.10	kNm
Combinazione SLU	9.95	kNm
Combinazione SLE quasi permanente	5.89	kNm
Combinazione SLE frequente	6.07	kNm
Combinazione SLE rara	6.99	kNm

Momento negativo a travetto appoggio estremità

SLU PP+PERM	3.68	kNm
SLU ACC	0.73	kNm
SLE QUASI PERMANENTE PP+PERM	2.61	kNm
SLE QUASI PERMANENTE ACC	0.00	kNm
SLE FREQUENTE PP+PERM	2.61	kNm
SLE FREQUENTE ACC	0.08	kNm
SLE RARA PP+PERM	2.61	kNm
SLE RARA ACC	0.49	kNm
Combinazione SLU	4.40	kNm
Combinazione SLE quasi permanente	2.61	kNm
Combinazione SLE frequente	2.69	kNm

Combinazione SLE rara	3.09	kNm

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

SLU PP+PERM	3.52	kNm
SLU ACC	0.70	kNm
SLE QUASI PERMANENTE PP+PERM	2.50	kNm
SLE QUASI PERMANENTE ACC	0.00	kNm
SLE FREQUENTE PP+PERM	2.50	kNm
SLE FREQUENTE ACC	0.08	kNm
SLE RARA PP+PERM	2.50	kNm
SLE RARA ACC	0.46	kNm
Combinazione SLU	4.21	kNm
Combinazione SLE quasi permanente	2.50	kNm
Combinazione SLE frequente	2.57	kNm
Combinazione SLE rara	2.96	kNm

Taglio sezione di appoggio centrale

SLU PP+PERM	10.03	kN
SLU ACC	1.99	kN
Combinazione SLU	12.02	kN

Taglio sezione a filo fascia piena centrale

SLU PP+PERM	8.97	kN
SLU ACC	1.78	kN
Combinazione SLU	10.74	kN

Taglio sezione di appoggio estremità

SLU PP+PERM	6.22	kN
SLU ACC	1.38	kN
Combinazione SLU	7.60	kN

Taglio sezione a filo fascia piena estremità

SLU PP+PERM	5.56	kN

SLU ACC	1.23	kN
Combinazione SLU	6.79	kN

9.1.2 VERIFICHE

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

Riepilogo armature

campata:	2 ϕ 10 inferiori + 1 ϕ 10 superiori
appoggi interni:	1 ϕ 10 inferiori + 2 ϕ 12 superiori
appoggi estremità:	1 ϕ 10 inferiori + 1 ϕ 10 superiori

Verifica sezione di mezzeria

Verifica di resistenza a flessione			
Larghezza media zona tesa		0.14	m
Altezza utile		0.165	m
Armatura minima		0.317	cmq
Armatura prevista	2Ø10	1.57	cmq
Momento resistente		9.95	kNm
Momento agente		7.63	kNm
Verifica soddisfatta	FS	1.30	

Verifica tensioni in esercizio		
Tensione compressione cls combinazione quasi permanente	3.04	MPa
Tensione limite in combinazione quasi permanente = 0.45 fck:	16.8	MPa
Verifica soddisfatta		
Tensione compressione cls combinazione rara	3.81	MPa
Tensione limite in combinazione rara = 0.6 fck:	22.4	MPa
Verifica soddisfatta		
Tensione trazione acciaio combinazione rara	222	MPa
Tensione limite in combinazione rara = 0.8 fyk:	360	MPa

Verifica soddisfatta

Verifica a fessurazione

Tensione trazione acciaio combinazione quasi permanente	177	MPa
Tensione trazione acciaio combinazione frequente	184	MPa
Tensione trazione cls combinazione quasi permanente	2.9	MPa
Tensione trazione cls combinazione frequente	3.1	MPa
Apertura fessure combinazione quasi permanente	0.076	mm
Apertura limite fessure combinazione quasi permanente	0.3	mm

Verifica soddisfatta

Apertura fessure combinazione frequente	0.086	mm
Apertura limite fessure combinazione frequente	0.4	mm

Verifica soddisfatta

FREQUENTE

c	30	mm
s	50	mm
k_2	0.4	-
k_3	0.125	-
ϕ	10	mm
A_s	157	mm^2
b_{eff}	140	mm
(H-x)/2	83.1	mm
h_{eff}	83.1	mm
A_{eff}	11632.2	mm^2
ρ	0.013497	-
s_{rm}	107.0	mm
f_{ctm}	3.35	N/mm^2
σ_s	176.7	N/mm^2
σ_{sr}	176.9	N/mm^2
β_1	1	-
β_2	0.5	-
$(1-\beta_1\beta_2(\sigma_{sr}/\sigma_s)^2)$	0.50	-
E	210000	N/mm^2
ε_{sr}	0.000420	-
w_m	0.0450	mm

QUASI PERMANENTE

c	30	mm
s	50	mm
k_2	0.4	-
k_3	0.125	-
ϕ	10	mm
A_s	157	mm^2
b_{eff}	140	mm
(H-x)/2	83.1	mm
h_{eff}	83.1	mm
A_{eff}	11632.2	mm^2
ρ	0.013497	-
s_{rm}	107.0	mm
f_{ctm}	3.35	N/mm^2
σ_s	184.2	N/mm^2
σ_{sr}	176.9	N/mm^2
β_1	1	-
β_2	0.5	-
$(1-\beta_1\beta_2(\sigma_{sr}/\sigma_s)^2)$	0.54	-
E	210000	N/mm^2
ε_{sr}	0.000472	-
w_m	0.0506	mm

w_k	0.076	mm	w_k	0.086	mm
<=	0.3	mm	<=	0.4	mm

Verifica sezioni a filo fascia piena appoggio centrale

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

Altezza utile (d)		164	mm
k		2.00	
f_{ck}		37.4	MPa
A_{sl}		2.26	cmq
b_w		0.14	m
ρ_l		0.00985	-
σ_{cp}		0.0	MPa
v_{min}		0.605	MPa
Taglio resistente		18.32	kN
Taglio agente		10.7	kN
Verifica soddisfatta	FS	1.71	

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

Larghezza media zona tesa		0.14	m
Altezza utile		0.16	m
Armatura minima		0.367	cmq
Armatura prevista superiormente	2Ø12	2.26	cmq
Armatura prevista inferiormente	1Ø10	0.79	cmq
Momento resistente		13.1	kNm
Momento agente		9.9	kNm
Verifica soddisfatta	FS	1.32	

Verifica tensioni in esercizio filo F.P. appoggio centrale

Tensione compressione cls combinazione quasi permanente	8.17	MPa
Tensione limite in combinazione quasi permanente	16.8	MPa
Verifica soddisfatta		

Tensione compressione cls combinazione rara	9.69	MPa
Tensione limite in combinazione rara	22.4	MPa
Verifica soddisfatta		
Tensione trazione acciaio combinazione rara	219	MPa
Tensione limite in combinazione rara	360	MPa
Verifica soddisfatta		

Verifica a fessurazione filo F.P. appoggio centrale

Tensione trazione acciaio combinazione quasi permanente	185	MPa
Tensione trazione acciaio combinazione frequente	191	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 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	6.79	kN

Verifica soddisfatta	FS	2.06	
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	1Ø10	0.79	cmq
Momento resistente		5.4	kNm
Momento agente		4.2	kNm
Verifica soddisfatta	FS	1.28	
Verifica tensioni in esercizio filo F.P. appoggio estremità			
Tensione compressione cls combinazione quasi permanente		5.10	MPa
Tensione limite in combinazione quasi permanente		16.8	MPa
Verifica soddisfatta			
Tensione compressione cls combinazione rara		6.05	MPa
Tensione limite in combinazione rara		22.4	MPa
Verifica soddisfatta			
Tensione trazione acciaio combinazione rara		253	MPa
Tensione limite in combinazione rara		360	MPa
Verifica soddisfatta			
Verifica a fessurazione filo F.P. appoggio estremità			
Tensione trazione acciaio combinazione quasi permanente		213	MPa
Tensione trazione acciaio combinazione frequente		220	MPa
Tensione trazione cls combinazione quasi permanente		1.0	MPa
Tensione trazione cls combinazione frequente		1.1	MPa
Apertura fessure combinazione quasi permanente		-	mm
Apertura limite fessure combinazione quasi permanente		0.3	mm
Non si supera lo stato limite di formazione delle fessure			
Apertura fessure combinazione frequente		-	mm
Apertura limite fessure combinazione frequente		0.4	mm

Non si supera lo stato limite di formazione delle fessure

Verifica sezione di appoggio centrale

Verifica di resistenza a flessione			
Larghezza media zona tesa		0.54	m
Altezza utile		0.16	m
Armatura minima		1.42	cmq
Armatura prevista	2Ø12	2.26	cmq
Momento resistente		14.99	kNm
Momento agente		10.14	kNm
Verifica soddisfatta	FS	1.48	
Verifica tensioni in esercizio			
Tensione compressione cls combinazione quasi permanente		3.71	MPa
Tensione limite in combinazione quasi permanente		16.8	MPa
Verifica soddisfatta			
Tensione compressione cls combinazione rara		4.40	MPa
Tensione limite in combinazione rara		22.4	MPa
Verifica soddisfatta			
Tensione trazione acciaio combinazione rara		209	MPa
Tensione limite in combinazione rara		360	MPa
Verifica soddisfatta			
Verifica a fessurazione			
Tensione trazione acciaio combinazione quasi permanente		176	MPa
Tensione trazione acciaio combinazione frequente		182	MPa
Tensione trazione cls combinazione quasi permanente		1.6	MPa
Tensione trazione cls combinazione frequente		1.6	MPa
Apertura fessure combinazione quasi permanente		-	mm
Apertura limite fessure combinazione quasi permanente		0.3	mm
Non si supera lo stato limite di formazione delle fessure			
Apertura fessure combinazione frequente		-	mm

Apertura limite fessure combinazione frequente		0.4	mm
Non si supera lo stato limite di formazione delle fessure			
Verifica armatura inferiore appoggio centrale			
Armatura necessaria per assorbire il taglio		0.31	cmq
Armatura prevista	1Ø10	0.79	cmq
Verifica soddisfatta	FS	2.6	

Verifica sezione di appoggio estremità

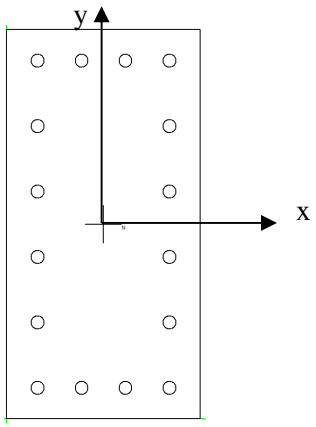
Verifica di resistenza a flessione			
Larghezza media zona tesa		0.50	m
Altezza utile		0.17	m
Armatura minima		1.32	cmq
Armatura prevista	1Ø10	0.79	cmq
Momento resistente		6.00	kNm
Momento agente		4.40	kNm
Verifica soddisfatta	FS	1.36	
Verifica tensioni in esercizio			
Tensione compressione cls combinazione quasi permanente		2.56	MPa
Tensione limite in combinazione quasi permanente		16.8	MPa
Verifica soddisfatta			
Tensione compressione cls combinazione rara		3.03	MPa
Tensione limite in combinazione rara		22.4	MPa
Verifica soddisfatta			
Tensione trazione acciaio combinazione rara		249	MPa
Tensione limite in combinazione rara		360	MPa
Verifica soddisfatta			
Verifica a fessurazione			
Tensione trazione acciaio combinazione quasi permanente		210	MPa
Tensione trazione acciaio combinazione frequente		216	MPa

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		0.19	cmq
Armatura prevista	1Ø10	0.79	cmq
Verifica soddisfatta	FS	4.0	

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=Myy)

M3: agente secondo il lato lungo (vettore secondo il lato corto: M3=Mxx)

	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Comb.
MIN N	**-222.4**	-37.0	-3.3	SLU
MAX N	**-5.5**	10.4	99.6	SismaY_SLV
MAX M2	-104.7	**118.1**	36.8	SismaY_SLV
MAX M3	-32.4	13.4	**298.2**	SismaY_SLV
MIN M2	-158.8	**-118.1**	-26.6	SismaY_SLV
MIN M3	-149.3	-19.0	**-298.2**	SismaY_SLV

Sollecitazioni di taglio:

V2: agente secondo il lato lungo del pilastro; V2=Vy

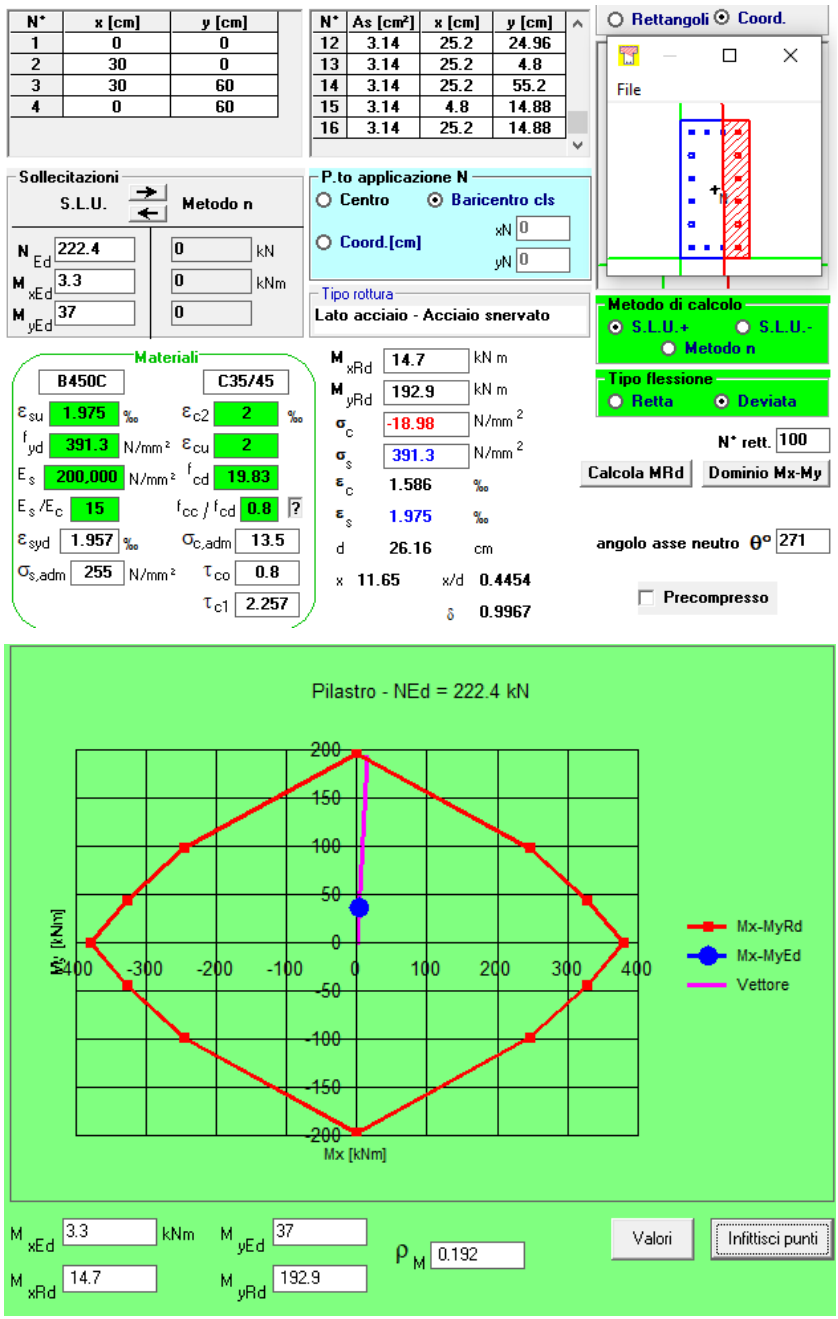
V3: agente secondo il lato corto del pilastro; V3=Vx

	V (kN)
Max V2	120.6
Min V2	-120.6
Max V3	54.4
Min V3	-54.4

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.

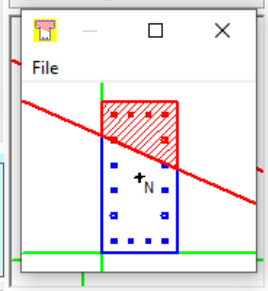
Armatura disposta: 16ϕ20



N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	30	0
3	30	60
4	0	60

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
12	3.14	25.2	24.96
13	3.14	25.2	4.8
14	3.14	25.2	55.2
15	3.14	4.8	14.88
16	3.14	25.2	14.88

Rettangoli Coord.



Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N Ed	5.5	0	kN
M xEd	99.6	0	kNm
M yEd	10.4	0	

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

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd | Dominio Mx-My

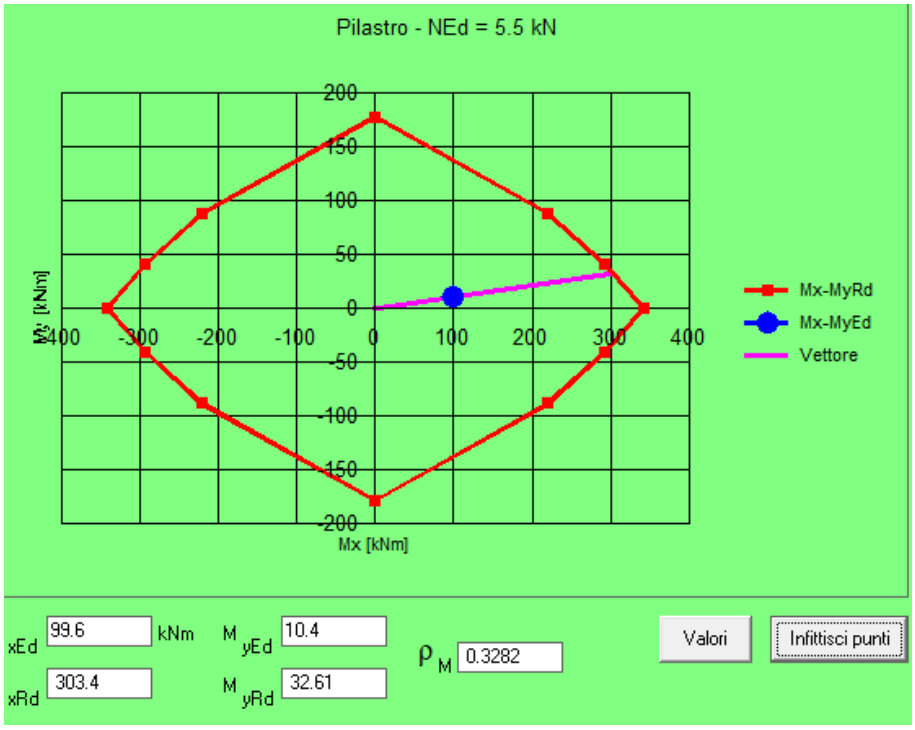
angolo asse neutro θ° 336

Precompresso

Materiali

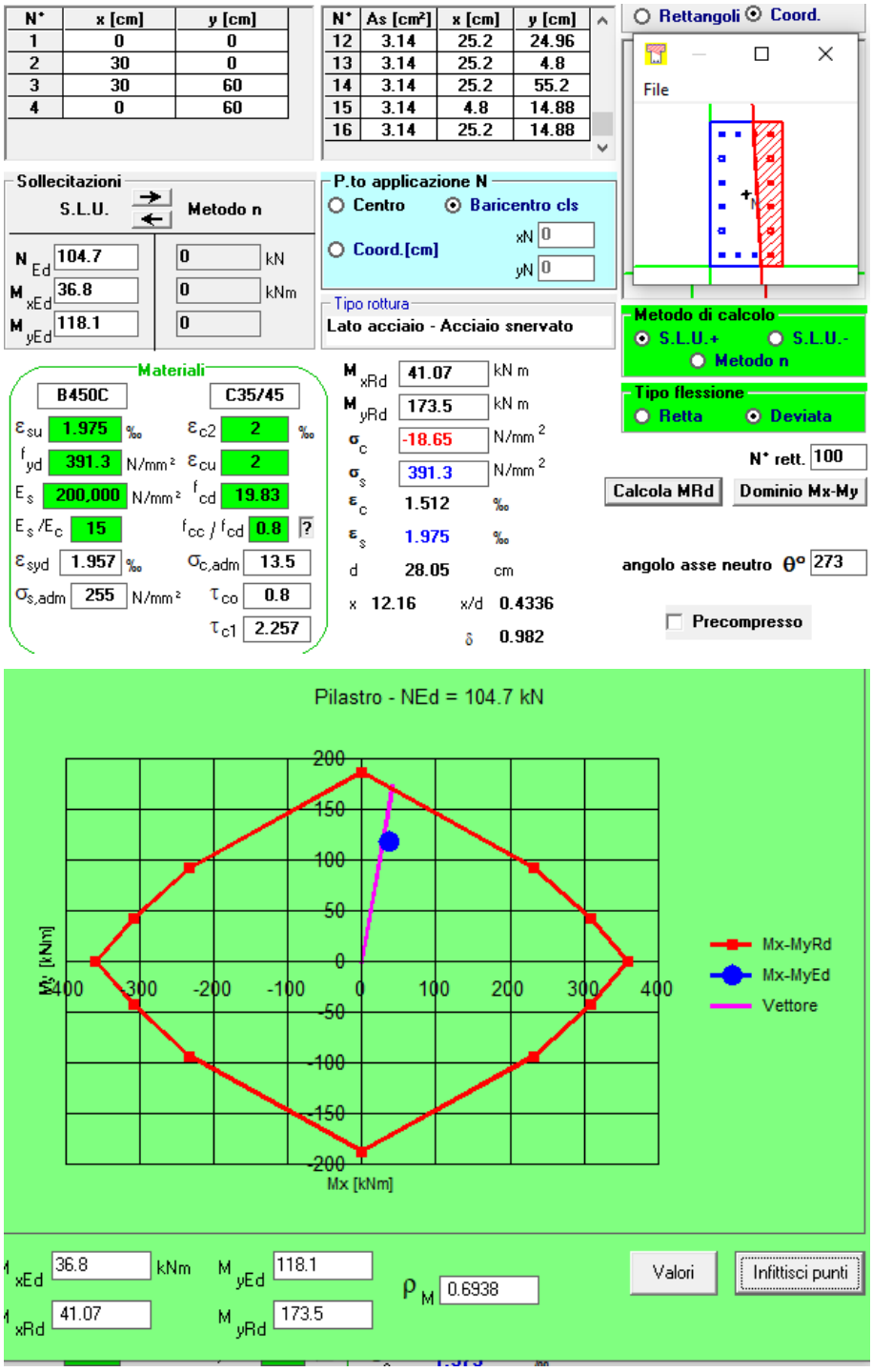
B450C		C35/45	
ε_{su}	1.975 ‰	ε_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ε_{cu}	2
E_s	200,000 N/mm²	f_{cd}	19.83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8 ?
ε_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

M xRd	303.4	kN m
M yRd	32.61	kN m
σ_c	-17.57	N/mm²
σ_s	391.3	N/mm²
ε_c	1.325	‰
ε_s	1.975	‰
d	60.68	cm
x	24.36	x/d 0.4015
		δ 0.9419



xEd	99.6 kNm	M yEd	10.4	ρ M	0.3282
xRd	303.4	M yRd	32.61		

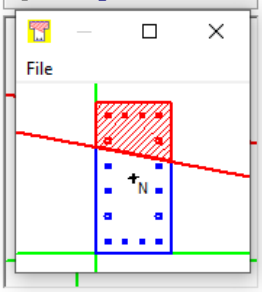
Valori | Infittisci punti


N° x [cm] y [cm]
1 0 0
2 30 0
3 30 60
4 0 60
N° As [cm²] x [cm] y [cm]
12 3.14 25.2 24.96
13 3.14 25.2 4.8
14 3.14 25.2 55.2
15 3.14 4.8 14.88
16 3.14 25.2 14.88
Rettangoli Coord.
File
Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N Ed 104.7 0 kN
M xEd 36.8 0 kNm
M yEd 118.1 0
P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0
Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato
Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n
Tipo flessione
Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio Mx-My
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 41.07 kN m
M yRd 173.5 kN m
σ c -18.65 N/mm²
σ s 391.3 N/mm²
ε c 1.512 ‰
ε s 1.975 ‰
d 28.05 cm
x 12.16 x/d 0.4336
δ 0.982
angolo asse neutro θ° 273
Precompresso
Pilastro - NEd = 104.7 kN
My [kNm]
Mx [kNm]
Mx-MyRd
Mx-MyEd
Vettore
M xEd 36.8 kNm M yEd 118.1
M xRd 41.07 M yRd 173.5
ρ M 0.6938
Valori Infittisci punti

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	30	0
3	30	60
4	0	60

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
12	3.14	25.2	24.96
13	3.14	25.2	4.8
14	3.14	25.2	55.2
15	3.14	4.8	14.88
16	3.14	25.2	14.88

Rettangoli Coord.



Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N Ed	32.4	0	kN
M xEd	298.2	0	kNm
M yEd	13.4	0	

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

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd | Dominio Mx-My

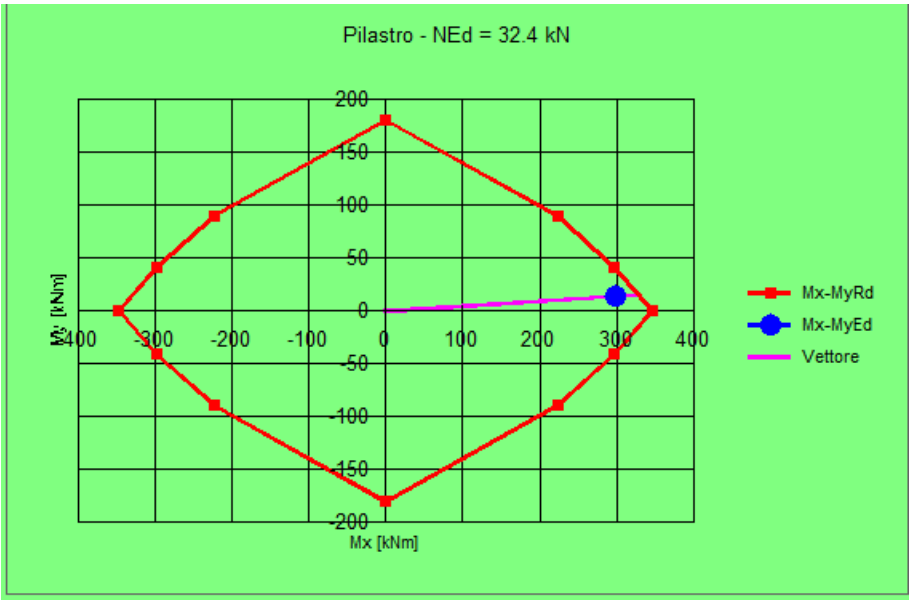
Materiali

	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	329.9	kN m	
M yRd	15.32	kN m	
σ c	-17.08	N/mm²	
σ s	391.3	N/mm²	
ε c	1.255	‰	
ε s	1.975	‰	
d	58.99	cm	
x	22.92	x/d	0.3886
		δ	0.9257

angolo asse neutro θ° 349

Precompresso



M xEd 298.2 kNm M yEd 13.4 ρ M 0.904 Valori | Infittisci punti

M xRd 329.9 M yRd 15.32

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	30	0
3	30	60
4	0	60

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
12	3.14	25.2	24.96
13	3.14	25.2	4.8
14	3.14	25.2	55.2
15	3.14	4.8	14.88
16	3.14	25.2	14.88

Rettangoli Coord.

File

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 158.8 | 0 kN

M_{xEd} 26.6 | 0 kNm

M_{yEd} 118.1 | 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd | Dominio Mx-My

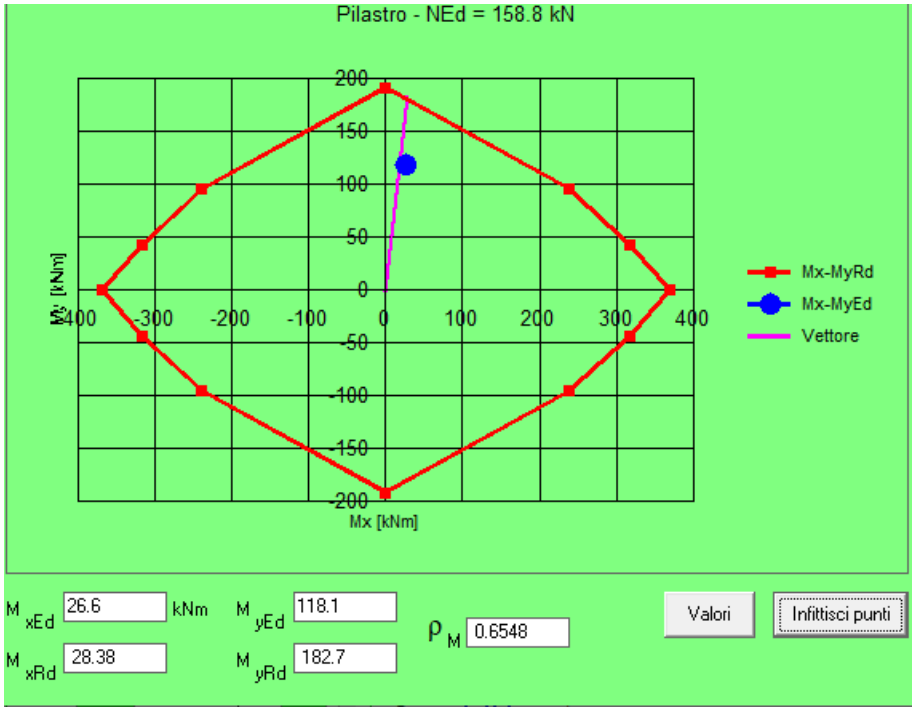
angolo asse neutro θ° 272

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}	28.38	kN m
M_{yRd}	182.7	kN m
σ_c	-18.8	N/mm²
σ_s	391.3	N/mm²
ε_c	1.545	‰
ε_s	1.975	‰
d	27.11	cm
x	11.9	x/d 0.4388
		δ 0.9886



M_{xEd} 26.6 kNm M_{yEd} 118.1 ρ_M 0.6548

M_{xRd} 28.38 M_{yRd} 182.7

Valori | Infittisci punti

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	30	0
3	30	60
4	0	60

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
12	3.14	25.2	24.96
13	3.14	25.2	4.8
14	3.14	25.2	55.2
15	3.14	4.8	14.88
16	3.14	25.2	14.88

Rettangoli Coord.

File

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 149.3 | 0 kN

M_{xEd} 118.1 | 0 kNm

M_{yEd} 19 | 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd | Dominio Mx-My

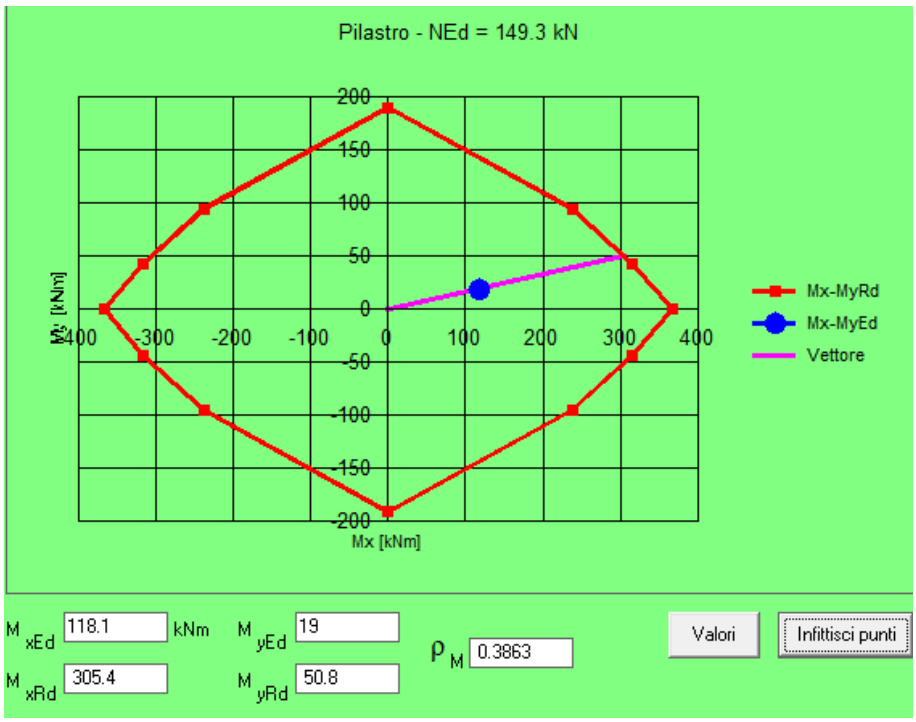
angolo asse neutro θ° 325

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}	305.4	kN m
M_{yRd}	50.8	kN m
σ_c	-18.76	N/mm²
σ_s	391.3	N/mm²
ε_c	1.535	‰
ε_s	1.975	‰
d	59.67	cm
x	26.09	x/d 0.4373
		δ 0.9866



M_{xEd} 118.1 kNm M_{yEd} 19

M_{xRd} 305.4 M_{yRd} 50.8

ρ_M 0.3863

Valori | Infittisci punti

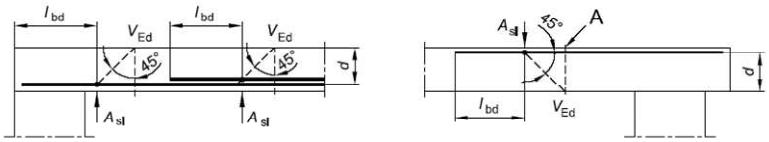
10.1.2 VERIFICA A TAGLIO

Si dispongono staffe ϕ10/20

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}	120.6	[kN]	
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]	
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]	$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$
Coefficiente k	k	1.59	[-]	$k = 1 + (200/d)^{0.5} <= 2,00$
		1.59	[-]	
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di l_{bd} + d	ρ_l	0.0073488	[-]	$\rho_l = A_{s,tesa} /(b\ d)$
		0.0073488	[-]	

figura 6.3 **Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)**
Legenda
A Sezione considerata



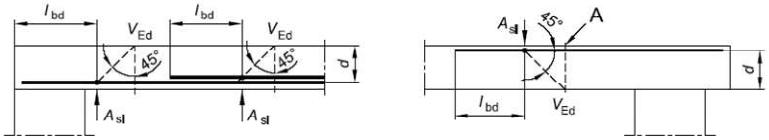
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	98.70	[kN]	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c}\ k\ (100\ \rho_l\ f_{ck})^{1/3}\ b\ d$
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	73.64	[kN]	$V_{Rd,min} = (0,035\ k^{3/2}(f_{ck})^{1/2})b\ d$
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	**98.70**	**[kN]**	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	[°]	Generalmente si adotta θ = 45°
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]	Generalmente si adotta α = 90°
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	157	[mm^2]	$A_{sw} = n_b(\pi\ \phi_{sw}^2)/4 <= A_{sw,max}$
Braccio della coppia interna	z	513	[mm]	$z = 0,9d$
Cotangente di θ	cotθ	1.00	[-]	
		1.00	[-]	
Cotangente di α	cotα	0.00	[-]	
Seno di α	sinα	1.00	[-]	
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	**157.66**	**[kN]**	$V_{Rsd} = (A_{sw}/\ s)\ z\ f_{yd}\ (\cot\theta + \cot\alpha)\ \sin\alpha$
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	10.63	[MPa]	
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	**817.59**	**[kN]**	$V_{Rcd} = z\ b\ f'_{cd}\ (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot\theta^2)$
Massima area efficace di armatura a taglio per cotθ = 1	$A_{sw,max}$	977.50	[mm]	
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	**157.66**	**[kN]**	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}\ ;\ V_{Rcd})$

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}	54.4	[kN]	
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]	
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]	$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$
Coefficiente k	k	1.86	[-]	$k = 1 + (200/d)^{0.5} <= 2,00$
		1.86	[-]	
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di l_{bd} + d	ρ_l	0.0116355	[-]	$\rho_l = A_{s,tesa} /(b\ d)$
		0.0116355	[-]	

figura 6.3 **Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)**
Legenda
A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	127.34	[kN]	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c}\ k\ (100\ \rho_l\ f_{ck})^{1/3}\ b\ d$
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	88.13	[kN]	$V_{Rd,min} = (0,035\ k^{3/2} (f_{ck})^{1/2}) b\ d$
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	127.34	[kN]	Disporre il quantitativo minimo di orditura a tagli

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	**-150.5**	-24.1	-2.4	SLEQP
MAX N	**-63.1**	-3.4	-44.6	SLEQP
MAX M2	-131.8	**48.7**	5.1	SLEQP
MAX M3	-72.1	5.6	**48.9**	SLEQP
MIN M2	-131.8	**-48.7**	5.1	SLEQP
MIN M3	-72.1	5.6	**-48.9**	SLEQP
MIN N	**-152.5**	-24.6	-2.4	SLEFREQ
MAX N	**-63.9**	-3.4	-45.2	SLEFREQ
MAX M2	-133.8	**49.7**	5.1	SLEFREQ
MAX M3	-73.0	5.6	**49.6**	SLEFREQ
MIN M2	-133.8	**-49.7**	5.1	SLEFREQ
MIN M3	-73.0	5.6	**-49.6**	SLEFREQ
MIN N	**-160.7**	-26.6	-2.4	SLERARA
MAX N	**-66.8**	-3.4	-47.8	SLERARA
MAX M2	-142.0	**53.9**	5.1	SLERARA
MAX M3	-76.5	5.7	**52.7**	SLERARA
MIN M2	-142.0	**-53.9**	5.1	SLERARA
MIN M3	-76.5	5.7	**-52.7**	SLERARA

10.2.1 STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

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

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

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

$\sigma^{-}_{c_Q.PERM}$ = -3.44 MPa (comb Max M2 e Min M2)

$\sigma^{-}_{c_FREQ}$ = -3.51 MPa (comb Max M2 e Min M2)

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

Per la combinazione di carico frequente, il valore di calcolo di apertura delle fessure w_K dovrà risultare inferiore a $w_1 = 0.4$mm.

c	40	mm
s	100	mm
k_2	0.4	-
k_3	0.125	-
ϕ	20	mm
A_s	1884	mm^2
b_{eff}	600	mm
(H-x)/2	63.0	mm
h_{eff}	63.0	mm
A_{eff}	37807.0	mm^2
ρ	0.04983	-
s_{rm}	120.1	mm
f_{ctm}	33.5	N/mm^2
σ_s	878	N/mm^2
σ_{sr}	837	N/mm^2
β_1	1	-
β_2	0.5	-
$(1-\beta_1\beta_2(\sigma_{sr}/\sigma_s)^2)$	0.55	-
E	2100000	N/mm^2

ε_{sr}	0.0002278	-
w_m	0.0274	mm
w_k	0.046	mm
<=	0.4	mm

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

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 MPa per la combinazione rara

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

In particolare si ha:

COMB	N (<0 comp.)	M_y (M22)	M_x (M33)	σ_{cls} +	$\sigma_{cls,LIMITE}$	Verifica
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(MPa)	(MPa)	
MIN N SLEQP	-150	-24	150	3.02	-150	OK
MAX N SLEQP	-63	-3	63	2.75	-63	OK
MAX M2 SLEQP	-132	49	0	5.87	-132	OK
MAX M3 SLEQP	-72	6	0	3.26	-72	OK
MIN M2 SLEQP	-132	-49	0	5.87	-132	OK
MIN M3 SLEQP	-72	6	0	3.26	-72	OK
MIN N SLERARA	-161	-27	0	3.32	-161	OK
MAX N SLERARA	-67	-3	0	2.92	-67	OK
MAX M2 SLERARA	-142	54	0	6.47	-142	OK
MAX M3 SLERARA	-77	6	0	3.46	-77	OK
MIN M2 SLERARA	-142	-54	0	6.47	-142	OK
MIN M3 SLERARA	-77	6	0	3.46	-77	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 MPa

COMB	N (<0 comp.)	M_y (M22)	M_x (M33)	σ_{acc} -	$\sigma_{acc,LIMITE}$	Verifica
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(MPa)	(MPa)	

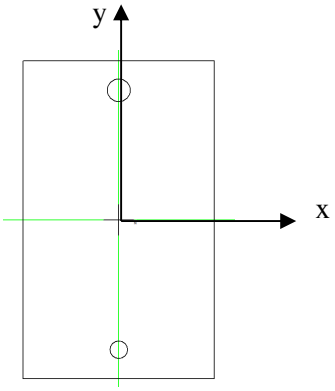
MIN N SLERARA	-161	-27	0	-30.10	-360.00	OK
MAX N SLERARA	-67	-3	0	-46.55	-360.00	OK
MAX M2 SLERARA	-142	54	0	-95.39	-360.00	OK
MAX M3 SLERARA	-77	6	0	-53.30	-360.00	OK
MIN M2 SLERARA	-142	-54	0	-95.39	-360.00	OK
MIN M3 SLERARA	-77	6	0	-53.30	-360.00	OK

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=Mxx)

M3: agente secondo il lato lungo (vettore secondo il lato corto: M3=Mxx)

	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Comb.	Elem	Station
MAX M3	0.0	0.0	**133.7**	SLU	TraveY_4	2.85
MIN M3	0.0	0.0	**-193.8**	SismaY_SLV	TraveY_7	0

Sollecitazioni di taglio:

V2: agente secondo il lato lungo; V2=Vy

V3: agente secondo il lato corto; V3=Vx

	V (kN)
Max V2	147.2
Min V2	-147.2
Max V3	0
Min V3	0

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: 5ϕ16

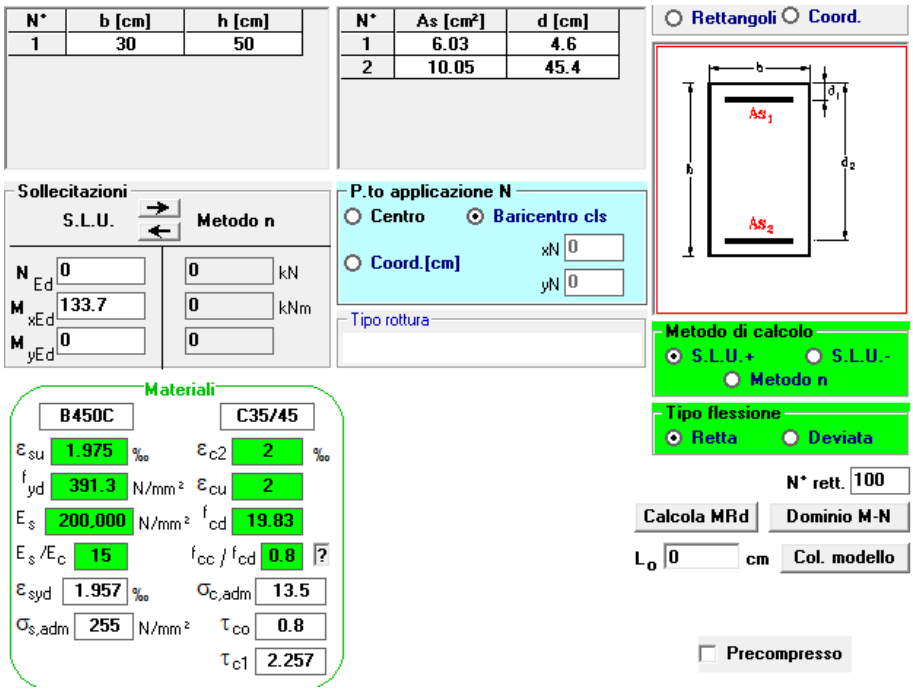
lembo superiore: 3ϕ16

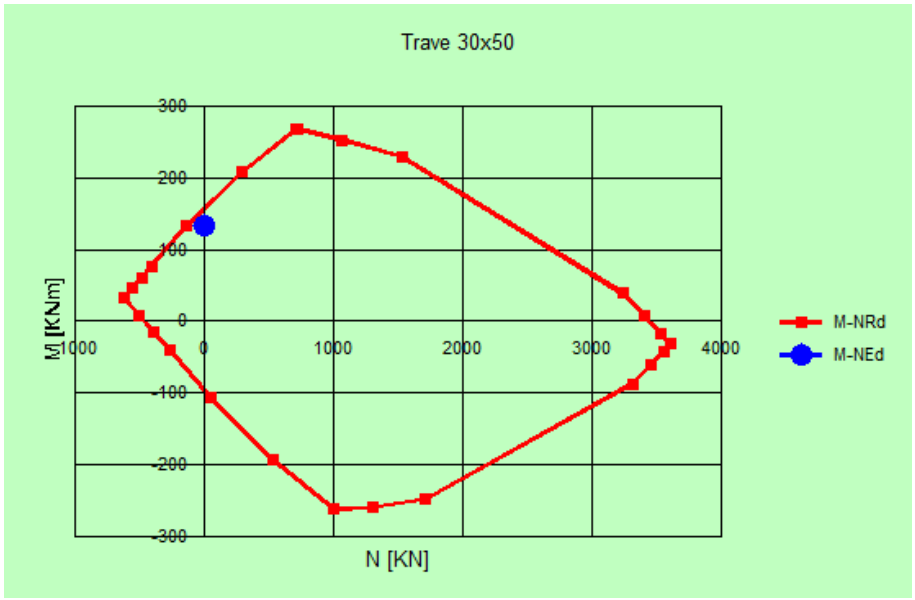
appoggio

lembo inferiore: 3ϕ16

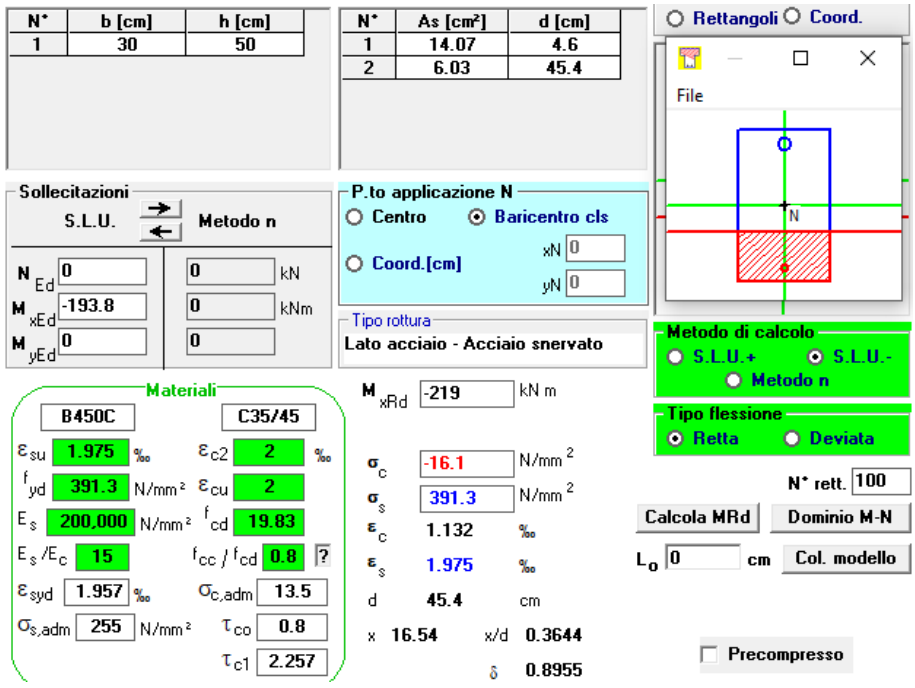
lembo superiore: 7ϕ16

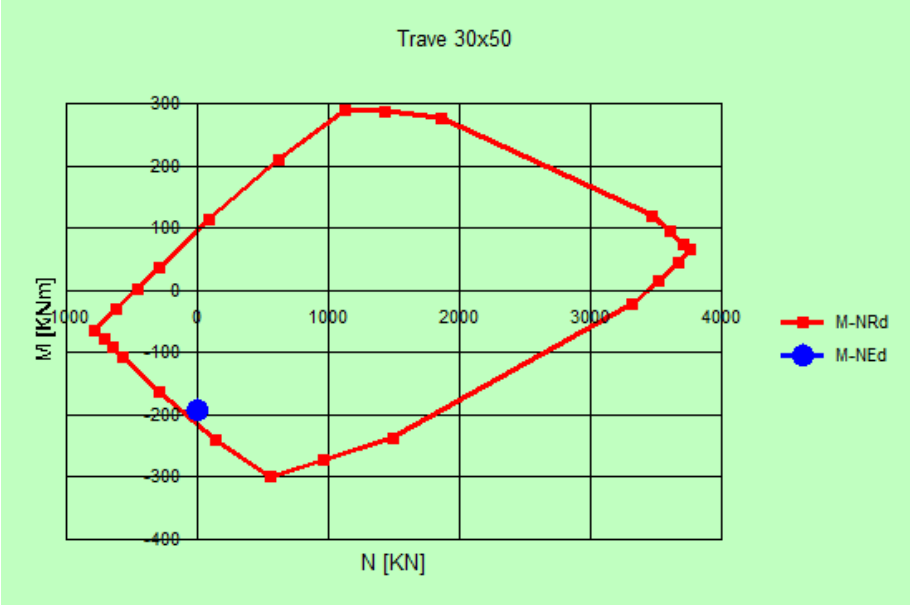
11.1.1.1 Verifica in mezzeria





11.1.1.2 Verifica in appoggio





11.1.2 VERIFICA A TAGLIO

Si dispongono staffe ϕ10/15

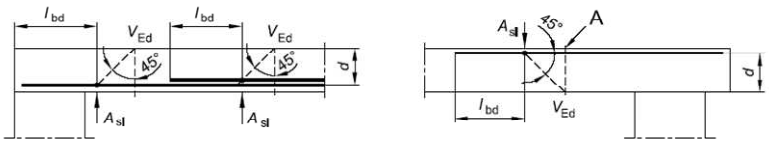
Verifica nella direzione del lato lungo (taglio V2):

§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO				
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	147.2	[kN]	
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]	
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]	$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$
Coefficiente k	k	1.65	[-]	$k = 1 + (200/d)^{0.5} <= 2,00$
		1.65	[-]	
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di l_{bd} + d	ρ_l	0.0099818	[-]	$\rho_l = A_{s,tesa} /(b\ d)$
		0.0099818	[-]	

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

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	93.52	[kN]	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c}\ k\ (100\ \rho_l\ f_{ck})^{1/3}\ b\ d$
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	64.19	[kN]	$V_{Rd,min} = (0,035\ k^{3/2} (f_{ck})^{1/2}) b\ d$
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	**93.52**	**[kN]**	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	150	[mm]	
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]	Generalmente si adotta θ = 45°
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]	Generalmente si adotta α = 90°
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	157	[mm^2]	$A_{sw} = n_b(\pi \phi_{sw}^2)/4 <= A_{sw,max}$
Braccio della coppia interna	z	423	[mm]	z = 0,9d
Cotangente di θ	cotθ	1.00	[-]	
		1.00	[-]	
Cotangente di α	cotα	0.00	[-]	
Seno di α	sinα	1.00	[-]	
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	**173.33**	**[kN]**	$V_{Rsd} = (A_{sw}/s)\, z\, f_{yd}\, (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha$
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]**	$V_{Rcd} = z\, b\, f'_{cd}\, (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta)$
Massima area efficace di armatura a taglio per cotθ = 1	$A_{sw,max}$	733.13	[mm]	
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	**173.33**	**[kN]**	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$

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=Mxx)

M3: agente secondo il lato lungo (vettore secondo il lato corto: M3=Mxx)

Sezione di campata:

	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Comb.
MAX M3	0.0	0.0	**87**	SLEQP
MAX M3	0.0	0.0	**88.9**	SLEFREQ
MAX M3	0.0	0.0	**96.3**	SLERARA

Sezione di appoggio:

	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Comb.
MIN M3	0.0	0.0	**-48.5**	SLEQP
MIN M3	0.0	0.0	**-50.6**	SLEFREQ
MIN M3	0.0	0.0	**-54.8**	SLERARA

11.2.1STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

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

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

11.2.1.1 Verifica in mezzeria

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

$\sigma^{-}_{c_Q.PERM}$ = -5.13 MPa

$\sigma^{-}_{c_FREQ}$ = -5.24 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 = 0.4mm.

c	38	mm
s	52.00	mm
k_2	0.4	-
k_3	0.125	-
ϕ	16	mm
A_s	1005	mm^2
b_{eff}	300	mm
(H-x)/2	173.1	mm
h_{eff}	158.0	mm
A_{eff}	47400.0	mm^2
ρ	0.02120	-
s_{rm}	124.1	mm
f_{ctm}	33.5	N/mm^2
σ_s	2191	N/mm^2
σ_{sr}	1401	N/mm^2
β_1	1	-
β_2	0.5	-
$(1-\beta_1\beta_2(\sigma_{sr}/\sigma_s)^2)$	0.80	-
E	2100000	N/mm^2
ε_{sr}	0.0008299	-
w_m	0.1030	mm
w_k	0.175	mm
<=	0.4	mm

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

11.2.1.2 Verifica in appoggio

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

$\sigma^{-}_{c_Q.PERM}$ = -2.69 MPa

$\sigma^{-}_{c_FREQ}$ = -2.75 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 MPa per la combinazione rara

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

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

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

11.2.2.1 Verifica in mezzeria

COMB	N (<0 comp.)	M_y (M22)	M_x (M33)	σ_{cls} +	$\sigma_{cls,LIMITE}$	Verifica
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(MPa)	(MPa)	
MAX M3 SLEQP	0	0	87	7.32	16.81	OK
MAX M3 SLERARA	0	0	96	8.11	22.41	OK

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

COMB	N (<0 comp.)	M_y (M22)	M_x (M33)	σ_{acc} -	$\sigma_{acc,LIMITE}$	Verifica
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(MPa)	(MPa)	
MAX M3 SLERARA	0	0	96	-237.31	-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.)	M_y (M22)	M_x (M33)	σ_{cls} +	$\sigma_{cls,LIMITE}$	Verifica
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(MPa)	(MPa)	
MAX M3 SLEQP	0	0	-50	3.75	16.81	OK
MAX M3 SLERARA	0	0	-55	4.15	22.41	OK

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

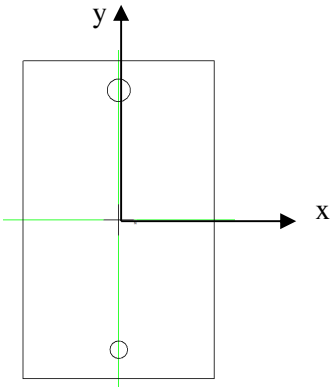
COMB	N (<0 comp.)	M_y (M22)	M_x (M33)	σ_{acc} -	$\sigma_{acc,LIMITE}$	Verifica
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(MPa)	(MPa)	
MAX M3 SLERARA	0	0	-55	-97.94	-360.00	OK

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=Mxx)

M3: agente secondo il lato lungo (vettore secondo il lato corto: M3=Mxx)

	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Comb.	Elem	Station
MAX M3	0.0	0.0	**49.5**	SismaX_SLV	TraveX_5	4.1
MIN M3	0.0	0.0	**-71.0**	SismaX_SLV	TraveX_4	0

Sollecitazioni di taglio:

V2: agente secondo il lato lungo; V2=Vy

V3: agente secondo il lato corto; V3=Vx

	V (kN)
Max V2	43.1
Min V2	-43.7
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:

mezzeria:

lembo inferiore: 3ϕ16

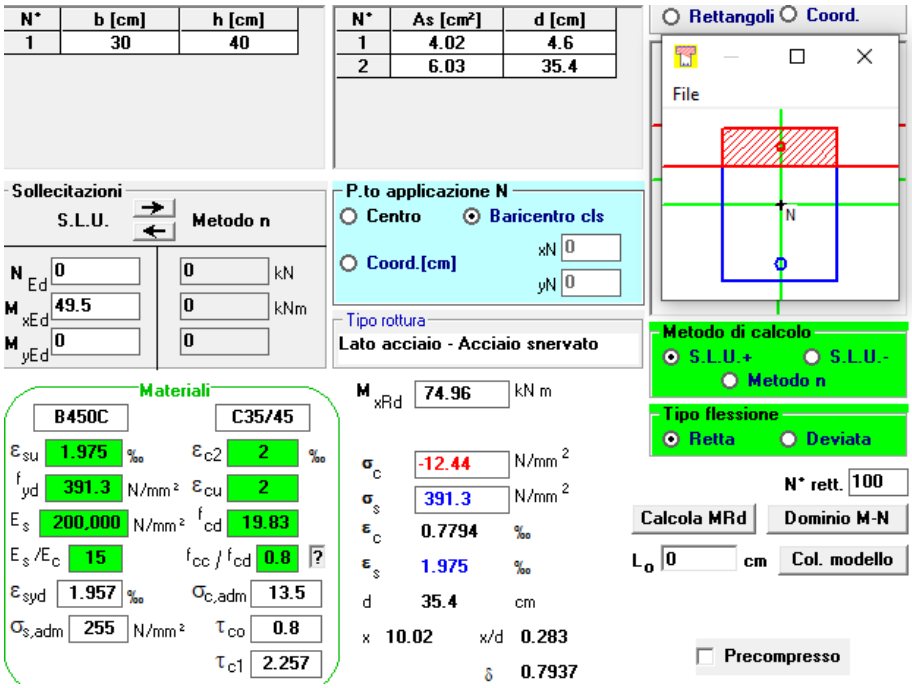
lembo superiore: 2ϕ16

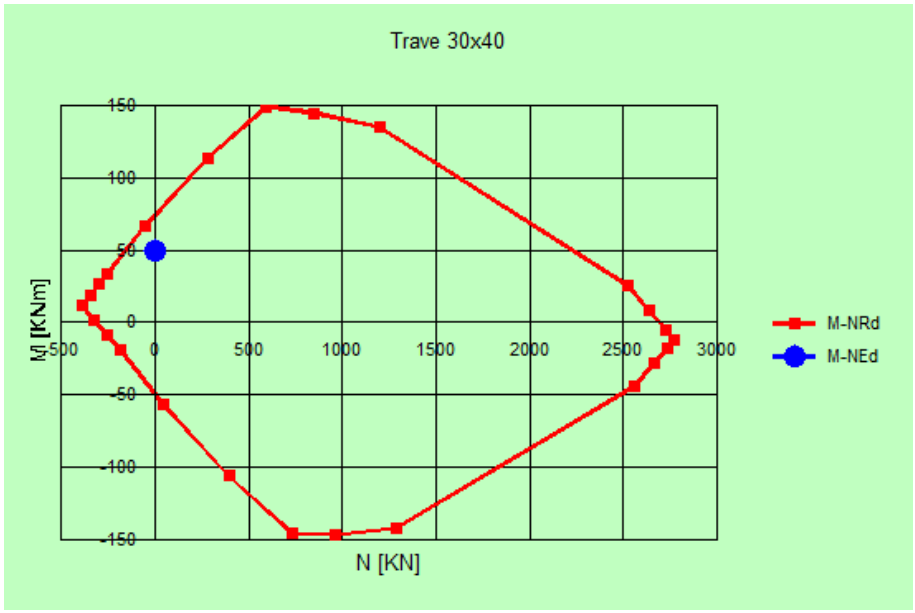
appoggio

lembo inferiore: 2ϕ16

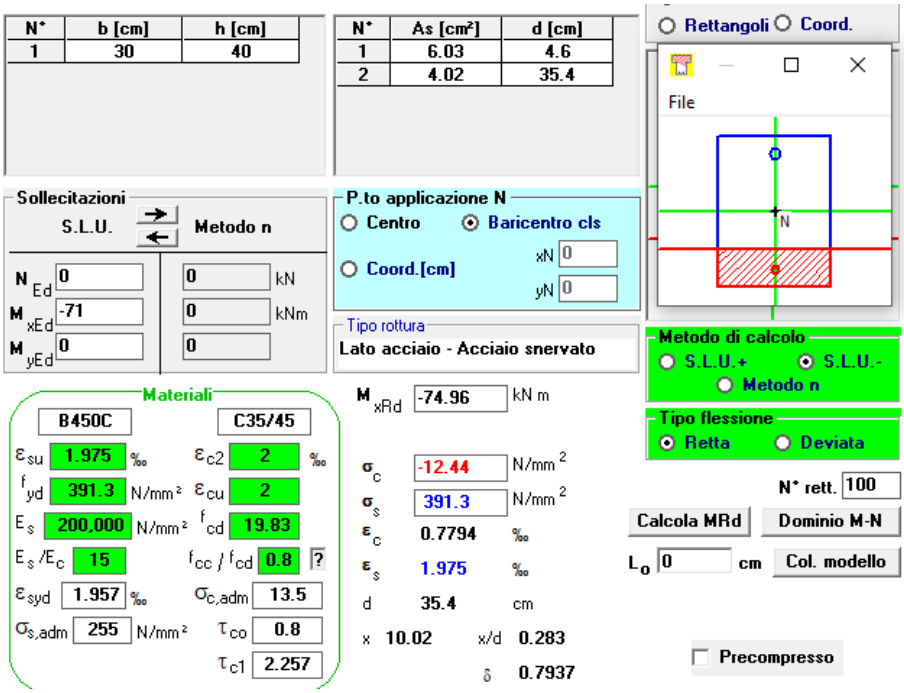
lembo superiore: 3ϕ16

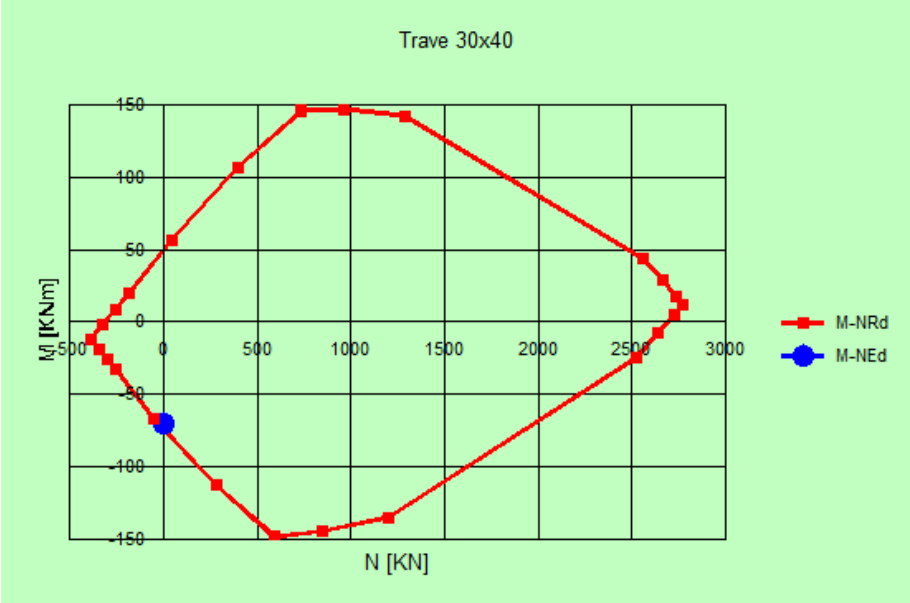
12.1.1.1 Verifica in mezzeria





12.1.1.2 Verifica in appoggio





12.1.2 VERIFICA A TAGLIO

Si dispongono staffe ϕ8/25

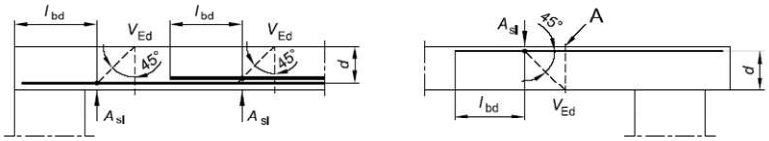
Verifica nella direzione del lato lungo (taglio V2):

§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO				
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	43.7	[kN]	
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]	
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]	$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$
Coefficiente k	k	1.74	[-]	$k = 1 + (200/d)^{0.5} <= 2,00$
		1.74	[-]	
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di l_{bd} + d	ρ_l	0.0054341	[-]	$\rho_l = A_{s,tesa} /(b\ d)$
		0.0054341	[-]	

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

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	63.13	[kN]	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c}\ k\ (100\ \rho_l\ f_{ck})^{1/3}\ b\ d$
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	54.38	[kN]	$V_{Rd,min} = (0,035\ k^{3/2} (f_{ck})^{1/2}) b\ d$
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	**63.13**	**[kN]**	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=Mxx)

M3: agente secondo il lato lungo (vettore secondo il lato corto: M3=Mxx)

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

12.2.1STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

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

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

12.2.1.1 Verifica in mezzeria

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

$\sigma^{-}_{c_Q.PERM}$ = -1.01 MPa

$\sigma^{-}_{c_FREQ}$ = -1.01 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:

$\sigma^{-}_{c_Q.PERM}$ = -1.82 MPa

σ_{c_FREQ} = -1.82 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 MPa per la combinazione rara

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

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

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

12.2.2.1 Verifica in mezzeria

COMB	N (<0 comp.)	M_y (M22)	M_x (M33)	σ_{cls} +	$\sigma_{cls,LIMITE}$	Verifica
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(MPa)	(MPa)	
MAX M3 SLEQP	0	0	10	1.58	16.81	OK
MAX M3 SLERARA	0	0	10	1.58	22.41	OK

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

COMB	N (<0 comp.)	M_y (M22)	M_x (M33)	σ_{acc} -	$\sigma_{acc,LIMITE}$	Verifica
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(MPa)	(MPa)	
MAX M3 SLERARA	0	0	10	-52.55	-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)	σ_{cls} +	$\sigma_{cls,LIMITE}$	Verifica
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(MPa)	(MPa)	
MAX M3 SLEQP	0	0	-18	2.86	16.81	OK
MAX M3 SLERARA	0	0	-18	2.86	22.41	OK

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

COMB	N (<0 comp.)	M_y (M22)	M_x (M33)	σ_{acc} -	$\sigma_{acc,LIMITE}$	Verifica
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(MPa)	(MPa)	
MAX M3 SLERARA	0	0	-18	-95.11	-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 "RS3Z00D26CLPT2000001".

13.1 STATO LIMITE ULTIMO

Le massime sollecitazioni allo SLU sono le seguenti.

Sollecitazioni flettenti:

travi in direzione X:

$M_{max}+ = 46.3$ kNm

$M_{max}- = -66.3$ kNm

travi in direzione Y:

$M_{max}+ = 0$ kNm

$M_{max}- = -159.8$ kNm

Sollecitazione di taglio:

$V_{max} = 115.6$ kN

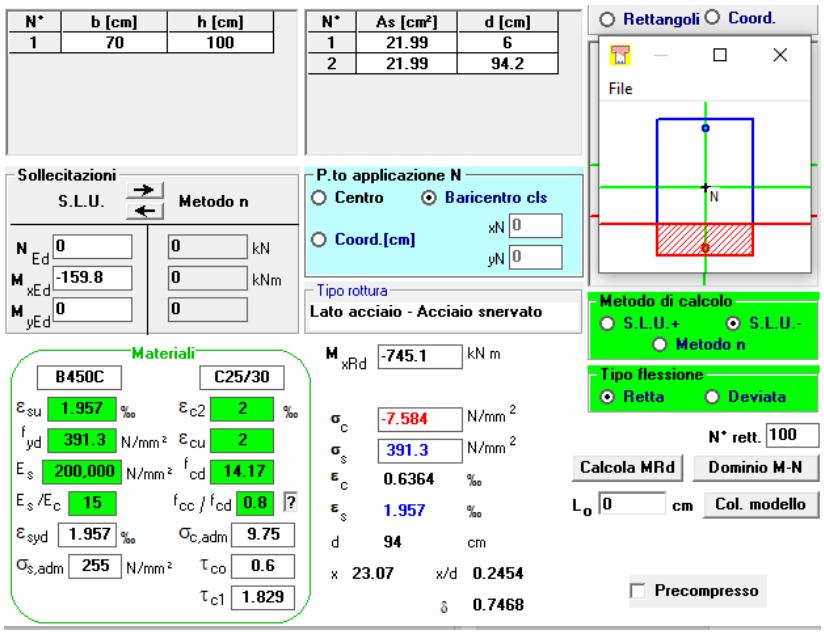
13.1.1 VERIFICA A PRESSO FLESSIONE

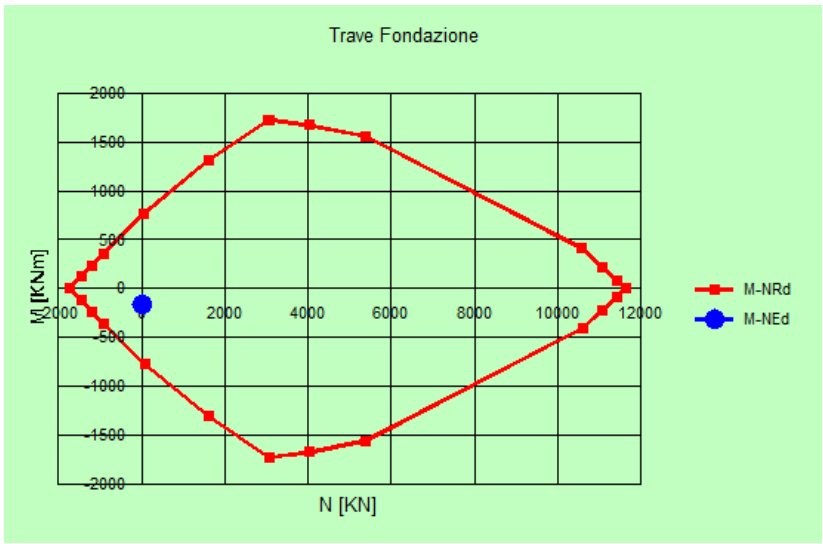
Le verifiche a presso flessione vengono condotte limitando i momenti resistenti a quelli della sezione in campo sostanzialmente elastico, secondo quanto prescritto dal § 7.4.1. delle NTC18 nel caso di comportamento strutturale non dissipativo.

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

lembo inferiore: 7ϕ20

lembo superiore: 7ϕ20



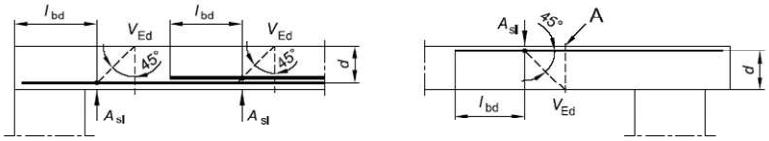


13.1.2 VERIFICA A TAGLIO

Si dispongono staffe ϕ10/25 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}	115.6	[kN]	
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]	
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]	$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$
Coefficiente k	k	1.46	[-]	$k = 1 + (200/d)^{0.5} <= 2,00$
		1.46	[-]	
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di l_{bd} + d	ρ_l	0.0032725	[-]	$\rho_l = A_{s,tesa} /(b\ d)$
		0.0032725	[-]	

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]	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c}\ k\ (100\ \rho_l\ f_{ck})^{1/3}\ b\ d$
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	253.16	[kN]	$V_{Rd,min} = (0,035\ k^{3/2} (f_{ck})^{1/2}) b\ d$
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	270.90	[kN]	Disporre 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	**-107.6**	SLEQP
MAX M3	**-108.6**	SLEFREQ
MAX M3	**-112.5**	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:

$\bar{\sigma}_{c_Q.PERM}$ = -0.76 MPa

$\bar{\sigma}_{c_FREQ}$ = -0.76 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 MPa per la combinazione rara

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

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

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

COMB	M_x (M33)	σ_{cls} +	$\sigma_{cls,LIMITE}$	Verifica
	(kNm)	(MPa)	(MPa)	
MAX M3 SLEQP	-108	1.20	11.21	OK
MAX M3 SLERARA	-113	1.25	14.94	OK

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

COMB	M_x (M33)	σ_{acc} -	$\sigma_{acc,LIMITE}$	Verifica
	(kNm)	(MPa)	(MPa)	
MAX M3 SLERARA	-113	-58.96	-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:

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

$qd_r \le 0{,}0075 \cdot h$ per tamponature duttili [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	
$d_{r,X,SISMAX}$	0.26	cm
$qd_{r,X,SISMAX}$	0.39	cm
$d_{r,Y,SISMAY}$	0.39	cm
$qd_{r,Y,SISMAY}$	0.585	cm
$qd_{r,MAX}$	**0.585**	cm

Essendo CU=III:

qd_r =	0.585	cm	<=	2/3x0.005h = 0.003	h =	1.38	cm	OK	per tamponature fragili
qd_r =	0.585	cm	<=	2/3x0.0075h = 0.005	h =	2.08	cm	OK	per tamponature duttili