



Coordinamento Territoriale Nord Est

Area Compartimentale Veneto

Via E. Millosevich, 49 - 30173 Venezia Mestre T [+39] 041 2911411 - F [+39] 041 5317321
Pec anas.veneto@postacert.stradeanas.it - www.stradeanas.it

Anas S.p.A. - Società con Socio Unico

Sede Legale

Via Monzambano, 10 - 00185 Roma T [+39] 06 44461 - F [+39] 06 4456224

Pec anas@postacert.stradeanas.it

Cap. Soc. Euro 2.269.892.000,00 Iscr. R.E.A. 1024951 P.IVA 02133681003 - C.F. 80208450587



S.S. n° 51 "di Alemagna" Provincia di Belluno

Piano straordinario per l'accessibilità a Cortina 2021



Attraversamento dell'abitato di San Vito di Cadore

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE ANAS S.p.A.

Coordinamento Territoriale Nord Est - Area Compartimentale Veneto

IL PROGETTISTA:

Ing. Pietro Leonardo CARLUCCI

IL GEOLOGO:

Geol. Emanuela AMICI

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

Dott. Marco FORMENTELLO

Arch. Lisa ZANNONER

ASSISTENZA ALLA PROGETTAZIONE:



Ing. Geol. Massimo Pietrantoni
Ordine Ingegneri Roma n. A-36713
Ordine Geologi Lazio A.P. n. 738

visto: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Gabriella MANGINELLI

PROTOCOLLO:

DATA:

N. ELABORATO:

OPERE D'ARTE MAGGIORI VIADOTTO SENES

Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

MSVE14 D 1718

NOME FILE

T00VIO1STRRE01_A

REVISIONE

SCALA:

CODICE
ELAB.

T00VIO1STRRE01

A

-

D

C

B

A

EMISSIONE

SETTEMBRE 2017

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

Piano straordinario “Cortina 2021”
SS51 “di Alemagna” - Variante all’abitato di San Vito di Cadore

PROGETTO DEFINITIVO

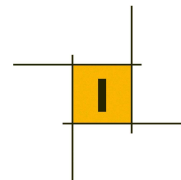
OPERE D’ARTE MAGGIORI

Viadotto Senes

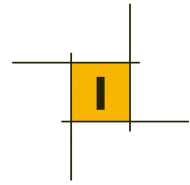
Relazione Tecnica e di calcolo

INDICE

1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1
2	INTRODUZIONE	2
2.1	Descrizione dell'opera	2
2.2	Geometria	3
3	MATERIALI	8
3.1	Caratteristiche dei materiali impiegati.....	8
3.2	Resistenza dei materiali impiegati	9
4	ANALISI DEI CARICHI.....	10
	Pesi propri strutturali (g1)	10
	Pesi permanenti portati (g2)	10
4.1	Effetto della viscosità del calcestruzzo (ϵ_1)	11
4.2	Ritiro del calcestruzzo della soletta (ϵ_2).....	11
4.3	Azione della temperatura (ϵ_3)	12
4.4	Carichi variabili da traffico verticali (q1)	12
4.5	Azione longitudinale di frenamento (q3)	15
4.6	Azione del vento (q5).....	15
4.7	Azione del sisma (q6).....	17
5	DISPOSITIVI DI VINCOLO	20
6	ANALISI E VERIFICA DELL'IMPALCATO.....	21
6.1	Modello di calcolo	21
6.2	Larghezza collaborante di soletta.....	22
6.3	Caratteristiche geometriche ed inerziali delle sezioni	24
6.4	Ripartizione dei carichi tra le due travi principali	25
6.5	Verifica delle travi principali	25
6.6	Verifiche dei trasversi	35
6.7	Verifica della soletta in c.a.	37
7	ANALISI E VERIFICA DELLE PILE.....	42
7.1	Azioni statiche derivanti dall'impalcato	42
7.2	Azioni sismiche agenti derivanti dall'impalcato	43
7.3	Sollecitazioni di verifica alla base della pila.....	45



7.4	Verifiche strutturali	46
8	ANALISI E VERIFICHE DEI PALI DI FONDAZIONE DELLA PILA.....	52
8.1	Azioni alla base della zattera della fondazione	52
8.2	Calcolo e verifica delle sollecitazioni massime sui pali	54
9	ANALISI E VERIFICHE DELLA SPALLA A.....	56
9.1	Coefficienti di spinta del terreno.....	56
9.2	Analisi dei carichi	57
9.3	Azioni agenti all'intradosso della fondazione.....	61
9.4	Sollecitazioni di calcolo in testa ai pali di fondazione.....	63
10	ANALISI E VERIFICHE DELLA SPALLA B.....	65
10.1	Verifica della sezione d'imbocco della galleria (Spalla del viadotto Senes)	65
10.2	Verifica della sezione corrente della galleria.....	75

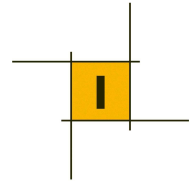


1 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Le analisi strutturali e le verifiche contenute in questa relazione sono state effettuate in conformità alle normative nazionali vigenti, in particolare alle Nuove Norme Tecniche delle costruzioni di cui al DM 14.01.2008 ed alla circolare n.617 del 02.02.2009 contenente le istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni.

Inoltre in mancanza di specifiche indicazioni delle predette norme e per quanto con esse non in contrasto, sono stati utilizzati documenti di riferimento di comprovata validità, quali gli Eurocodici (comprese le eventuali appendici nazionali) le istruzioni ed i documenti tecnici del consiglio nazionale delle ricerche (CNR).

- [1]. Legge 5 Novembre 1971, n. 1086. "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale precompresso ed a struttura metallica".
- [2]. Decreto ministeriale 14 Gennaio 2008. "Norme tecniche per le costruzioni".
- [3]. Circolare Ministeriale LL.PP. n. 617, 2 febbraio 2009. "Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008."



2 INTRODUZIONE

2.1 Descrizione dell'opera

Il viadotto Senes è stato progettato per accogliere una piattaforma stradale in ambito extraurbano di tipo C2 (2 corsie da 3.5m più due banchine da 1.25m per una larghezza complessiva della piattaforma di 9.5m).

Il viadotto ha una lunghezza totale pari a 147 m, articolato su quattro campate, di luce rispettivamente 35m + 35m + 47m + 35m, misurate in asse appoggi.

L'andamento planimetrico è rettilineo, mentre quello altimetrico presenta una pendenza longitudinale media del 1.5% ca.

L'impalcato di larghezza complessiva di 10.8m è di tipo misto acciaio-calcestruzzo, caratterizzato dalla presenza di due travi principali poste ad un interasse pari a 6.8 m e una trave di spina intermedia con funzione di rompi tratta per la soletta.

La soletta d'impalcato è gettata in opera su predalles con spessore complessivo di 27cm.

Le fondazioni sono di tipo profondo con pali di diametro D1200mm.

Dal punto di vista sismico il viadotto è vincolato longitudinalmente sulla pila P2 e trasversalmente su tutte le sue sottostrutture (Pile e Spalle).

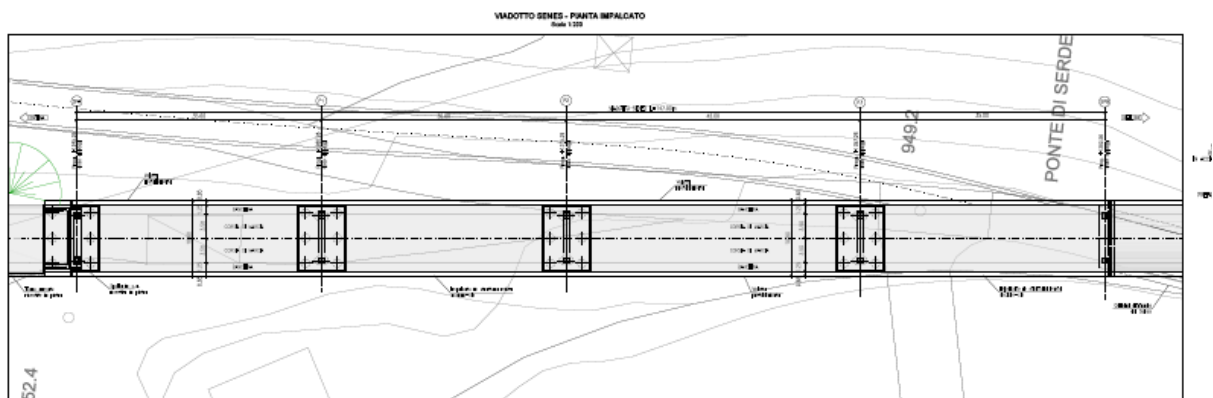


Figura 1: Pianta del viadotto Senes

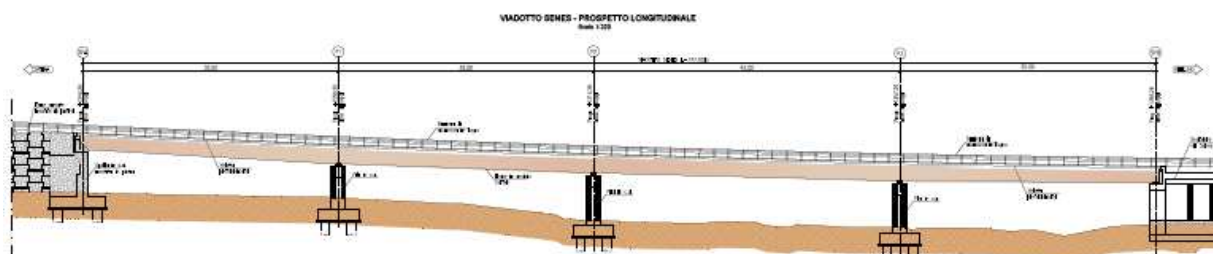
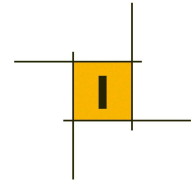


Figura 2: Prospetto del viadotto Senes



2.2 Geometria

2.2.1 Impalcato

Le travi principali presentano una sezione aperta ad anima piena in composizione saldata di altezza variabile compresa tra 1.8m e 2.2m sulle due campate laterali, per poi mantenersi sull'altezza maggiore sulle due campate centrali

I trasversi sono in parete piena, di altezza pari a 1.00 m quelli correnti , altezza di 1.10 m per quelli di spalla e altezza di 1.60 m per quelli di testa pila.

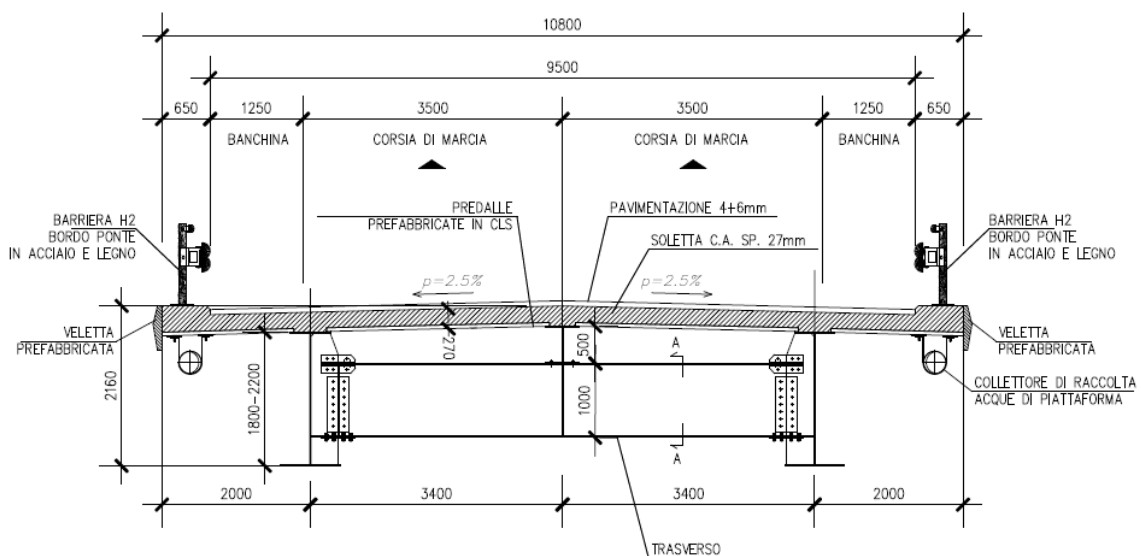


Figura 3– Sezione trasversale tipologica dell'impalcato

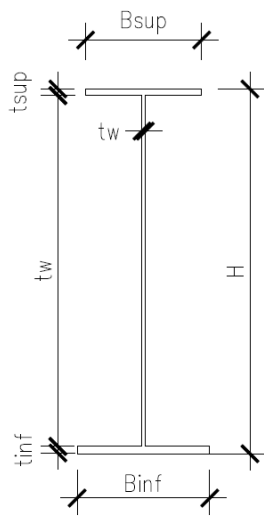
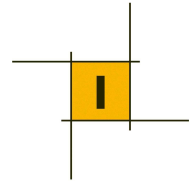
A seguire si riportano le dimensioni dei piatti per le sezioni delle travi longitudinali principali:

B_{sup}	t_{sup}	h_w	t_w	B_{inf}	t_{inf}	H
700	40	1768-2168	20	800	40	1800-2200
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]

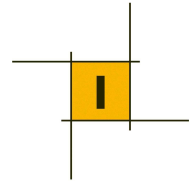
La trave di spina ha le seguenti dimensioni:

B_{sup}	t_{sup}	h_w	t_w	B_{inf}	t_{inf}	H
450	20	460	16	450	20	500
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]

dove:



- H altezza della sezione [mm]
- B_s larghezza della piattabanda superiore [mm]
- t_s spessore della piattabanda superiore [mm]
- B_i larghezza della piattabanda inferiore [mm]
- t_i spessore della piattabanda inferiore [mm]
- h_w altezza dell'anima [mm]
- t_w spessore dell'anima [mm]



2.2.2 Pile

Le pile in c.a. gettato in opera presentano uno schema a telaio caratterizzato da due colonne a sezione pseudo rettangolare di dimensioni esterne 200x120cm alla cui sommità si intesta un trasverso/pulvino con sezione rettangolare 150x80cm. L'altezza delle pile varia tra i 5.9m ed i 6.9m.

Le fondazioni sono di tipo profondo con pali di diametro 1200 mm.

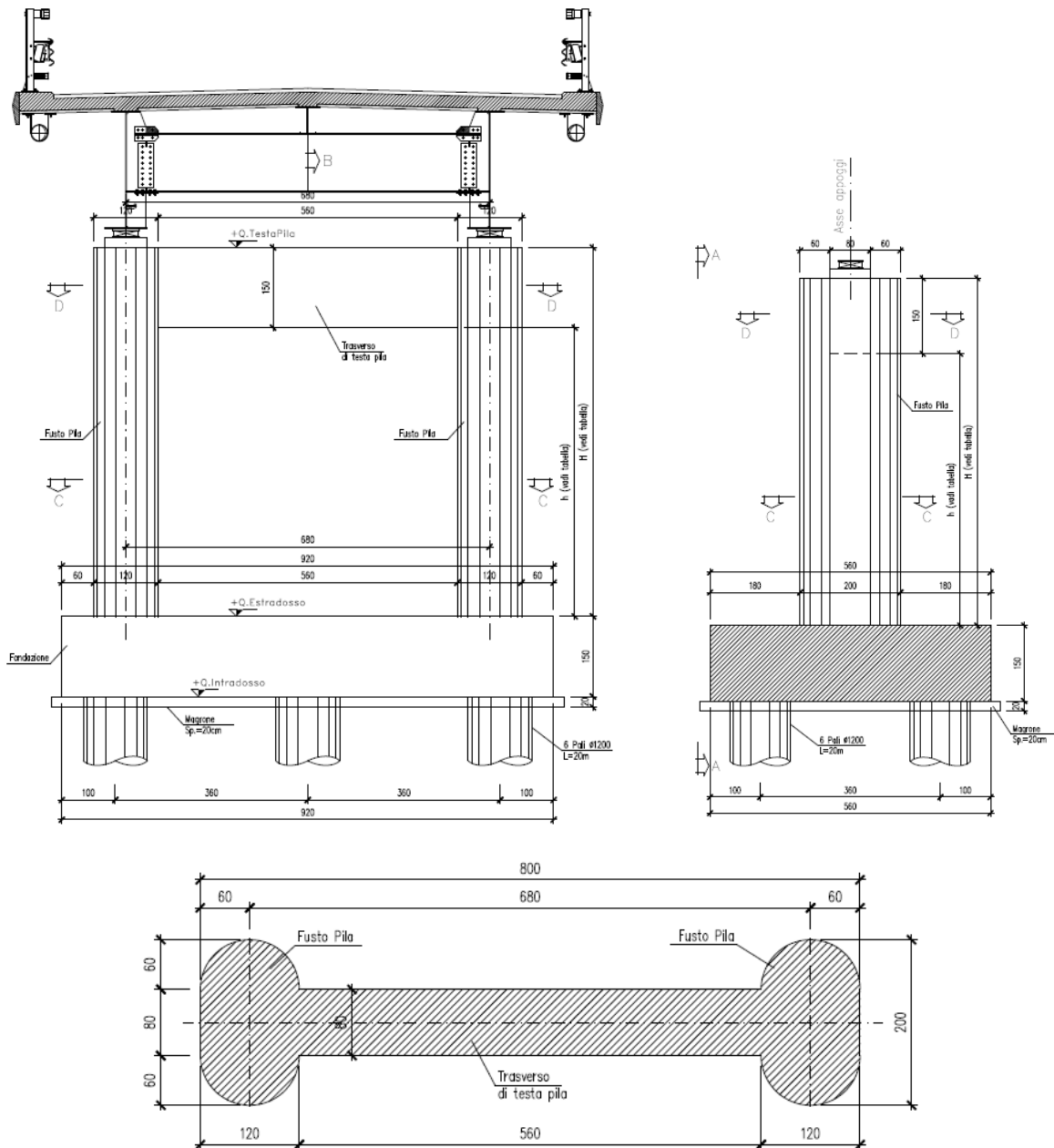
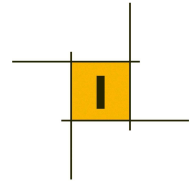


Figura 4: Geometria della pila 2



2.2.3 Spalle

Spalla A

La spalla lato Cortina è di tipo scatolare fondata su pali del medesimo diametro delle pile con altezza del muro frontale di circa 6m..

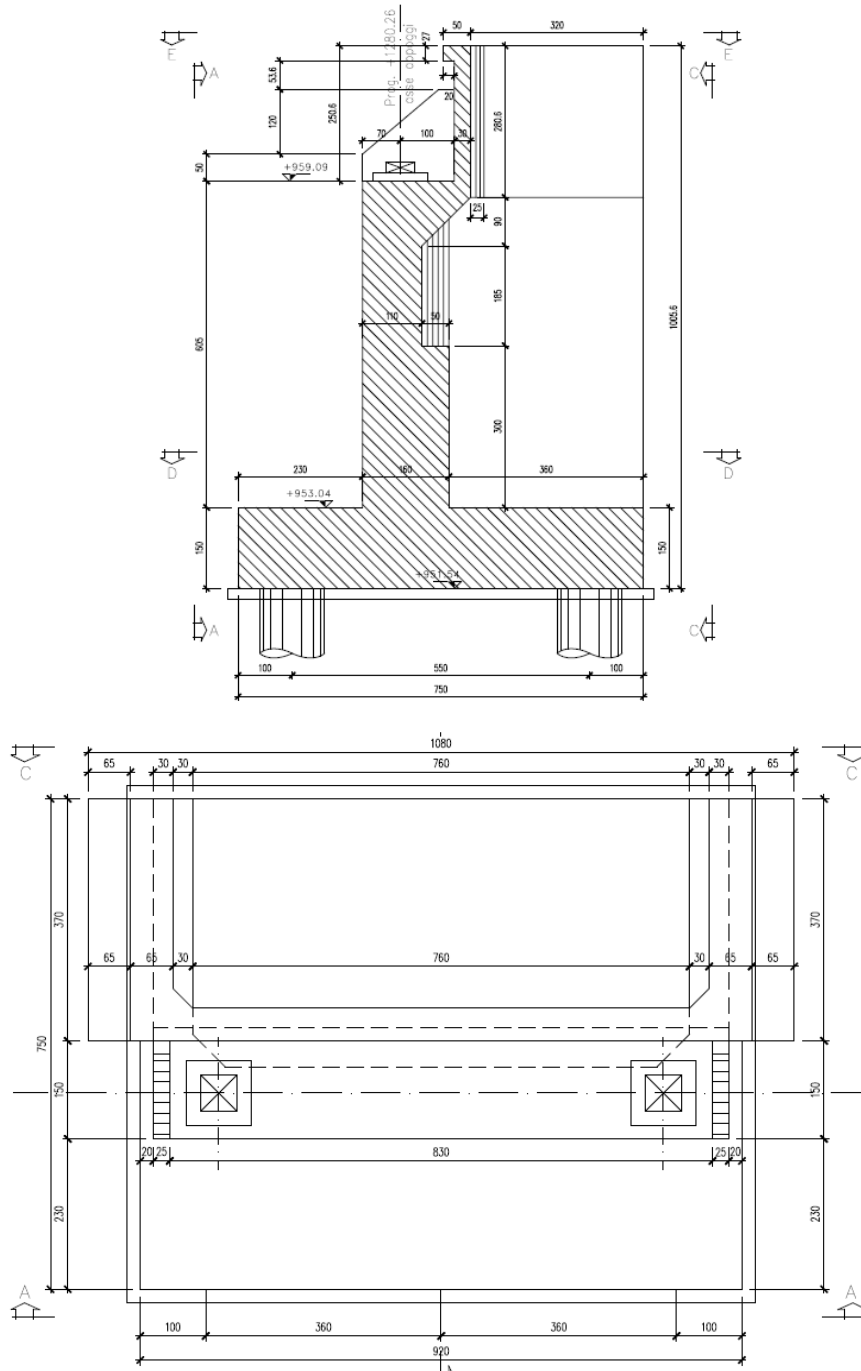
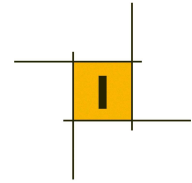


Figura 5: Geometria della spalla A (lato Cortina)



Spalla B

Lato Belluno l'impalcato poggia direttamente sulla struttura di sbocco della galleria artificiale che ospita la viabilità secondaria interferita.

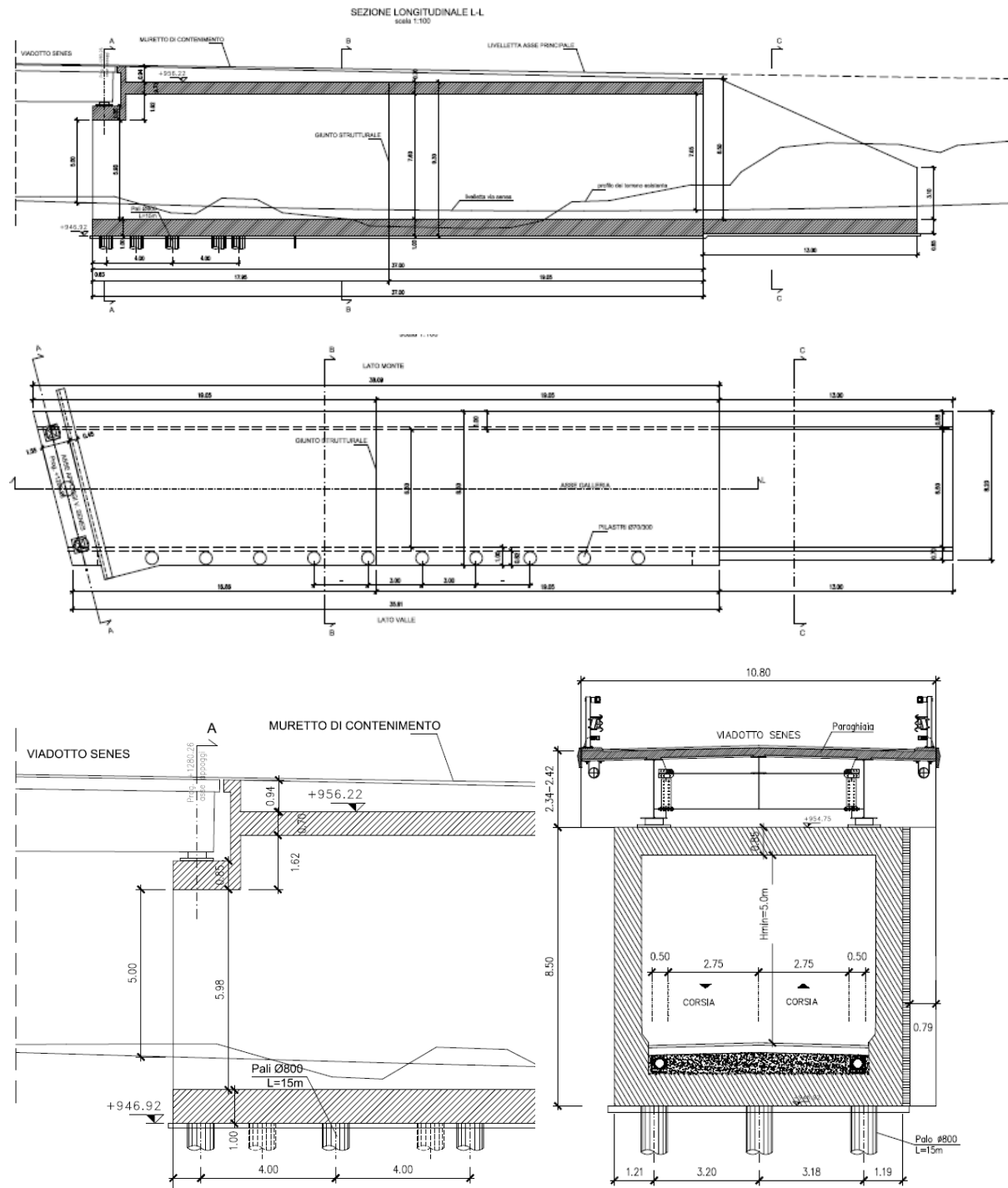
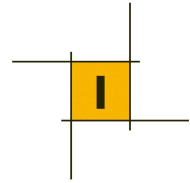


Figura 6: Geometria della spalla B ossia della galleria artificiale (lato Belluno)



3 MATERIALI

3.1 Caratteristiche dei materiali impiegati

Calcestruzzo - Soletta gettata in opera

classe di resistenza C35/45 ($R_{ck} \geq 45$ MPa)

classe di esposizione XF4

Calcestruzzo – Strutture in elevazione

classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} \geq 40$ MPa)

classe di esposizione XF2

Calcestruzzo – Fondazioni pile

classe di resistenza C28/35 ($R_{ck} \geq 35$ MPa)

classe di esposizione XC2

Calcestruzzo – Fondazioni spalle, pali

classe di resistenza C25/30 ($R_{ck} \geq 30$ MPa)

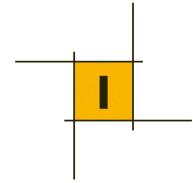
classe di esposizione XC2

Acciaio armatura ordinaria

Barre ad aderenza migliorata tipo B450 C (controllato in stabilimento)

Acciaio per carpenteria metallica

Acciaio S355 (ex Fe510) autopatinante tipo CORTEN con caratteristiche meccaniche rispondenti alla EN 10025 come indicato dal D.M. Infrastrutture e Trasporti 14-01-2008.



3.2 Resistenza dei materiali impiegati

Calcestruzzo

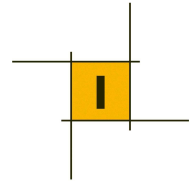
	C25/30	C28/35	C32/40	C35/45	
$f_{ck} \geq$	25	28	32	35	[MPa]
$R_{ck} \geq$	30	35	40	45	[MPa]
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	33	36	40	43	[MPa]
$E_{cm} = 22000 (f_{cm} / 10)^{0.3}$	31476	32308	33346	34077	[MPa]
$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$	2.56	2.71	2.95	3.13	[MPa]
$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	1.80	1.89	2.07	2.19	[MPa]
$\gamma_c = 1.5$					[]
$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_c$	14.2	15.9	18.1	19.8	[MPa]
$f_{ctd} \geq f_{ctk} / \gamma_c$	1.20	1.26	1.38	1.46	[MPa]

Acciaio armatura ordinaria

$f_{tk} \geq 540$ MPa	tensione caratteristica di rottura
$f_{yk} \geq 450$ MPa	tensione caratteristica di snervamento
$\gamma_s = 1.15$	
$f_{yd} \geq f_{yk} / \gamma_s = 450 \text{ Mpa} / 1.15 = 391$ MPa	tensione di calcolo di snervamento

Acciaio carpenteria metallica dell'impalcato

Spessore	≤ 16	> 16 ≤ 40	> 40 ≤ 63	> 63 ≤ 80	> 80 ≤ 100	[mm]
$f_{tk} \geq$	470	470	470	470	470	[Mpa]
$f_{yk} \geq$	355	345	335	325	315	[Mpa]
γ_{M0}	1.05	-	-	-	-	[]
γ_{M1}	1.10	-	-	-	-	[]
γ_{M2}	1.25	-	-	-	-	[]
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} \geq$	338	329	319	310	300	[Mpa]



4 ANALISI DEI CARICHI

Pesi specifici dei materiali:

- Peso specifico dell'acciaio $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$;
- Peso specifico calcestruzzo armato $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$;
- Peso specifico bitume $\gamma_b = 20.0 \text{ kN/m}^3$.

Si adotta la seguente nomenclatura:

- B dimensione trasversale dell'elemento;
- s spessore dell'elemento;
- p peso dell'elemento a ml;
- P peso totale dell'elemento.

Pesi propri strutturali (g1)

	B [m]	s [m]	γ_s [kN/m ³]	p [kN/m]	P [kN]
Carpenteria metallica	-	-	-	-	1552
Soletta c.a. + Predalles	10.80	0.27	25	73	10716

Tabella 4.1 – Pesi propri strutturali g1

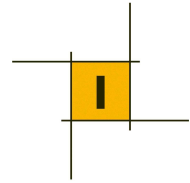
Totale g_1 : 1337 ton (9 ton/m)

Pesi permanenti portati (g2)

	B [m]	s [m]	γ_s [kN/m ³]	p [kN/m]	P [kN]
Strato di usura	9.50	0.04	20	7.6	1117
Binder	9.50	0.06	20	11.4	1676
Barriere H2 acciaio e legno	-	-	-	2.0	294

Tabella 4.2 – Pesi permanenti portati g2

Totale g_2 : 309 ton (2.1 ton/m)



4.1 Effetto della viscosità del calcestruzzo (ϵ_1)

Il coefficiente di omogeneizzazione n_L (da usare per la determinazione delle sollecitazioni dovute a carichi di lunga durata), è stato determinato prendendo in conto la viscosità del calcestruzzo stesso.

$n_0 = E_a / E_{cm}$ coefficiente di omogeneizzazione per azioni di breve durata

$n_L = n_0 (1 + \phi_t)$ coefficiente di omogeneizzazione per azioni di lunga durata

4.1.1 Coefficiente di omogeneizzazione n_0

$$n_0 = E_a / E_{cm} = 210000 \text{ N/mm}^2 / 34077 \text{ N/mm}^2 = 6.2$$

4.1.2 Coefficiente di omogeneizzazione n_L

$A_c = 2.9 \text{ m}^2$ area calcestruzzo gettato in opera

$u = 22.1 \text{ m}$ perimetro esposto all'aria

$h_0 = 2 A_c / u = 0.26 \text{ m}$ spessore fittizio

$\phi_t(\infty, t_0) = 1.9$ per RH = 75% e $t_0 = 30$ gg

$n_L = n_0 (1 + \phi_t) = 6.2 * (1 + 1.9) = 18$

4.2 Ritiro del calcestruzzo della soletta (ϵ_2)

Il valore della deformazione totale per ritiro ϵ_{cs} si esprime come somma delle due componenti dovute al ritiro autogeno (ϵ_{ca}) e al ritiro da essiccamento (ϵ_{cd}).

4.2.1 Ritiro autogeno (ϵ_{ca})

Il valore medio della deformazione a tempo infinito è pari a:

$$\epsilon_{ca}(\infty) = -2.5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} = -2.5 * (35 - 10) * 10^{-6} = -0.0625 \text{ ‰}$$

4.2.2 Ritiro da essiccamento (ϵ_{cd})

$\epsilon_{c0} = -0.27 \text{ ‰}$ per calcestruzzo classe 35/45 e umidità relativa RH = 80%.

$k_h = 0.72$

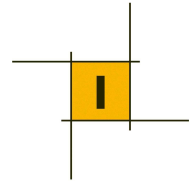
Il valore medio della deformazione a tempo infinito è pari a:

$$\epsilon_{cd}(\infty) = k_h \epsilon_{c0} = 0.72 * (-0.27 \text{ ‰}) = -0.195 \text{ ‰}$$

4.2.3 Ritiro a lungo termine

$$\epsilon_{cs}(\infty) = \epsilon_{ca}(\infty) + \epsilon_{cd}(\infty) = -0.0625 \text{ ‰} - 0.195 \text{ ‰} = -0.26 \text{ ‰}$$

L'accorciamento impedito della soletta di calcestruzzo comporta nella trave composta una compressione eccentrica.



Si applica una coppia di sollecitazioni N_{rit} , M_{rit} alle sezioni di estremità dell'impalcato, calcolate come segue:

$$A_c = 2.9 \text{ m}^2$$

$$N_{rit} = A_c \times E_{cm} \times \epsilon_{cs}(\infty) \times n_0 / n_L = 2.9 \text{ m}^2 \times 34000 \text{ MPa} \times (-0.26 \text{ ‰}) \times 6.2 / 18 = 8823 \text{ kN}$$

$$y_g = 1620 \text{ mm} \quad \text{quota del baricentro della sezione di estremità}$$

$$y_{sol} = 2200 \text{ mm} + 270 \text{ mm}/2 = 2335 \text{ mm} \quad \text{quota del baricentro della soletta}$$

$$M_{rit} = N_{rit} (y_{sol} - y_g) = 8823 \text{ kN} \times (2335 \text{ mm} - 1620 \text{ mm}) = 6292 \text{ kNm}$$

4.3 Azione della temperatura (ϵ_3)

Nell'analisi delle sollecitazioni nella struttura sono state considerate le variazioni termiche che questa può subire rispetto allo zero termico di costruzione.

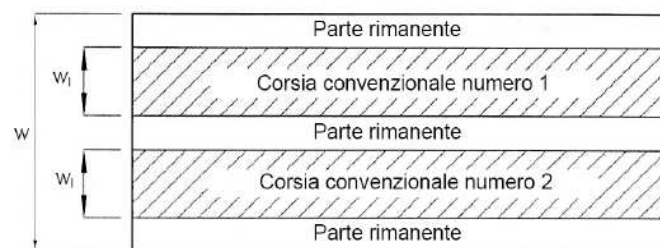
4.3.1 Gradiente termico verticale lineare (GT)

Variazione termica lineare di $\pm 15^\circ\text{C}$ tra estradosso soletta e intradosso trave.

4.4 Carichi variabili da traffico verticali (q_1)

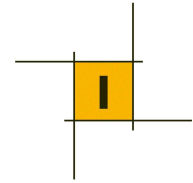
I carichi variabili da traffico sono stati valutati in base alle prescrizioni del capitolo 5 del DM14.01.2008 per ponti di I categoria.

4.4.1 Definizione delle corsie convenzionali



Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

Larghezza della carreggiata $w = 9.5 \text{ m}$; $n. \text{ corsie} = 9.5\text{m}/3.0\text{m} = 3$; Larghezza rimanente = 0.5 m.



4.4.2 Schemi di carico (q_1) per verifiche statiche

Si riportano di seguito gli schemi di carico considerati. Essi definiscono le azioni variabili del traffico, comprendendo gli effetti dinamici:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in figura. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

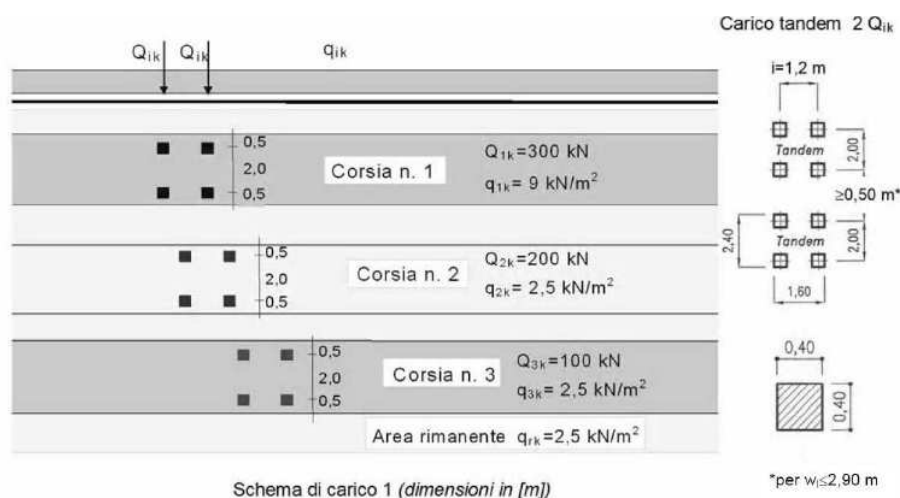
Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m.

Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Fig. 4.1 – Entità dei carichi mobili per ponti



Schema di carico 1 (dimensioni in [m])

Figura 7: Schemi carichi mobili

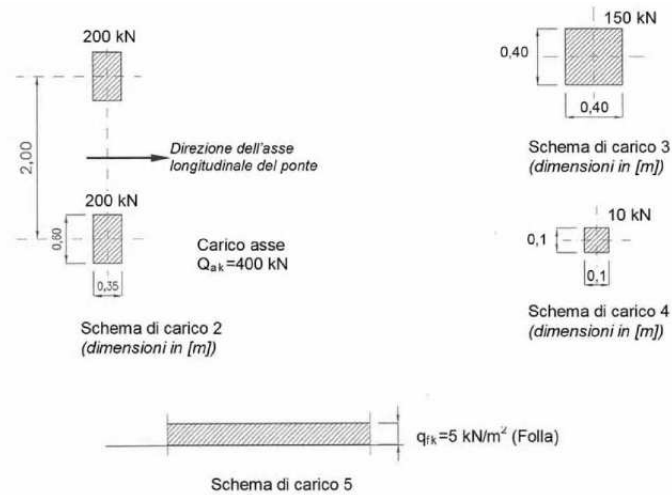
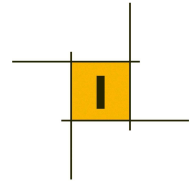


Figura 8: Schemi carichi mobili

La numerazione e la disposizione dei carichi viene modificata per ottenere le condizioni più sfavorevoli ai fini del calcolo delle sollecitazioni dell'elemento considerato.

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

Schema di carico 1 - Configurazione trasversale delle corsie di carico

Ai fini delle successive analisi e verifiche è stata individuata la seguente configurazione trasversale delle corsie dei carichi mobili per massimizzare le forze verticali e i momenti trasversali agenti sull'impalcato; dopodiché è stata calcolata la ripartizione delle azioni verticali sulle due travi longitudinali.

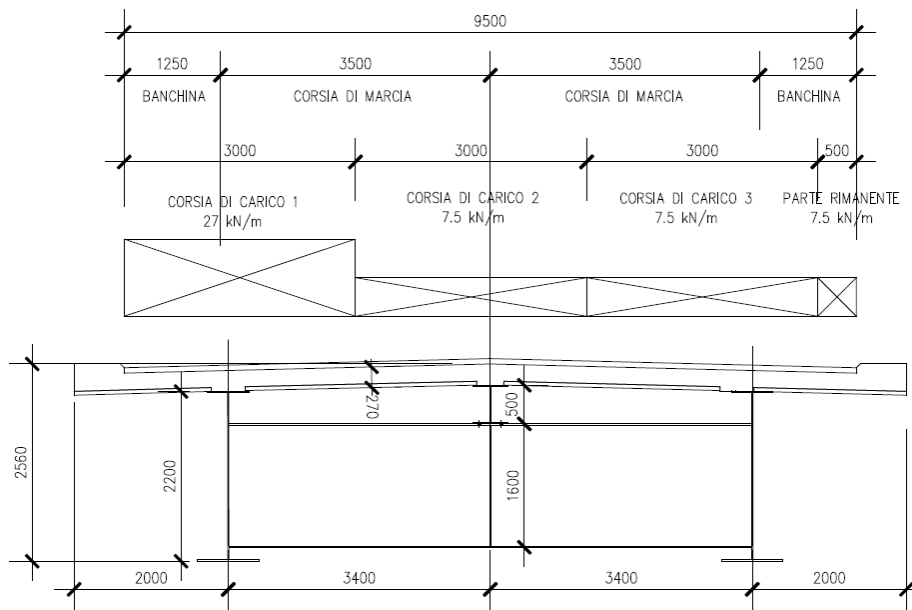
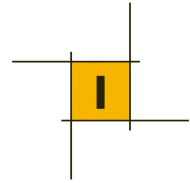


Figura 9: Configurazione trasversale corsie di veicoli per massimizzare le sollecitazioni su ogni trave

Nel programma di calcolo impiegato per l'analisi delle sollecitazioni sono stati definiti dei casi di carico tipo "moving load" al fine di ottenere l'involuppo delle sollecitazioni di flessione-taglio indotte dai carichi mobili veicolari.



4.5 Azione longitudinale di frenamento (q3)

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è pari a quanto segue per i ponti di prima categoria:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 * (2 * Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L \leq 900 \text{ kN}$$

$$q_3 = 0.6 * (2 * 300 \text{ kN}) + 0.10 * 9 \text{ kN/m} * 3 \text{ m} * 147 \text{ m} = 757 \text{ kN} < 900 \text{ kN}$$

4.6 Azione del vento (q5)

L'azione del vento è ricondotta ad un carico statico equivalente diretto ortogonalmente alle superfici considerate. Tale azione si considera agente sulla superficie di proiezione verticale degli elementi costituenti il ponte investiti dal vento; inoltre si considera una superficie dei veicoli transitanti sul ponte esposta al vento pari ad una superficie rettangolare continua di altezza pari a 3m dal piano stradale.

La pressione di riferimento del vento viene valutata a partire dalla velocità di riferimento v_b secondo l'equazione:

$$p = q_b \times c_e \times c_p \times c_d \quad \text{in cui:}$$

q_b è la pressione cinetica di riferimento;

c_e è il coefficiente di esposizione che dipende dalla quota del punto considerato;

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento ;

c_d è il coefficiente dinamico. Può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente.

Nel caso in esame:

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}, \quad a_0 = 1000 \text{ m}, \quad K_a = 0.010 \text{ 1/s} \quad (\text{Zona 1, Veneto})$$

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s < a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a * (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s < 1500 \text{ m};$$

$$a_s = 950 \text{ m};$$

$$q_b = 0.5 \rho v_b^2 = 0.5 \times 1.25 \text{ kg/m}^3 * (25 \text{ m/s})^2 = 391 \text{ N/m}^2$$

Il sito della costruzione ricade in una categoria di esposizione IV ($k_r = 0.22$, $z_0 = 0.3 \text{ m}$, $z_{\min} = 8 \text{ m}$) ; si riporta a seguire il diagramma che esprime graficamente la relazione tra c_e e la quota z [m], al variare della categoria di esposizione.

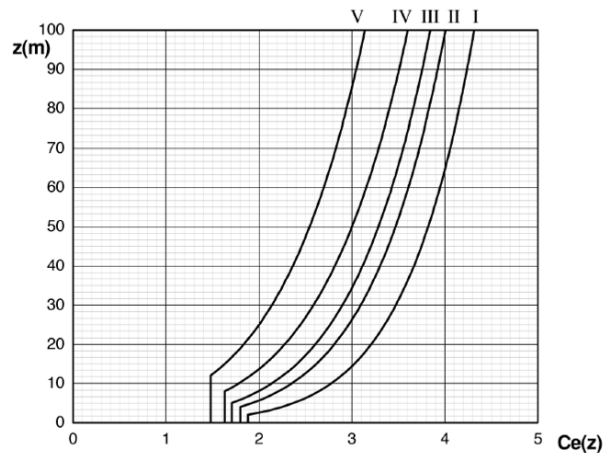
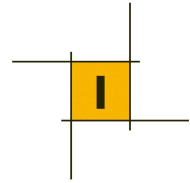


Figura 10: Diagramma dei valori $C_e(z)$

4.6.1 Vento agente sull'impalcato

Il coefficiente di esposizione si assume pari a $c_e = 1.75$ ($z = 9.5$ m).

Il coefficiente di pressione si assume pari a $c_p = 2.4 - \phi$, indicando con ϕ il rapporto tra parte piena e vuota della superficie di trave esposta ($\phi = 1$); si ottiene $c_p = 1.4$.

Il coefficiente dinamico si assume unitario, $c_d = 1$.

La pressione di riferimento è pari a:

$$p_1 = q_b \times c_e \times c_p \times c_d = 391 \text{ N/m}^2 \times 1.75 \times 1.4 \times 1 = 0.96 \text{ kN/m}^2$$

La pressione del vento agisce in direzione perpendicolare alle superfici esposte (travi, soletta, barriere, veicoli).

Vento in presenza di veicoli

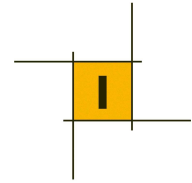
La forza trasversale ed il momento corrispondente (calcolato rispetto al baricentro di una sezione omogeneizzata con $n_0 = 6.2$) agenti a ml di impalcato sono pari a:

$$F_{w2} = p \times h_{investita} = 0.96 \text{ kN/m}^2 \times (3 \text{ m} + 3 \text{ m}) = 5.7 \text{ kN/m}$$

$$M_{w2} = F_{w2} \times (h_{investita}/2 - y_{G_{n6}}) = 5.7 \text{ kN/m} \times (6 \text{ m} / 2 - 2.1 \text{ m}) = 5.1 \text{ kNm/m}$$

Il momento trasversale M_{w1} è equivalente ad una coppia di forze verticali distribuite uguali e contrarie applicate alle travi principali, pari a:

$$\Delta N_{w2} = M_{w2} / 6.8 \text{ m} = 5.1 \text{ kNm/m} / 6.8 \text{ m} = \pm 0.8 \text{ kN/m}.$$



4.7 Azione del sisma (q6)

4.7.1 Definizione dell'azione sismica

Sito di costruzione

Regione Veneto – Provincia di Belluno – Comune di San Vito di Cadore

Vita nominale della struttura, stati limite e periodo di ritorno

La vita nominale della struttura è pari a $V_N = 100$ anni.

Il coefficiente d'uso della costruzione è pari a $c_u = 2$.

Il periodo di riferimento è quindi pari a:

$$V_R = V_N * c_u = 100 \text{ anni} * 2 = 200 \text{ anni.}$$

Sono presi in considerazione gli stati limite SLD e SLV, cui corrispondono le probabilità di superamento P_{VR} indicate ed i periodi di ritorno T_R calcolati secondo la formula seguente.

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) \quad \text{periodo di ritorno}$$

Stato limite SLD: $P_{VR} = 63 \%$, $T_R = 201$ anni

Stato limite SLV: $P_{VR} = 10 \%$, $T_R = 1898$ anni

Parametri di base dell'azione sismica

I parametri di base della azione sismica per gli stati limite indicati sono riportati a seguire.

Stato limite	T_R	a_g	F_0	T_c^*
SLD	201	0.061	2.530	0.327
SLV	1898	0.167	2.622	0.398
	[anni]	[g]	[]	[sec]

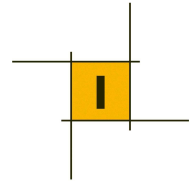
Categoria del sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della determinazione dell'azione sismica è necessario classificare il terreno di fondazione su cui sorgerà l'opera. In base alle specifiche contenute nel p.to 3.2.2 del DM 14.01.2008, il terreno è catalogato come:

TIPO B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Le condizioni topografiche presenti in sito secondo le già citate norme sono classificabili come:

T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.



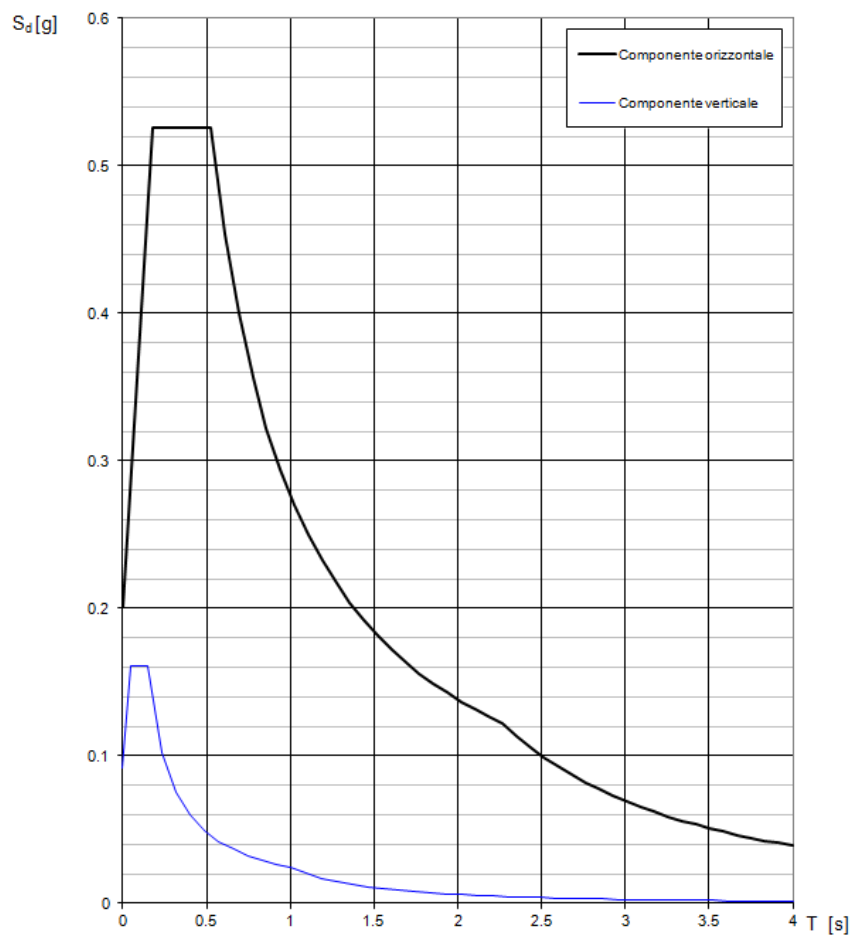
Il coefficiente di suolo $S = S_S * S_T$ è quindi pari a:

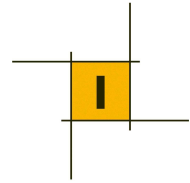
Stato limite	S_S	S_T	S
SLD	1.200	1.0	1.200
SLV	1.200	1.0	1.200
	[anni]	[g]	[]

4.7.2 Spettro elastico dell'azione sismica

Le espressioni dello spettro elastico di risposta in accelerazione sono riportate a seguire.

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





4.7.3 Spettro di progetto dell'azione sismica

Le analisi sismiche sono condotte secondo la metodologia dell'analisi lineare dinamica con spettro di risposta abbattuto del fattore di struttura q , assunto variabile in funzione del tipo di sottostruttura, come meglio specificato nei capitoli specifici delle verifiche strutturali.

4.7.4 Combinazione della azione sismica

Si definiscono:

- EQ_X azione del sisma in direzione x (longitudinale);
- EQ_Y azione del sisma in direzione y (trasversale);
- EQ_Z azione del sisma in direzione z (verticale).

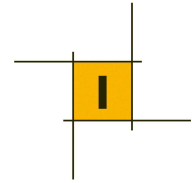
La combinazione dell'azione sismica è stata effettuata secondo quanto segue:

- EQ_X + 0.3 * EQ_Y + 0.3 * EQ_Z sisma longitudinale;
- 0.3 * EQ_X + EQ_Y + 0.3 * EQ_Z sisma trasversale;
- 0.3 * EQ_X + 0.3 * EQ_Y + EQ_Z sisma verticale.

4.7.5 Combinazione delle masse

Secondo [2] al paragrafo 3.2.4 sono prese in considerazione le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$g_1 + g_2 + \sum \psi_{2j} Q_{kj} \quad (\psi_{2j} = 0)$$



5 DISPOSITIVI DI VINCOLO

Si adottano dispositivi di vincolo a dico elastomerico confinato di tipo multidirezionale, unidirezionale e fisso.

Lo schema vincolare dell'impalcato è il seguente, con ovvio significato dei simboli:

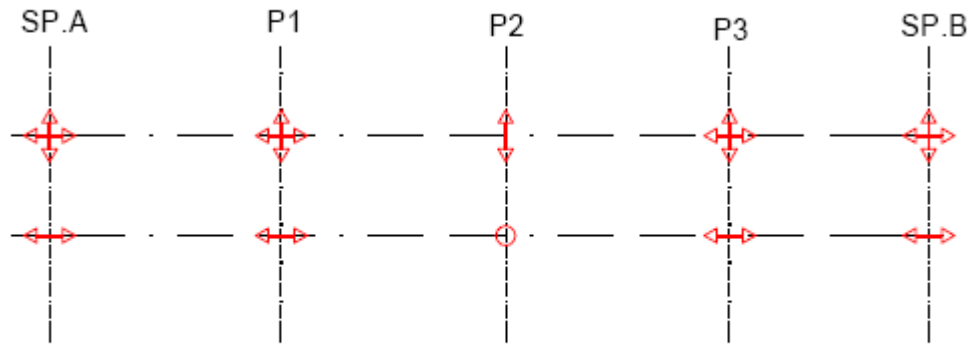
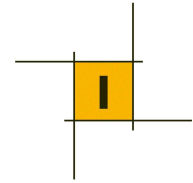


Figura 11: Schema vincoli impalcato



6 ANALISI E VERIFICA DELL'IMPALCATO

6.1 Modello di calcolo

Sono stati realizzati più modelli di calcolo agli E.F. mediante l'ausilio del software "SAP2000 Plus v. 15.1.0", della "Computers and Structures, Inc.", Berkley, CA.; ciascun modello prevede la schematizzazione dell'impalcato del ponte come monofilare ed è formato da elementi frame ai quali sono state assegnate proprietà geometriche, inerziali e meccaniche coerenti con le reali proprietà degli elementi strutturali. I vari modelli mostrano la stessa geometria globale, ma presentano elementi con proprietà meccaniche differenziate a seconda della tipologia di azioni considerate (azioni di lungo termine o azioni di breve durata).

A seguire si riportano alcune immagini del modello E.F. realizzato per lo svolgimento delle analisi.

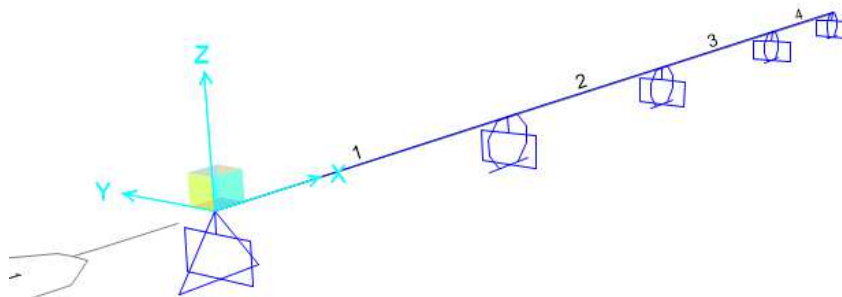


Figura 12: Modello E.F. – vista assonometrica

➤ Modello 1 – Solo carpenteria metallica

Modulo di elasticità del calcestruzzo:

- Impalcato (soletta) $E_{cm} = 0$ MPa

Azioni agenti:

- Pesi propri strutturali (g_1):
 - carpenteria metallica;
 - soletta (lastre predalle + getto non collaborante).

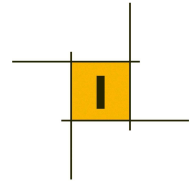
➤ Modello 2 – Azioni di lungo termine

Modulo di elasticità del calcestruzzo:

- Impalcato (soletta) $E_{cm}^* = E_{cm} \times (n_0/n_L)$

Azioni agenti:

- Pesi permanenti portati (g_2):
 - strato di usura;
 - strato di collegamento (binder);
- Ritiro del calcestruzzo (ϵ_2);
- Effetto della termica uniforme (ϵ_{3_TU}).



➤ Modello 3 – Azioni di breve durata

Modulo di elasticità del calcestruzzo:

- Impalcato (soletta) E_{cm}

Azioni agenti:

- Effetto del gradiente termico verticale lineare nell'impalcato (ϵ_{3_GT});
- Carichi variabili da traffico (q_1, q_3, q_4);
- Azione del vento (q_5)
- Azione sismica (q_6)

6.2 Larghezza collaborante di soletta

Secondo [2] al paragrafo 4.3.2.3 la larghezza collaborante si valuta come segue:

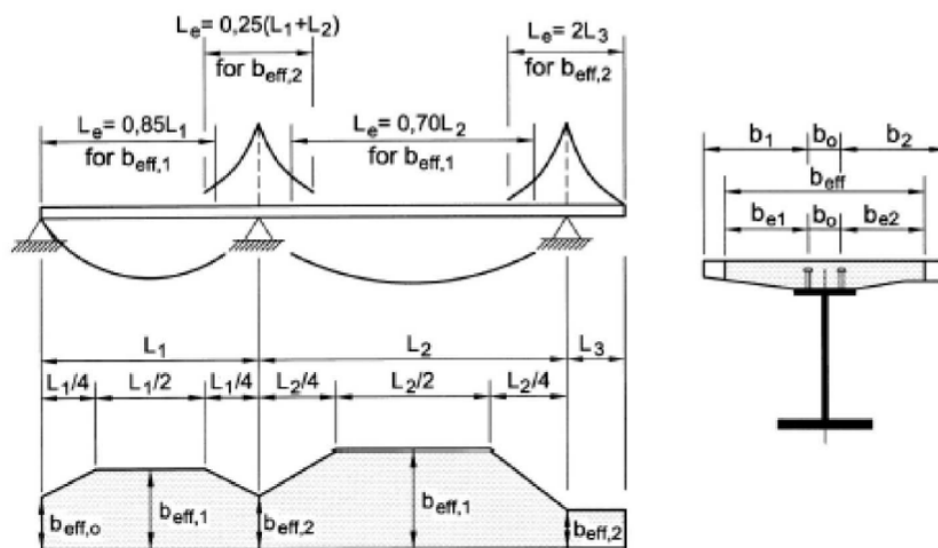


Figura 13: Larghezza collaborante di soletta

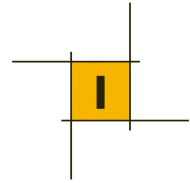
Nel caso in esame, riferendosi a metà sezione trasversale dell'impalcato:

$$L_1 = 35 \text{ m}; \quad L_2 = 35 \text{ m}; \quad L_3 = 42 \text{ m}; \quad L_4 = 35 \text{ m};$$

$$b_0 = 0.3 \text{ m}; \quad b_1 = 3.4 \text{ m}; \quad b_2 = 2.0 \text{ m}$$

Campate 1, 2, 4

$$L_{e1} = L_{e2} = L_{e4} = 0.85 \times L_1 = 0.85 \times 35 \text{ m} = 29.8 \text{ m};$$



$$b_{e1} = \min(L_e/8, b_1) = \min(29.8 \text{ m}/8 ; 3.4 \text{ m}) = 3.4 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min(L_e/8, b_2) = \min(29.8 \text{ m} /8 ; 2 \text{ m}) = 2 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 0.30 \text{ m} + 3.4\text{m} + 2 \text{ m} = 5.7 \text{ m}$$

Campata 3

$$L_{e3} = 0.85 \times L3 = 0.85 \times 42 \text{ m} = 35.7 \text{ m};$$

$$b_{e1} = \min(L_e/8, b_1) = \min(35.7 \text{ m}/8 ; 3.4 \text{ m}) = 3.4 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min(L_e/8, b_2) = \min(35.7 \text{ m} /8 ; 2 \text{ m}) = 2 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 0.30 \text{ m} + 3.4\text{m} + 2 \text{ m} = 5.7 \text{ m}$$

Appoggi laterali 1, 4

$$b_{\text{eff}} = 4.76 \text{ m}$$

Appoggio intermedio travi 1-2

$$b_{\text{eff}} = 4.49 \text{ m}$$

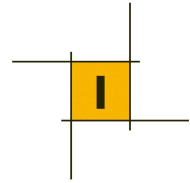
Appoggi intermedi travi 2-3, travi 3-4

$$b_{\text{eff}} = 4.71 \text{ m}$$

Si considerano:

$$b_{\text{eff_campata}} = 5.7 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff_appoggio}} = 4.7 \text{ m}$$



6.3 Caratteristiche geometriche ed inerziali delle sezioni

Modello 1 - Soletta non collaborante (solo acciaio)

	x	A tot	yG	J	Aw
	[m]	[mm ²]	[mm]	[mm ⁴]	[mm ²]
Spalla A	0	94400	863	5.48E+10	34400
Pila 1	35.00	102400	1058	8.57E+10	42400
Pila 2	70.00	102400	1058	8.57E+10	42400
Pila 3	112.00	102400	1058	8.57E+10	42400
Spalla B	147.00	94400	863	5.48E+10	34400

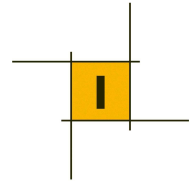
Modello 2 - Soletta collaborante - azioni di breve durata (n_0)

	x	A* tot (n=6)	yG* (n=6)	J* (n=6)	Aw* (n=6)
	[m]	[mm ²]	[mm]	[mm ⁴]	[mm ²]
Spalla A	0	337400	3431	1.49E+12	34400
Mezzeria 1° campata	17.50	341280	3658	1.67E+12	38280
Pila 1	35.00	102400	1058	8.57E+10	42400
Mezzeria 2° campata	52.50	345400	3888	1.85E+12	42400
Pila 2	70.00	102400	1058	8.57E+10	42400
Mezzeria 3° campata	91.00	345400	3888	1.85E+12	42400
Pila 3	112.00	102400	1058	8.57E+10	42400
Mezzeria 4° campata	129.50	341280	3658	1.67E+12	38280
Spalla B	147.00	337400	3431	1.49E+12	34400

Modello 3 - Soletta collaborante – azioni di lunga durata (n_l)

	x	A* tot (n=18)	yG* (n=18)	J* (n=18)	Aw* (n=18)
	[m]	[mm ²]	[mm]	[mm ⁴]	[mm ²]
Spalla A	0	175400	1719	9.69E+10	34400
Mezzeria 1° campata	17.50	179280	1857	1.16E+11	38280
Pila 1	35.00	102400	1058	8.57E+10	42400
Mezzeria 2° campata	52.50	183400	2001	1.39E+11	42400
Pila 2	70.00	102400	1058	8.57E+10	42400
Mezzeria 3° campata	91.00	183400	2001	1.39E+11	42400
Pila 3	112.00	102400	1058	8.57E+10	42400
Mezzeria 4° campata	129.50	179280	1857	1.16E+11	38280
Spalla B	147.00	175400	1719	9.69E+10	34400

In appoggio si considera la soletta non collaborante.



6.4 Ripartizione dei carichi tra le due travi principali

Dal momento che l'impalcato è stato modellato come monofilare, è stata calcolata la quota parte dei carichi associati ad ogni singola trave: i carichi simmetrici saranno suddivisi al 50% sulle due travi, invece i carichi antisimmetrici vengono associati alla singola trave in funzione di un coefficiente di ripartizione alla Courbon.

In particolare dalla ripartizione trasversale risulta che la trave più caricata prende il 72% dei carichi: questo valore viene utilizzato per determinare i carichi applicati nelle successive verifiche.

6.5 Verifica delle travi principali

6.5.1 Criteri di verifica

Secondo quanto riportato da [2] al paragrafo 4.2.3.2, la capacità resistente delle sezioni viene calcolata secondo il "Metodo Elastico", assumendo un comportamento elastico lineare del materiale, sino al raggiungimento della condizione di snervamento. Il metodo può applicarsi a tutte le classi di sezioni.

I valori delle tensioni si calcolano secondo la teoria elastica di Saint Venant, assumendo valida l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e considerando le caratteristiche delle sezioni miste acciaio-calcestruzzo, opportunamente omogeneizzate secondo i coefficienti n_0 ed n_1 . Il contributo in termini di resistenza del calcestruzzo all'estradosso della trave metallica è tenuto in conto nelle verifiche solo in presenza di compressione nella soletta, mentre il contributo dell'armatura longitudinale presente in soletta è sempre tenuto in conto.

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} \pm \frac{M_{Ed}}{I} y ; \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_{sh}} .$$

Le verifiche in campo elastico della trave metallica, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \times \sigma_{x,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2 \quad \text{in cui:}$$

x direzione longitudinale

z direzione verticale

$\sigma_{z,Ed} = 0$ nel caso in esame

$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ per $16 \text{ mm} < t \leq 40 \text{ mm}$;

$f_{yk} = 335 \text{ MPa}$ per $40 \text{ mm} < t \leq 63 \text{ mm}$

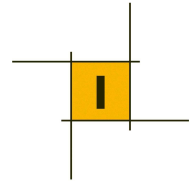
$\gamma_{M0} = 1.05$

Il criterio di verifica del calcestruzzo della soletta è il seguente:

$$\sigma_c \leq 0.6 f_{ck} = 21 \text{ MPa} \quad (f_{ck} = 35 \text{ MPa})$$

Il criterio di verifica delle barre di armatura longitudinale presenti nella soletta è il seguente:

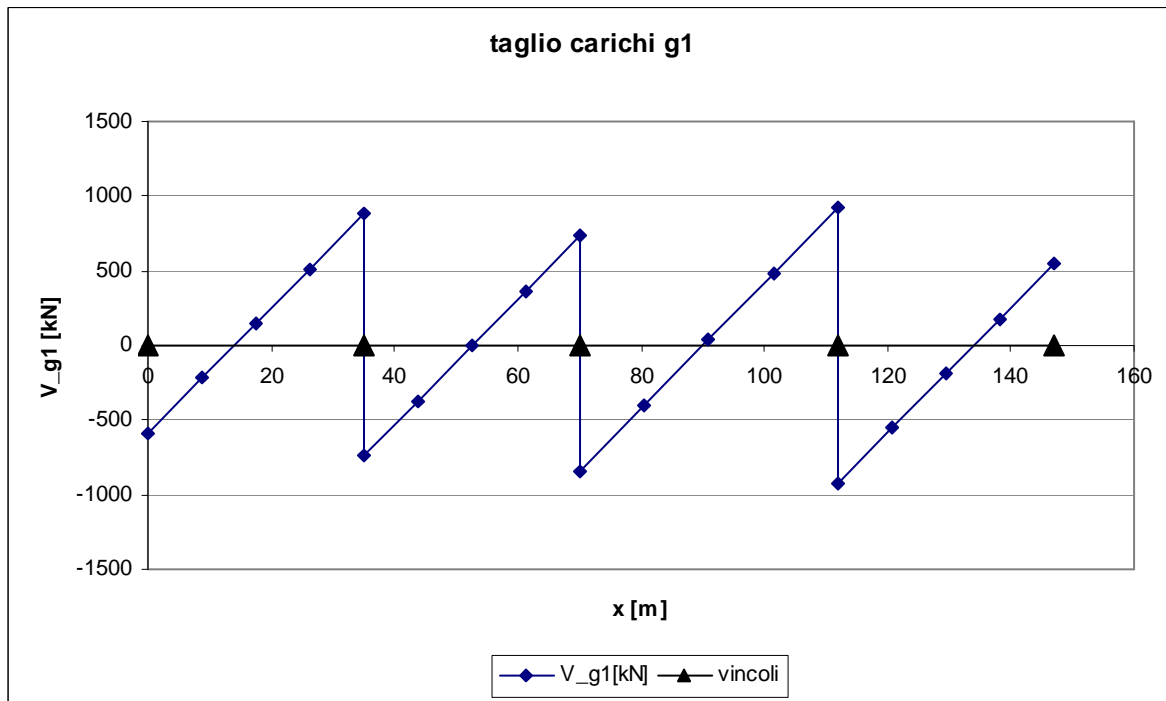
$$\sigma_b \leq 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad (f_{yk} = 450 \text{ MPa})$$

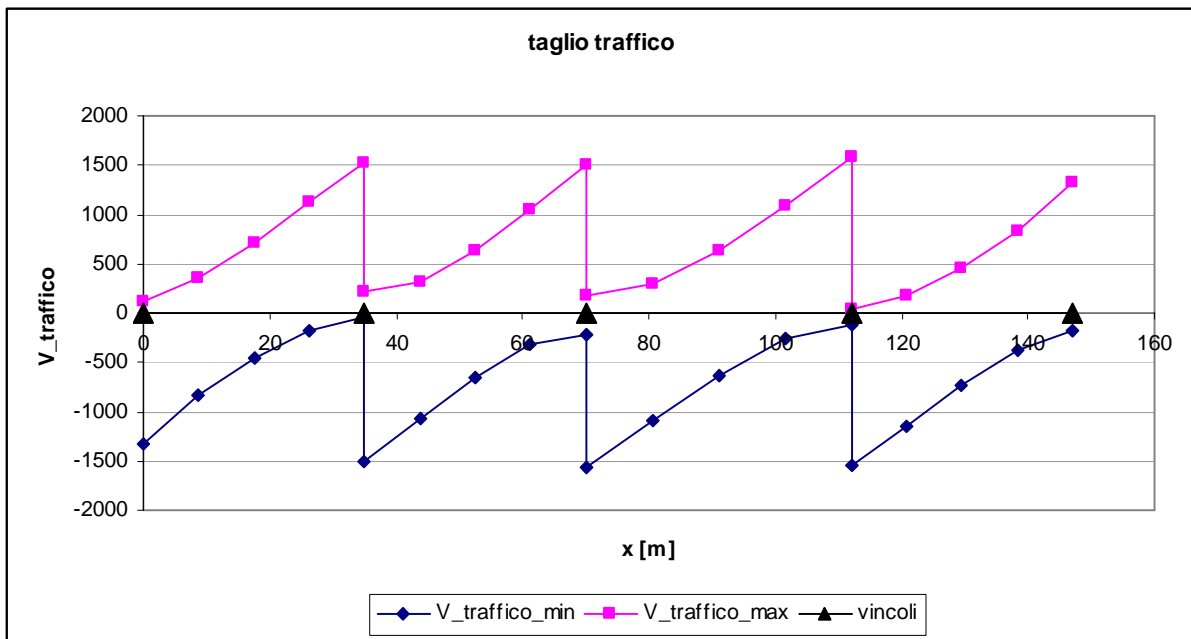
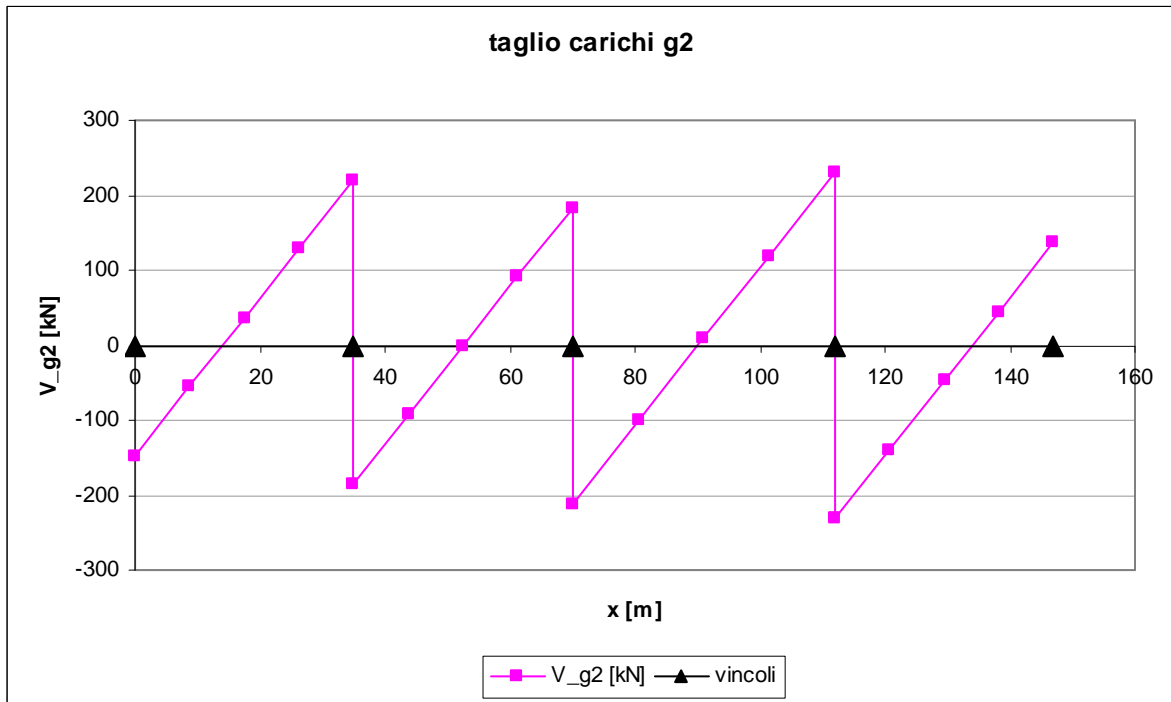
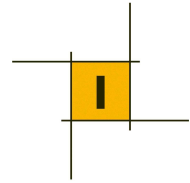


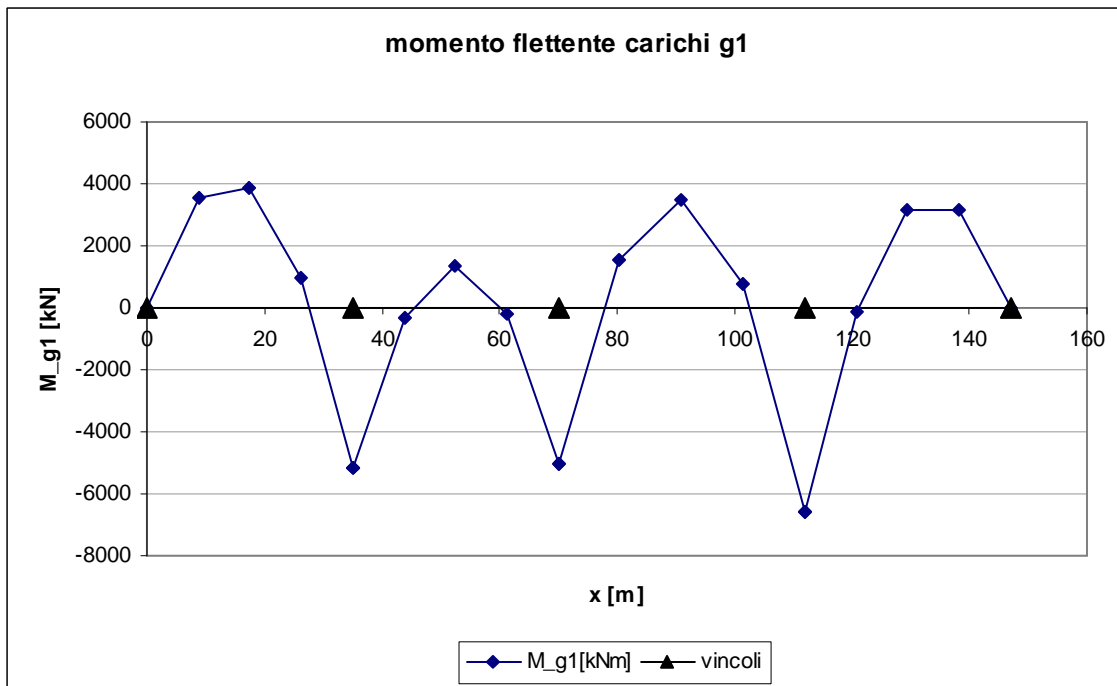
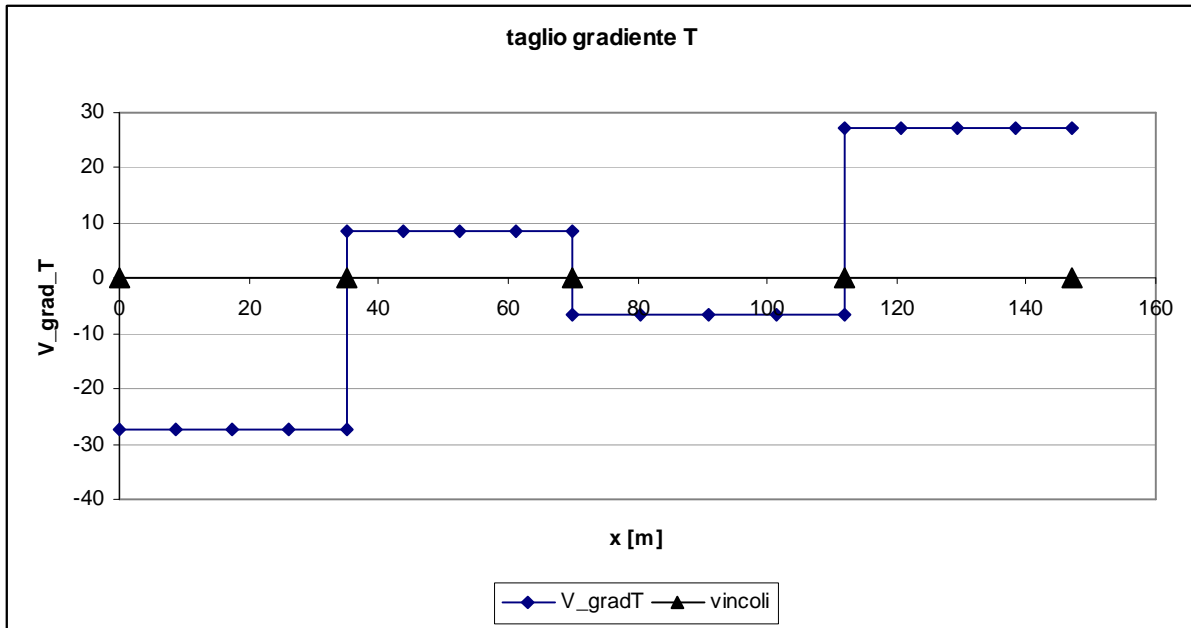
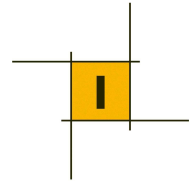
Si riportano a seguire i valori delle tensioni normali presenti nelle piattabande delle travi principali (σ_s), nella fibra di estradosso della soletta (σ_c) e nelle barre longitudinali superiori presenti nella soletta (σ_b), nonché le tensioni tangenziali presenti nell'anima delle travi principali (τ), valutate nella condizioni di carico esaminate.

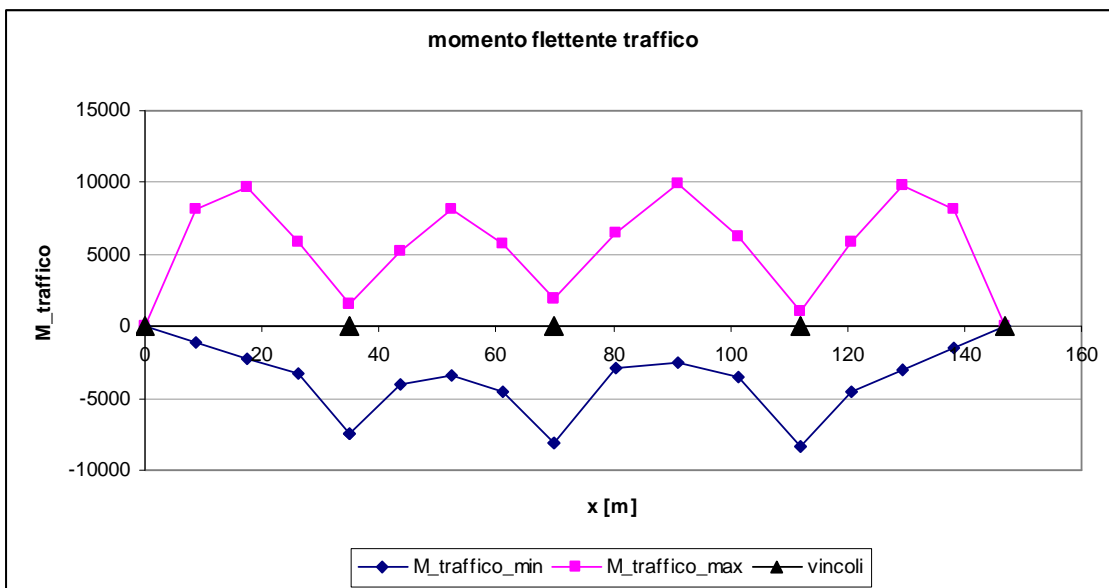
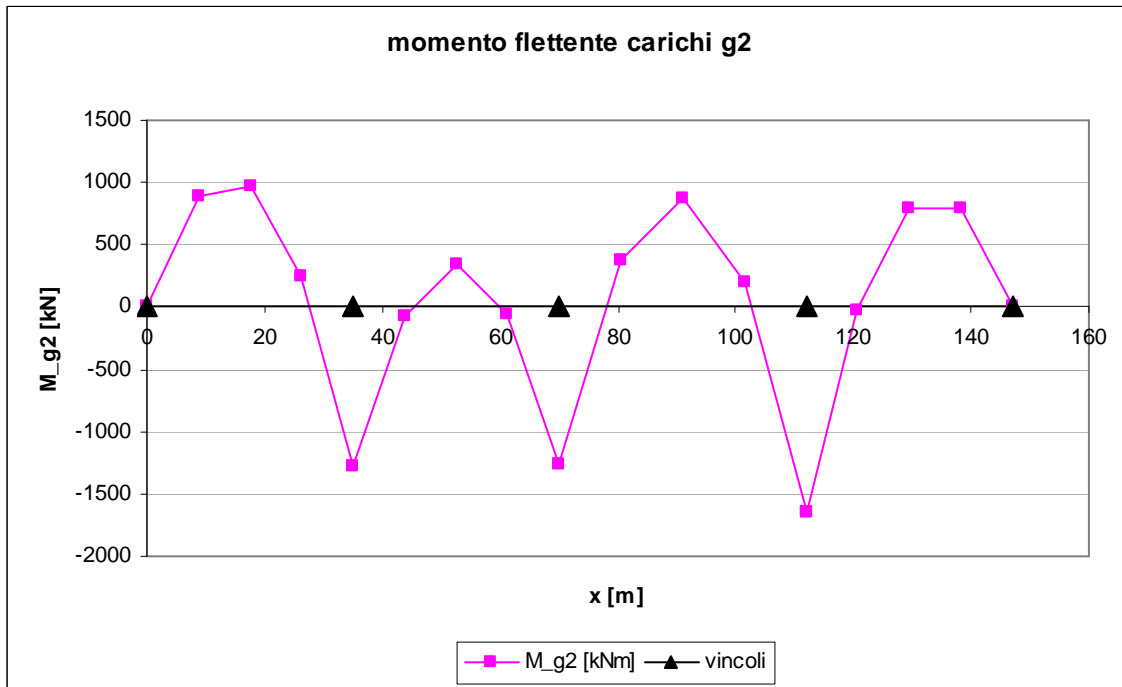
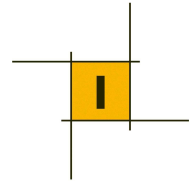
Le successive verifiche sono riferite alla condizione di carico SLE caratteristica.

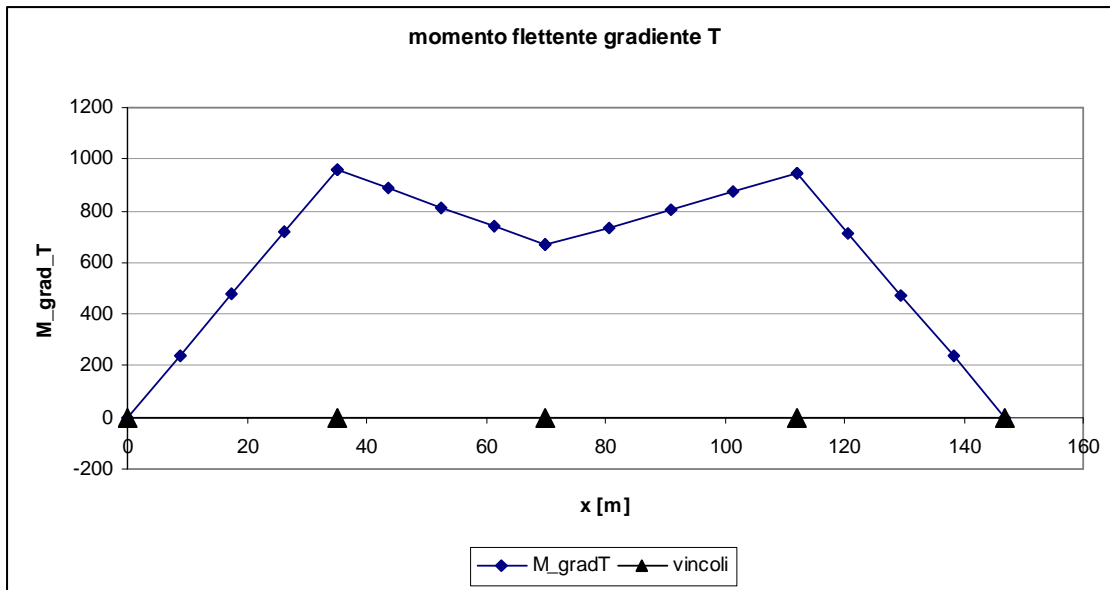
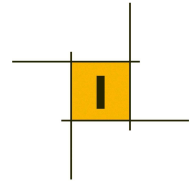
6.5.2 Sollecitazioni elementari

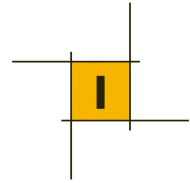






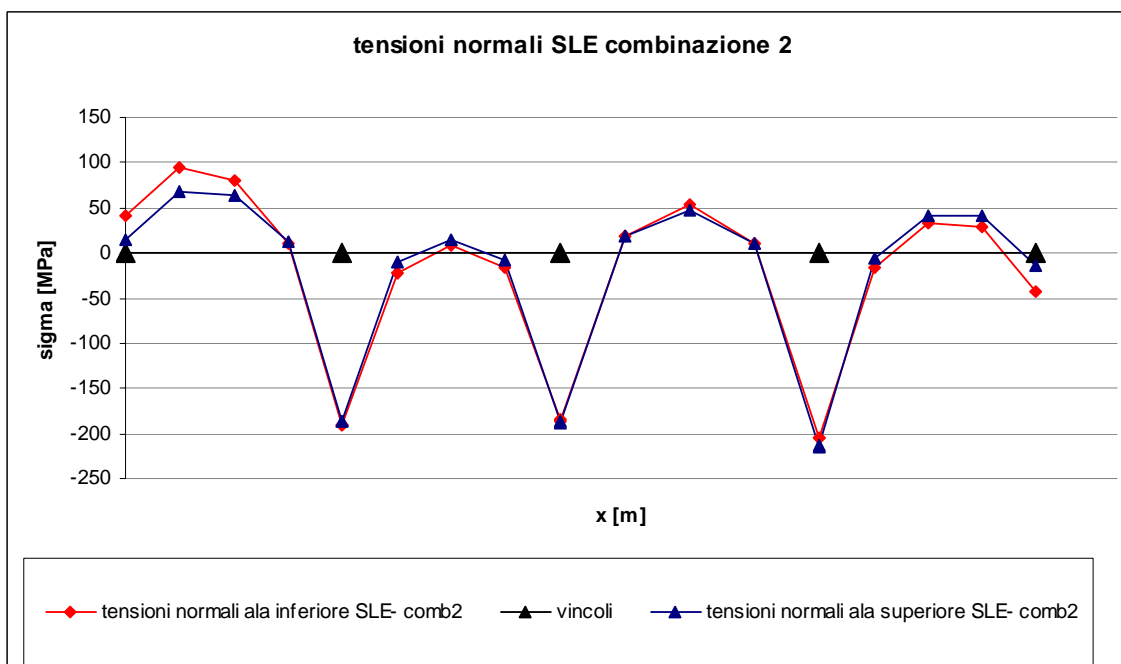
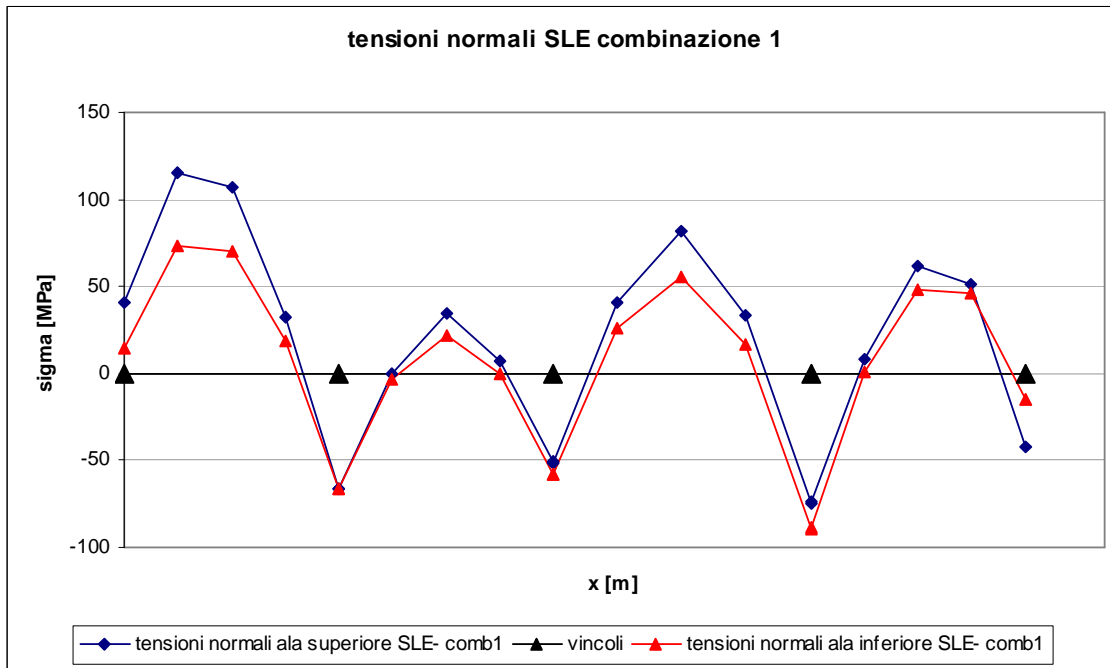


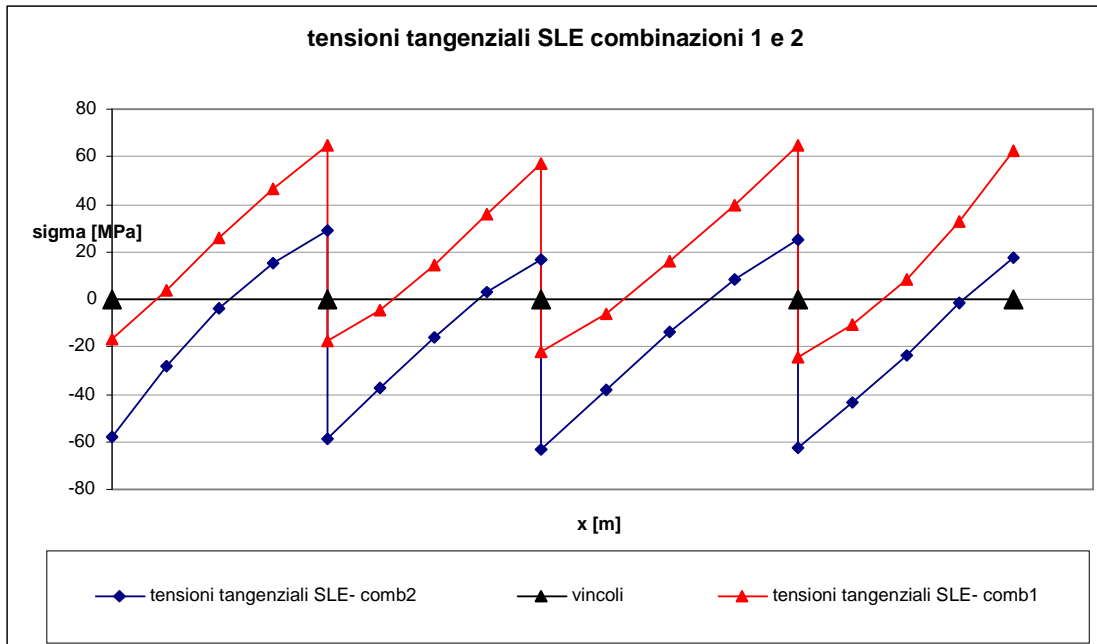
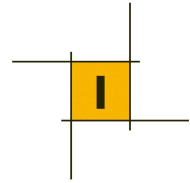


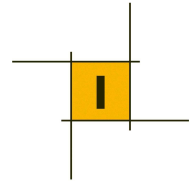


6.5.3 SLE - Verifica delle tensioni normali

Combinazione SLE caratteristica: $g_1 + g_2 + \epsilon_2 \pm 0.6 \epsilon_{3_GT} + q_1 \pm 0.6 q_{5.2}$

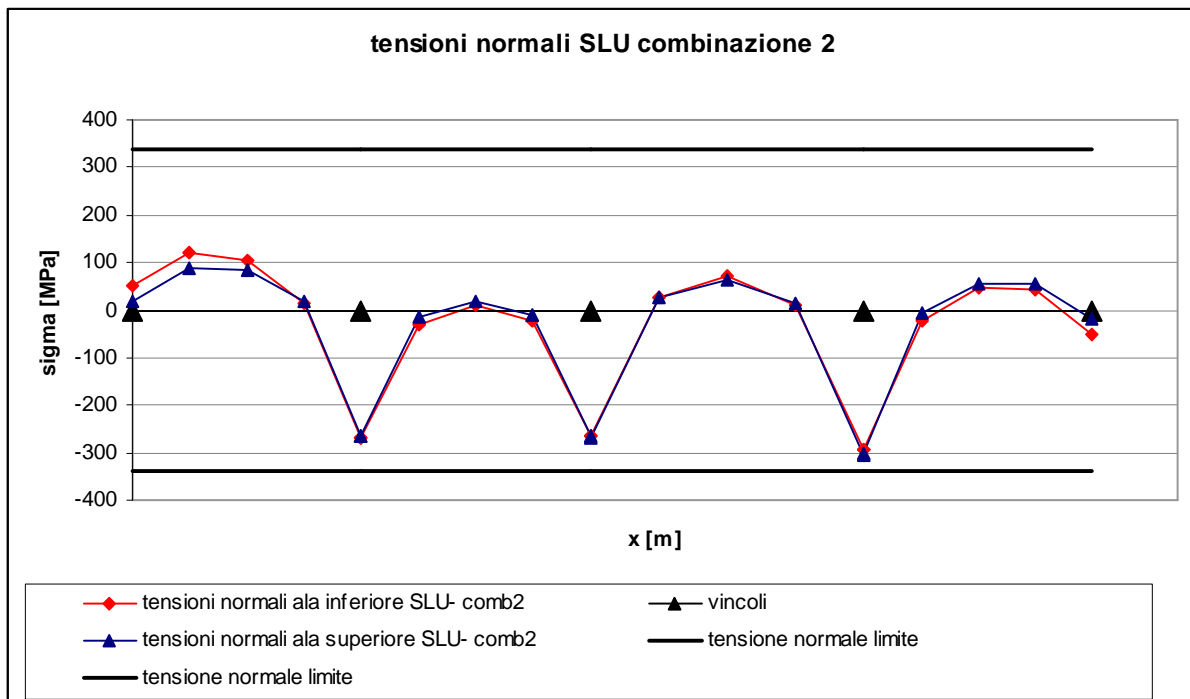
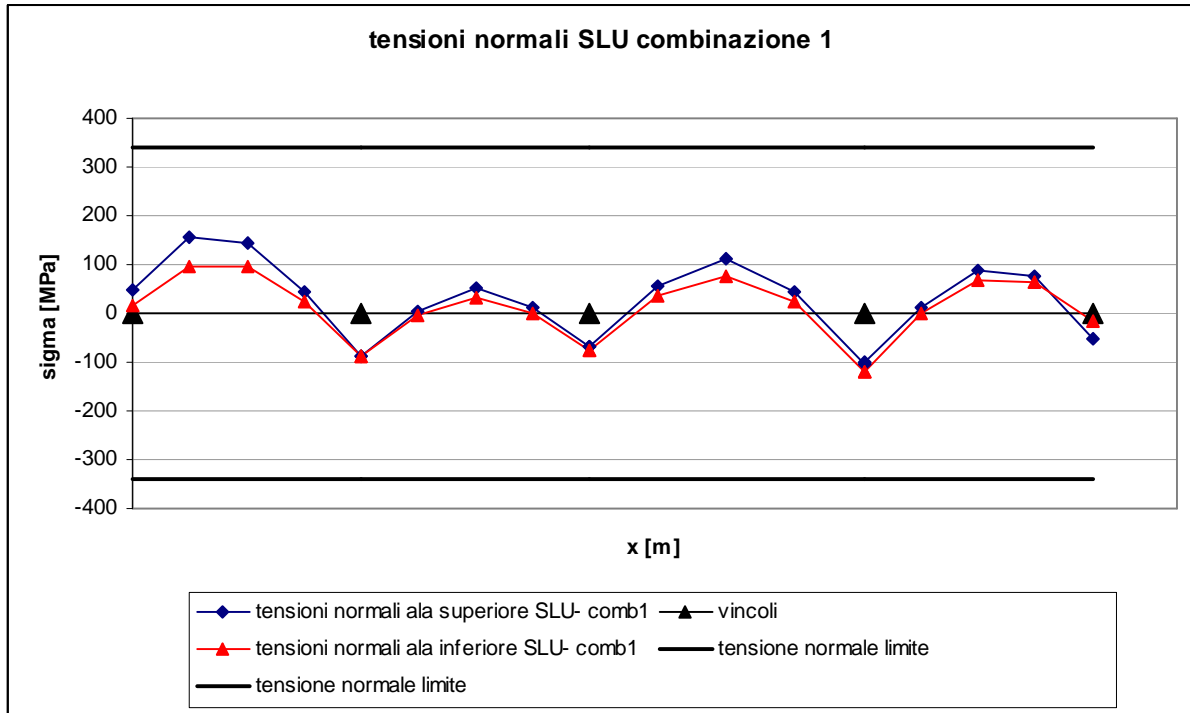


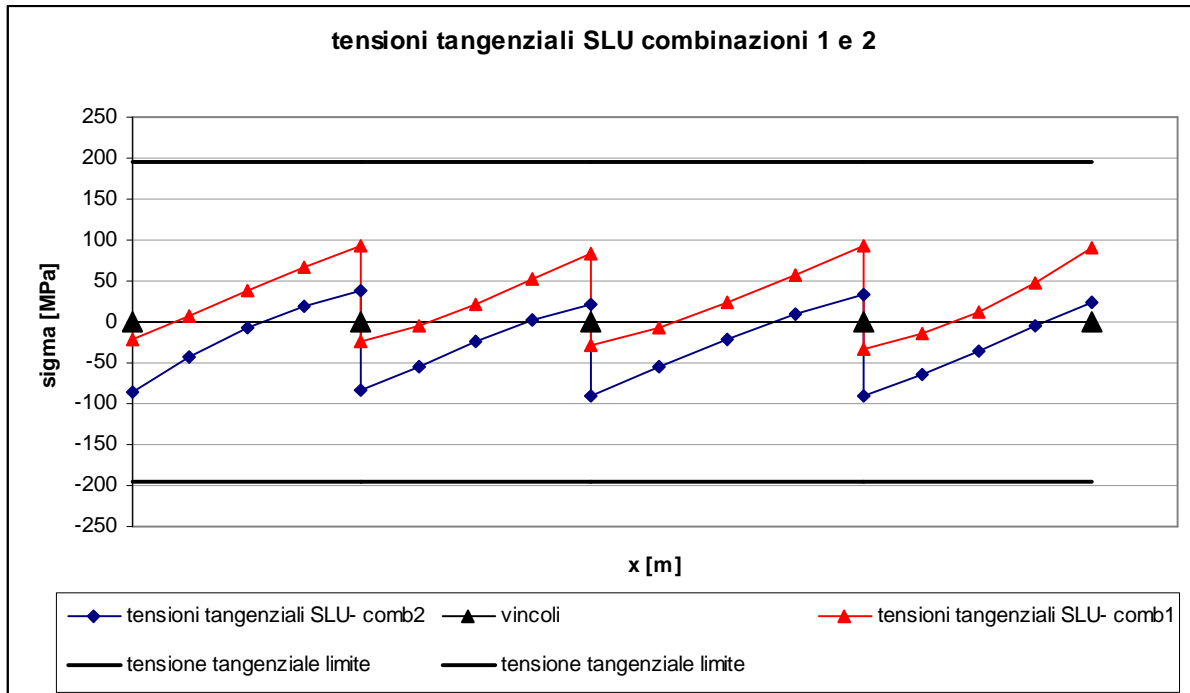
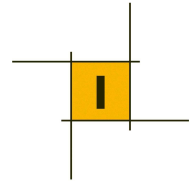




6.5.4 SLU - Verifica delle tensioni normali e tangenziali

Combinazione SLU: $1.35 g_1 + 1.35 g_2 + \varepsilon_2 \pm 0.72 \varepsilon_{3_GT} + 1.35 q_1 \pm 0.9 q_{5.2}$



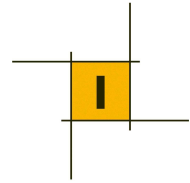


$$\sigma_{sup} < f_{yk} / \gamma_M = 338 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} < f_{yk} / \gamma_M = 338 \text{ MPa}$$

$$\tau < f_{yk} / \gamma_M / \text{rad (3)} = 195 \text{ MPa}$$

quindi le verifiche sono soddisfatte.



6.6 Verifiche dei trasversi

I trasversi correnti sono realizzati in parete piena, con la seguente geometria:

B _{inf}	t _{inf}	B _{sup}	t _{sup}	H	t _w	h _w	A	J	W
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³
450	20	450	20	1000	16	964	33360	5.5E+09	1.10E+07

L'interasse medio è pari $i = 5.0$ m.

Si calcolano a seguire le forze concentrate trasmesse dalla trave di spina al corrente superiore ($L = 3.4$ m).

➤ Pesì propri strutturali (g1)

	spessore	γ	L	p	i	P
Soletta + predalle	0.27	25.0	3.4	23.0	5.0	115
	[m]	[kN/m ³]	[m]	[kN/m]	m	[kN]

➤ Carichi permanenti portati (g2)

	spessore	γ	L	p	i	P
Binder + strato di usura	0.10	20.0	4.2	6.8	5.0	34
	[m]	[kN/m ³]	[m]	[kN/m]	m	[kN]

➤ Carichi verticali dovuti al traffico stradale (q)

Si considera una configurazione trasversale delle corsie di veicoli in cui la principale è centrata rispetto all'impalcato e le due rimanenti sono adiacenti alla principale.

Dallo studio della ripartizione longitudinale dei carichi veicolari si ottiene che la reazione della trave di spina che sollecita il diaframma, dovuta ai carichi veicolari distribuiti e concentrati, è pari a

$$R(q_{k,tot}^*) = 718 \text{ kN}$$

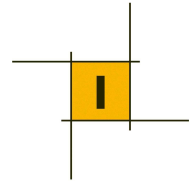
6.6.1 Sollecitazioni di verifica

	M max trasv [kNm]	V max trasv [kN]
R peso trave spina	17	5
R peso soletta	298.4	127
R peso pavimentazione	88.3	-37.5
R traffico	1422.2	450
Peso proprio trasverso	12	7

Si ottengono le seguenti sollecitazioni allo SLU:

$$M_{SLU} = 2694 \text{ kNm}$$

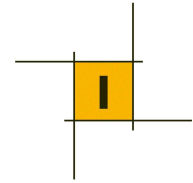
$$V_{SLU} = 812 \text{ kN}$$



Calcolo delle tensioni normali:

$$\sigma = M / W = 2694 \text{ kNm} \times 10^6 / 1.10 \times 10^7 \text{ mm}^3 = 245 \text{ MPa}$$

$$\tau = V / A_w = 812 \text{ kN} \times 10^3 / 15424 \text{ mm}^2 = 53 \text{ MPa}$$



6.7 Verifica della soletta in c.a.

Peso proprio e permanenti portati

	B	s	γ_s	p
	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m]
Soletta c.a. + Predalle	10.80	0.27	25	72.9
Strato di usura + Binder	9.50	0.10	20	19.0
Barriere H2	-	-	-	2.0

Carichi mobili da traffico

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti, come illustrato in figura.

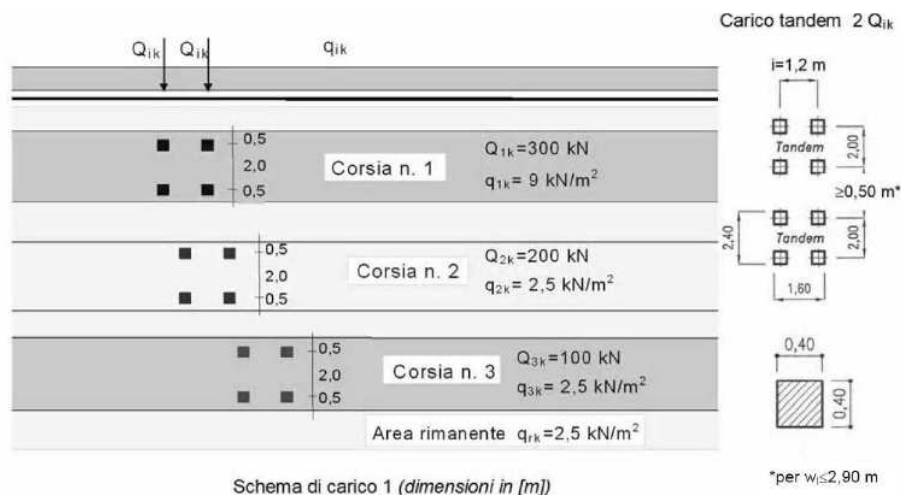


Fig. 6.1 – Schemi carichi mobili

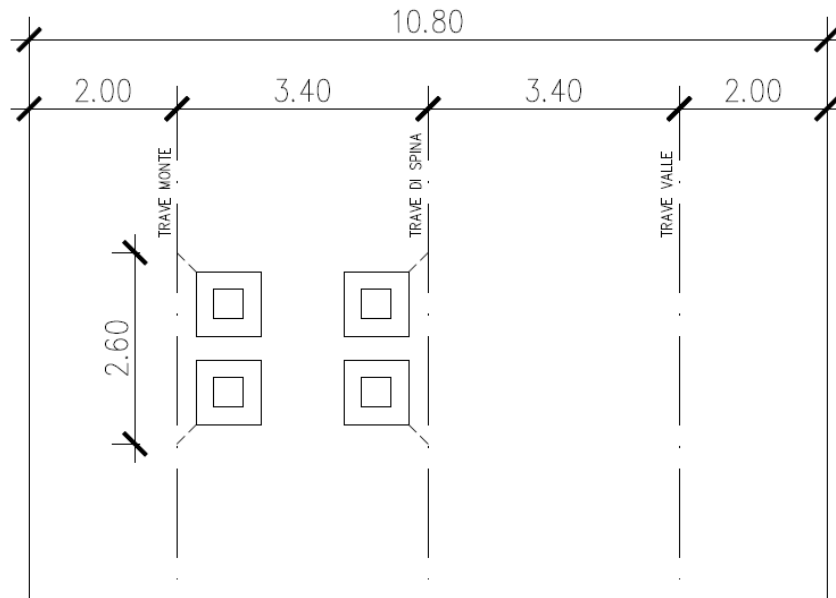
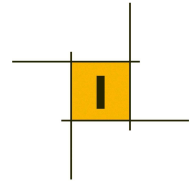
Diffusione dei carichi concentrati

Si ipotizza una diffusione verticale a 45° dei carichi concentrati (impronta a x a pari a 40cm x 40cm) attraverso lo spessore della pavimentazione stradale e lo spessore della soletta, fino all'asse medio di questa, definendo quindi una superficie di diffusione quadrata A x A avente lato pari a:

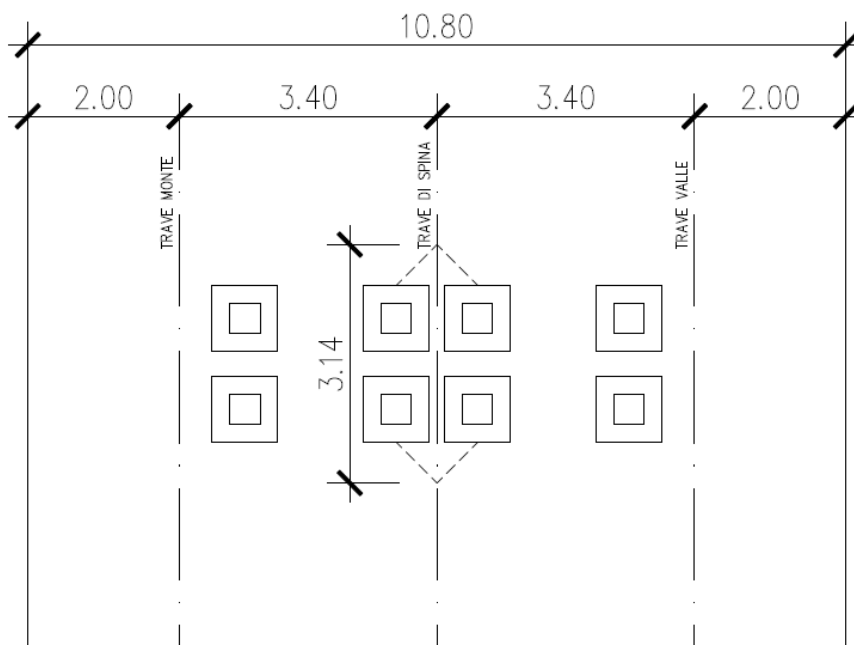
$$b = 40 \text{ cm} + 2 \times 10 \text{ cm} + 2 \times 27 \text{ cm} / 2 = 87 \text{ cm}$$

La sollecitazione di momento flettente indotta da ogni carico concentrato si considera ripartita su una sezione trasversale di soletta avente larghezza B_i , definita diffondendo a 45° sul piano della soletta verso le travi di appoggio le impronte $b \times b$ dei carichi concentrati.

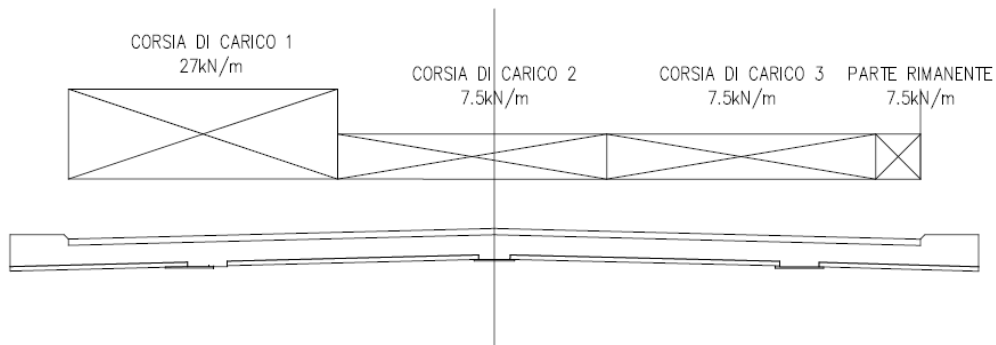
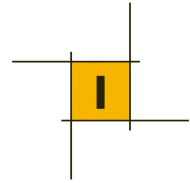
Nelle figure seguenti si illustrano le configurazioni di carico che determinano il massimo momento positivo in mezzeria (1) e il massimo momento negativo all'appoggio sulla trave di spina (2) e le relative larghezze di diffusione B_i .



Carichi mobili concentrati – vista in pianta – configurazione (1)



Carichi mobili concentrati – vista in pianta – configurazione (2)



Carichi mobili distribuiti – sezione trasversale

6.7.1 Analisi delle sollecitazioni

Configurazione (1) – Momento positivo

Con riferimento ad un tratto di impalcato di lunghezza pari a 2.60 m:

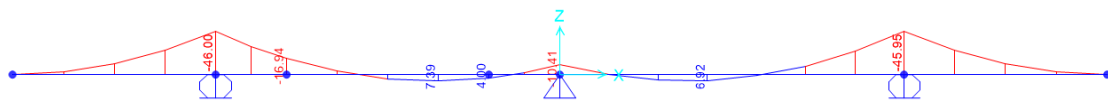


Fig. 6.2 – Carichi permanenti [kNm]

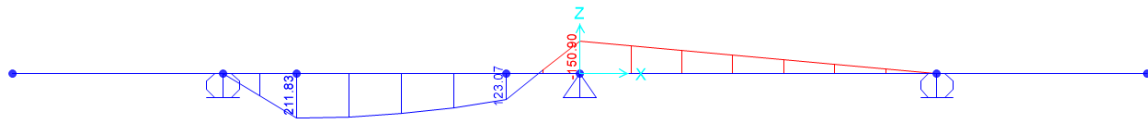


Fig. 6.3 – Carichi da traffico [kNm]

Si calcolano le sollecitazioni in combinazione SLU:

$$M_{Ed+} = 328 \text{ kNm}$$

A ml corrisponde a:

$$M_{Ed+} = 328 \text{ kNm} / 2.6 \text{ m} = 126 \text{ kNm/m}$$

Configurazione (2) – Momento negativo

Con riferimento ad un tratto di impalcato di lunghezza pari a 3.14 m:

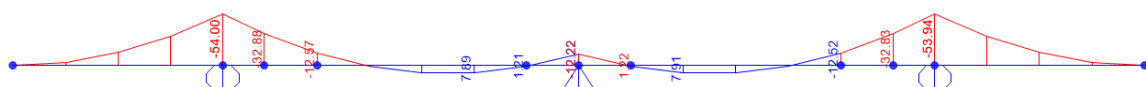


Fig. 6.4 – Carichi permanenti [kNm]

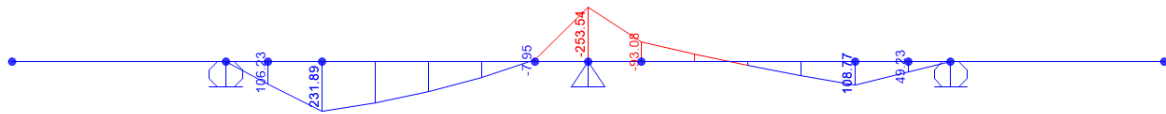
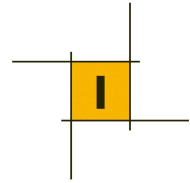


Fig. 6.5 – Carichi da traffico [kNm]

Si calcolano le sollecitazioni in combinazione SLU:

$$M_{Ed}^- = -397 \text{ kNm}$$

A ml corrisponde a:

$$M_{Ed}^- = -397 \text{ kNm} / 3.14 \text{ m} = -126 \text{ kNm/m}$$

6.7.2 Verifica delle armature trasversali

➤ Sezione di campata

Conservativamente si considera la sola armatura trasversale messa in opera superiormente ed inferiormente.

Armatura superiore: 1Φ12/20

Armatura inferiore: 1Φ20/20

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta_3.14m

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: soletta 1m

N* strati barre: 2 Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	27	1	5.65	4
			2	15.71	23

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

Materiali: B450C C35/45

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 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

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N* rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

0 cm Col. modello

Precompresso

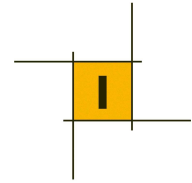
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 131.7 kN m

σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 17.18 ‰
 d 23 cm
 x 3.894 x/d 0.1693
 δ 0.7

$$MRd = 131.7 \text{ kNm/m} > M_{Ed}$$

La verifica è soddisfatta.



➤ Sezione di appoggio

Conservativamente si considera la sola armatura trasversale messa in opera superiormente ed inferiormente.

Armatura superiore: 1Φ20/20

Armatura inferiore: 1Φ12/20

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta_M-

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: soletta 1m

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	27

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	4
2	5.65	23

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

Materiali

B450C C35/45

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
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} -131.7 kN m

σ_c -19.83 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 17.18 ‰
d 23 cm
x 3.894 x/d 0.1693
δ 0.7

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

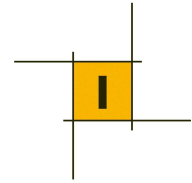
Calcola MRd Dominio M-N

0 cm Col. modello

Precompresso

MRd = -131.7 kNm/m > MEd

La verifica è soddisfatta.



7 ANALISI E VERIFICA DELLE PILE

Con riferimento allo schema vincolare esposto in precedenza si procede al calcolo delle sollecitazioni agenti alla base delle pile per la pila fissa P2 (H=6.9m) e per la mobile P3 (H=6.9m) i cui risultati sono estendibili alle altre pile mobili.

7.1 Azioni statiche derivanti dall'impalcato

La tabella seguente riassume gli scarichi dell'impalcato a livello degli appoggi.

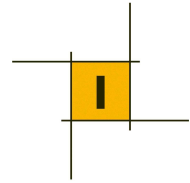
➤ **Pila 2 (fissa)**

	F vert (KN)	F lon(KN)	F tra(KN)
g1	2850	0	0
g2	394	0	0
e3 (grad_T, attrito appoggi*)	13	0	0
q1 (azioni da traffico) max	2184	0	0
q1 (azioni da traffico) min	-236	0	0
azione di frenamento	0	757	0
q5 (vento)	0	0	23

➤ **Pila 3 (unidirezionale)**

	F vert (KN)	F lon(KN)	F tra(KN)
g1	3136	0	0
g2	460	0	0
e3 (grad_T, attrito appoggi*)	39	54	0
q1 (azioni da traffico) max	2234	0	0
q1 (azioni da traffico) min	-120	0	0
azione di frenamento	0	0	0
q5 (vento)	0	0	23

* si considera una forza longitudinale derivante dall'attrito dei dispositivi di scorrimento pari a 1.5% del carico permanente gravante sull'appoggio



7.2 Azioni sismiche agenti derivanti dall'impalcato

Sisma longitudinale

In direzione longitudinale la pila ha uno schema a mensola. Si considera un fattore di struttura $q = 2.5$.

Si determina il periodo proprio della pila assumendo:

E_{cls} fessurato = 15000 MPa

H pila = 6.9 m

Massa impalcato = 1643 ton

Peso impalcato = 110 kN/m

J singolo fusto = 0.43 m⁴

K pila = 59447 kN/m

T = 1.003 s

Al periodo determinato è associato un valore di accelerazione elastica $S_e = 0.270$ g, il valore dell'accelerazione di progetto abbattuto per il fattore di struttura è dunque:

$$S_{e,d} = S_e / q = 0.270 \text{ g} / 2.5 = 0.108 \text{ g}$$

L'azione sismica longitudinale agente alla quota degli appoggi dell'impalcato è pari a:

$$F_{\text{sisma long}} = S_{e,d} \times m \times 9.81 = 0.108 \text{ g} \times 1643 \text{ ton} \times 9.81 = 1741 \text{ kN}$$

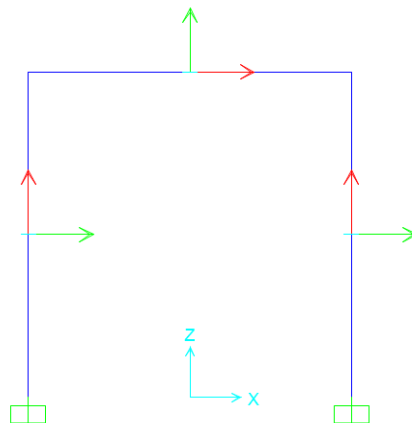
Sisma trasversale

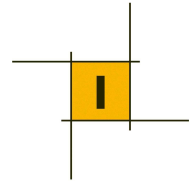
In direzione trasversale la pila ha uno schema a portale. Si considera un fattore di struttura $q = 2$.

Si determina il periodo proprio della pila attraverso una sottomodellazione agli EF della pila stessa.

La pila è stata modellata sul programma di calcolo Sap2000 con elementi frame, con le opportune caratteristiche inerziali, in funzione della reale geometria:

A fusto	J trasversale fusto	J long fusto	A trasverso	J 3 trasverso	J 2 trasverso
m ²	m ⁴	m ⁴	m ²	m ⁴	m ⁴
2.091	0.562	0.216	1.2	0.225	0.064





La massa sismica considerata è quella relativa al peso dell'impalcato che afferrisce alla pila stessa (467 ton).

Il periodo proprio della struttura risulta essere pari a :

$$T = 0.19 \text{ s}$$

a cui corrispondente a uno spettro di accelerazione

$$S_e = 0.515 \text{ g.}$$

Considerando un fattore di struttura $q = 2.0$, si ottiene un'azione di progetto

$$S_{e,d} = 0.257 \text{ g.}$$

La forza sismica trasversale agente alla quota degli appoggi risulta dunque pari a:

$$F_{\text{sisma tra}} = S_{e,d} \times m \times 9.81 = 0.257 \text{ g} \times 467 \text{ ton} \times 9.81 = 1179 \text{ kN}$$

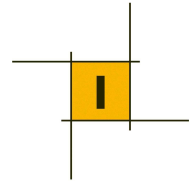
Le sollecitazioni dovute a tale azione alla base del portale risultano essere le seguenti:

	pilastro1	pilastro2	
Ned	2287	2861	kN
Med	3053	3135	kNm
Ved	590	590	kNm

Sisma verticale

$$F_{\text{sisma verticale}} = S_e \times m = \mp 500 \text{ kN} \text{ pila unidirezionale (P3)}$$

$$F_{\text{sisma verticale}} = S_e \times m = \mp 451 \text{ kN} \text{ pila fissa (P2)}$$



7.3 Sollecitazioni di verifica alla base della pila

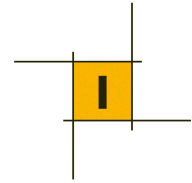
Le tabelle seguenti riportano le massime sollecitazioni di verifica sul singolo fusto delle due pile analizzate

Pila fissa P2	N (KN)	Vlong (KN)	Vtrasv (KN)	M long (KNm)	M trasv (KNm)
SLU_Nmax	3838	568	10	4109	45
SLU_Nmin	2024	568	10	4019	45
SLV_long*	1653	871	177	6089	856
SLV_trasv**	1653	261	590	1885	2853

Pila unidirezionale P3	N (KN)	Vlong (KN)	V trasv (KN)	M long (KNm)	M trasv (KNm)
SLU_Nmax	4076	24	10	204	45
SLU_Nmin	2311	24	10	125	45
SLV_long*	1798	0	177	90	856
SLV_trasv**	1798	0	590	90	2853

* $1.0E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$

** $0.3E_x + 1.0E_y + 0.3E_z$



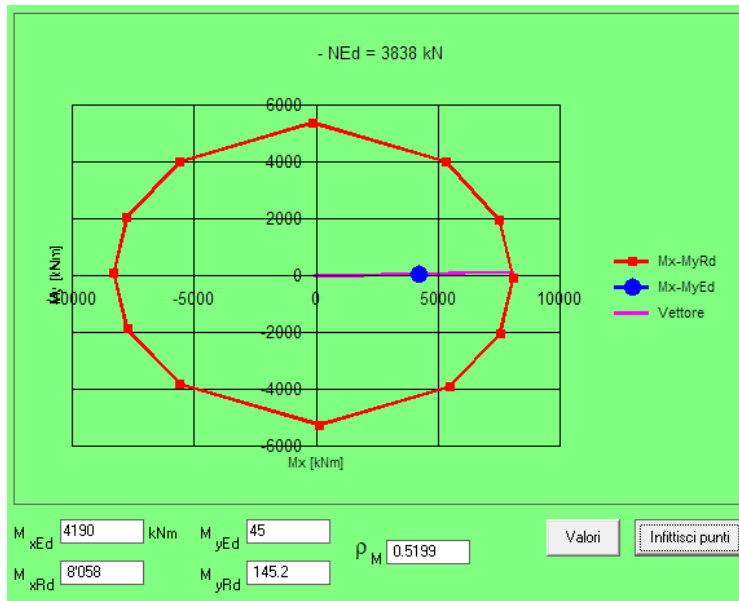
7.4 Verifiche strutturali

7.4.1 Verifica a pressoflessione

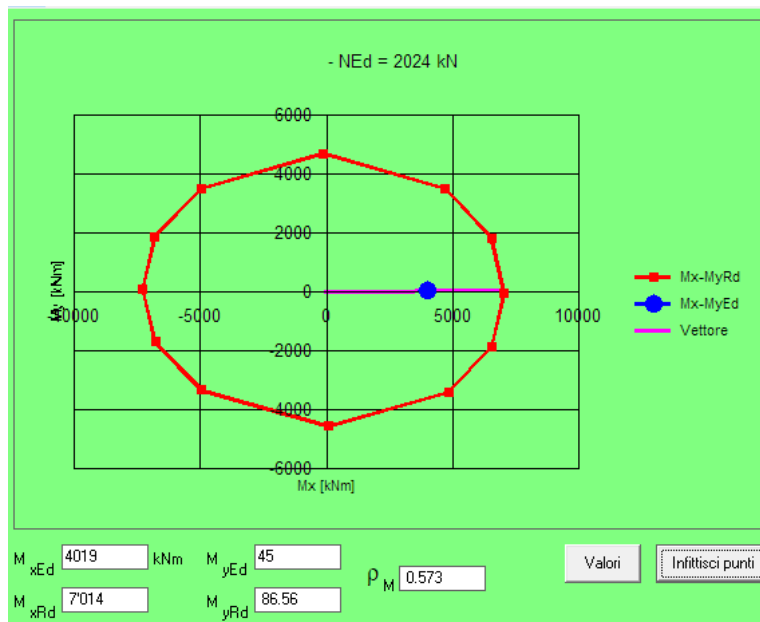
➤ Pila 2 (fissa)

La sezione di base del singolo fusto è armata con 34 ferri $\Phi 26$ (rapporto d'armatura 0.8%).

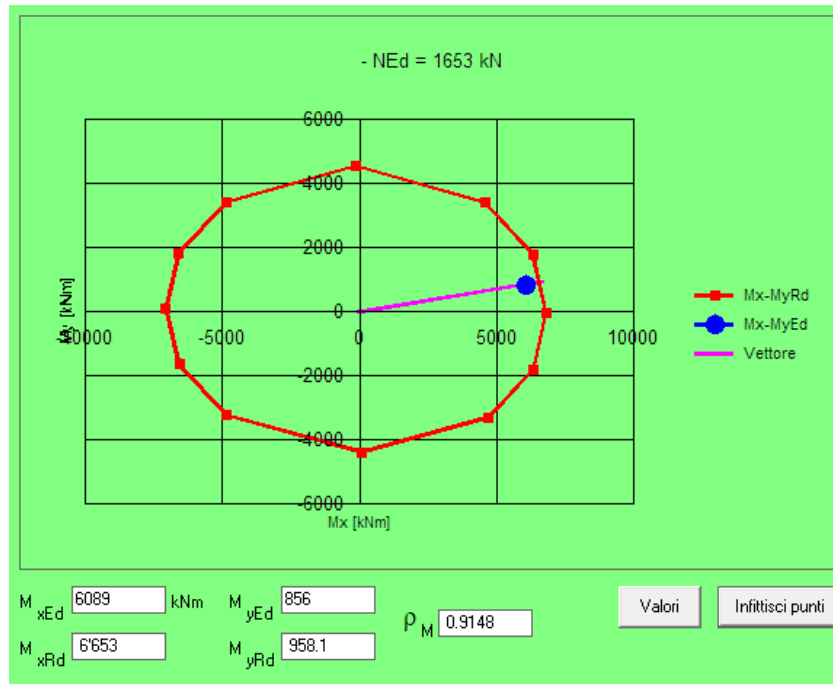
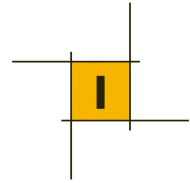
I seguenti diagrammi riassumono le verifiche a pressoflessione in termini di dominio Mx-My:



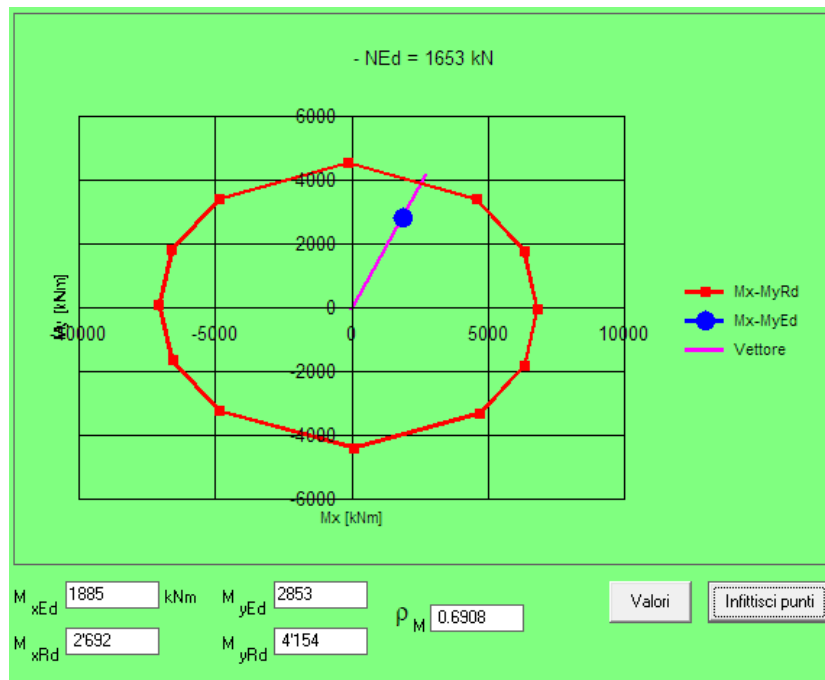
Combinazione SLU Nmax



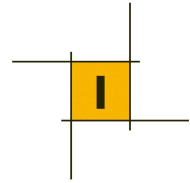
Combinazione SLU Nmin



Combinazione SLV trasv



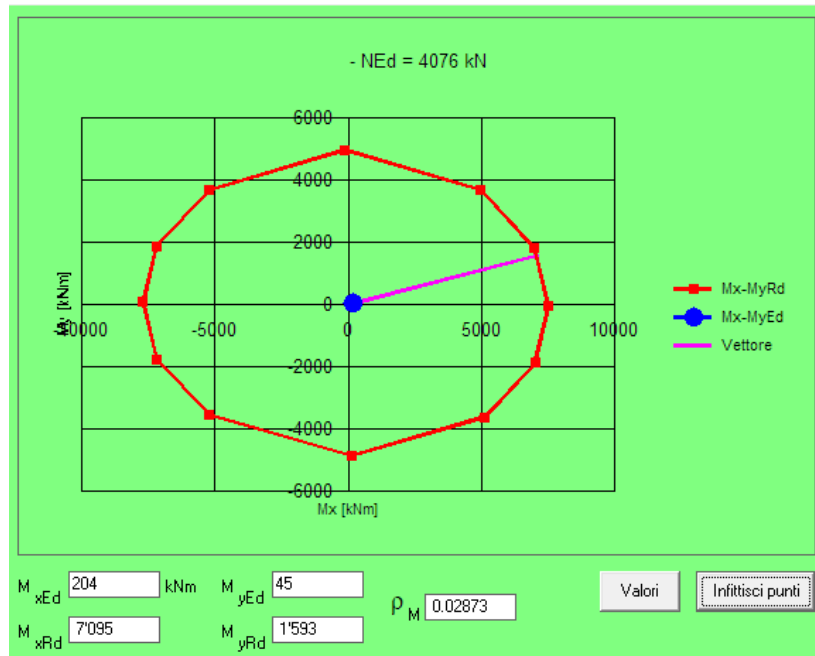
Combinazione SLV long



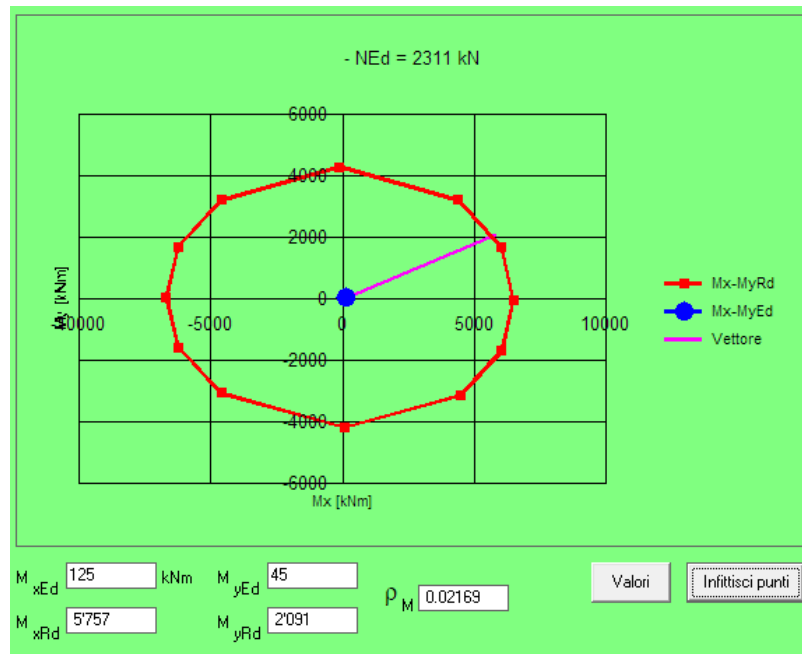
➤ **Pila 3 (unidirezionale)**

La sezione di base è armata con 34 ferri $\Phi 24$ (rapporto d'armatura 0.7%).

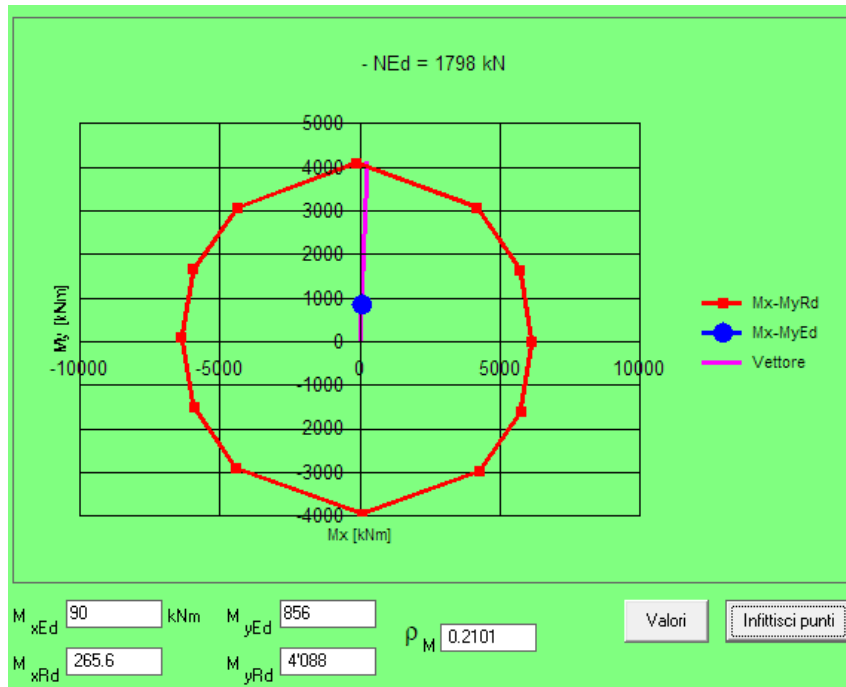
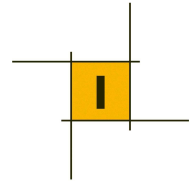
I seguenti diagrammi riassumono le verifiche a pressoflessione in termini di dominio Mx-My:



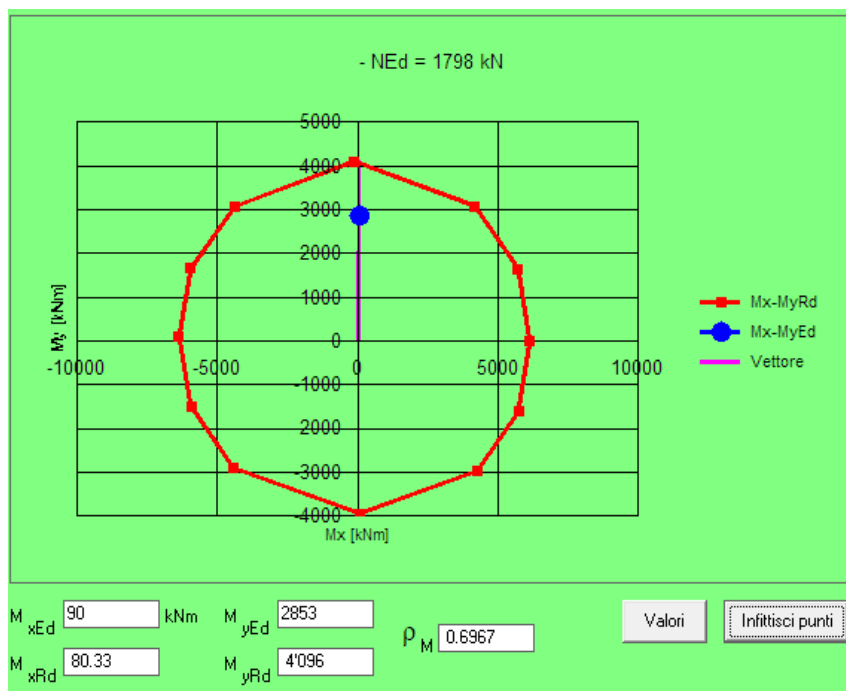
Combinazione SLU Nmax



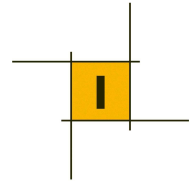
Combinazione SLU Nmin



Combinazione SLV trasv



Combinazione SLV long



7.4.2 Verifica a taglio

➤ Pila 2 (fissa)

La sezione di base è armata un'armatura a taglio così articolata:

- direzione trasversale : ferri $\Phi 16$ a 4 bracci passo 20cm
- direzione longitudinale : ferri $\Phi 16$ a 3 bracci passo 20cm

Direzione trasversale:

h	b	d	n bracci	A sw	s	f _{yd}	α	θ	b _w	N compr,min	f _{cd}	σ_{cp}	α_c	f' _{cd}
mm	mm	mm	-	mm ²	mm	MPa	rad	rad	mm	kN	MPa	MPa	-	MPa
1200	1400	1160	4	804	200	391	90	45	1400	1653	18	0.9	1.05	9.07

V _{R,cd}	V _{R,sd}	V _{Rd}
kN	kN	kN
6966	1468	1468

$$V_{Rd} = 1468 \text{ kN} > V_{Ed} = 590 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta.

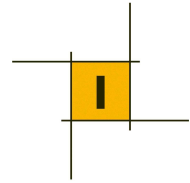
Direzione longitudinale:

h	b	d	n bracci	A sw	s	f _{yd}	α	θ	b _w	N compr	f _{cd}	σ_{cp}	α_c	f' _{cd}
mm	mm	mm	-	mm ²	mm	MPa	rad	rad	mm	kN	MPa	MPa	-	MPa
1400	1200	1360	3	603	200	391	90	45	1200	1653	18	0.9	1.05	9.07

V _{R,cd}	V _{R,sd}	V _{Rd}
kN	kN	kN
7001	1291	1291

$$V_{Rd} = 1291 \text{ kN} > V_{Ed} = 871 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta.



➤ **Pila 3 (unidirezionale)**

La sezione di base è armata un'armatura a taglio così articolata:

- direzione trasversale : ferri d16 a 2 bracci passo 20cm
- direzione longitudinale : ferri d16 a 2 bracci passo 20cm

Si esegue il calcolo e la verifica della resistenza a taglio della sezione nelle due direzioni

Si esegue la verifica a taglio della pila nella sola direzione trasversale.

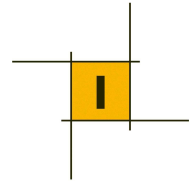
Direzione trasversale:

h	b	d	n bracci	A sw	s	f _{yd}	α	θ	b _w	N compr	f _{cd}	σ _{cp}	α _c	f' _{cd}
mm	mm	mm	-	mm ²	mm	MPa	rad	rad	mm	kN	MPa	MPa	-	MPa
1200	1400	1160	2	402	200	391	90	45	1400	1798	18	1.0	1.06	9.07

V _{R,cd}	V _{R,sd}	V _{Rd}
kN	kN	kN
6996	734	734

$$V_{Rd} = 734 \text{ kN} > V_{Ed} = 590 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta.



8 ANALISI E VERIFICHE DEI PALI DI FONDAZIONE DELLA PILA

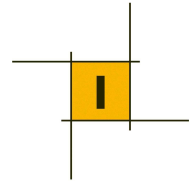
8.1 Azioni alla base della zattera della fondazione

P2 fissa	N(KN)	V long (KN)	V trasv(KN)	M long(KNm)	M trasv(KNm)
g1	4782	0	0	239	0
g2	394	0	0	20	0
ritiro	62	0	0	3	0
Veicoli max	2184	0	0	5332	6533
Veicoli min	-236	0	0	5212	706
frenatura	0	757	0	0	0
grad_T – attrito appoggi	13	0	0	1	0
vento	0	0	23	0	0
sisma long	0	1741	0	12013	0
sisma trasv	-0	0	1179	0	9908
sisma vert	-451	0	0	0	0

P3 mobile	N(KN)	V long (KN)	V trasv(KN)	M long(KNm)	M trasv(KNm)
g1	5068	0	0	253	0
g2	460	0	0	23	0
Veicoli max	2234	0	0	112	6684
Veicoli min	-120	0	0	6	359
grad_T – attrito appoggi	39	54	0	2	0
vento	0	0	23	0	159
sisma long	0	0	0	0	0
sisma trasv	0	0	1179	0	9908
sisma vert	-500	0	0	0	0

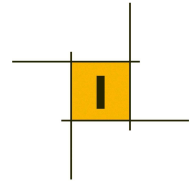
Si effettuano le combinazioni SLU A1 e A2 e la combinazione sismica, considerando i seguenti coefficienti:

	g1	g2	ritiro	veicoli max	veicoli min	gradT - attrito	vento_orizz	sisma long	sisma trasv	sisma vert
A1 max	1.3	1.5	1.5	1.5	0	0.9	0.9	0	0	0
A1 min	1.3	1.5	1.5	0	1.5	0.9	0.9	0	0	0
A2 max	1	1.3	1.3	1.3	0	0.78	0.78	0	0	0
A2 min	1	1.3	1.3	0	1.3	0.78	0.78	0	0	0
sism long	1	1	1	0	0	0	0	1	0.3	0.3
sism trasv	1	1	1	0	0	0	0	0.3	1	0.3



azioni alla base della zattera di fondazione P2					
	N [kN]	V long [kN]	V trasv [kN]	M long [kNm]	M trasv [kNm]
comb A1 max	10188	1136	21	8344	9943
comb A1 min	6559	1136	21	8163	1203
comb A2 max	8224	984	18	7201	8618
comb A2 min	5078	984	18	7044	1042
comb sism long	5103	1741	354	12275	2972
comb sism trasv	5103	522	1179	3866	9908

azioni alla base del plinto di fondazione P1-P3					
	N [kN]	F long [kN]	F trasv [kN]	M long [kNm]	M trasv [kNm]
comb A1 max	10664	49	21	533	10169
comb A1 min	7133	49	21	357	682
comb A2 max	8600	42	18	430	8813
comb A2 min	5540	42	18	293	591
comb sism long	5378	0	354	276	2972
comb sism trasv	5378	0	1179	276	9908



8.2 Calcolo e verifica delle sollecitazioni massime sui pali

Le sollecitazioni massime sui pali vengono calcolate in base alla geometria della palificata e delle caratteristiche dei terreni come specificato nella relazione geotecnica. Dunque le massime sollecitazioni agenti sui pali sono le seguenti:

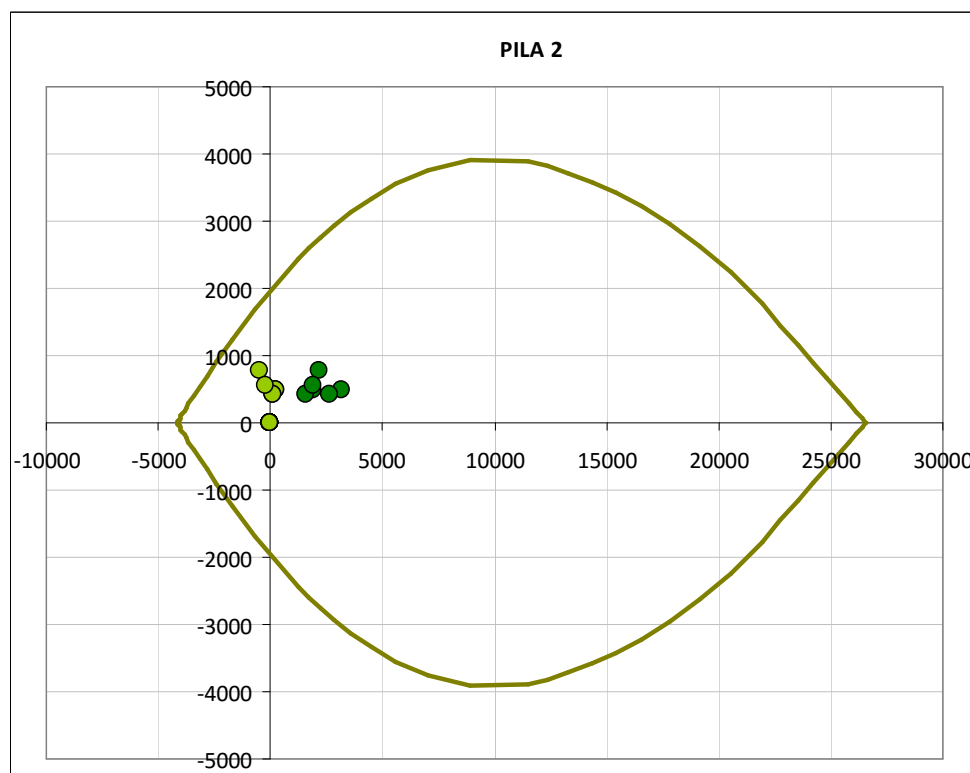
➤ Pila 2 (fissa)

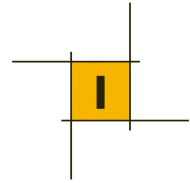
La palificata è composta da 6 pali D1200 L=22m

	Nmax	Nmin	Vmax	Mmax
A1	3161	0	189	492
A2	2636	0	164	427
SISMA	2193	-493	296	770
	kN	kN	kN	kNm

(*) Il momento flettente agente alla testa dei pali è calcolato secondo la teoria di Matlock & Reese (vedi Relazione geotecnica e sulle fondazioni – T00VI01GETRE01A).

I pali D 1200 mm, si inserisce una gabbia di armatura composta da 20 ϕ 26. Il dominio di resistenza N-M è il seguente.





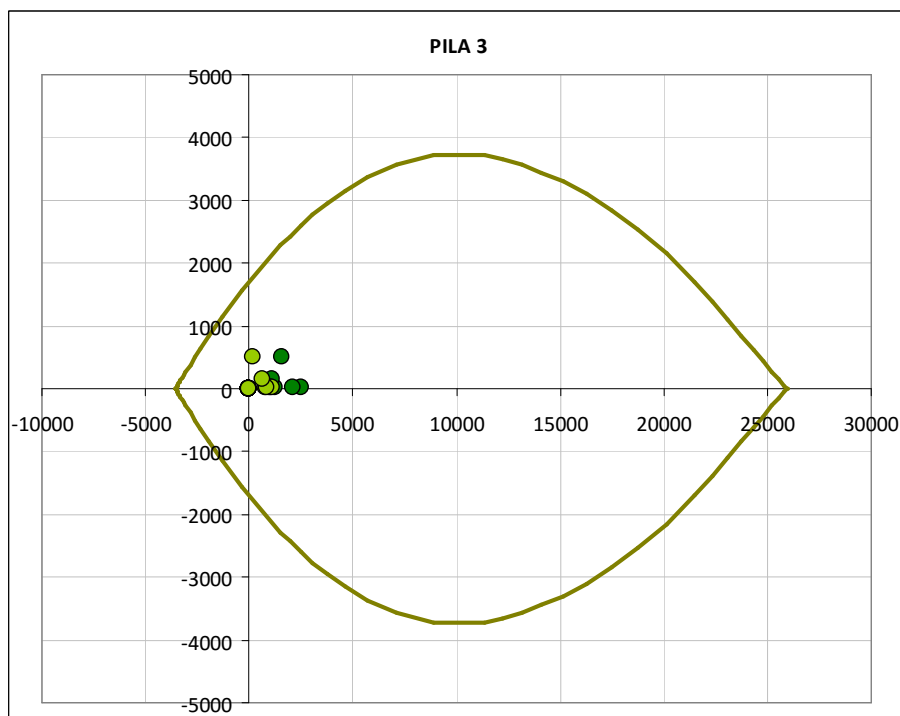
➤ **Pila 1-3 (mobili)**

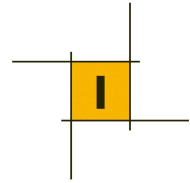
La palificata è composta da 4 pali D1200 L=22m

	Nmax	Nmin	Tmax	Mmax
A1	3340	0	13	34
A2	2738	0	11	30
SISMA	2035	0	295	766
	kN	kN	kN	kNm

(*) Il momento flettente agente alla testa dei pali è calcolato secondo la teoria di Matlock & Reese (vedi Relazione geotecnica e sulle fondazioni – T00VI01GETRE01A).

L'armatura è composta da 20 ϕ 24. Il dominio di resistenza N-M è il seguente.





9 ANALISI E VERIFICHE DELLA SPALLA A

9.1 Coefficienti di spinta del terreno

Fase statica

La spalla, essendo fondata su due allineamenti di pali, può essere considerata di fatto una struttura rigida ai fini della valutazione della spinta orizzontale della terra (direzione longitudinale); tale forza statica è stata dunque valutata attraverso il coefficiente di spinta a riposo calcolata con la relazione:

$$K_0=1-\text{sen}(\varphi')$$

Nel caso in esame tale coefficiente vale: $K_0=1-\text{sen}(35^\circ)=0.426$.

La risultante della spinta è posta ad 1/3 dal basso rispetto all'altezza totale H.

Fase sismica

Per le strutture rigide, viene applicato il criterio di Mononobe-Okabe, che prevede un incremento della spinta valutato come differenza tra la spinta in fase sismica e quella in fase statica. Il punto di applicazione dell'incremento di forza è posto ad 1/2 dell'altezza totale di spinta H.

La spinta di Mononobe-Okabe (statica+sismica) è valutata attraverso la relazione:

$$S_{AE}=0.5*\gamma_{\text{terr}}*K_{AE}*(1\pm k_v)*H^2$$

In cui:

K_{AE}	coefficiente di spinta di Mononobe-Okabe
$k_v=\pm 0.5*k_h$	coefficiente sismico verticale
k_h	coefficiente sismico orizzontale
H	altezza totale di spinta

Secondo il D.M. 2008, i valori di k_h e k_v , il coefficiente sismico orizzontale può essere calcolato come segue:

$$k_h=\beta_m * a_{\text{max}} / g$$

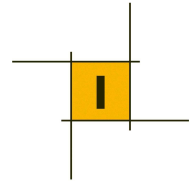
Si adotta $\beta_m=1$ in quanto l'opera è considerata rigida ossia che non sia in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (§7.11.6.2.1 del D.M. 2008).

$$a_{\text{max}} / g = 0.167$$

Risulta dunque:

$$k_h = 0.20$$

$$k_v=\pm 0.10$$



9.2 Analisi dei carichi

Si adotta la seguente simbologia:

- b_l dimensione dell'elemento in direzione longitudinale [m];
- b_t dimensione dell'elemento in direzione trasversale [m];
- h altezza dell'elemento [m];
- V/A volume/area dell'elemento [m^3];
- P peso dell'elemento [m^3].

Peso proprio della struttura (g1)

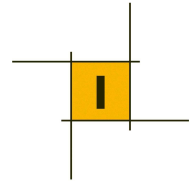
	b_l [m]	b_t [m]	h [m]	V [m^3]	P [kN]
PARAGHIAIA	0.30	8.80	2.50	6.6	165
MURO FRONTALE	1.46	8.80	6.05	77.7	1943
FONDAZIONE	5.50	9.20	1.20	60.7	1518
MURO LAT SUP	3.20	0.30	2.80	2.7	67
MURO LAT INF	3.60	0.60	5.75	12.4	311
			TOT	160	4003

	e_l [m]	e_t [m]	e_v [m]	m_l [kNm]	m_t [kNm]
PARAGHIAIA	-0.40	0.00	8.80	-66	0
MURO FRONTALE	0.70	0.00	4.45	1360	0
FONDAZIONE	0.00	0.00	0.60	0	0
MURO LAT SUP	-2.15	0.00	8.65	-144	0
MURO LAT INF	-1.95	0.00	4.38	-605	0
			TOT	544	0

Peso proprio dei sovraccarichi permanenti (g2)

	b_l [m]	b_t [m]	q_p [kN/ m^2]	P [kN]
Permanenti portati - P_{qp}	3.5	7.6	2.20	59

	e_l [m]	e_t [m]	e_v [m]	m_l [kNm]	m_t [kNm]
Permanenti portati - P_{qp}	-2.0	0.0	10.05	-117	0



Peso proprio dei sovraccarichi accidentali (q1)

	b _l [m]	b _t [m]	q _a [kN/m ²]	P [kN]
Veicoli - P _{qa}	3.5	7.6	20.00	532

	e _l [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _l [kNm]	m _t [kNm]
Veicoli - P _{qa}	-2.0	0	10.05	-1064	0

Peso proprio del rinterro (g2)

	b _l [m]	b _t [m]	h [m]	V [m ³]	P [kN]
Rinterro - P _{terr}	3.6	7.6	8.55	233.9	4445

	e _l [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _l [kNm]	m _t [kNm]
Rinterro - P _{terr}	-1.95	0	5.75	-8667	0

Spinta permanente a tergo della spalla

La spinta del terreno F₁ [kN] presenta una distribuzione triangolare sull'altezza H del paramento di larghezza B, con risultante orizzontale espressa dalla formula $F_1 = 0.5 k_0 \gamma_{terr} H^2 B$, applicata ad una quota pari a H/3 dall'intradosso della fondazione.

γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	K ₀	H [m]	B [m]	F ₁ [kN]	e _v [m]	m _l [kNm]
19	35	0.426	10.05	8.8	3601	3.35	12062

Spinta de sovraccarico permanente

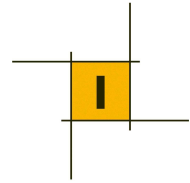
La spinta del sovraccarico permanente F₂ [kN] presenta una distribuzione rettangolare sull'altezza H del paramento di larghezza B, con risultante orizzontale espressa dalla formula $F_2 = k_0 q_p B H$, applicata ad una quota pari a H/2 dall'intradosso della fondazione.

q _p [kN/m ²]	ϕ' [°]	K ₀	H [m]	B [m]	F ₂ [kN]	e _v [m]	m _l [kNm]
2.20	35	0.426	10.05	8.8	83	5.03	417

Spinta del sovraccarico accidentale

La spinta del sovraccarico accidentale F_{qa} [kN] presenta una distribuzione rettangolare sull'altezza H del paramento di larghezza B, con risultante orizzontale espressa dalla formula $F_{qa} = k_0 q_a B H$, applicata ad una quota pari a H/2 dall'intradosso della fondazione.

q _p [kN/m ²]	ϕ' [°]	K ₀	H [m]	B [m]	F ₂ [kN]	e _v [m]	m _l [kNm]
20.0	35	0.426	10.05	8.8	754	5.03	3790



Azioni sismiche

Forza inerziale delle masse (q6)

Nella tabella che segue si riportano le forze d'inerzia dei vari elementi che costituiscono la struttura.

	Direzione orizzontale			
	P [kN]	$I_{pp,h}$ [kN]	e_v [m]	m_l [kNm]
PARAGHIAIA	165	27	8.80	233
MURO FRONTALE	1943	312	4.45	1390
FONDAZIONE	1518	244	0.60	146
MURO LAT SUP	67	11	8.65	93
MURO LAT INF	311	50	4.38	219
Terreno INTERNO	4445	715	5.75	4110
		1358		6192
	Direzione verticale			
	P [kN]	$I_{pp,v}$ [kN]	e_v [m]	m_l [kNm]
PARAGHIAIA	165	13	-0.40	-5
MURO FRONTALE	1943	156	0.70	109
FONDAZIONE	1518	122	0.00	0
MURO LAT SUP	67	5	-2.15	-12
MURO LAT INF	311	25	-1.95	-49
Terreno INTERNO	4445	715	5.75	4110
	(positivo)	679		-653
	(negativo)	-679		653

Incremento della spinta del terreno in fase sismica (q6)

L'incremento di spinta sismico è valutato come differenza tra la risultante della spinta sismica (Mononobe-Okabe) e la spinta statica (a riposo), applicata a 1/2 dell'altezza totale del muro.

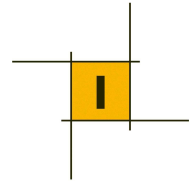
β_m	K_h	K_v	γ_{terr} [KN/m ³]	$K_{AE}(+)$	H [m]	B [m]	$E_1(+)$ [kN]	$\Delta E_1(+)$ [kN]
1.0	0.161	0.080	19	0.444	10.05	8.8	4049	448

e_v [m]	m_l [kNm]
5.03	2252

β_m	K_h	K_v	γ_{terr} [KN/m ³]	$K_{AE}(-)$	H [m]	B [m]	$E_1(-)$ [kN]	$\Delta E_1(-)$ [kN]
1.0	0.161	0.080	19	0.465	10.05	8.8	3608	7

e_v [m]	m_l [kNm]
5.03	35

N.B. Il segno (+) indica l'applicazione dell'incremento in condizioni di sisma verticale positivo verso il basso; il segno (-) indica l'applicazione dell'incremento in condizioni di sisma verticale negativo verso l'alto.



Incremento della spinta del terreno dovuta ai sovraccarichi permanenti in fase sismica (q6)

L'incremento di spinta sismico è valutato come differenza tra la risultante della spinta sismica (Mononobe-Okabe) e la spinta statica (a riposo), applicata a 1/2 dell'altezza totale del muro.

β_m	K_h	K_v	$\gamma_{terr}[\text{KN}/\text{m}^3]$	$K_{AE}(+)$	H [m]	B [m]	$E_2(+)$ [kN]	$\Delta E_2(+)$ [kN]
1.0	0.161	0.080	19	0.444	10.05	8.80	93	10

e_v [m]	ml [kNm]
5.03	52

β_m	K_h	K_v	$\gamma_{terr}[\text{KN}/\text{m}^3]$	$K_{AE}(-)$	H [m]	B [m]	$E_2(-)$ [kN]	$\Delta E_2(-)$ [kN]
1.0	0.161	0.080	19	0.465	10.05	8.80	83	0

e_v [m]	ml [kNm]
5.03	0

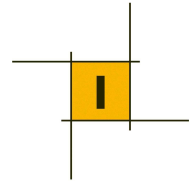
N.B. Il segno (+) indica l'applicazione dell'incremento in condizioni di sisma verticale positivo verso il basso; il segno (-) indica l'applicazione dell'incremento in condizioni di sisma verticale negativo verso l'alto.

Scarichi sugli appoggi

Gli scarichi dell'impalcato sugli appoggi in fase statica ed in fase sismica allo SLV sono desunti dall'analisi strutturale del ponte, a cui si fa riferimento per eventuali dettagli.

Appoggio int.	N(KN)	Ft (KN)	FI (KN)
Carichi permanenti	392	0	0
Carichi da traffico Nmax	469	0	0
Carichi da traffico Nmin	-37	0	0
Attrito appoggi	0	0	8
vento	0	26	0
sisma long	0	0	0
sisma tras	0	126	0
sisma vert	± 44	0	0

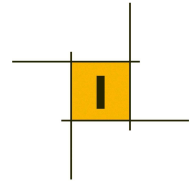
Appoggio est.	N(KN)	Ft (KN)	FI (KN)
Carichi permanenti	392	0	0
Carichi da traffico Nmax	201	0	0
Carichi da traffico Nmin	-16	0	0
Attrito appoggi	0	0	8
vento	0	0	0
sisma long	0	0	0
sisma tras	0	0	0
sisma vert	± 44	0	0



9.3 Azioni agenti all'intradosso della fondazione

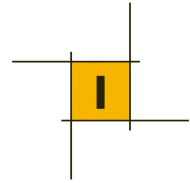
		N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
AZIONI DA SPALLA	Peso proprio (g1)	4003	544	0	0	0
	Peso rinterro (g2)	4445	-8667	0	0	0
	peso portati (g2)	59	-117	0	0	0
	peso accidentali traffico (q1)	532	-1064	0	0	0
	Spinta terreno (K ₀) - (g1)	0	12062	0	3601	0
	Spinta portati (K ₀) - (g2)	0	417	0	83	0
	Spinta acc. Traffico (K ₀) - (q1)	0	3790	0	754	0
	Incremento dinamico long ΔEd(+) - (q6)	0	8495	0	1817	0
	Incremento dinamico long ΔEd(-) - (q6)	0	6228	0	1366	0
	Forza d'inerzia transv. (q6)	0	0	6192	0	1358
	Forza d'inerzia vert. (+) - (q6)	679	-653	0	0	0
	Forza d'inerzia vert. (-) - (q6)	-679	653	0	0	0
	AZIONI DA IMPALCATO	g1+g2	784	588	0	0
attrito		0	124	0	16	0
ritiro		110	83	0	0	0
traffico Nmax		671	503	912	0	0
traffico Nmin		-53	-39	-71	0	0
frenatura		0	0	0	0	0
q5_vento		0	0	205	0	26
q3_fren		0	0	205	0	26
q6_sisma lon		0	0	0	0	0
q6_sisma tra		0	0	996	0	126
q6_sisma vert		±89	±66	0	0	0

N.B. L'incremento dinamico longitudinale è pari alla somma dell'incremento dinamico di spinta del terreno, l'incremento dinamico di spinta del terreno dovuto ai sovraccarichi permanenti portati e all'inerzia della struttura in direzione longitudinale.



Le azioni vengono combinate nei diversi stati limite considerati attraverso i coefficienti di combinazione specificati in tab. 5.1.V e VI e 6.2.I di DM 14.01.2008

AZIONI COMBINATE AGENTI AL BARICENTRO DELLA PALIFICATA						
		N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
SLE	SLE1	9400	5033	0	3699	0
	SLE2	10603	8262	1035	4454	16
	SLE3	9880	7720	52	4454	16
	SLE4	9932	7759	123	4454	16
	SLE5	10435	8137	807	4454	16
	SLE6	9893	7730	70	4454	16
SLU - A1	SLU1	9932	7759	123	4454	16
	SLU2	14297	11123	1416	6010	23
	SLU3	13321	10391	88	6010	23
	SLU4	13392	10444	185	6010	23
	SLU5	14071	10953	1108	6010	23
	SLU6	13339	10404	113	6010	23
SLU - A2	SLU7	13392	10444	185	6010	23
	SLU8	10783	8747	1209	4567	20
	SLU9	9952	8123	78	4567	20
	SLU10	10012	8168	160	4567	20
	SLU11	10591	8602	947	4567	20
	SLU12	9967	8134	99	4567	20
SISMA	long (+)	10012	8168	160	4567	20
	long (-)	9631	13352	299	5516	38
	trasv (+)	9170	11437	299	5065	38
	trasv (-)	9631	4857	7188	3699	1484



9.4 Sollecitazioni di calcolo in testa ai pali di fondazione

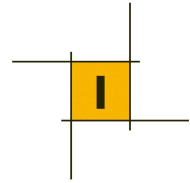
Le sollecitazioni agenti sulla palificata sono distribuite rigidamente in testa agli n pali di fondazione in base alla seguenti ipotesi :

- fondazione infinitamente rigida ;
- reazioni puntuali su ciascun palo ;
- uguale deformabilità assiale per ogni palo ;

Si riportano a seguire i valori delle forze assiali R_i [kN] agenti in testa ai pali di fondazione nelle combinazioni di carico indagate.

		Palo	Palo	Palo	Palo	Palo	Palo	N_{max}	N_{min}	T_{max}	M_{max}^*
		1	2	3	4	5	6				
SLE	SLE1	870	870	870	1480	1480	1480	1480	870	462	1202
	SLE2	753	825	897	1754	1826	1898	1898	753	557	1447
	SLE3	764	767	771	1699	1703	1706	1706	764	557	1447
	SLE4	763	771	780	1703	1712	1720	1720	763	557	1447
	SLE5	755	811	867	1741	1798	1854	1854	755	557	1447
	SLE6	763	768	773	1700	1705	1710	1710	763	557	1447
SLU - A1	SLU1	763	771	780	1703	1712	1720	1720	763	557	1447
	SLU2	1015	1113	1211	2363	2461	2560	2547	1015	751	1953
	SLU3	1029	1035	1042	2289	2295	2301	2301	1029	751	1953
	SLU4	1028	1041	1054	2294	2307	2320	2320	1028	751	1953
	SLU5	1018	1095	1172	2346	2423	2500	2500	1018	751	1953
	SLU6	1029	1037	1045	2290	2298	2306	2306	1029	751	1953
SLU - A2	SLU7	1028	1041	1054	2294	2307	2320	2320	1028	751	1953
	SLU8	734	818	902	1794	1878	1962	1962	734	571	1484
	SLU9	746	752	757	1731	1736	1742	1742	746	571	1484
	SLU10	745	756	768	1735	1747	1758	1758	745	571	1484
	SLU11	737	802	868	1779	1845	1911	1911	737	571	1484
	SLU12	746	753	760	1732	1739	1746	1746	746	571	1484
SISMA	long (+)	745	756	768	1735	1747	1758	1758	745	571	1484
	long (-)	374	395	415	1992	2013	2034	2034	374	690	1793
	trasv (+)	432	453	474	1819	1839	1860	1860	432	633	1646
	trasv (-)	410	909	1409	999	1498	1997	1997	410	498	1295
		331	831	1330	963	1462	1961	kN	kN	kN	kNm

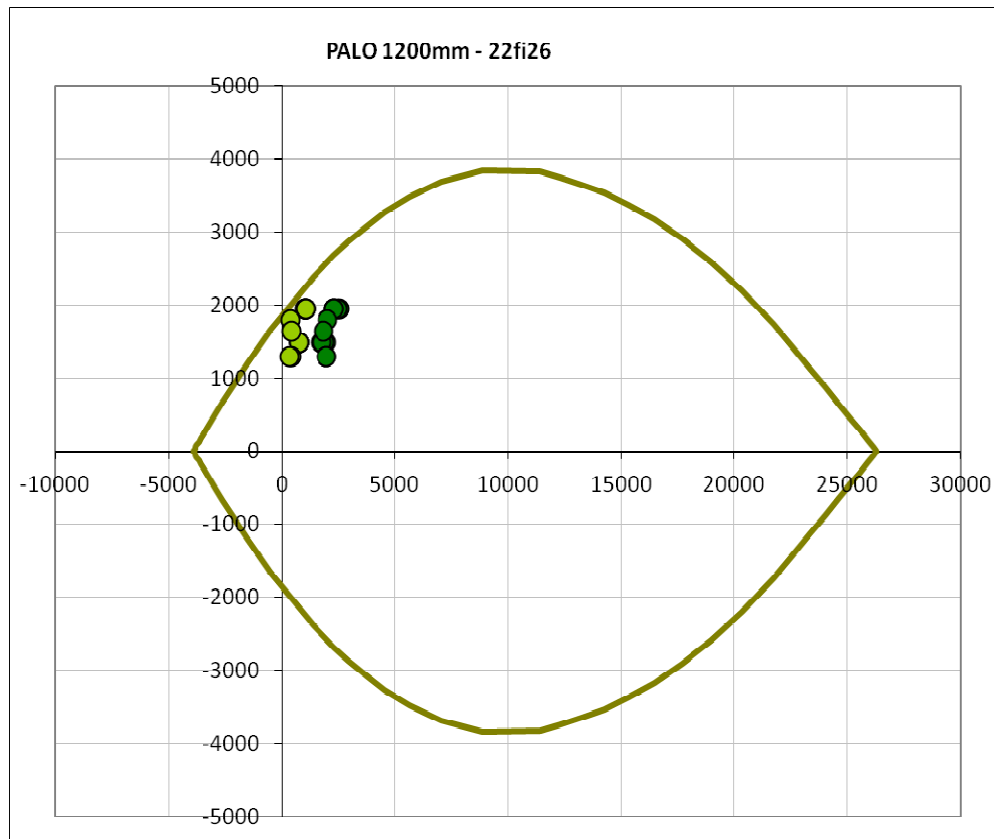
* Il momento flettente agente alla testa dei pali è calcolato secondo la teoria di Matlock & Reese (vedi Relazione geotecnica e sulle fondazioni – T00VI01GETRE01A).

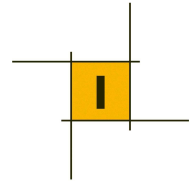


9.4.1 Verifica strutturale dei pali di fondazione

La sezione resistente dei pali di fondazione presenta le seguenti geometria ed armatura.

- Diametro $\varnothing 1200$ mm
- Armatura longitudinale 22 $\varnothing 26$ mm





10 ANALISI E VERIFICHE DELLA SPALLA B

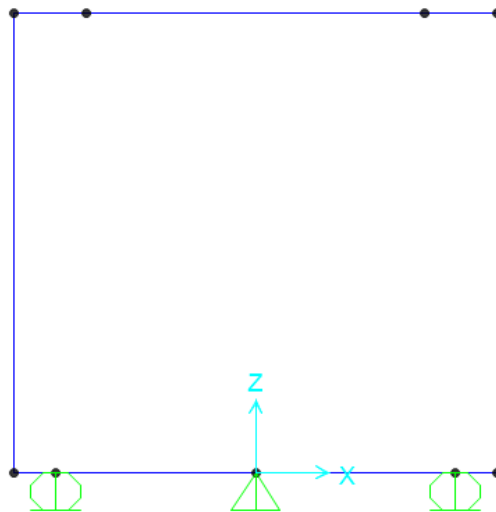
Come descritto nella parte introduttiva della presente relazione, il viadotto Senes poggia lato Belluno sullo sbocco della galleria artificiale ospitante la viabilità secondaria di via Senes. Nel presente capitolo si procede all'analisi e verifica dell'intera opera artificiale, verificando in particolare la sezione di sbocco della galleria che sostiene l'impalcato del viadotto e una sezione intermedia dove la galleria è sormontata dalla nuova viabilità di progetto.

10.1 Verifica della sezione d'imbocco della galleria (Spalla del viadotto Senes)

10.1.1 Modello di calcolo

Lo scatolare è stato modellato sul programma di calcolo Sap2000 con elementi frame, con le opportune caratteristiche inerziali, in funzione della reale geometria:

- parete verticale: 1.70 m x 0.82 m, H = 7.575 m
- soletta superiore: 1.70 m x 0.85 m, L = 7.950 m
- soletta inferiore: 1.70 m x 1.00 m, L = 7.950 m



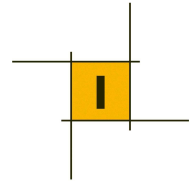
10.1.2 Carichi agenti

- Peso proprio della struttura:

Il peso proprio della struttura viene automaticamente calcolato dal programma in base al peso specifico del materiale ($\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$)

- Carichi derivanti dall'impalcato:

La tabella seguente riassume gli scarichi verticali (espressi in kN) dell'impalcato a livello degli appoggi.



	appoggio 1	appoggio 2
g1+g2	365	365
veicoli max	965	375
veicoli min	-104	-41
ritiro	54	54
grad_T	15	15

- **Azione sismica**

Ai fini del calcolo dell'azione sismica trasversale agente sulla struttura, viene determinato il periodo proprio dell'opera pila attraverso la sottomodellazione agli EF.

Si considera un fattore di struttura $q = 1$.

La massa sismica considerata è quella relativa al peso dell'impalcato che grava sulla spalla B (74 ton) e a metà peso proprio dello scatolare (45 ton).

Il periodo proprio della struttura risulta essere pari a :

$$T = 0.203 \text{ s}$$

a cui corrispondente a uno spettro di accelerazione

$$S_e = 0.515 \text{ g.}$$

Si ottiene un'azione di progetto

$$S_{e,d} = 0.515 \text{ g.}$$

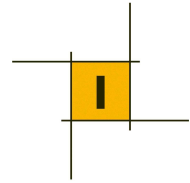
La forza sismica trasversale agente alla quota degli appoggi risulta dunque pari a:

$$F_{\text{sisma tra}} = S_{e,d} \times m \times 9.81 = 0.515 \text{ g} \times 120 \text{ ton} \times 9.81 = 605 \text{ kN}$$

Sisma verticale

$$F_{\text{sisma verticale}} = S_e \times m = \mp 376 \text{ kN} \text{ muro verticale e soletta superiore}$$

$$F_{\text{sisma verticale}} = S_e \times m = \mp 833 \text{ kN} \text{ soletta inferiore}$$



10.1.3 Sollecitazioni di verifica

Si eseguono le combinazioni di carico con i seguenti coefficienti

	g1 - dead	g2 - scarichi	veicoli max	veicoli min	ritiro	gradT	sisma oriz	sisma vert
coeff A1 max	1.3	1.5	1.35	0	1.5	0.9	0	0
coeff A1 min	1.3	1.5	0	1.35	1.5	0.9	0	0
coeff A2 max	1	1.3	1.3	0	1.3	0.78	0	0
coeff A2 min	1	1.3	0	1.3	1.3	0.78	0	0
coeff sism	1	1	0	0	1	0	1	0.3

Le tabelle seguenti riportano le massime sollecitazioni di verifica sugli elementi dello scatolare.

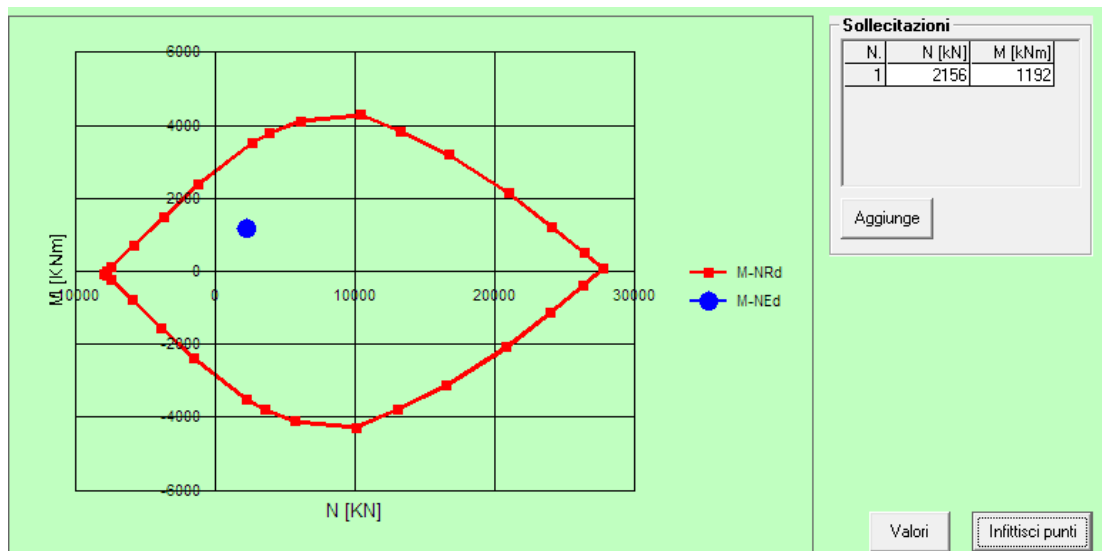
	muro (sommità)			soletta superiore mezzeria				soletta superiore laterale				soletta inf appoggio laterale		
	N	V	M	N	V	M+	M-	N	V	M+	M-	N	V	M
	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
A1 max	-2156	-164	1192	-164	121	1542	0	-164	-659	0	-1192	164	2537	-1783
A1 min	-686	-64	459	-64	-13	612	-104	-64	810	72	-530	64	1067	-745
A2 max	-1850	-141	1019	-141	105	1314	0	-141	-590	0	-1019	141	2143	-1510
A2 min	-576	-54	384	-54	-11	507	-90	-54	684	62	-446	54	869	-610
sism	-730	252	1537	-163	280	426	0	63	735	1113	-1475	602	1272	775

10.1.4 Verifiche strutturali

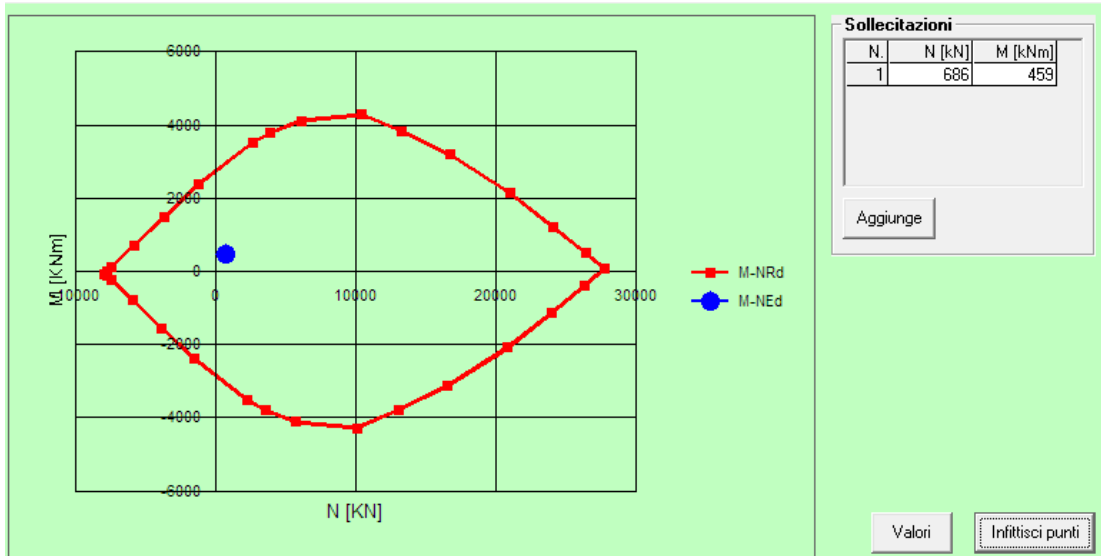
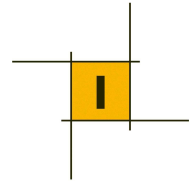
A- Verifica dei muri

L'armatura verticale è composta da ferri di diametro 24 con passo 15 cm ambo i lati.

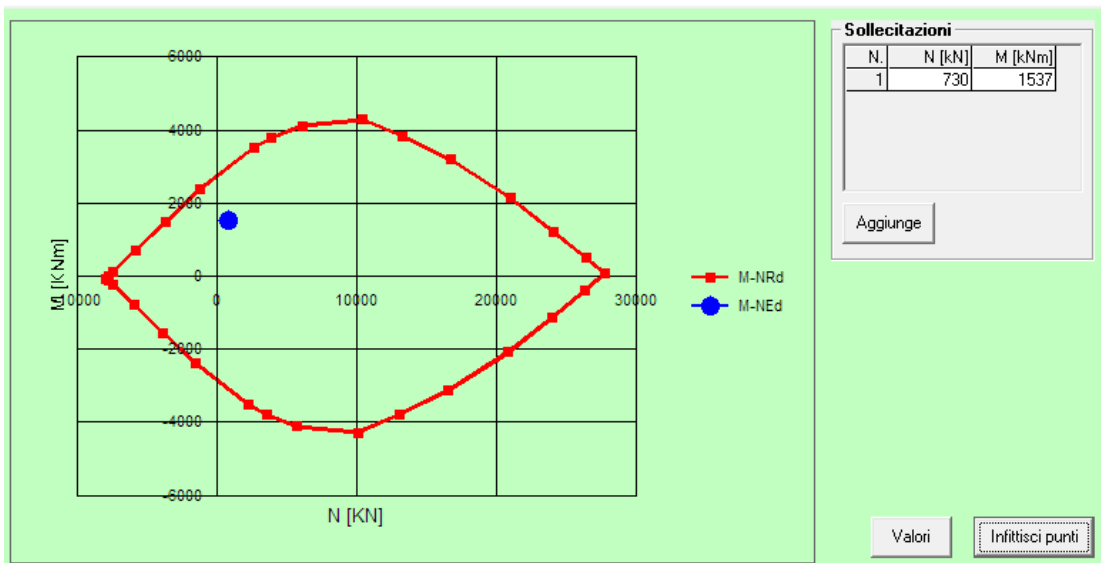
I seguenti diagrammi riassumono le verifiche a pressoflessione in termini di dominio di resistenza Mx-N:



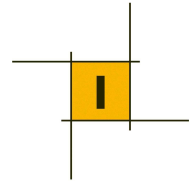
Combinazione SLU max



Combinazione SLU min



Combinazione Sismica

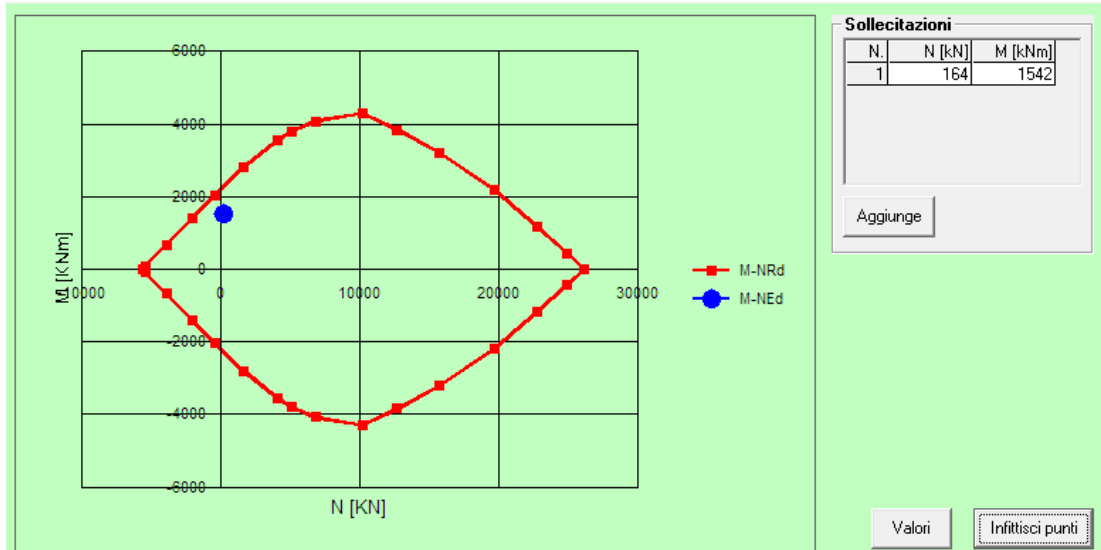


B- Verifica della soletta superiore

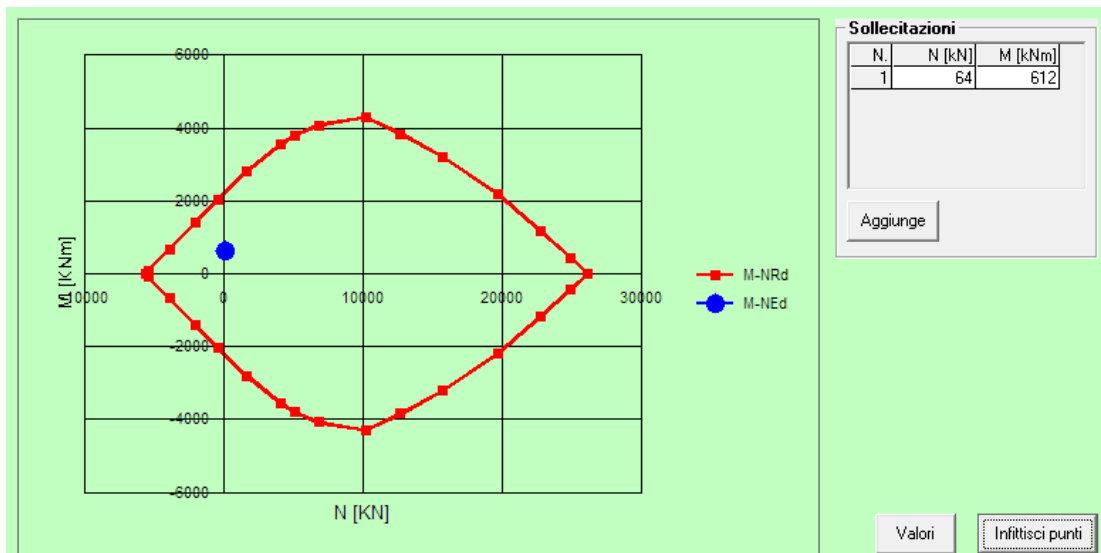
La sezione della soletta è armata con ferri di diametro 24 con passo 15 cm ambi i lati.

Sezione di mezzeria

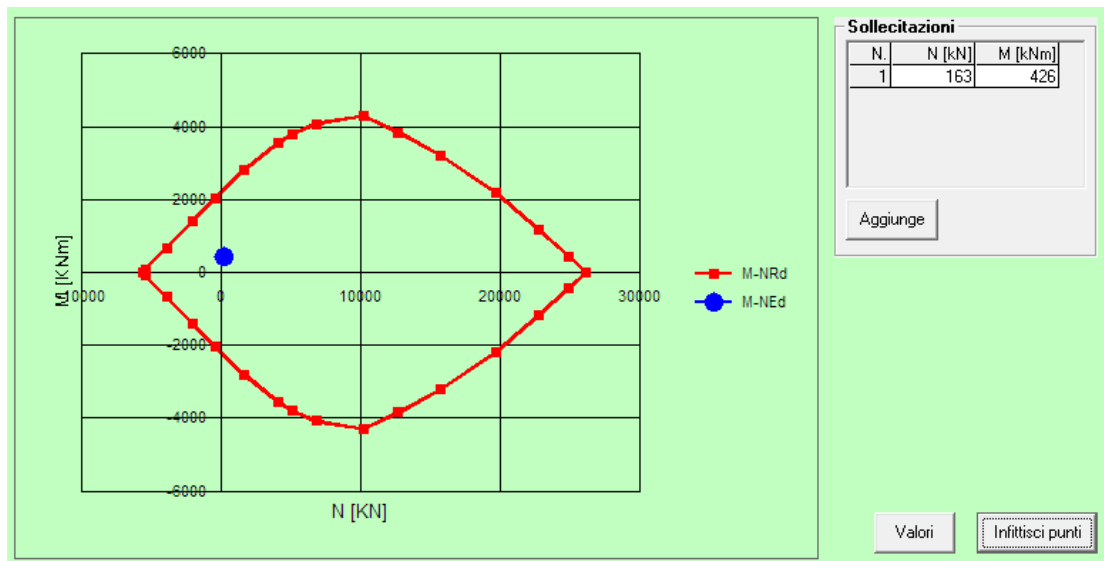
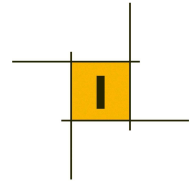
I seguenti diagrammi riassumono le verifiche a pressoflessione in termini di dominio di resistenza Mx-N:



Combinazione SLU max



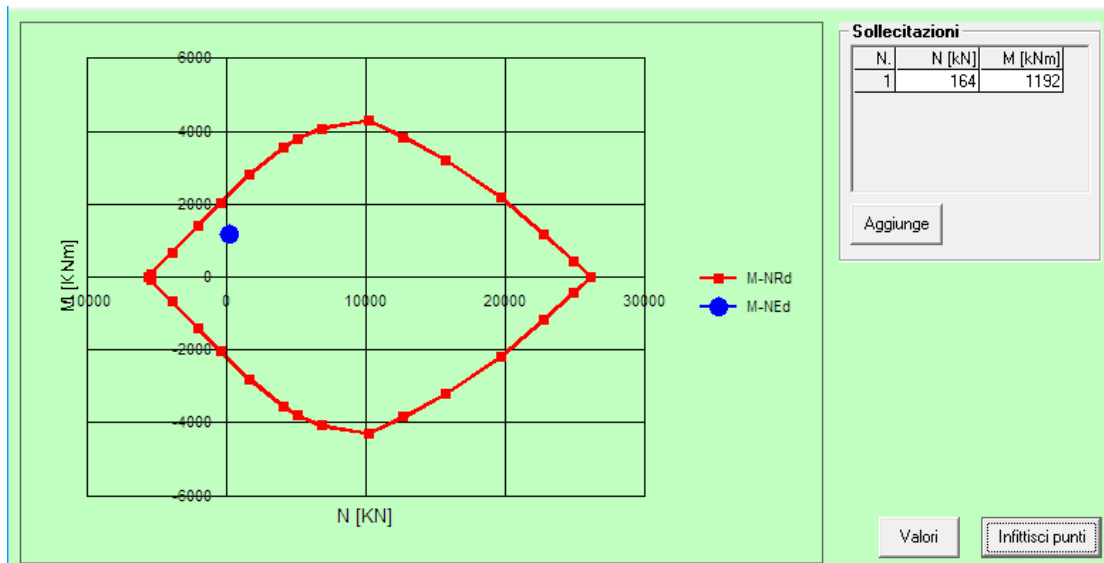
Combinazione SLU min



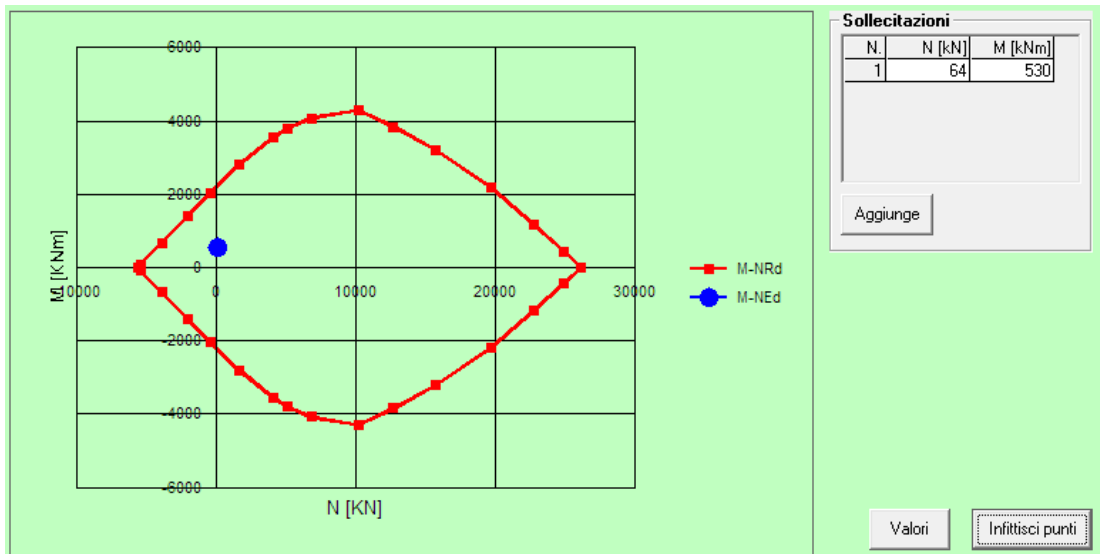
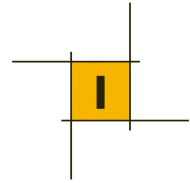
Combinazione Sismica

Sezione di estremità

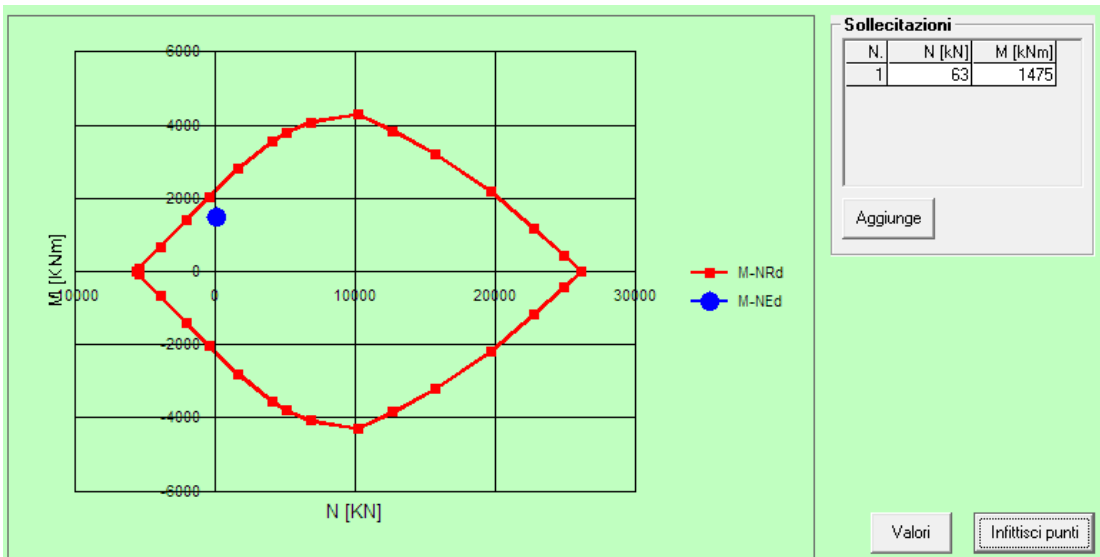
I seguenti diagrammi riassumono le verifiche a pressoflessione in termini di dominio di resistenza Mx-N:



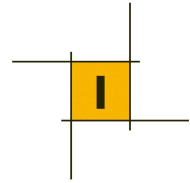
Combinazione SLU max



Combinazione SLU min



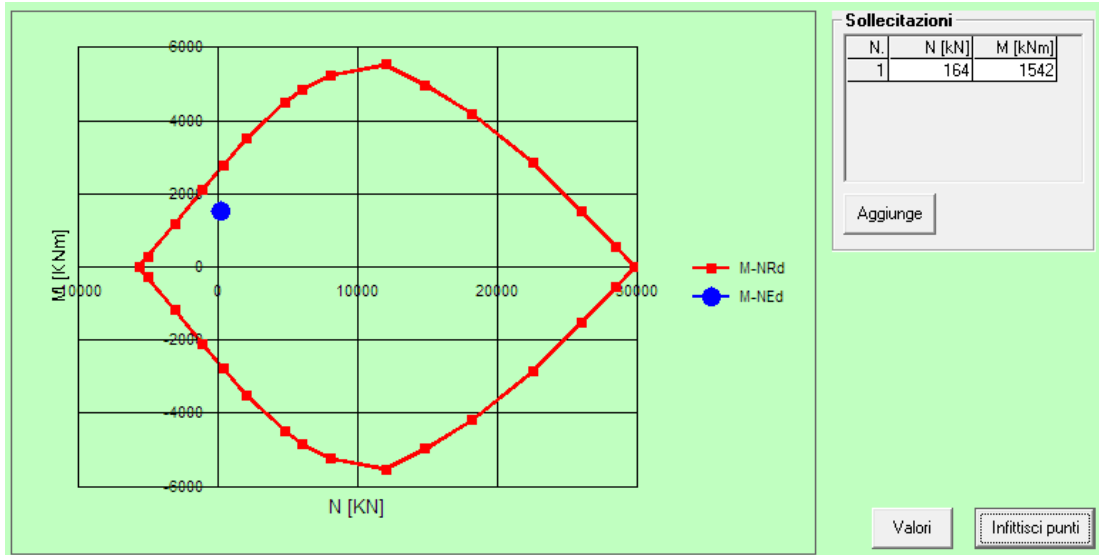
Combinazione Sismica



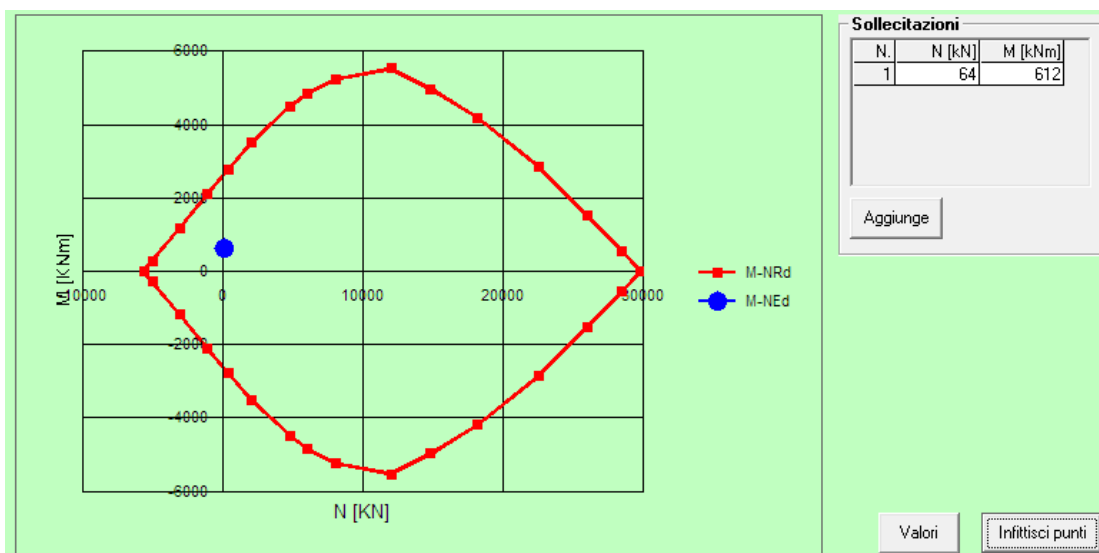
C- Verifica della soletta inferiore

La sezione della soletta inferiore è armata con ferri di diametro 24 con passo 15 cm ambo i lati.

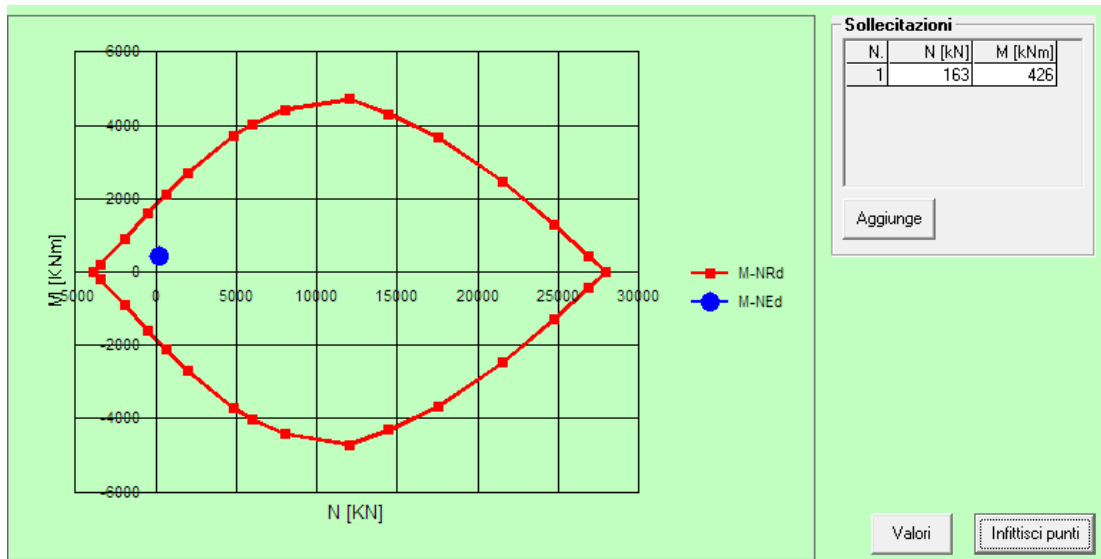
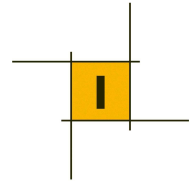
I seguenti diagrammi riassumono le verifiche a pressoflessione in termini di dominio di resistenza Mx-N:



Combinazione SLU max



Combinazione SLU min

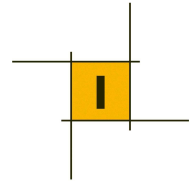


Combinazione Sismica

10.1.5 Azioni in fondazione

La tabella seguente riassume le azioni elementari agenti in testa al palo più caricato.

	N(KN)	Fl(KN)	Ft(KN)
g1	200	0	0
g1+g2 (da impalcato)	161	0	0
ritiro (da impalcato)	24	0	0
attrito appoggi (da impalcato)	0	3	0
termica (da impalcato)	7	0	0
carichi da traffico max (da impalcato)	380	0	0
carichi da traffico min (da impalcato)	-41	0	0
sisma trasversale (da impalcato)	0	0	67
sisma verticale (da impalcato)	43	0	0



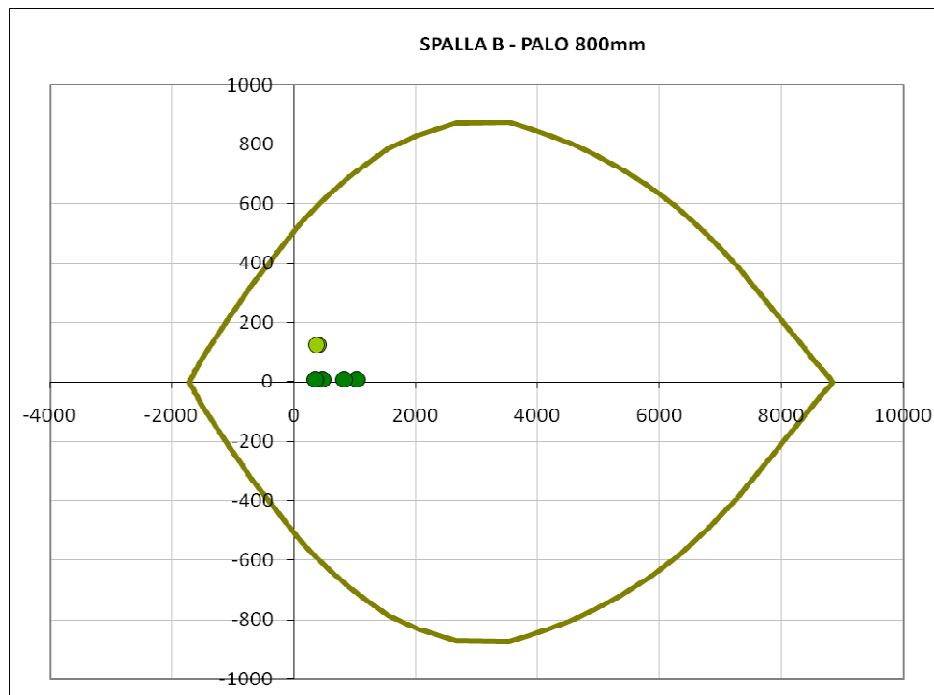
Le Sollecitazioni combinate agenti in testa ai pali di fondazione sono sintetizzate nella tabella che segue.

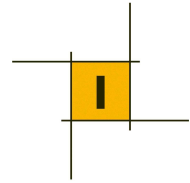
	N(KN)	FI (KN)	Ft (KN)	M (KNm)
A1 – SLU1	1038	4	0	8
A1 – SLU2	469	4	0	8
A2 – SLU1	829	3	0	7
A2 – SLU2	345	3	0	7
SLV (+)	401	3	67	126
SLV (-)	376	3	67	126

10.1.6 Verifica strutturale dei pali di fondazione

La sezione resistente dei pali di fondazione presenta le seguenti geometria ed armatura.

- Diametro $\varnothing 800$ mm
- Armatura longitudinale 22 $\varnothing 26$ mm





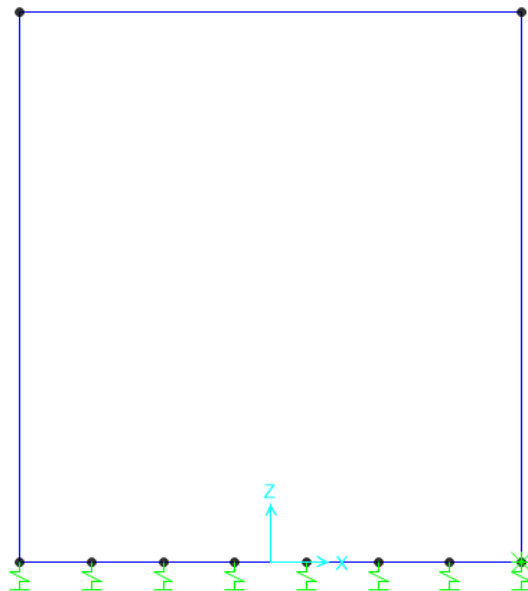
10.2 Verifica della sezione corrente della galleria

10.2.1 Modello di calcolo

Lo scatolare è stato modellato sul programma di calcolo Sap2000 con elementi frame, con le opportune caratteristiche inerziali, in funzione della reale geometria:

- parete verticale: 3.0 m x 0.8 m, H = 8.45 m
- pilastro: diametro = 0.7 m, H = 8.45 m
- soletta superiore: 3.0 m x 0.7 m, L = 7.70 m
- soletta inferiore: 3.0 m x 1.0 m, L = 7.70 m

Per simulare la presenza del terreno sono state inserite delle molle con interasse 1 m circa, di costante elastica 45000 kN/m.



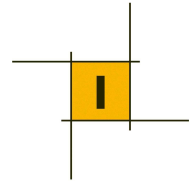
10.2.2 Carichi agenti

- Peso proprio della struttura:

Il peso proprio della struttura viene automaticamente calcolato dal programma in base al peso specifico del materiale ($\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$)

- Carichi accidentali da traffico:

q verticale traffico = 65 kN/m



- Carichi derivanti dalla presenza del terreno:

- carichi verticali:

q verticale terreno superiore = 60 kN/m

- spinta orizzontale del terreno agente sul muro:

Fase statica

Considerata la tipologia di opera la spinta orizzontale del terreno viene valutata in regime di spinta attiva (Coulomb):

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi')}{\sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \epsilon)}{\sin(\psi - \delta) \cdot \sin(\psi + \epsilon)}} \right]^2}$$

Si ottiene il seguente valore:

$$K_a = 0.244$$

Da cui risulta la seguente spinta del terreno sul muro laterale, con andamento trapezoidale:

spinta terreno superiore	spinta terreno inferiore
kN/m	kN/m
15	136

Fase sismica

Viene applicato il criterio di Mononobe-Okabe, che prevede un incremento della spinta valutato come differenza tra la spinta in fase sismica e quella in fase statica. Il punto di applicazione dell'incremento di forza è posto ad 1/2 dell'altezza totale di spinta H.

La spinta di Mononobe-Okabe (statica+sismica) è valutata attraverso la relazione:

$$S_{AE} = 0.5 \cdot \gamma_{terr} \cdot K_{AE} \cdot (1 \pm k_v) \cdot H^2$$

In cui:

K_{AE} coefficiente di spinta di Mononobe-Okabe

$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$ coefficiente sismico verticale

k_h coefficiente sismico orizzontale

H altezza totale di spinta

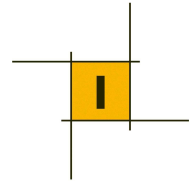
Secondo il D.M. 2008, i valori di k_h e k_v , il coefficiente sismico orizzontale può essere calcolato come segue:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g$$

Si adotta

$\beta_m = 0.24$ (§7.11.6.2.1 del D.M. 2008)

$a_{max} / g = 0.167$



Risulta dunque:

$$k_h = 0.0481$$

$$k_v = \pm 0.024$$

Il coefficiente di spinta in fase sismica vale:

$$K_{AE+} = 0.3367$$

$$K_{AE-} = 0.3383$$

Da cui risulta la seguente sovraspinta sismica del terreno sul muro laterale:

$$q_{\text{sovraspinta_sismica}} = 8 \text{ kN/m}$$

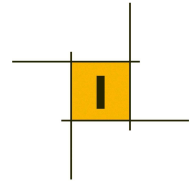
10.2.3 Sollecitazioni di verifica

Si eseguono le combinazioni di carico con i seguenti coefficienti

	Peso proprio	q_terreno superiore	Spinta orizz terreno	Accidentali veicoli	Sovraspinta q accidentali	Sovraspinta sisma
SLU	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0
sismica	1	1	1	0	1	1

Le tabelle seguenti riportano le massime sollecitazioni di verifica sugli elementi dello scatolare.

	muro		pilastro		soletta superiore				soletta inferiore			
	N	M	N	M	N	V	M+	M-	N	V	M+	M-
SLU	-1500	2321	-1094	380	-105	984	1512	-509	-1024	1330	2805	-1255
sism	-830	1743	-594	290	-76	513	818	-350	-837	800	2140	-615

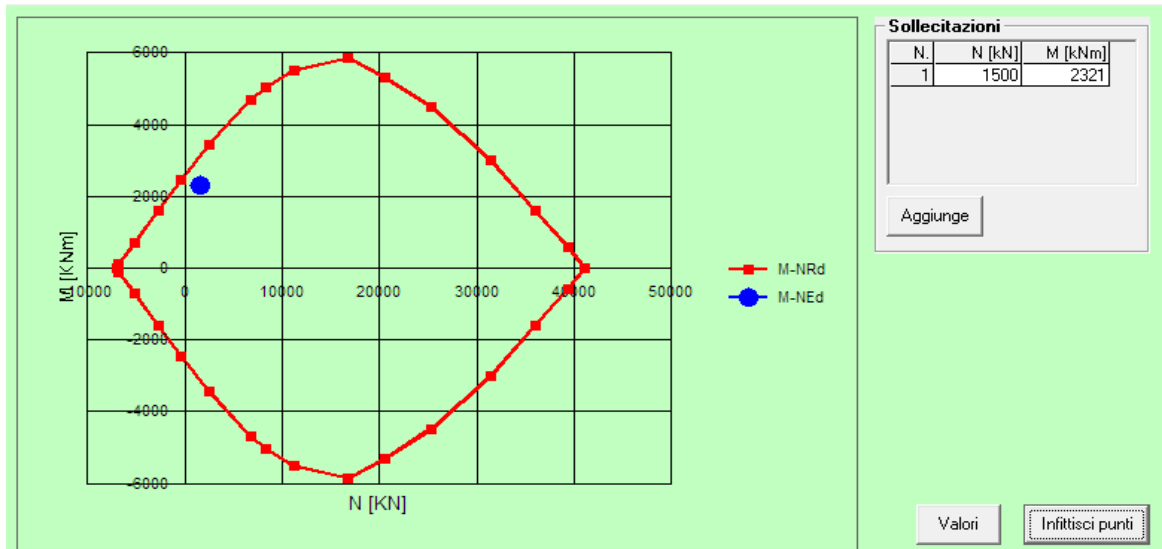


10.2.4 Verifiche strutturali

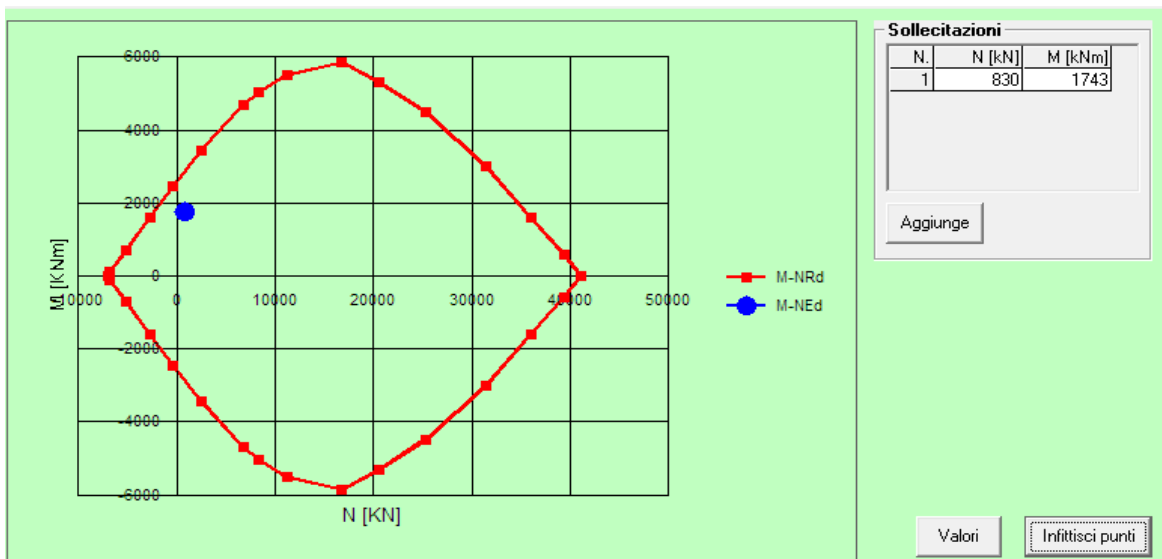
A- Verifica del muro

L'armatura verticale è composta da ferri di diametro 24 con passo 15 cm ambo i lati.

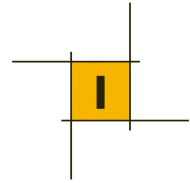
I seguenti diagrammi riassumono le verifiche a pressoflessione in termini di dominio di resistenza Mx-N:



Combinazione SLU



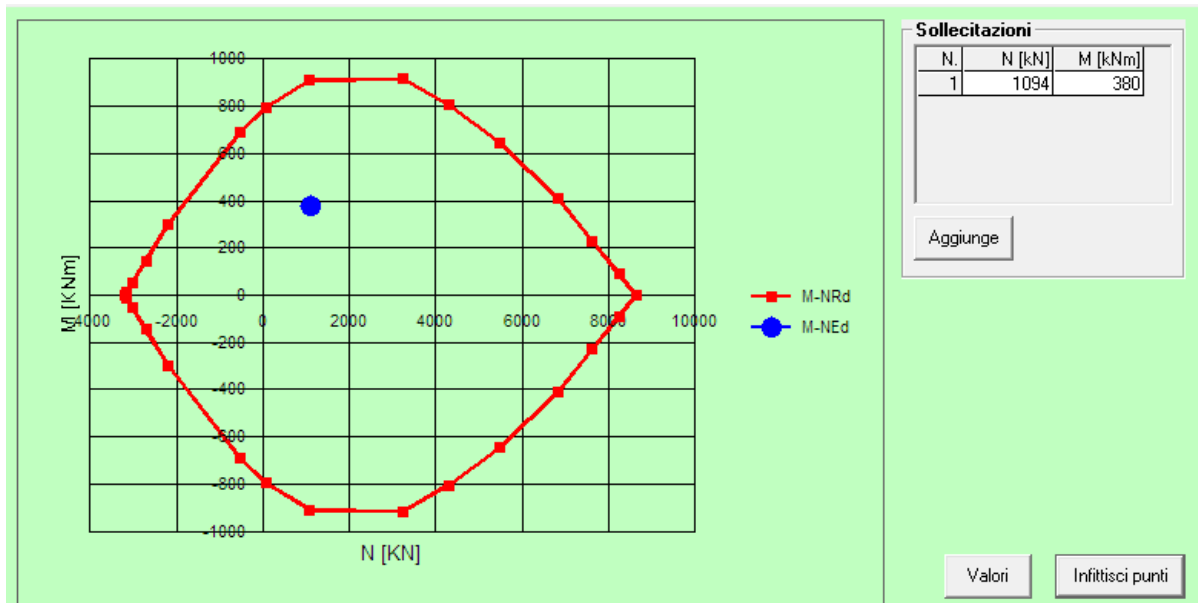
Combinazione Sismica



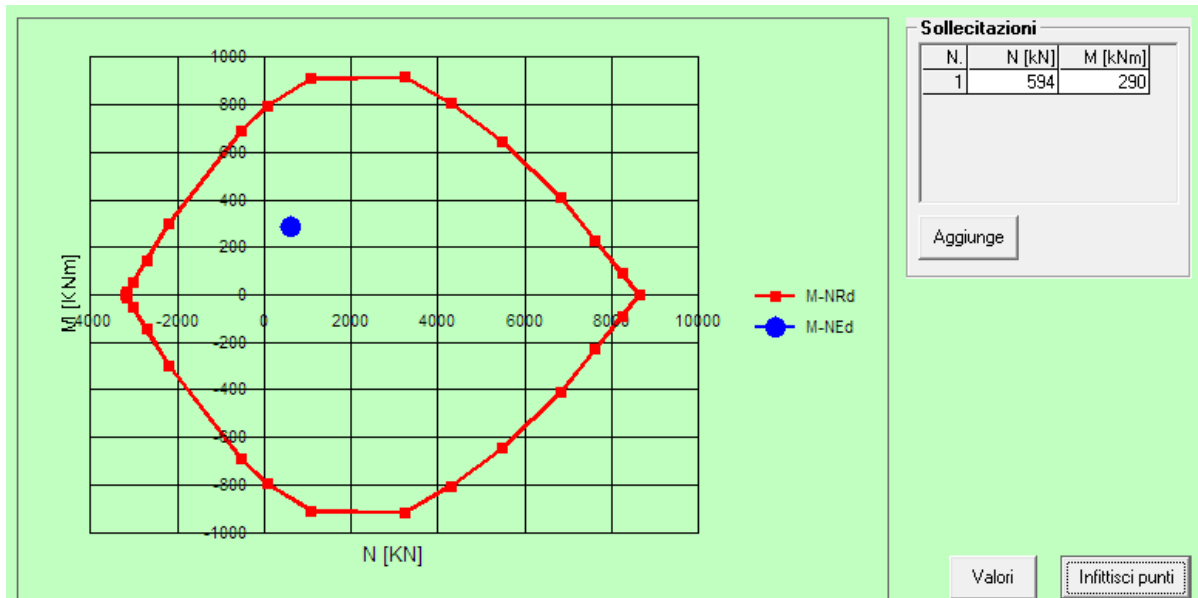
B- Verifica dei pilastri

L'armatura verticale è composta da 18 ferri di diametro 24.

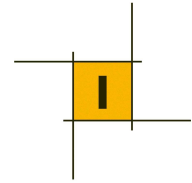
I seguenti diagrammi riassumono le verifiche a pressoflessione in termini di dominio di resistenza Mx-N:



Combinazione SLU



Combinazione Sismica

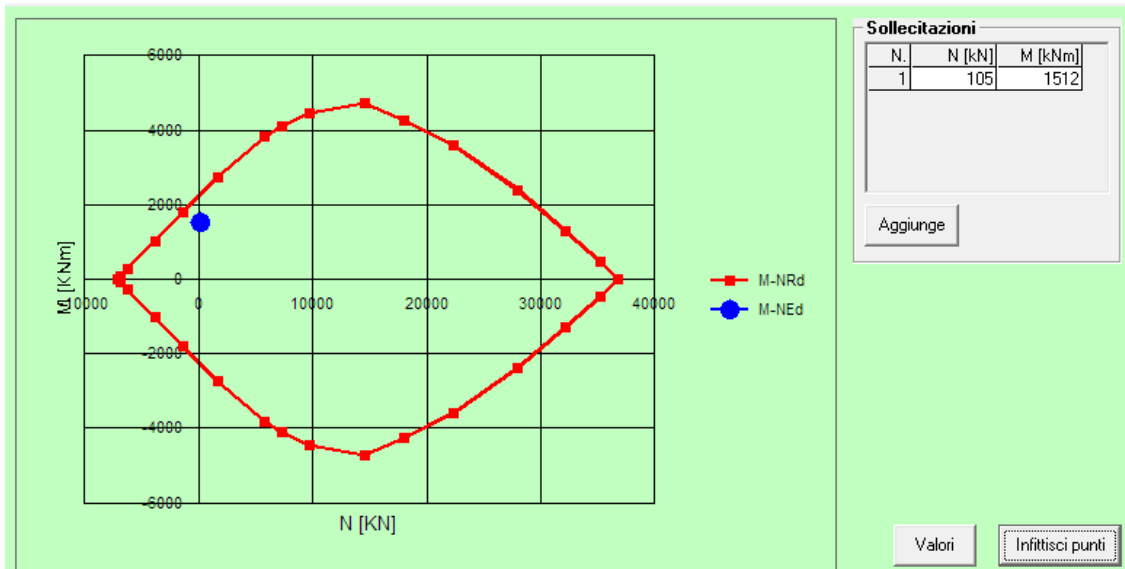


C- Verifica della soletta superiore

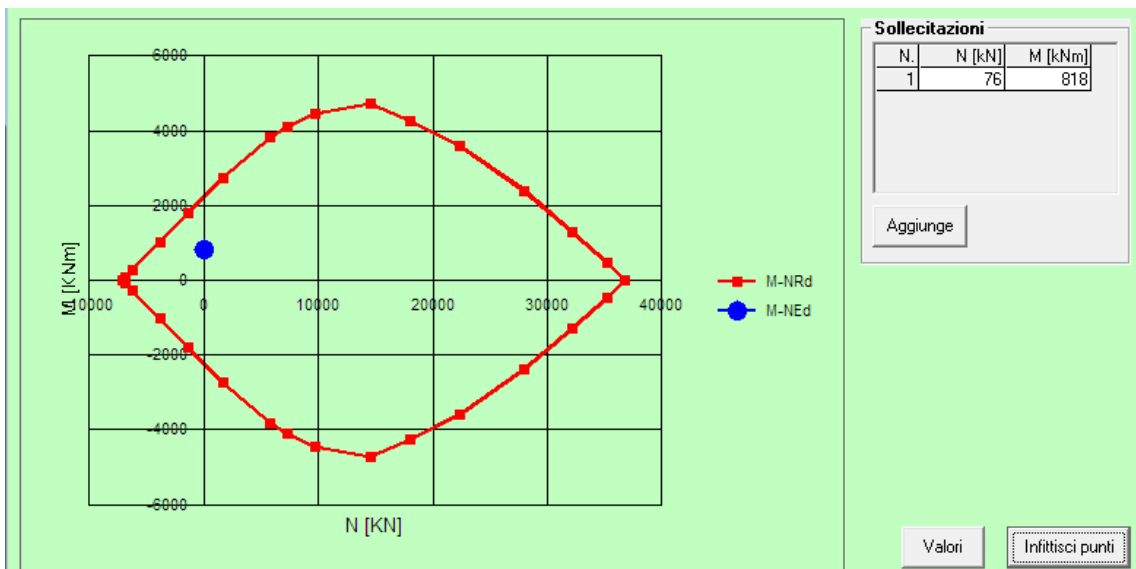
La sezione della soletta superiore è armata con ferri di diametro 24 con passo 15 cm ambi i lati.

Sezione di mezzeria

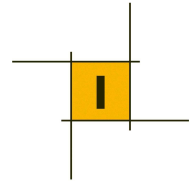
I seguenti diagrammi riassumono le verifiche a pressoflessione in termini di dominio di resistenza Mx-N:



Combinazione SLU

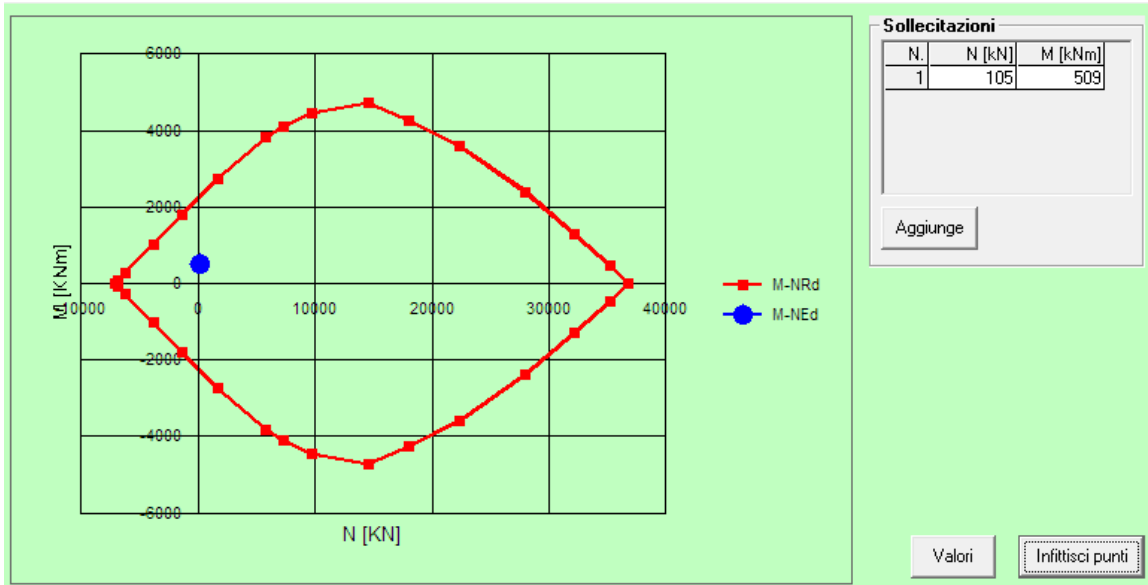


Combinazione Sismica

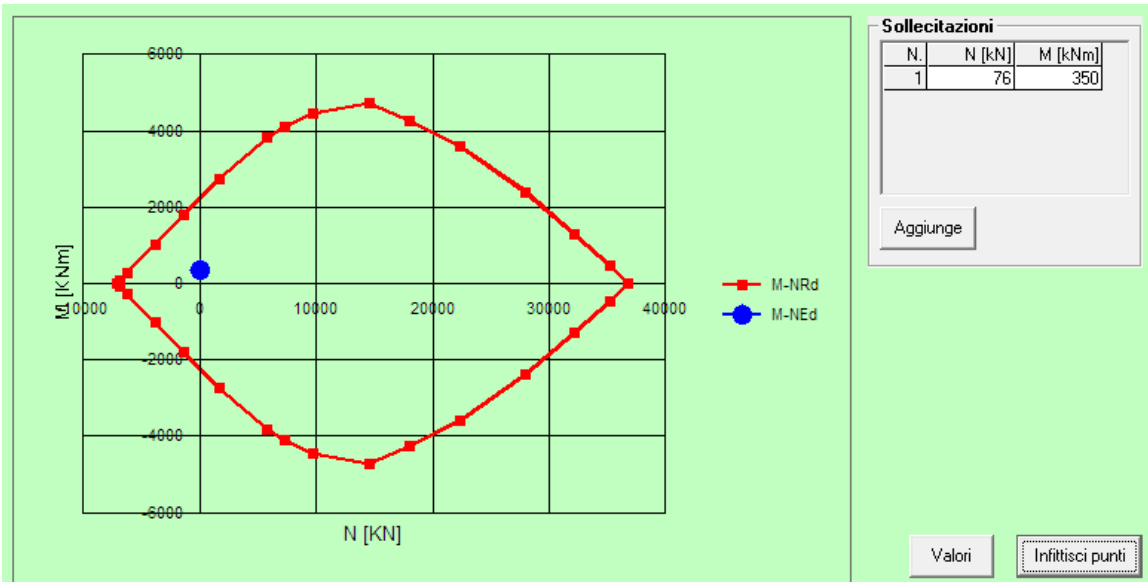


Sezione di estremità

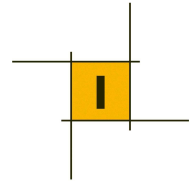
I seguenti diagrammi riassumono le verifiche a pressoflessione in termini di dominio di resistenza Mx-N:



Combinazione SLU



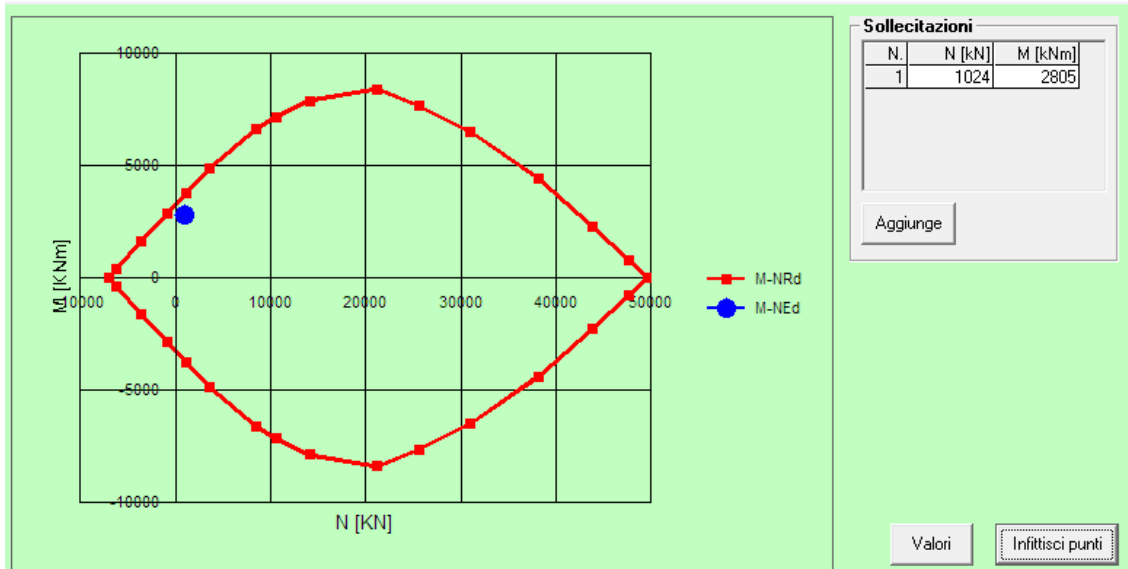
Combinazione Sismica



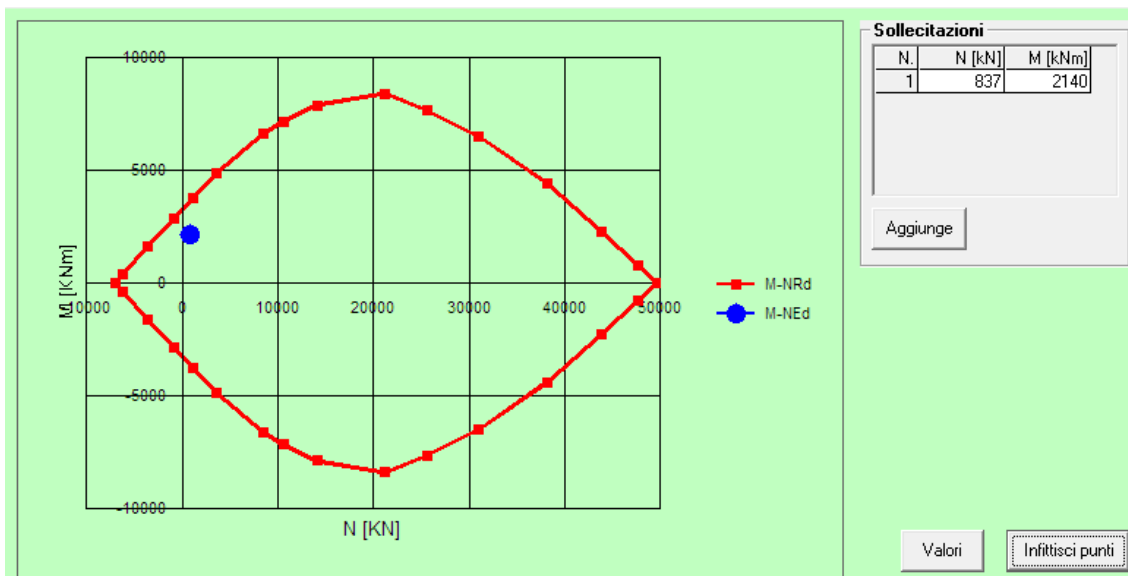
D- Verifica della soletta inferiore

La sezione della soletta inferiore è armata con ferri di diametro 24 con passo 15 cm ambo i lati.

I seguenti diagrammi riassumono le verifiche a pressoflessione in termini di dominio di resistenza Mx-N:



Combinazione SLU



Combinazione Sismica