

S.S. N. 9 "VIA EMILIA" VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.P. EX S.S. N.234

PROGETTO ESECUTIVO

 Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4863 W)	ING. RENATO DEL PRETE Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073	DOTT. GEOL. DANILO GALLO Dott. Geol. Danilo Gallo Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588	INTEGRAZIONE PRESTAZIONI Ing. Renato Del Prete	PROGETTISTA Ing. Valerio Bajetti (I.T. S.r.l.)
			PROGETTAZIONE STRADALE Ing. Gaetano Ranieri (Ga&M S.r.l.)	PROGETTAZIONE IDRAULICA Ing. Fabrizio Bajetti (I.T. S.r.l.)
			PROGETTAZIONE OPERE D'ARTE MAGGIORI Ing. Renato Vaira (Studio Corona S.r.l.)	PROGETTAZIONE OPERE D'ARTE MINORI Ing. Nicola Ligas (I.T. S.r.l.)
 Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211	SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771	 E&G Engineering & Graphics S.r.l. Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102	COMPUTI Ing. Valerio Bajetti (I.T. S.r.l.)	CANTIERISTICA Ing. Gaetano Ranieri (Ga&M S.r.l.)
			GEOLOGIA Dott. Danilo Gallo	GEOTECNICA Ing. Gianfranco Sodero (Studio Corona S.r.l.)
			AMBIENTE Dott. Emilio Macchi (ECOPLAN S.r.l.)	SICUREZZA Ing. Gaetano Ranieri (Ga&M S.r.l.)
 SOCIETÀ DESIGNATA:  Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137	ECOPLAN Società di Ingegneria e Architettura Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433	ARKE' INGEGNERIA s.r.l. Via Ingegnarile Preparata 4 - 70126 Bari Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970	VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  Dott. Ing. Fabrizio CARDONE	IL RESPONSABILE DELLA INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE  Ing. Renato DEL PRETE
			PROGETTISTA  Ing. Valerio BAJETTI	GEOLOGO  Dott. Danilo GALLO
			IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE  Ing. Gaetano RANIERI	

HO04

H - PROGETTO STRUTTURALE OPERE PRINCIPALI CV01 - CAVALCAVIA STRADA VICINALE DELLE COSTE RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

CODICE PROGETTO PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. COMI E 1701			NOME FILE HO04-S07CV01STRRE04_B.dwg		REVISIONE B	SCALA: -----
CODICE ELAB. S07CV01STRRE04						
D						
C						
B	EMMISSIONE A SEGUITO DI ISTRUTTORIA		LUGLIO 2018	ING. NICOLA LIGAS	PROF. ING. LUIGI MONTERISI	ING. VALERIO BAJETTI
A	EMMISSIONE		DICEMBRE 2017	ING. NICOLA LIGAS	PROF. ING. LUIGI MONTERISI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

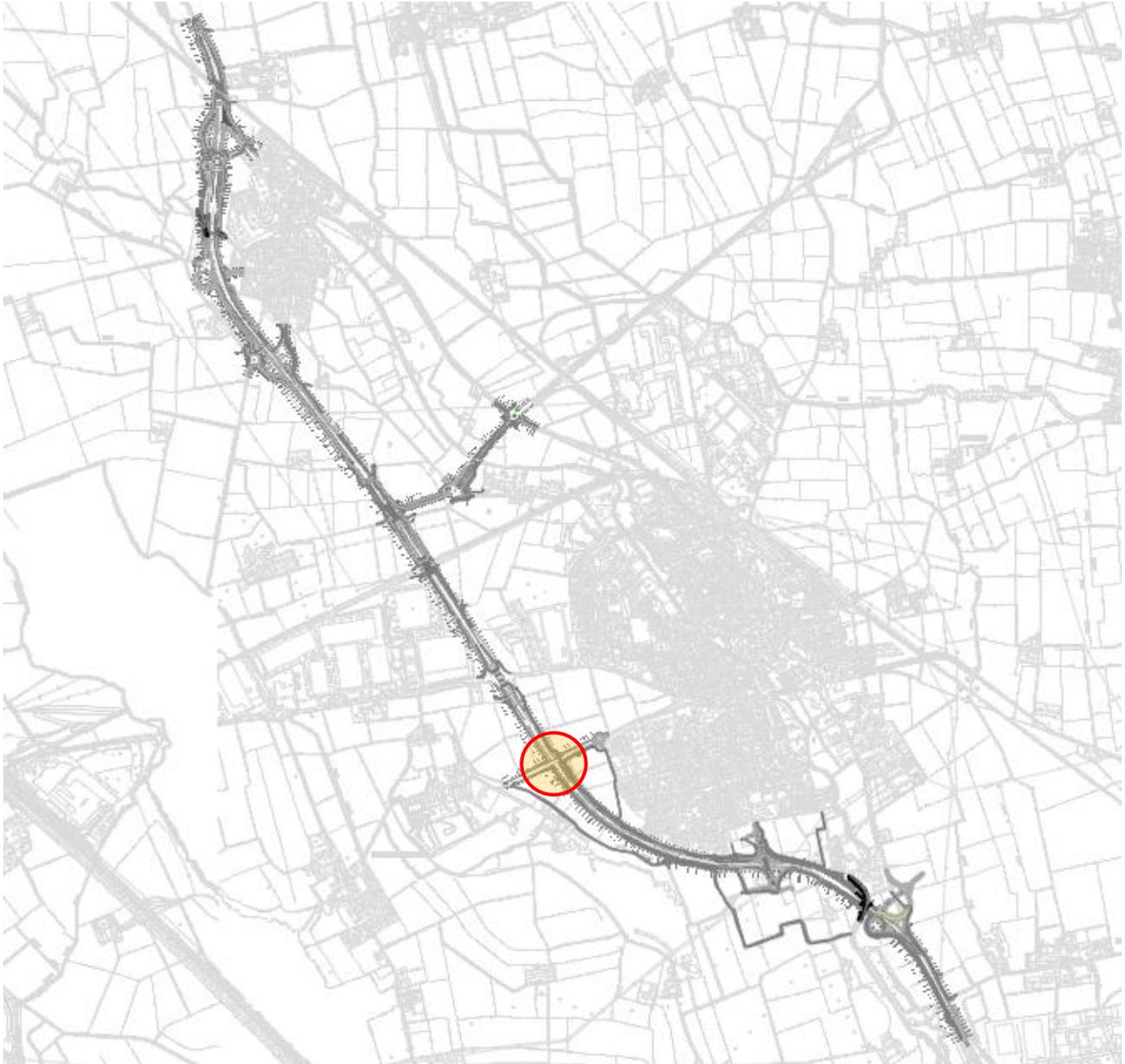
SOMMARIO

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	UNITA' DI MISURA	4
4	MATERIALI	5
4.1	Calcestruzzo	5
4.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione	5
4.1.2	Calcestruzzo per opere di sottofondazione	5
4.1.3	Calcestruzzo per opere di fondazione (UNI 11104-2016).....	5
4.1.4	Calcestruzzo per opere in elevazione (UNI 11104-2016)	6
4.2	Acciaio	6
4.2.1	Acciaio per armatura lenta	6
5	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	7
6	ANALISI DEI CARICHI.....	10
6.1	Peso proprio degli elementi in cemento armato	10
6.2	Azioni trasmesse dall'impalcato	10
6.3	Spinta del terreno a tergo delle spalle	10
6.4	Spinta dovuta ai sovraccarichi a tergo delle spalle.....	10
6.5	Azione sismica.....	11
6.5.1	Azione inerziale delle masse.....	11
6.5.2	Sovrappinta dinamica dei terreni.....	11
7	COMBINAZIONI DI CARICO.....	11
8	SPALLE (travi a cuscino)	12
8.1	Sezione di spiccato del paraghiaia - Valutazione delle azioni sollecitanti	12
8.1.1	Dati di input.....	12
8.1.2	Riepilogo dei valori caratteristici delle azioni sollecitanti.....	13
8.1.3	Riepilogo dei valori di calcolo delle azioni sollecitanti.....	14
8.2	Sezione di spiccato del paraghiaia – Verifiche strutturali.....	14
8.2.1	Sezione e armatura di verifica.....	14
8.2.2	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Quasi Permanente	16
8.2.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Frequente	16
8.2.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Rara	17
8.2.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	18
8.2.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione retta.....	19
8.2.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	20
8.3	Sezione di spiccato dei muri di risvolto laterali - Valutazione delle azioni sollecitanti	21
8.3.1	Schema e modello di calcolo	21
8.3.2	Applicazione dei carichi elementari	22
8.3.3	Valutazione delle azioni sollecitanti.....	24
8.4	Sezione di spiccato dei muri di risvolto laterali - Verifiche strutturali.....	28
8.4.1	Sezione e armatura di verifica.....	28
8.4.2	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Quasi Permanente	28
8.4.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Frequente	29
8.4.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Rara	29
8.4.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	30

8.4.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione retta	31
8.4.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	32
8.5	Sezione alla base della trave a cuscino – Valutazione delle azioni sollecitanti.....	33
8.6	Pali di fondazione – Valutazione delle azioni sollecitanti	39
8.7	Trave a cuscino – Verifiche strutturali in direzione trasversale	41
8.8	Stato Limite di Esercizio – Combinazione Quasi Permanente.....	42
8.9	Stato Limite di Esercizio – Combinazione Frequente	42
8.10	Stato Limite di Esercizio – Combinazione rara	42
8.11	Stato Limite Ultimo – STR	42
8.12	Stato Limite di Salvaguardia della Vita	42
8.13	Trave a cuscino – Verifiche strutturali in direzione longitudinale	43
8.13.1	Valutazione delle azioni sollecitanti.....	44
8.13.2	Sezione e armatura di verifica.....	49
8.13.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Quasi Permanente	49
8.13.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Frequente	50
8.13.5	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Rara	50
8.13.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	51
8.13.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione retta	52
8.13.8	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	53
8.14	Baggioli di appoggio – Verifiche strutturali	54
8.14.1	Valutazione delle azioni sollecitanti.....	54
8.14.2	Sezione e armatura di verifica.....	56
8.14.3	Verifica allo Stato Limite Ultimo per punzonamento	56
8.14.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per tranciamento	57
9	SOTTOSCRIZIONE DELL'ELABORATO DA PARTE DEL R.T.P.....	58

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta il dimensionamento e le verifiche strutturali delle spalle (paragliaia, trave a cuscino, muri laterali posteriori e baggioli di appoggio) del cavalcavia della Strada Vicinale delle Coste, realizzate in cemento armato gettato in opera nell'ambito del progetto esecutivo "S.S. n.9 Emilia – Variante di Casalpusterlengo ed eliminazione passaggio a livello sulla S.P. ex S.S. N.234".



Per la descrizione delle opere si rimanda alla *Relazione tecnica dell'opera* (elaborato **HO01-S07CVI01STRRE01_B**).

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta in osservanza delle seguenti Normative Tecniche:

- **Legge 05/01/1971 n.1086** → Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- **Legge 02/02/1974 n. 64** → Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- **DM 14/01/2008** → Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- **Circolare 02/02/2009 n. 617/C.S.LL.PP.** → Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 14/01/2008
- **UNI EN 1992-1 (Eurocodice 2 – Parte 1)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Regole generali
- **UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2 – Parte 2)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Ponti
- **UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2015** → Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- **UNI EN 206-1:2006** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione e conformità
- **UNI 11104** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1
- **Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP.** Linee guida sul calcestruzzo strutturale

3 UNITA' DI MISURA

Nei calcoli è stato fatto uso delle seguenti unità di misura:

- per i carichi: $\text{kN/m}^2, \text{kN/m}, \text{kN}$
- per i momenti: kNm
- per i tagli e sforzi normali: kN
- per le tensioni: N/mm^2
- per le accelerazioni: m/sec^2

4 MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZO

4.1.1 CALCESTRUZZO PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE

Per le opere di sottofondazione è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C12/15** e classe di esposizione **X0**.

Tale calcestruzzo non ha valenza strutturale e quindi non se ne riportano le caratteristiche meccaniche.

4.1.2 CALCESTRUZZO PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE

Per le opere di sottofondazione è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C12/15** e classe di esposizione **X0**.

Tale calcestruzzo non ha valenza strutturale e quindi non se ne riportano le caratteristiche meccaniche.

4.1.3 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE (UNI 11104-2016)

Per le opere di fondazione (trave a cuscino) è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C28/35** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

	FOGLIO DI CALCOLO NUMERO:	CA-07 --> REV 02			
	TITOLO:	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL CALCESTRUZZO			
	VERSIONE:	REVISIONE N.02 DEL 06/10/2017			
	REALIZZATO DA:	ING. NICOLA LIGAS			
	VERIFICATO DA:	ING. VALERIO BAJETTI			
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008					
CLASSE DI RESISTENZA			C28/35		
DESCRIZIONE CARATTERISTICA	FORMULA DI CALCOLO	RIF. CAP. NORMA	VALORE DI APPLICAZIONE		
Resistenza caratteristica cubica a compressione			R_{ck}	35,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$[0,83 \cdot R_{ck}]$	11.2.10.1	f_{ck}	29,05	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	$[f_{ck}+8]$	11.2.10.1	f_{cm}	37,05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	$[acc \cdot f_{ck} / \gamma_c]$	4.1.2.1.1.1	f_{cd}	16,46	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	$[0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}]$	11.2.10.2	f_{ctm}	2,83	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	$[0,70 \cdot f_{ctm}]$	11.2.10.2	f_{ctk}	1,98	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	$[f_{ctk} / 1,5]$	4.1.2.1.1.2	f_{ctd}	1,32	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (rara)	$[0,60 \cdot f_{ck}]$	4.1.2.2.5.1	$\sigma_{c \max}$	17,43	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (quasi perm)	$[0,45 \cdot f_{ck}]$	4.1.2.2.5.1	$\bar{\sigma}_{c \max}$	13,07	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	$[E_c = E_{cm}]$	C4.1.2.2.5	E_c	32 588,11	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	$[22.000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}]$	11.2.10.3	E_{cm}	32 588,11	[N/mm ²]

- Classe di esposizione: **XC2**
- Classe di consistenza: **S4**
- Rapporto minimo acqua / cemento: **0,60**
- Contenuto minimo di cemento: **300 kg/mc**
- Diametro massimo degli inerti: **30 mm**
- Copriferro netto minimo: **40 mm**

4.1.4 CALCESTRUZZO PER OPERE IN ELEVAZIONE (UNI 11104-2016)

Per le opere in elevazione (paraghiaia, muri laterali posteriori e baggioli di appoggio) è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C32/40** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

	FOGLIO DI CALCOLO NUMERO:	CA-07 --> REV 02			
	TITOLO:	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL CALCESTRUZZO			
	VERSIONE:	REVISIONE N.02 DEL 06/10/2017			
	REALIZZATO DA:	ING. NICOLA LIGAS			
	VERIFICATO DA:	ING. VALERIO BAJETTI			
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008					
CLASSE DI RESISTENZA					C32/40
DESCRIZIONE CARATTERISTICA		FORMULA DI CALCOLO	RIF. CAP. NORMA	VALORE DI APPLICAZIONE	
Resistenza caratteristica cubica a compressione				R _{ck}	40,00 [N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione		[0,83*R _{ck}]	11.2.10.1	f _{ck}	33,20 [N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg		[f _{ck} +8]	11.2.10.1	f _{cm}	41,20 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione		[acc*f _{ck} /γ _c]	4.1.2.1.1.1	f _{cd}	18,81 [N/mm ²]
Resistenza media a trazione		[0,30*f _{ck} ^{2/3}]	11.2.10.2	f _{ctm}	3,10 [N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione		[0,70*f _{ctm}]	11.2.10.2	f _{ctk}	2,17 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione		[f _{ctk} /1,5]	4.1.2.1.1.2	f _{ctd}	1,45 [N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (rara)		[0,60*f _{ck}]	4.1.2.2.5.1	σ _{c max}	19,92 [N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (quasi perm)		[0,45*f _{ck}]	4.1.2.2.5.1	σ _{c max}	14,94 [N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo		[E _c =E _{cm}]	C4.1.2.2.5	E _c	33.642,78 [N/mm ²]
Modulo elastico medio		[22.000*(f _{cm} /10) ^{0,3}]	11.2.10.3	E _{cm}	33.642,78 [N/mm ²]

- Classe di esposizione: **XF4**
- Classe di consistenza: **S4**
- Rapporto minimo acqua / cemento: **0,45**
- Contenuto minimo di cemento: **360 kg/mc**
- Contenuto minimo in aria: **4,0%**
- Diametro massimo degli inerti: **30 mm**
- Copriferro netto minimo: **40 mm**

4.2 ACCIAIO

4.2.1 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

Per le armature lente è stato previsto un acciaio del tipo **B450C**, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- f_{t,k} = 540,00 N/mm² (resistenza caratteristica a rottura)
- f_{y,k} = 450,00 N/mm² (tensione caratteristica di snervamento)
- f_{y,d} = 391,30 N/mm² (tensione di snervamento di calcolo – γ_s=1,15)
- E_s = 210.000,00 N/mm² (modulo elastico istantaneo)

5 ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA

La stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica è stata effettuata utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (tabella 1 – Allegato B – D.M. 14 gennaio 2008).



Considerando l'ubicazione del sito in oggetto (**Lat: 45.171587; Long: 9.635105**) ed ipotizzando una costruzione caratterizzata da:

- una vita nominale di 50 anni, ricadente in classe d'uso pari a IV (ponti di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione...);
- una categoria topografica T1;
- una categoria C per il sottosuolo;

Si hanno i seguenti valori dei **parametri spettrali**:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.0369	2.573	0.223
SLD	101	0.0449	2.541	0.256
SLV	949	0.0974	2.555	0.297
SLC	1950	0.1230	2.545	0.305

Le espressioni dello spettro elastico S_e di risposta secondo le NTC-08 sono le seguenti:

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

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

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

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

Trattandosi di struttura sismicamente isolata si assume:

- coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale: $\xi = 5 \%$

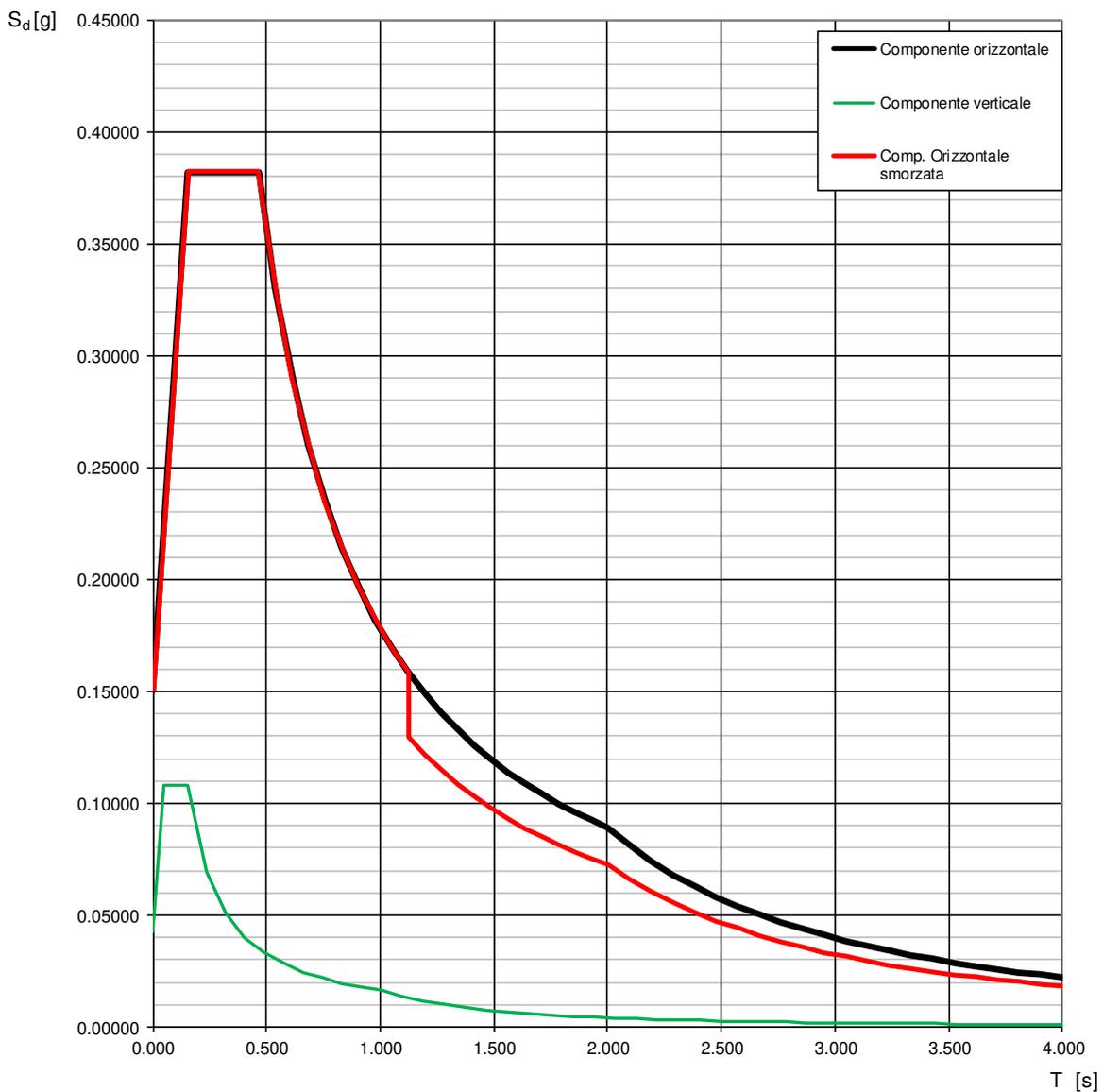
- fattore di smorzamento viscoso: $\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} = 1$
- fattore di struttura: $q = 1$

Lo spettro elastico definito viene ridotto per tutto il campo di periodi $T \geq 0,8T_{is}$, assumendo:

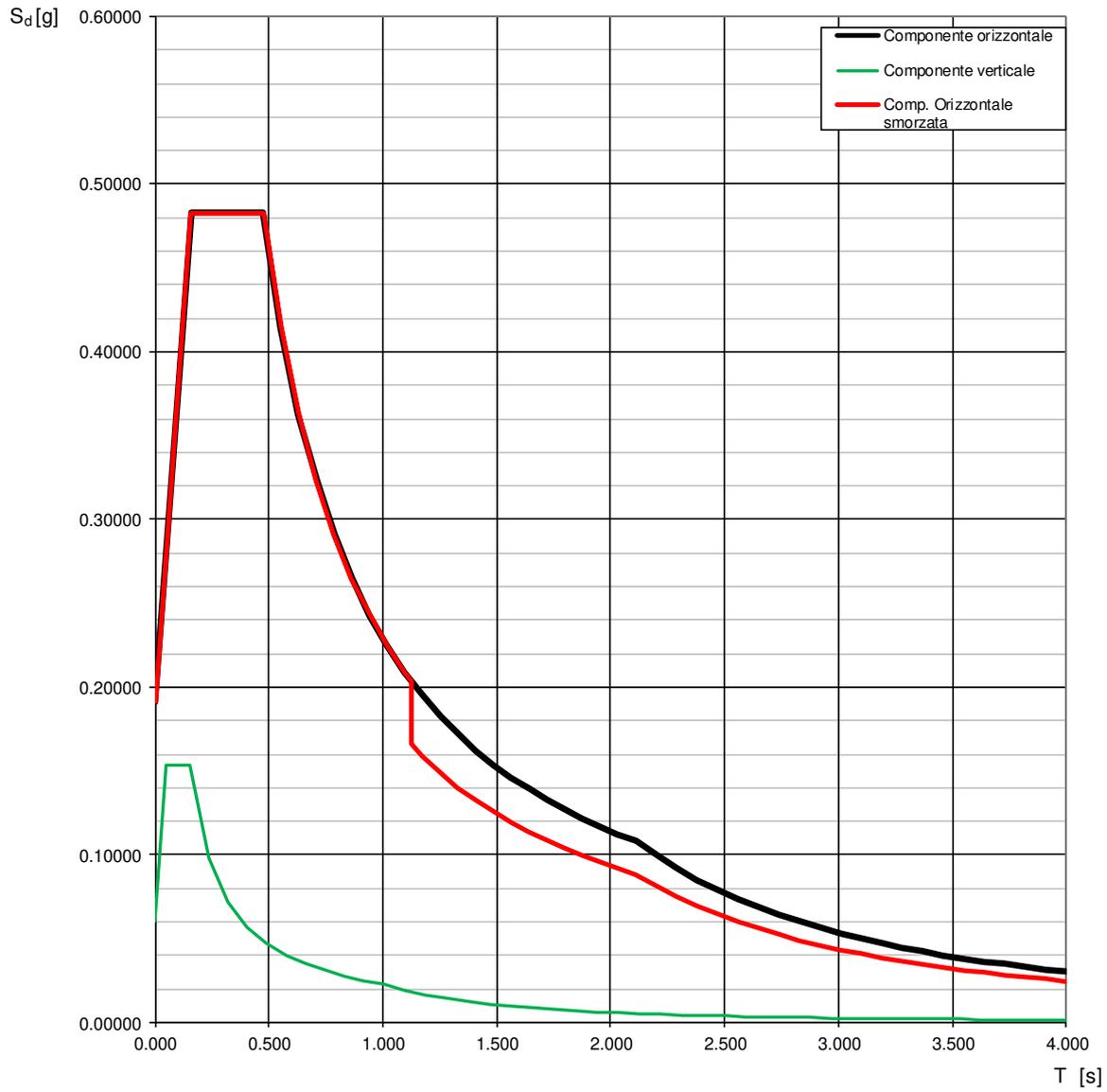
- periodo di vibrazione struttura isolata: $T_{is} = 1.404$ s
- coefficiente di smorzamento viscoso isolatori: $\xi = 10\%$
- coefficiente riduttivo $\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} = \sqrt{\frac{10}{5 + 10}} = 0.816$ (≥ 0.55).

Si ottengono i seguenti andamenti degli spettri. Noto il periodo (ascissa) si ricava il relativo coefficiente sismico (ordinata).

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



Spettri di risposta elastici (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: **SLC**



6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI IN CEMENTO ARMATO

Il peso per unità di volume del calcestruzzo armato è assunto pari a **25,00 kN/m³**.

Il peso degli elementi costituenti le pile è assegnato in automatico dal software di calcolo mediante il quale è stato predisposto il modello di calcolo generale descritto nella *Relazione di calcolo impalcato* (elaborato **HO02-S07CVI01STRRE02_B**).

6.2 AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

Per l'analisi dei carichi agenti sull'impalcato in fase statica e sismica si rimanda alla *Relazione di calcolo impalcato* (elaborato **HO02-S07CVI01STRRE02_B**).

6.3 SPINTA DEL TERRENO A TERGO DELLE SPALLE

La spinta del terreno a tergo delle opere è stata valutata considerando una condizione di riposo del terreno stesso.

La spinta del terreno viene pertanto valutata mediante la seguente relazione:

$$S_T = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_0 \cdot H^2$$

dove:

- γ è il peso per unità di volume del terreno
- k_0 è il coefficiente di spinta a riposo, valutato mediante la formulazione di Coulomb:

$$k_0 = 1 - \tan(\varphi)$$

con:

- φ = angolo di attrito interno
- H è l'altezza complessiva dello strato di terreno.

Il punto di applicazione della spinta è posto a 1/3 dell'altezza del singolo strato di terreno.

6.4 SPINTA DOVUTA AI SOVRACCARICHI A TERGO DELLE SPALLE

La spinta dei sovraccarichi a tergo delle opere è stata valutata considerando una condizione di riposo del terreno.

La spinta dovuta ai sovraccarichi viene valutata mediante la seguente relazione:

$$S_q = q \cdot k_0 \cdot H$$

dove:

- q è l'entità del sovraccarico agente

Il sovraccarico permanente a tergo del muro è stato considerato pari al **peso della pavimentazione stradale**.

Il sovraccarico accidentale del traffico viene valutato secondo lo schema n. 1 riportato nel D.M. 14.01.2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", par. 5.1.3.3.3 e 5.1.3.3.5.

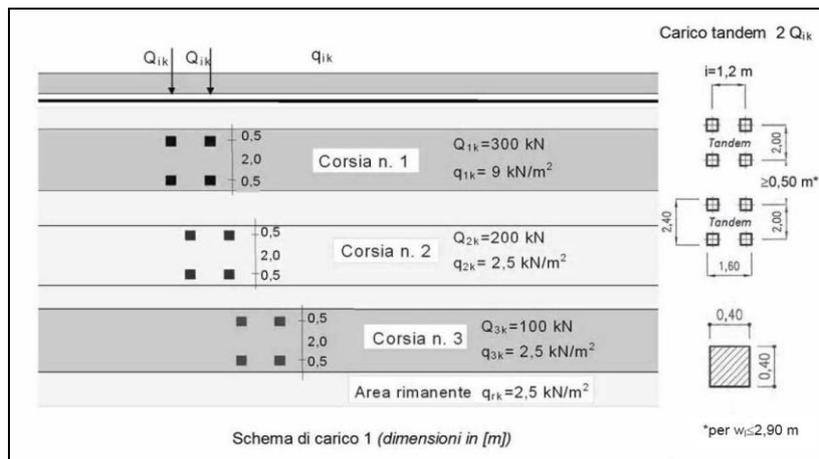
Per i muri direttamente a contatto con la piattaforma stradale verranno presi in considerazione carichi accidentali dovuti alla presenza di traffico stradale.

Verranno presi in esame in tal senso i carichi relativi esclusivamente alla prima corsia convenzionale

- 1^a corsia convenzionale

$Q_{1a} = 2 \times 300$ kN disposti come in figura

$q_{1a} = 9,00$ kN/m²



La diffusione del carico concentrato in corrispondenza dell'estradosso della soletta superiore vale:
Per la valutazione della spinta totale diffusa viene utilizzata la seguente relazione:

$$S = \frac{h}{6} \cdot [\sigma \cdot (2 \cdot b + \bar{b}) + \bar{\sigma} \cdot (b + 2 \cdot \bar{b})]$$

La larghezza di diffusione è valutata secondo la seguente relazione:

$$b_{eff} = \frac{1}{6} \cdot (b + \bar{b} + 2 \cdot h)$$

Il punto di applicazione della spinta dovute ai sovraccarichi è posto a 1/2 dell'altezza dell'elemento strutturale soggetto al sovraccarico.

6.5 AZIONE SISMICA

Le sollecitazioni agenti sulla struttura in fase sismica vengono determinate attraverso un'analisi pseudo-statica, secondo quanto riportato nel DM 14.01.2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 7.11.6.

6.5.1 AZIONE INERZIALE DELLE MASSE

Le azioni inerziali, orizzontali e verticali, dovute alle accelerazioni subite in fase sismica dalle masse degli elementi strutturali e del terreno vengono valutate moltiplicando il peso sismico degli elementi strutturali per i coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v .

6.5.2 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI

La sovraspinta dinamica dei terreni in fase sismica viene valutata mediante la relazione di Wood:

$$\Delta P = \gamma \cdot a_g \cdot S \cdot H^2$$

dove:

- γ è il peso per unità di volume del terreno

H è l'altezza della struttura soggetta alla spinta del terreno

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Per la definizione delle combinazioni di carico statiche e simiche utilizzate per il dimensionamento e la verifica delle sottostrutture si rimanda alla *Relazione di calcolo impalcato* (elaborato **HO02-S07CVI01STRRE02_B**).

8 SPALLE (TRAVI A CUSCINO)

Le azioni sollecitanti e le verifiche strutturali sono state condotte in corrispondenza della spalla maggiormente sollecitata, che è risultata la **Spalla 1**.

8.1 SEZIONE DI SPICCATO DEL PARAGHIAIA - VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

8.1.1 DATI DI INPUT

La valutazione delle azioni sollecitanti è stata eseguita, a favore di sicurezza, in corrispondenza dell'altezza massima del paraghiaia, che è risultata pari a **182 cm**.

AZIONI VERTICALI PROVENIENTI DALLA SPALLA

PARAGHIAIA

spessore	b_{L0}	0,40	[m]
altezza	h_0	1,82	[m]
lunghezza	b_{T0}	1,00	[m]
peso	W_0	18,20	[kN]

TERRENO DI RINTERRO

peso per unità di volume	γ	20,00	[kN/m ³]
larghezza porzione superiore	$b_{Lr,s}$	0,00	[m]
lunghezza porzione superiore	$b_{Tr,s}$	1,00	[m]
altezza porzione superiore	$h_{z,s}$	1,82	[m]
peso	W_r	0,00	[kN]

SOVRACCARICHI ESTERNI

SOVRACCARICHI PERMANENTI PORTATI

peso della pavimentazione per unità di superficie	s_{DD}	2,20	[kN/m ²]
---	----------	------	----------------------

SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

carico concentrato da traffico	Q_{1k}	600,00	[kN]
carico distribuito da traffico	q_{1k}	9,00	[kN/m ²]
lunghezza dell'area di impronta del carico concentrato	a_0	3,00	[m]
larghezza dell'area di impronta del carico concentrato	b_0	2,20	[m]
angolo di ripartizione verticale del carico concentrato	α	30,00	[°]
lunghezza dell'area di impronta ripartita alla base del paraghiaia	a_1	5,10	[m]
larghezza dell'area di impronta ripartita alla base del paraghiaia	b_1	3,25	[m]
pressione verticale esercitata dal sovraccarico concentrato in testa al paraghiaia	σ_0	99,91	[kN/m ²]
pressione verticale esercitata dal sovraccarico concentrato alla base del paraghiaia	σ_1	45,18	[kN/m ²]
larghezza efficace di ripartizione dei sovraccarichi accidentali:	b_{eff}	5,87	[m]

FRENATURA SUL PARAGHIAIA

carico concentrato da traffico (semiasse)	Q_{1k}	300,00	[kN]
carico distribuito da traffico	q_{1k}	9,00	[kN/m ²]
larghezza della corsia convenzionale	w_1	3,00	[m]
lunghezza dell'impalcato	L	100,00	[m]
azione orizzontale della frenatura	F	630,00	[kN]
azione normale di frenatura ripartita alla base del paraghiaia (45°)	$N_{F,rip}$	45,18	[kN]
azione orizzontale di frenatura ripartita alla base del paraghiaia (45°)	$H_{F,rip}$	94,88	[kN]
momento flettente di frenatura ripartito alla base del paraghiaia (45°)	$M_{F,rip}$	172,68	[kNm]

AZIONI ORIZZONTALI PROVENIENTI DALLA SPALLA

SPINTA DEL CUNEO DI TERRENO

parametri geotecnici		M1	M2	
coefficiente parziale di sicurezza	γ_ϕ	1,00	1,25	
angolo di attrito del terreno - valore caratteristico	ϕ'_k	37,00	37,00	[°]
angolo di attrito del terreno - valore di progetto	ϕ'_d	37,00	31,08	[°]
angolo di attrito terreno - parete	δ	24,67	20,72	[°]
coefficiente di spinta a riposo	k_0	0,398	0,484	
componente orizzontale del coefficiente di spinta a riposo	k_{0h}	0,362	0,452	
altezza di terreno non spingente	h	0,00	0,00	[m]
spinta orizzontale terreno	S_z	11,99	14,99	[kN]
momento terreno base paraghiaia	M_{Tz}	7,27	9,09	[kNm]

SOVRACCARICHI PERMANENTI PORTATI

parametri geotecnici		M1	M2	
carico uniformemente distribuito per unità di superficie	q	2,20	2,20	[kN/m ²]
spinta orizzontale carichi permanenti portati	S _z	1,45	1,81	[kN]
momento carichi permanenti portati base paraghiaia	M _{Tz}	1,32	1,65	[kNm]

SOVRACCARICHI PERMANENTI PORTATI

parametri geotecnici		M1	M2	
spinta orizzontale carichi permanenti portati	S _z	37,82	47,28	[kN]
momento carichi permanenti portati base paraghiaia	M _{Tz}	35,59	44,50	[kNm]

AZIONE SISMICA
PARAMETRI DI ANALISI

coefficiente sismico orizzontale	k _h	0,151
coefficiente sismico verticale	k _v	0,075

PARAGHIAIA

peso	W _D	18,20	[kN]
azione sismica	F _L	2,74	[kN]
momento base paraghiaia	M _{Tz}	2,49	[kNm]

TERRENO DI RINTERRO

peso	W _m	0,00	[kN]
azione sismica	F _L	0,00	[kN]
momento base paraghiaia	M _{Tz}	0,00	[kNm]

CUNEO DI TERRENO

metodo di analisi		WOOD	
sovrappinta dinamica del terreno	S _z	9,97	[kN]
eccentricità rispetto alla base del paraghiaia	e _{vz}	0,91	[m]
momento base paraghiaia	M _{Tz}	9,07	[kNm]

8.1.2 RIEPILOGO DEI VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI SOLLECITANTI
RIEPILOGO AZIONI SOLLECITANTI - VALORI CARATTERISTICI (M1)

AZIONE		N [kN]	V_L [kN]	M_T [kNm]
peso proprio paraghiaia	g ₁	18,20	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₂	0,00	11,99	7,27
spinta dei sovraccarichi permanenti	g ₃	0,00	1,45	1,32
spinta sovraccarichi variabili	q ₁	0,00	37,82	35,59
frenatura/accelerazione	f	45,18	45,18	172,68
sisma longitudinale	e _L	0,00	12,71	11,57

RIEPILOGO AZIONI SOLLECITANTI - VALORI CARATTERISTICI (M2)

AZIONE		N [kN]	V_L [kN]	M_T [kNm]
peso proprio spalla	g ₁	18,20	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₂	0,00	14,99	9,09
spinta dei sovraccarichi permanenti	g ₃	0,00	1,81	1,65
spinta sovraccarichi variabili	q ₁	0,00	47,28	44,50
frenatura/accelerazione	f	45,18	45,18	172,68
sisma longitudinale	e _L	0,00	12,71	11,57

Trattandosi di impalcati isolati sismicamente le sottostrutture sono state dimensionate adottando uno spettro di risposta elastico ($q = 1,00$). Secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 – Paragrafo 7.9.6.2 non risulta necessario disporre specifiche armature atte a garantire la duttilità dell'elemento strutturale né a rispettare i limiti dimensionali previsti per tale tipologia di armatura. Analogamente le limitazioni dimensionali e di armatura verranno definite in relazione a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 – Paragrafo 4.1.6.1.2.

A favore di sicurezza, per la verifica delle limitazioni dimensionali e di armatura, non è stato tenuto conto di:

- Azione verticale di compressione sulla sezione
- Presenza delle spille $\varnothing 12/40 \times 40$ (parallele all'asse dell'impalcato) che consentono un incremento del valore di taglio "trazione" e dell'effetto di confinamento sul calcestruzzo

PILASTRO IN CEMENTO ARMATO - VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DI ARMATURA
D.M. 14.01.2008 - paragrafi 4.1.6.1.2

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:	<input type="text" value="C32/40"/>
Tipologia dell'acciaio:	<input type="text" value="B450C"/>
Resistenza di calcolo dell'acciaio:	f_{yd} 391,30 [N/mm ²]

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PILASTRO

Base della sezione del pilastro:	b_t	1,23	[cm]
Altezza della sezione del pilastro:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto	c	4,00	[cm]
Numero di barre sul lato interno del setto (armature di forza):	$n_{bl,max}$	122	
Diametro delle barre sul lato interno del setto (armature di forza):	$\varnothing_{bl,max}$	20	[mm]
Numero di barre sul lato esterno del setto:	$n_{bl,min}$	61	
Diametro delle barre sul lato esterno del setto:	$\varnothing_{bl,min}$	16	[mm]
Area dell'armatura longitudinale:	A_s	1.023,940	[cm ²]
Rapporto geometrico di armatura:	ρ	20,812	
Azione normale di compressione minima sul pilastro:	N_{ed}	125,42	[kN]
Numero di bracci delle staffe:	n_w	2	
Diametro delle staffe:	\varnothing_w	16	[mm]
Passo delle staffe:	i_w	20,00	[cm]
Area delle staffe:	A_w	20,10	[cm ² /m]

VERIFICHE DIMENSIONALI - D.M. 14.01.2008 - par. 4.1.6.1.2

$A_s \geq A_{s,min} = \max[0,10 \cdot N_{ed}/f_{yd}; 0,003 \cdot A_c]$	→	1.023,94	≥	0,32	POSITIVA POSITIVA POSITIVA POSITIVA POSITIVA
$\varnothing_w \geq 6 \text{ mm}$	→	16	≥	6	
$\varnothing_w \geq 1/4 \cdot \max[\varnothing_b]$	→	16	≥	5,00	
$i_w \leq 12 \cdot \min[\varnothing_b]$	→	200,00	≤	240,00	
$i_w \leq 250 \text{ mm}$	→	200,00	≤	250,00	

8.2.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI – COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 18,20$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 8,59$ kNm.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 0,42 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 6,71 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.2.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI – COMBINAZIONE FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 18,20$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 35,28$ kNm.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 1,66 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 35,67 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.2.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI – COMBINAZIONE RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 63,38$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 207,96$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title bar, and several data input and output sections.

Materiali: B450C and C32/40 are selected. Properties include $\epsilon_{su} = 67,5$ ‰, $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\sigma_c = 9,739$ N/mm², $\sigma_s = 216,8$ N/mm², $\epsilon_s = 1,084$ ‰, $d = 33,8$ cm, $x/d = 13,61$, $x/d = 0,4025$, and $\delta = 0,9432$.

Sollecitazioni: S.L.U. and Metodo n are selected. Applied loads are $N_{Ed} = 63,38$ kN and $M_{Ed} = 207,96$ kNm.

Verifica: A 'Verifica' button is present, along with 'N* iterazioni: 4' and a 'Precompresso' checkbox.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 9,73$ N/mm² < $0,60 \cdot f_{ck} = 19,92$ N/mm²
- $\sigma_s = 216,80$ N/mm² < $0,80 \cdot f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.2.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

La verifica semplificata allo SL di fessurazione viene condotta secondo quanto previsto dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009, par. C4.1.2.2.4.6, tab. C4.1.II e C4.1.III.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali: Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	6,71	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	100,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	35,67	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	100,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	32,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	300,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

8.2.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE RETTA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 92,34$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 306,65$ kNm.

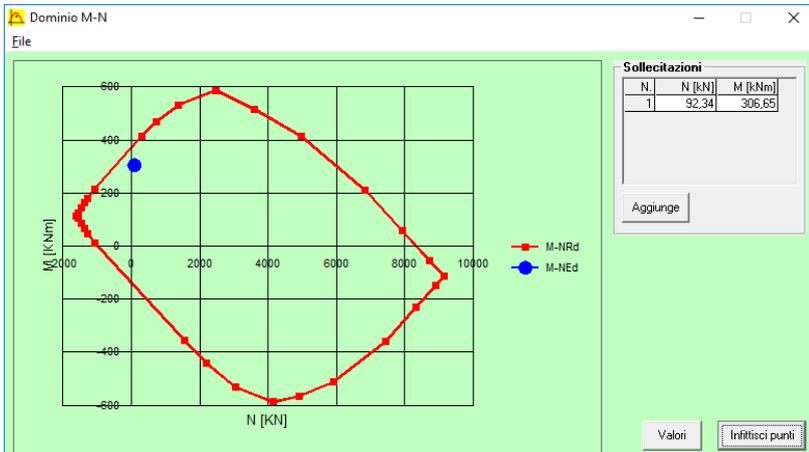
The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key parameters include:

- Materiali:** B450C, C32/40. Properties: $E_{cu} = 67,5$ GPa, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $f_{cd} = 18,81$ N/mm², $E_c/E_c = 15$, $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$, $E_{syd} = 1,957$ GPa, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm², $\tau_{co} = 0,7333$, $\tau_{c1} = 2,114$.
- Sezione:** Rettan.re, a T, Rettangoli, Coord. $N^* = 2$.
- Sollecitazioni:** $N_{Ed} = 92,34$ kN, $M_{xEd} = 306,65$ kNm, $M_{yEd} = 0$.
- Metodo di calcolo:** S.L.U., Metodo n.
- Calcolo:** $M_{Rd} = 387,5$ kNm.

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{sd} = 387,50$ kNm $>$ $M_{sd} = 306,65$ kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.2.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 124,20$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	36,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:	C32/40		
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	40,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	33,20	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	18,81	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:	B450C		
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	124,20	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA LONGITUDINALE

	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barra} [cm ²]	$A_{s,tot}$ [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	10	20	3,14	31,40
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA				31,40

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.1

$$V_{R,d} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Coefficiente k:	k	1,75	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,465	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,0087	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	231,54	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d}/V_{S,d}$	1,86	

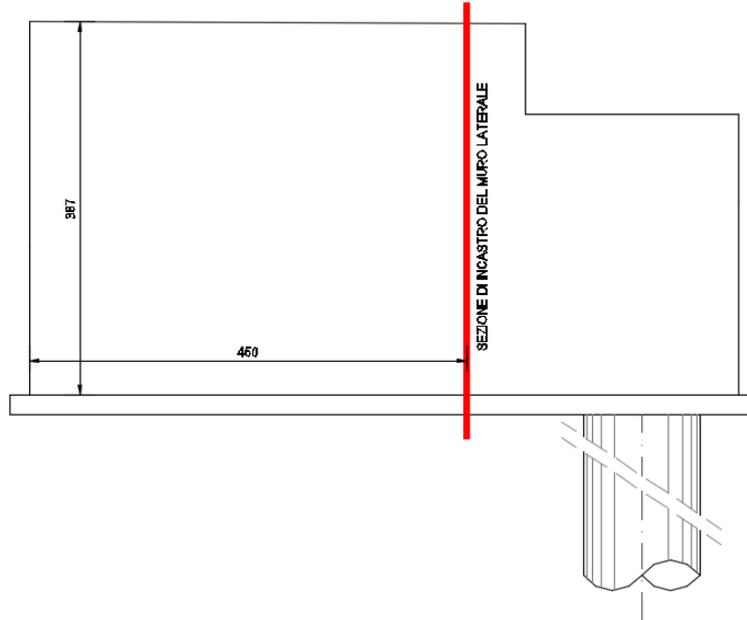
LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

8.3 SEZIONE DI SPICCATO DEI MURI DI RISVOLTO LATERALI - VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

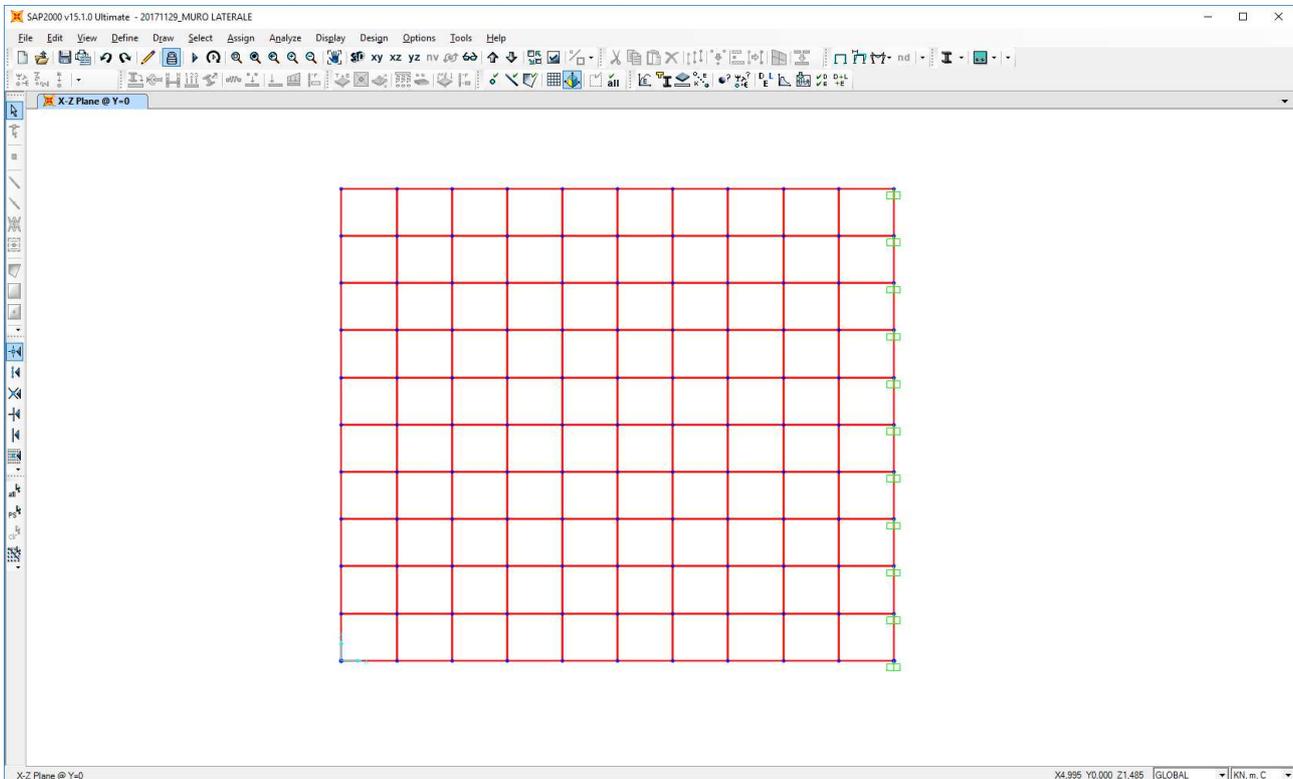
8.3.1 SCHEMA E MODELLO DI CALCOLO

Per la loro conformazione i muri di risvolto laterali presentano uno schema statico di trave a mensola in direzione orizzontale. Le armature di forza saranno costituite pertanto dalle armature orizzontali.

Nell'immagine successiva è riportato lo schema di calcolo dei muri laterali:



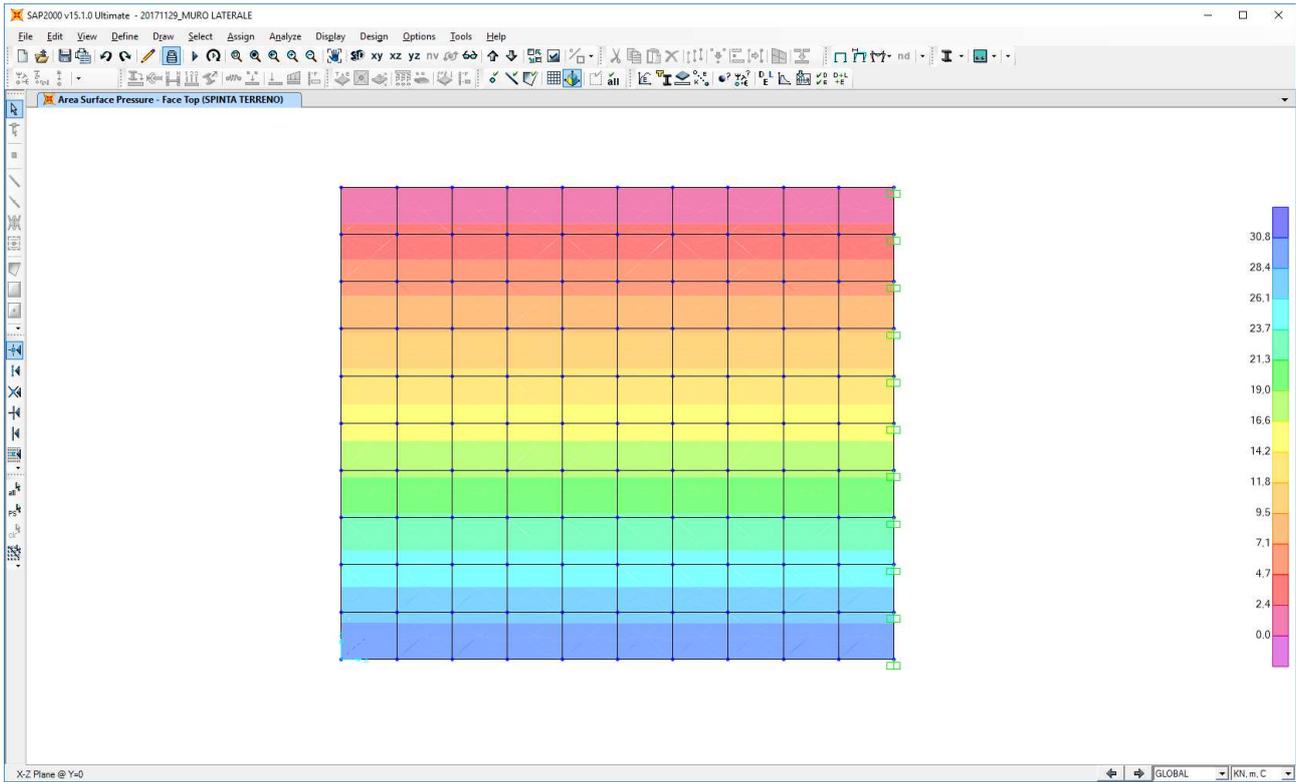
Per la valutazione delle azioni sollecitanti sul muro laterale è stato approntato un apposito modello di calcolo agli elementi finiti mediante il software di calcolo SAP2000 v.15.1:



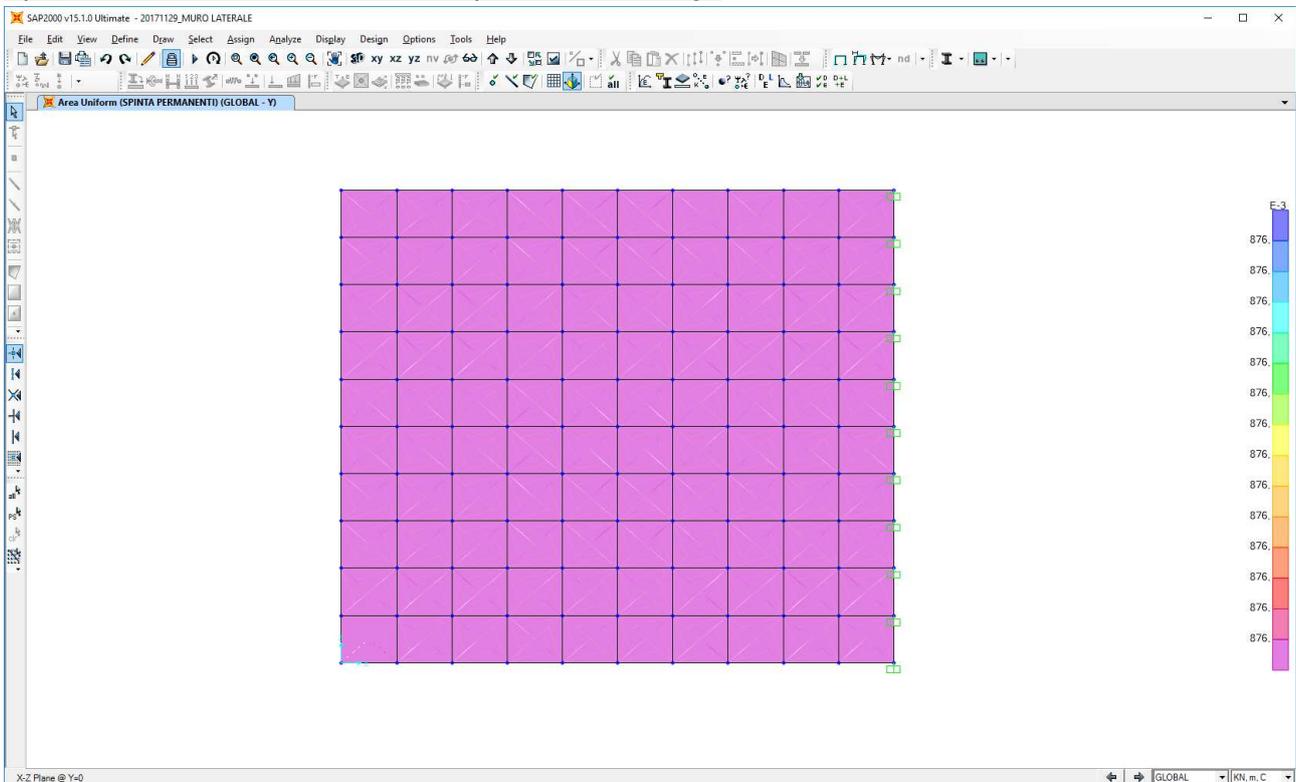
Il muro laterale è stato modellato mediante elementi bidimensionali tipo "shell" con comportamento a lastra – piastra. Il muro è stato vincolato verticalmente su un singolo lato mediante vincoli di incastro.

8.3.2 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

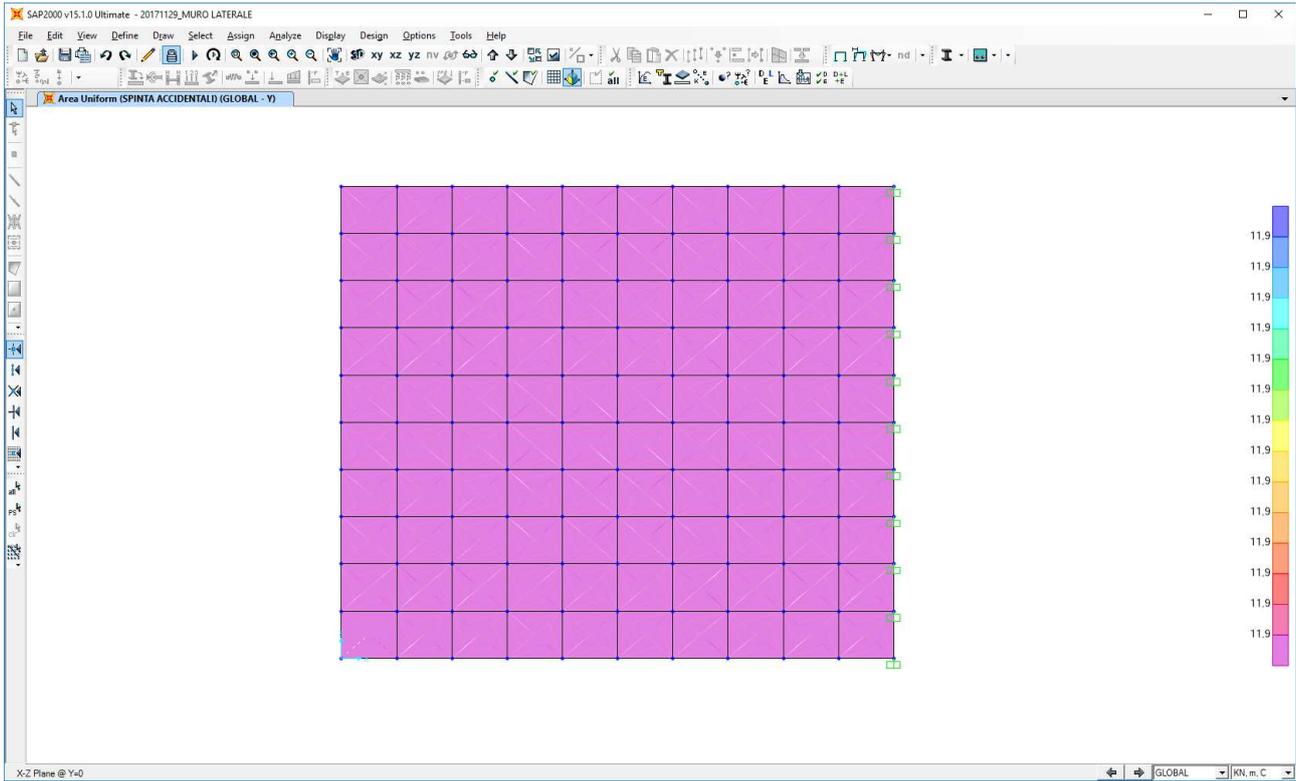
Spinta orizzontale del terreno a tergo



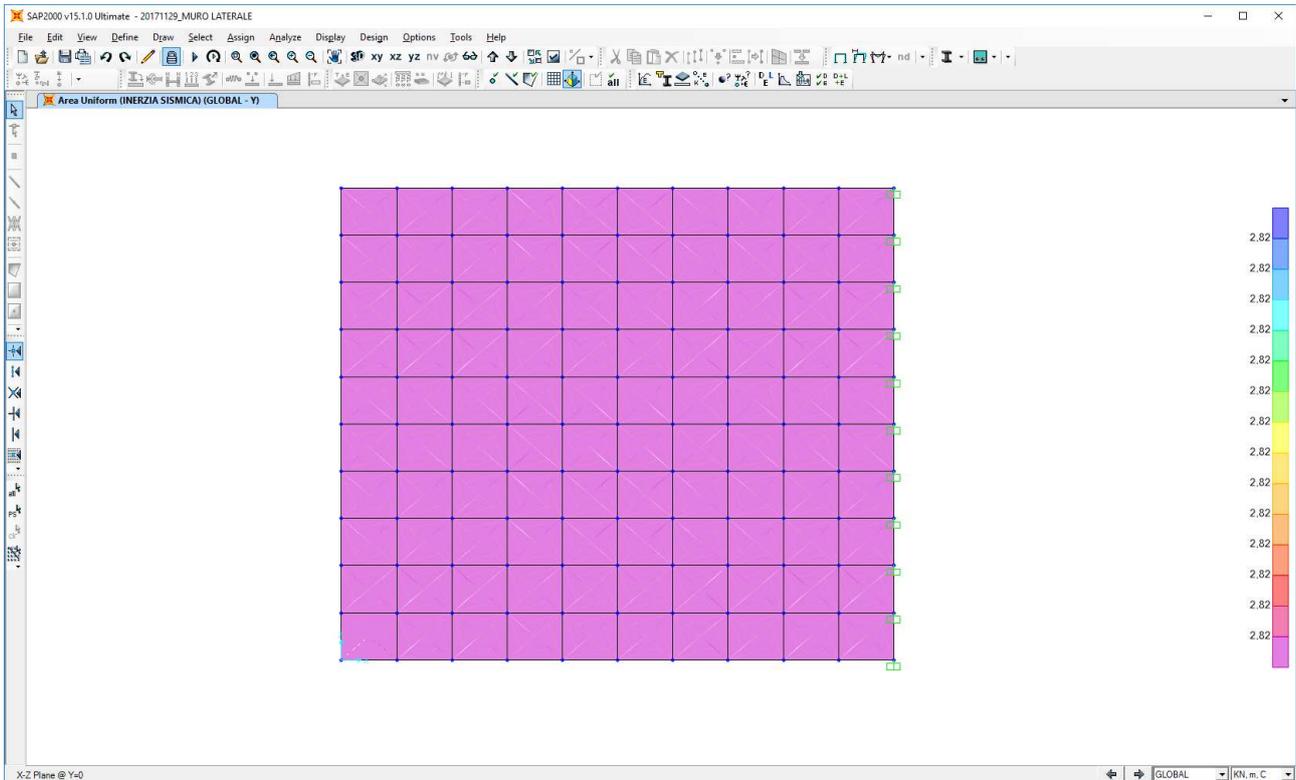
Spinta orizzontale dei sovraccarichi permanenti a tergo



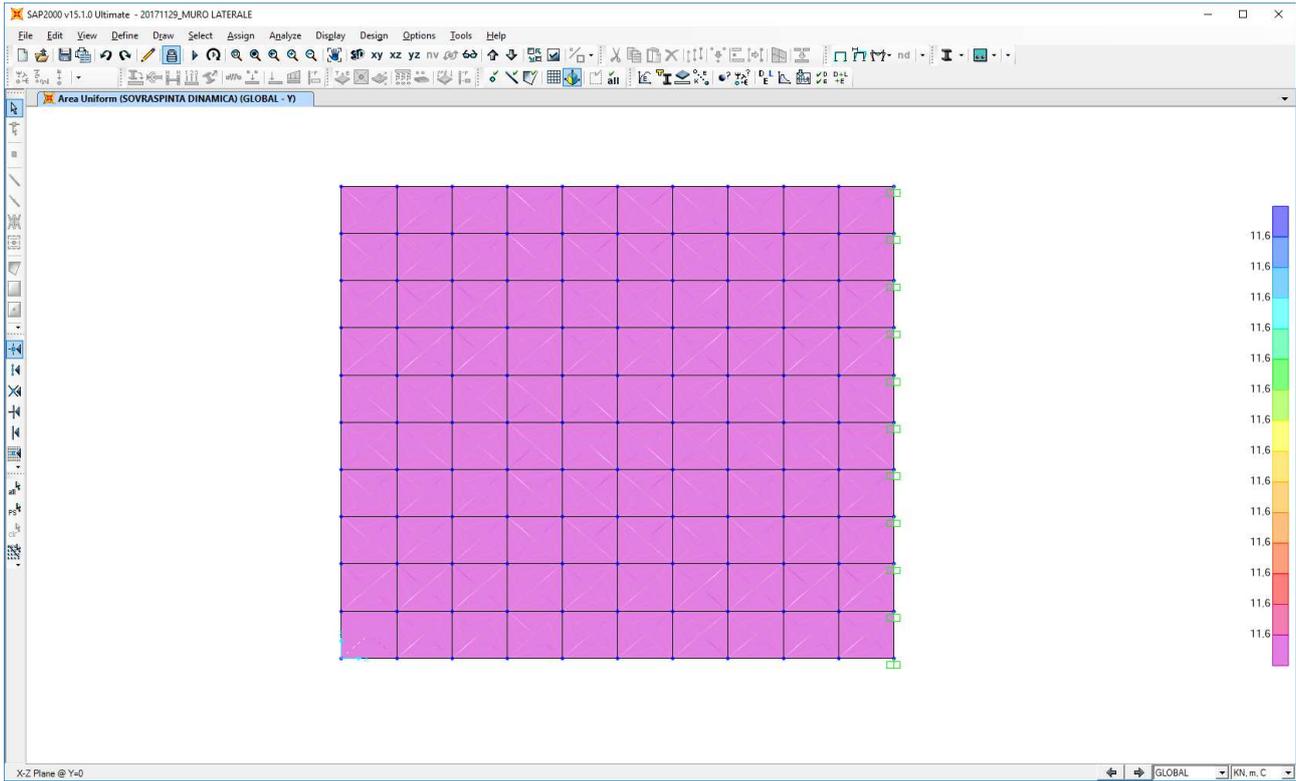
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo



Inerzia sismica orizzontale



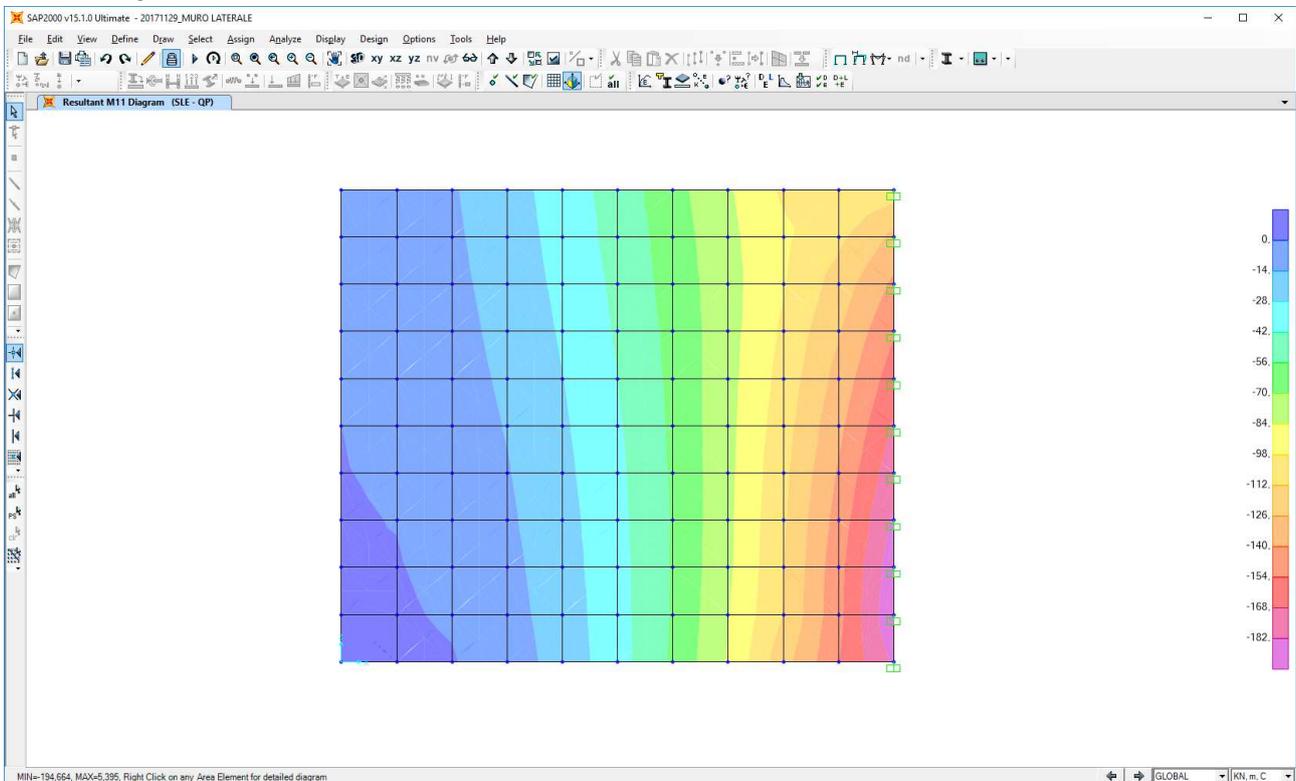
Sovrappinta dinamica orizzontale dei terreni a tergo



8.3.3 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

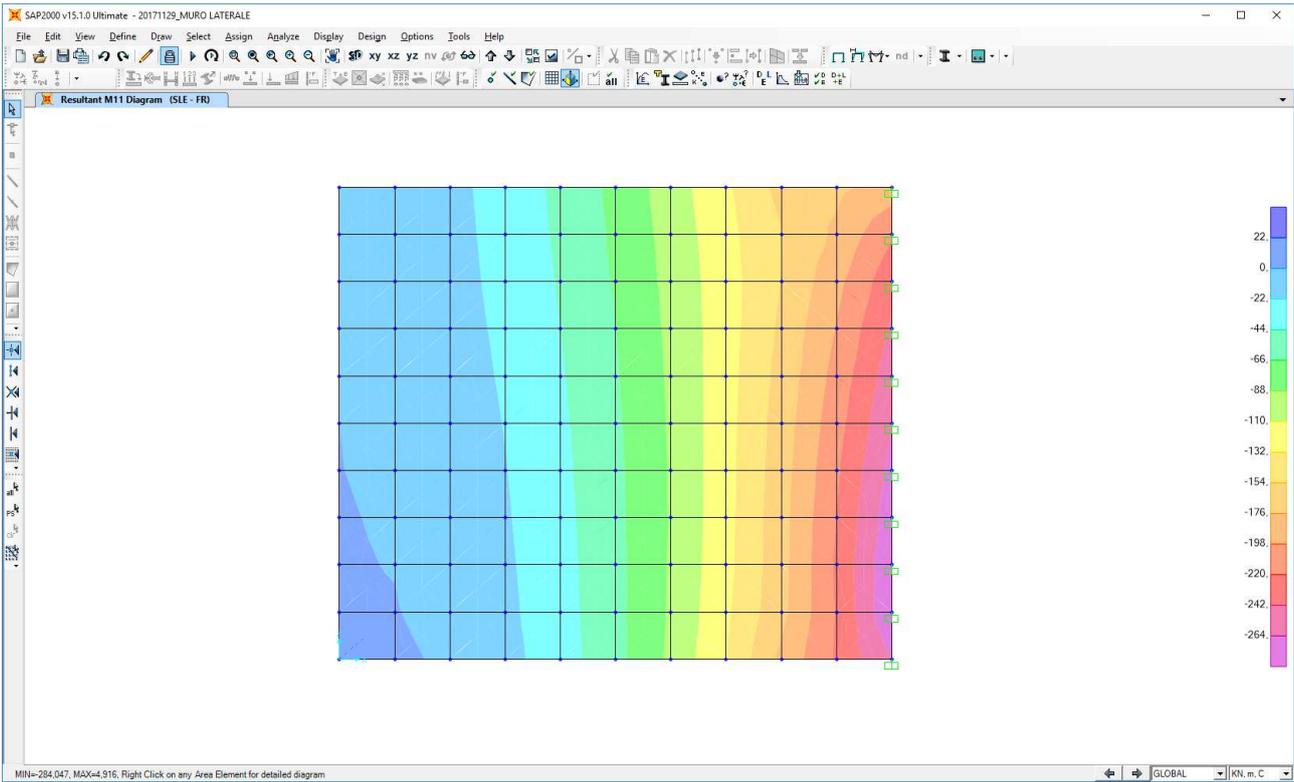
Combinazione SLE – Quasi Permanente

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale:



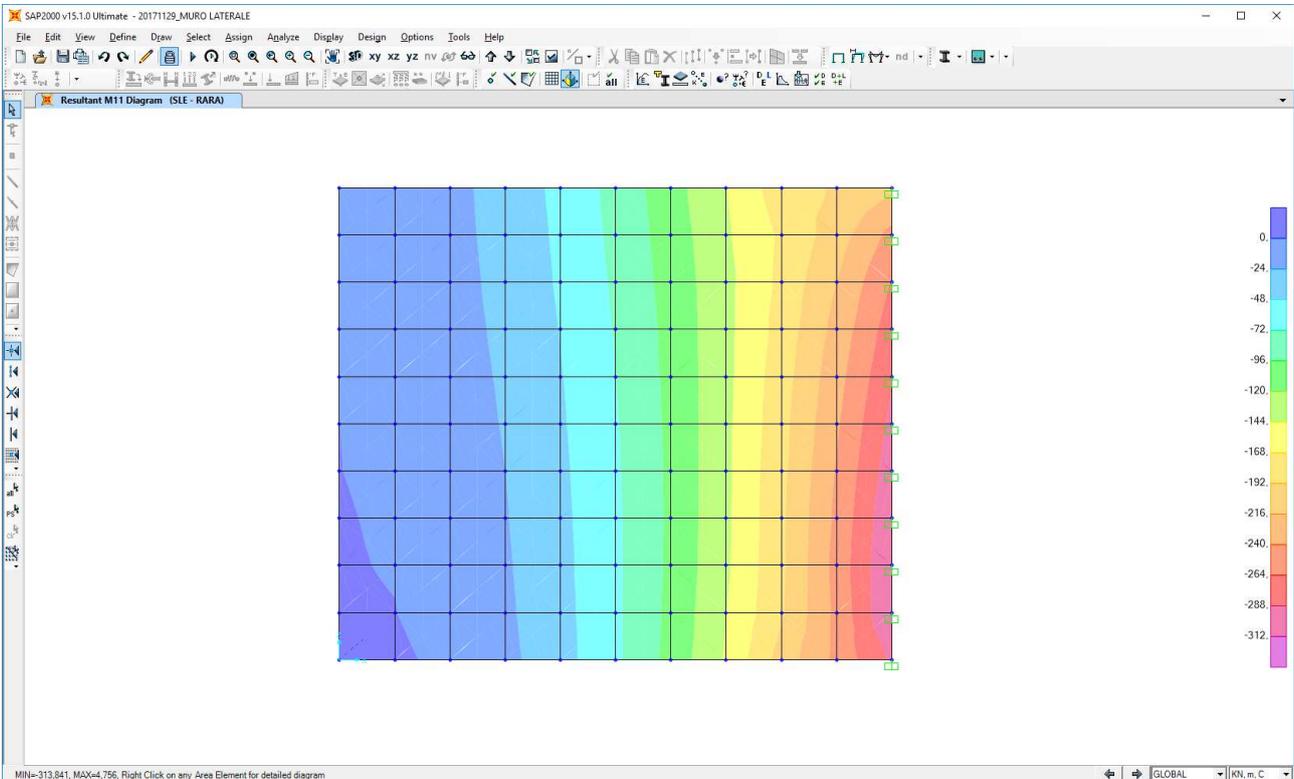
Combinazione SLE – Frequente

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale:



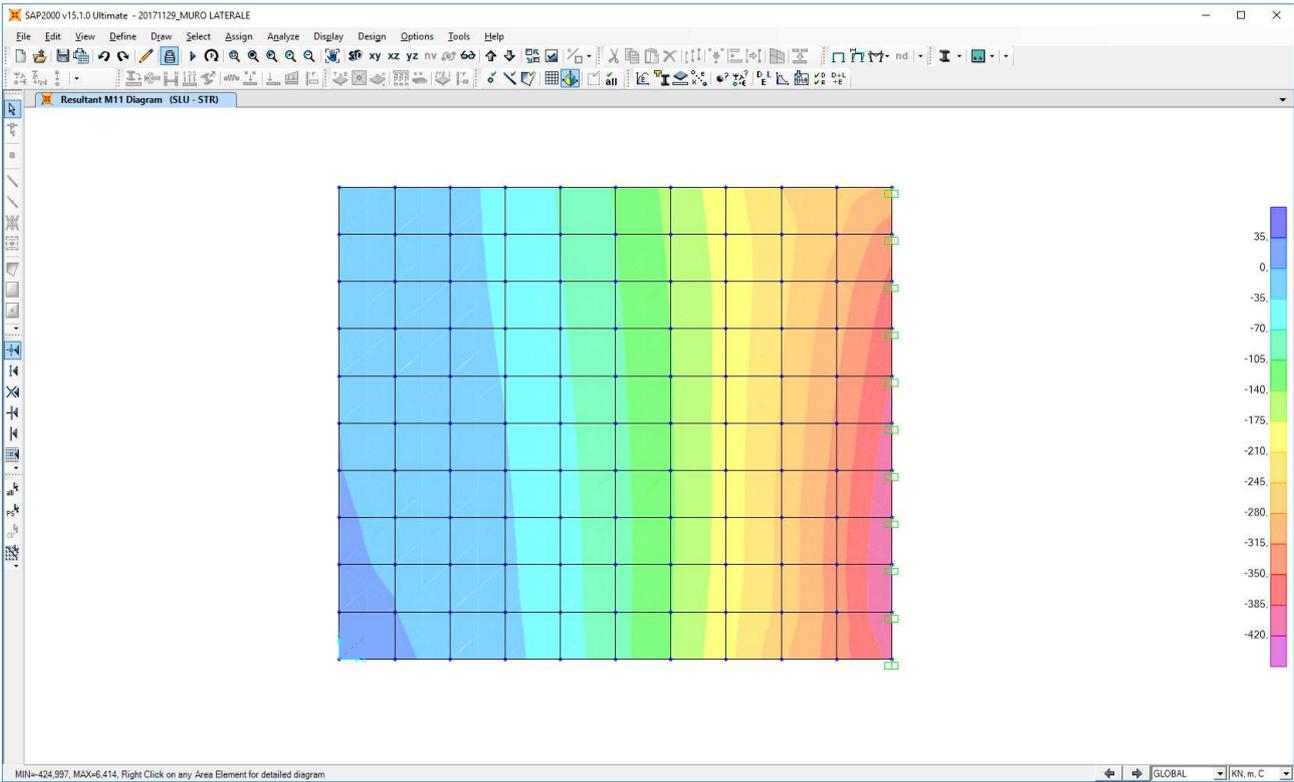
Combinazione SLE – Rara

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale:

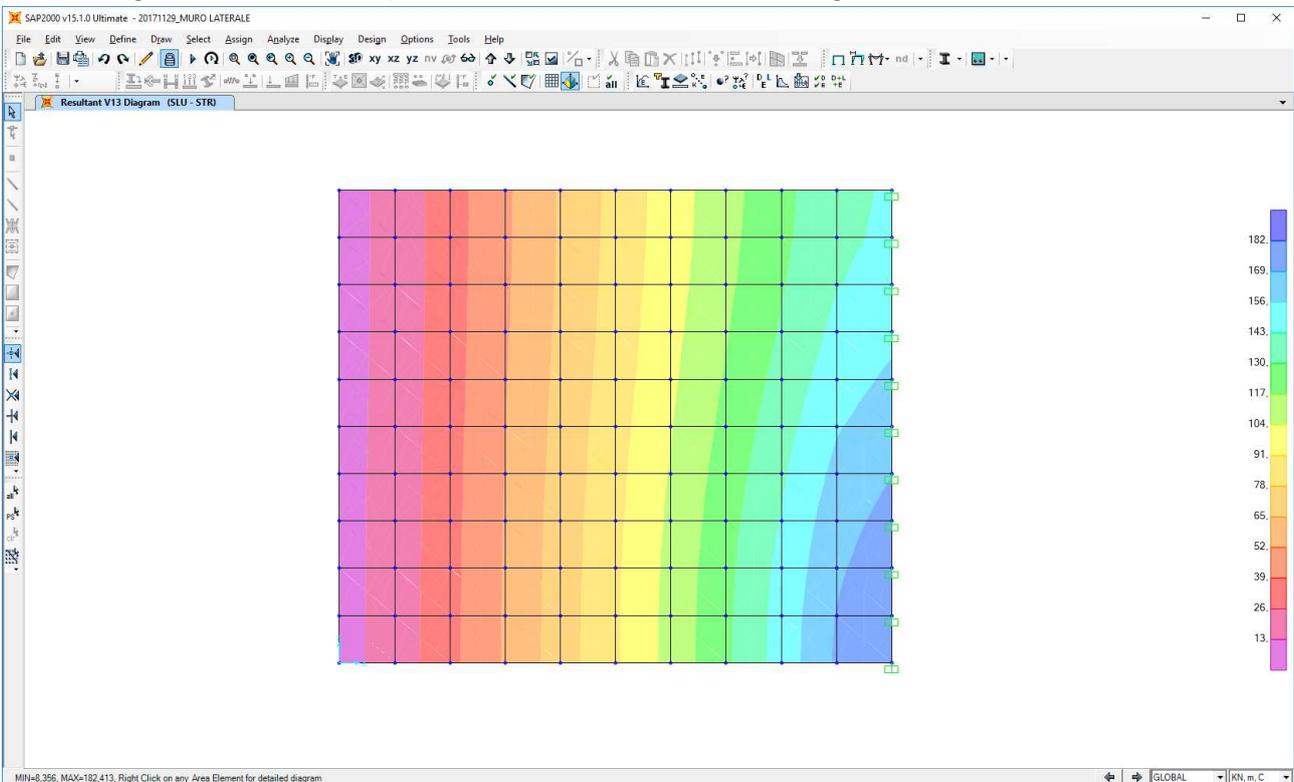


Combinazione SLU – STR

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale:

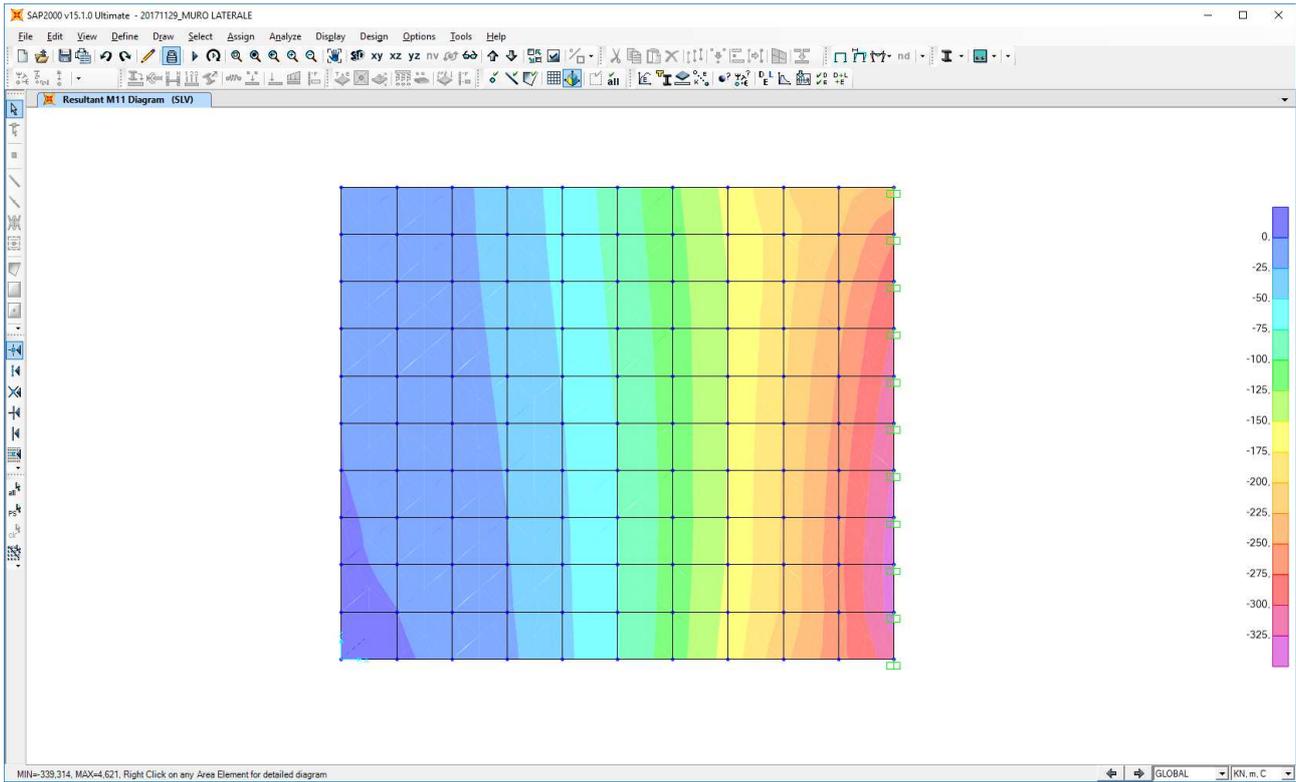


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante orizzontale:

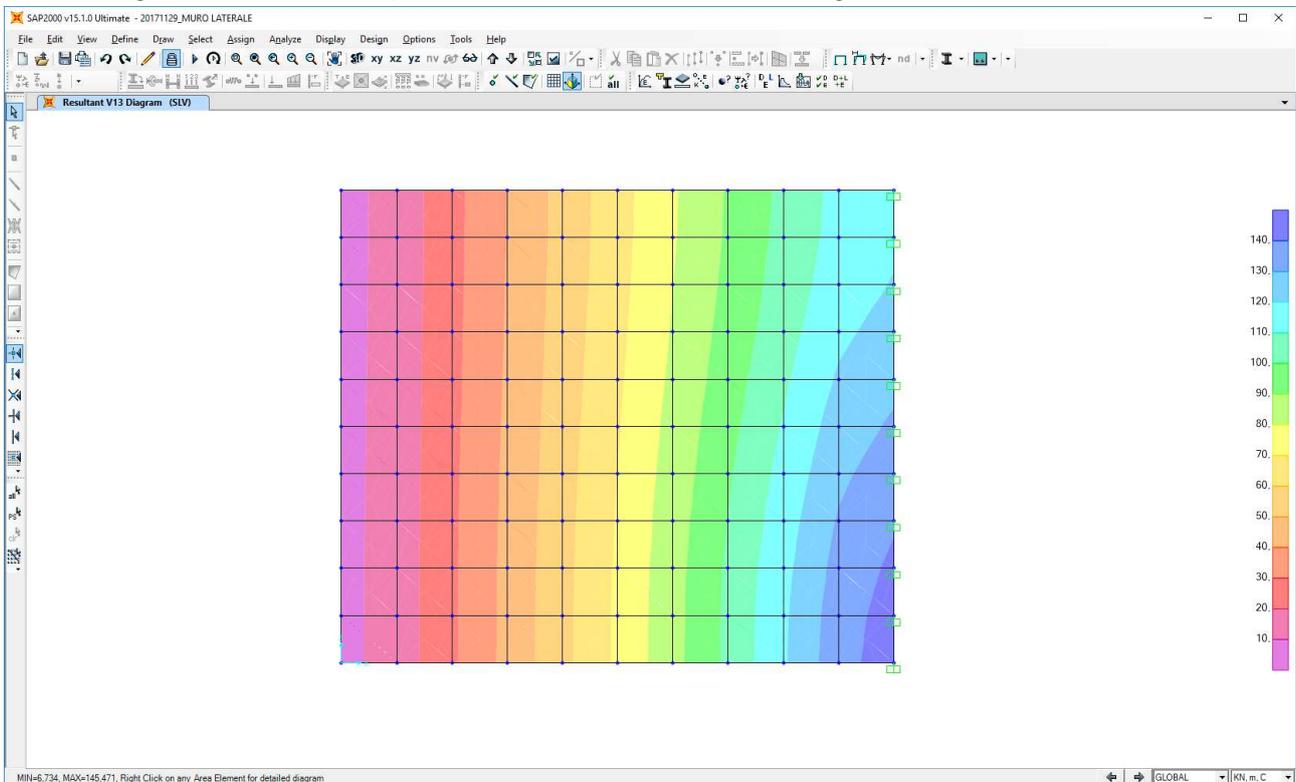


Combinazione SLV

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante orizzontale:



8.4 SEZIONE DI SPICCATO DEI MURI DI RISVOLTO LATERALI - VERIFICHE STRUTTURALI

8.4.1 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a **100 cm** (striscia di larghezza unitaria) e altezza pari a **75 cm**.

L'armatura orizzontale (armatura di forza) è costituita da:

- **Ø24/20** lato interno (lato terreno)
- **Ø16/20** lato esterno

L'armatura verticale di ripartizione è costituita da:

- **Ø16/20** lato interno (lato terreno)
- **Ø16/20** lato esterno

Non è prevista alcuna specifica armatura a taglio. Vengono tuttavia disposte legature trasversali costituite da spille **Ø12/40x40**. Il copriferro netto minimo è assunto pari a **40 mm**.

Trattandosi di impalcati isolati sismicamente le sottostrutture sono state dimensionate adottando uno spettro di risposta elastico ($q = 1,00$). Secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 – Paragrafo 7.9.6.2 non risulta necessario disporre specifiche armature atte a garantire la duttilità dell'elemento strutturale né a rispettare i limiti dimensionali previsti per tale tipologia di armatura.

8.4.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI – COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **$M_{Sd} = -182,00$ kNm**.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key data points include:

- Section Properties:** Base $b = 100$ cm, height $h = 75$ cm. Reinforcement: 2 bars, $A_s = 22,62$ cm² (bar 1), $A_s = 10,05$ cm² (bar 2), effective depth $d = 6,4$ cm (bar 1), $d = 6,9$ cm (bar 2).
- Applied Forces:** Axial force $N = 0$ kN, bending moment $M_{Ed} = -182$ kNm.
- Material Properties:** Concrete B450C ($E_{cu} = 67,5$ GPa, $f_{cd} = 18,81$ N/mm²), Steel C32/40 ($E_s = 200,000$ GPa, $f_{yk} = 355$ N/mm²).
- Calculated Stresses:** Concrete stress $\sigma_c = -2,959$ N/mm², Steel stress $\sigma_s = 128,3$ N/mm².
- Strains:** Concrete strain $\epsilon_s = 0,6415$ ‰, Steel strain $\epsilon_s = 0,257$ ‰.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 2,95 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 128,30 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.4.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI – COMBINAZIONE FREQUENTE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -264,00$ kNm.

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

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

TITOLO : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	22,62	6,4
			2	10,05	69

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN
M xEd 0 kNm
M yEd 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

Coord. [cm]: xN 0, yN 0

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

Materiali: B450C C32/40

Proprietà	B450C	C32/40
ϵ_{cu}	67,5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	3,5
E_s	200.000 N/mm²	18,81
E_s/E_c	15	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	0,73333
τ_{c1}	2,114	

σ_c -4,292 N/mm²
 σ_s 186,1 N/mm²

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 4,29 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 186,10 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.4.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI – COMBINAZIONE RARA

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -312,00$ kNm.

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

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

TITOLO : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	22,62	6,4
			2	10,05	69

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN
M xEd 0 kNm
M yEd 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

Coord. [cm]: xN 0, yN 0

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

Materiali: B450C C32/40

Proprietà	B450C	C32/40
ϵ_{cu}	67,5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	3,5
E_s	200.000 N/mm²	18,81
E_s/E_c	15	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	0,73333
τ_{c1}	2,114	

σ_c -5,072 N/mm²
 σ_s 219,9 N/mm²

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 5,07 \text{ N/mm}^2 < 0,60 \cdot f_{ck} = 19,92 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 219,90 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.4.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

La verifica semplificata allo SL di fessurazione viene condotta secondo quanto previsto dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009, par. C4.1.2.2.4.6, tab. C4.1.II e C4.1.III.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali: Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	128,30	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	24	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	186,10	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	24	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	250,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

8.4.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE RETTA

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -420,00$ kNm.

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

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

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	22,62	6,4
			2	10,05	69

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -420 kNm
M_{yEd} 0

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

Materiali
B450C C32/40

ε_{cu} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,81 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333 ‰
τ_{ct1} 2,114 ‰

M_{xPd} -585,9 kNm
σ_c -18,81 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 37,29 ‰
d 68,6 cm
x 5,886 x/d 0,0858
δ 0,7

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

Tipo flessione
Retta Deviata

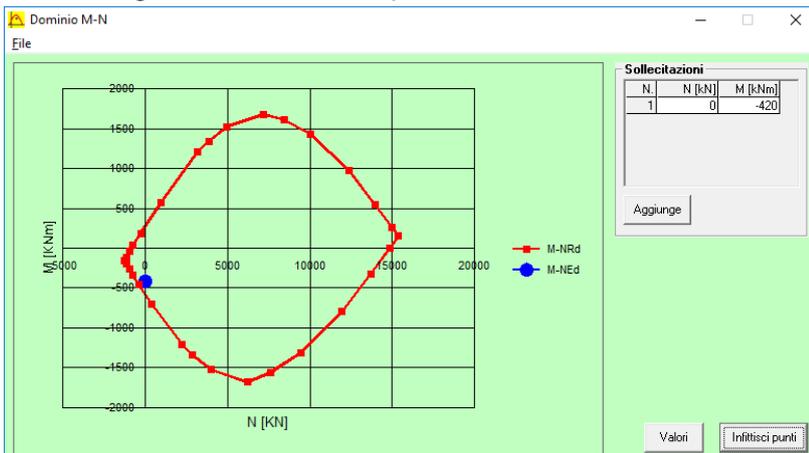
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Sd} = -585,90 \text{ kNm} > M_{Sd} = -420,00 \text{ kNm}$$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.4.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 182,00$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	75,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	71,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:	C32/40		
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	40,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	33,20	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	18,81	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:	B450C		
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	182,00	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA LONGITUDINALE

	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barra} [cm ²]	$A_{s,tot}$ [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	5	24	4,52	22,60
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA				22,60

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.1

$$V_{R,d} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Coefficiente k:	k	1,53	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,382	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,0032	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	286,20	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d}/V_{S,d}$	1,57	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

8.5 SEZIONE ALLA BASE DELLA TRAVE A CUSCINO – VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

Nella tabella successiva sono riportati i valori complessivi degli scarichi dell'impalcato sulla spalla (valutati alla sommità dei baggioli) desunti dalla relazione di calcolo dell'impalcato stesso per le differenti combinazioni di carico considerate e riferite a un'unica carreggiata:

COMBINAZIONI DI CARICO		N _{Sd} [kN]	V _{Sd, LONG} [kN]	V _{Sd, TRASV} [kN]	M _{Sd, LONG} [kNm]	M _{Sd, TRASV} [kNm]	M _{Sd, TORC} [kNm]
SLE - QUASI PERMANENTI	GEN Q.P.(max)	1.859,94	10,43	0,00	0,05	0,00	0,00
	GEN Q.P.(min)	1.810,00	-38,53	0,00	0,05	0,00	0,00
SLE - FREQUENTI	GEN FREQ Mobili(max)	2.996,10	15,20	0,00	0,06	2.187,60	13,81
	GEN FREQ Vento(max)	1.859,97	10,43	6,56	0,05	43,35	0,49
	GEN FREQ Termico(max)	1.864,94	15,33	-25,49	0,05	0,00	0,00
	GEN FREQ Mobili(min)	1.810,00	-51,29	0,00	0,05	-2.187,60	-13,81
	GEN FREQ Vento(min)	1.810,03	-38,52	-6,56	0,05	43,35	0,49
	GEN FREQ Termico(min)	1.805,01	-43,42	-25,49	0,05	0,00	0,00
SLE - RARE	GEN RARA Mobili(max)	3.647,23	18,35	-64,11	0,06	3.717,34	25,94
	GEN RARA Vento(max)	3.001,24	20,11	-120,90	0,06	2.404,34	16,25
	GEN RARA Frenam(max)	3.012,15	-80,82	6,56	0,06	2.187,60	13,81
	GEN RARA Termico(max)	3.021,16	39,69	-69,92	0,06	2.317,64	15,28
	GEN RARA Mobili(min)	1.805,10	-64,26	-88,84	0,05	-3.457,26	-23,00
	GEN RARA Vento(min)	1.805,15	-56,17	-134,01	0,05	-1.970,87	-11,36
	GEN RARA Frenam(min)	1.816,06	-157,10	-6,56	0,05	-2.187,60	-13,81
	GEN RARA Termico(min)	1.785,12	-75,76	-83,03	0,05	-2.057,56	-12,34
SLU - STR	GEN SLU Mobili(max)	5.021,57	16,56	-98,01	0,08	5.037,92	35,23
	GEN SLU Vento(max)	4.149,49	18,95	-182,33	0,08	3.278,36	22,31
	GEN SLU Frenamento(max)	4.164,19	-117,32	8,85	0,08	2.953,26	18,64
	GEN SLU Termico(max)	4.173,37	42,43	-105,86	0,08	3.148,32	20,84
	GEN SLU Mobili(min)	2.543,67	-86,15	-131,41	0,06	-4.647,80	-30,83
	GEN SLU Vento(min)	2.543,76	-75,22	-200,04	0,06	-2.628,16	-14,98
	GEN SLU Frenamento(min)	2.558,46	-211,48	-8,85	0,06	-2.953,26	-18,64
	GEN SLU Termico(min)	2.519,70	-98,73	-123,56	0,06	-2.758,20	-16,44
SLV	GEN SLV Long(max)	1.923,05	291,38	81,73	0,05	103,99	1,31
	GEN SLV Trasv(max)	1.900,15	95,06	272,45	0,05	346,54	4,35
	GEN SLV Vert(max)	1.970,63	96,22	81,73	0,05	104,09	1,31
	GEN SLV Long(min)	1.746,90	-319,48	-81,73	0,05	-103,99	-1,31
	GEN SLV Trasv(min)	1.769,80	-123,16	-272,45	0,05	-346,54	-4,35
	GEN SLV Vert(min)	1.699,32	-124,32	-81,73	0,05	-104,09	-1,31

Di seguito è riportata la valutazione delle azioni sollecitanti valutate alla base della trave a cuscino in corrispondenza dell'asse dei pali di fondazione:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SPALLA

Altezza media dei baggioli di appoggio	0,2	[m]
PARAGHIAIA		
Lunghezza del paraghiaia	12,30	[m]
Spessore del paraghiaia	0,40	[m]
Altezza massima del paraghiaia	1,82	[m]
Altezza minima del paraghiaia	1,82	[m]
Volume del paraghiaia	8,95	[m ³]
Peso proprio del paraghiaia	223,86	[kN]
Quota del baricentro del paraghiaia rispetto alla base della trave a cuscino	2,91	[m]
Ascissa del baricentro del paraghiaia rispetto all'asse dei pali di fondazione	-1,60	[m]
Momento flettente longitudinale riferito all'asse dei pali di fondazione	-358,18	[kNm]
TRAVE A CUSCINO		
Lunghezza della trave a cuscino	12,30	[m]
Larghezza della trave a cuscino	2,80	[m]
Altezza della trave a cuscino	2,00	[m]
Volume della trave a cuscino	68,88	[m ³]
Peso proprio della trave a cuscino	1.722,00	[kN]
Quota del baricentro della trave a cuscino rispetto alla base della trave a cuscino	1,00	[m]
Ascissa del baricentro della trave a cuscino rispetto all'asse dei pali di fondazione	-0,40	[m]
Momento flettente longitudinale riferito all'asse dei pali di fondazione	-688,80	[kNm]

MURI LATERALI POSTERIORI

Numero dei muri laterali	2,00	
Lunghezza dei muri laterali	4,50	[m]
Altezza media dei muri laterali	3,86	[m]
Spessore dei muri laterali	0,75	[m]
Volume dei muri laterali	26,02	[m ³]
Peso proprio dei muri laterali	650,53	[kN]
Quota del baricentro dei muri laterali rispetto alla base della trave a cuscino	1,93	[m]
Ascissa del baricentro dei muri laterali rispetto all'asse dei pali di fondazione	-4,05	[m]
Momento flettente longitudinale riferito all'asse dei pali di fondazione	-2.634,65	[kNm]

MURI LATERALI ANTERIORI DI RISVOLTO

Numero dei muri laterali	2,00	
Lunghezza dei muri laterali	2,40	[m]
Altezza media dei muri laterali	0,90	[m]
Spessore dei muri laterali	0,30	[m]
Volume dei muri laterali	1,30	[m ³]
Peso proprio dei muri laterali	32,40	[kN]
Quota del baricentro dei muri laterali rispetto alla base della trave a cuscino	2,45	[m]
Ascissa del baricentro dei muri laterali rispetto all'asse dei pali di fondazione	-0,20	[m]
Momento flettente longitudinale riferito all'asse dei pali di fondazione	-6,48	[kNm]
Azione normale verticale totale dovuta al peso proprio della spalla	2.628,79	[kN]
Momento flettente longitudinale totale dovuto al peso proprio della spalla	-3.688,11	[kNm]

AZIONI TRASMESSE DAL RILEVATO A TERGO DELLA SPALLA

CARATTERISTICHE DEL TERRENO SPINGENTE

Peso per unità di volume del terreno spingente	20,00	[kN/m ³]
Angolo di attrito interno del terreno spingente	37,00	[°]
Coesione efficace del terreno spingente	0,00	[kN/m ²]
Coefficiente di spinta riposo del terreno spingente	0,398	

SPINTA DEL TERRENO A TERGO

Spinta orizzontale del terreno a tergo	714,69	[kN]
Momento flettente longitudinale dovuto alla spinta orizzontale del terreno a tergo	910,04	[kNm]

SPINTA DEI SOVRACCARICHI PERMANENTI A TERGO

Carichi permanenti portati a tergo	2,20	[kN/m ²]
Spinta orizzontale dei sovraccarichi permanenti a tergo a tergo	41,16	[kN]
Momento flettente longitudinale dovuto alla spinta orizzontale dei sovraccarichi permanenti a tergo	78,62	[kNm]

SPINTA DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO

Carichi permanenti portati a tergo	30,00	[kN/m ²]
Spinta orizzontale dei sovraccarichi permanenti a tergo a tergo	561,27	[kN]
Momento flettente longitudinale dovuto alla spinta orizzontale dei sovraccarichi permanenti a tergo	1.072,03	[kNm]

SCARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO

Ascissa del baricentro degli scarichi rispetto all'asse dei pali di fondazione	0,00	[m]
Quota di applicazione degli scarichi rispetto alla base della trave a cuscino	2,20	[m]
Distanza tra il punto di applicazione della risultante degli scarichi della carreggiata destra rispetto all'asse della spalla	-6,67	[m]
Distanza tra il punto di applicazione della risultante degli scarichi della carreggiata sinistra rispetto all'asse della spalla	6,67	[m]

COMBINAZIONI DI CARICO		N _{Sd} [kN]	V _{Sd, LONG} [kN]	V _{Sd, TRASV} [kN]	M _{Sd, LONG} [kNm]	M _{Sd, TRASV} [kNm]	M _{Sd, TORC} [kNm]
SLE - QUASI PERMANENTI	GEN Q.P.(max)	3.719,89	20,86	0,00	45,99	0,00	0,00
	GEN Q.P.(min)	3.620,00	-77,05	0,00	-169,42	0,00	0,00
SLE - FREQUENTI	GEN FREQ Mobili(max)	5.992,20	30,40	0,00	66,99	4.375,20	27,62
	GEN FREQ Vento(max)	3.719,95	20,87	13,11	46,01	115,55	0,98
	GEN FREQ Termico(max)	3.729,88	30,65	-50,98	67,53	-112,16	0,00
	GEN FREQ Mobili(min)	3.620,00	-102,58	0,00	-225,58	-4.375,20	-27,62
	GEN FREQ Vento(min)	3.620,06	-77,05	-13,11	-169,40	57,84	0,98
	GEN FREQ Termico(min)	3.610,01	-86,85	-50,98	-190,96	-112,16	0,00
SLE - RARE	GEN RARA Mobili(max)	7.294,47	36,69	-128,21	80,85	7.152,62	51,87
	GEN RARA Vento(max)	6.002,48	40,23	-241,80	88,62	4.276,72	32,51
	GEN RARA Frenam(max)	6.024,29	-161,64	13,11	-355,49	4.404,06	27,62
	GEN RARA Termico(max)	6.042,32	79,38	-139,83	174,75	4.327,65	30,55
	GEN RARA Mobili(min)	3.610,19	-128,53	-177,68	-282,66	-7.305,42	-46,00
	GEN RARA Vento(min)	3.610,31	-112,33	-268,03	-247,04	-4.531,40	-22,73
	GEN RARA Frenam(min)	3.632,12	-314,20	-13,11	-691,14	-4.404,06	-27,62
	GEN RARA Termico(min)	3.570,24	-151,51	-166,06	-333,24	-4.480,46	-24,68
SLU - STR	GEN SLU Mobili(max)	10.043,14	33,12	-196,03	73,03	9.644,57	70,46
	GEN SLU Vento(max)	8.298,98	37,90	-364,66	83,52	5.754,47	44,62
	GEN SLU Frenamento(max)	8.328,38	-234,63	17,71	-516,04	5.945,48	37,28
	GEN SLU Termico(max)	8.346,75	84,87	-211,72	186,87	5.830,87	41,68
	GEN SLU Mobili(min)	5.087,35	-172,30	-262,81	-378,94	-9.873,78	-61,66
	GEN SLU Vento(min)	5.087,52	-150,44	-400,07	-330,83	-6.136,49	-29,95
	GEN SLU Frenamento(min)	5.116,92	-422,96	-17,71	-930,39	-5.945,48	-37,28
	GEN SLU Termico(min)	5.039,40	-197,46	-247,13	-434,29	-6.060,08	-32,88
SLV	GEN SLV Long(max)	3.846,09	582,76	163,47	1.282,18	567,62	2,61
	GEN SLV Trasv(max)	3.800,29	190,13	544,89	418,38	1.891,85	8,71
	GEN SLV Vert(max)	3.941,25	192,44	163,47	423,47	567,81	2,61
	GEN SLV Long(min)	3.493,80	-638,96	-163,47	-1.405,61	-567,62	-2,61
	GEN SLV Trasv(min)	3.539,60	-246,32	-544,89	-541,81	-1.891,85	-8,71
	GEN SLV Vert(min)	3.398,64	-248,64	-163,47	-546,90	-567,81	-2,61

AZIONI SISMICHE

Coefficiente sismico orizzontale

0,1505

Coefficiente sismico verticale

0,0753

AZIONI INERZIALI TRASMESSE DALLA SPALLA

Peso sismico del paraghiaia	223,86	[kN]
Azione inerziale orizzontale longitudinale prodotta dal paraghiaia	33,69	[kN]
Azione inerziale orizzontale trasversale prodotta dal paraghiaia	33,69	[kN]
Azione inerziale verticale prodotta dal paraghiaia	16,85	[kN]
Momento flettente longitudinale prodotto dall'azione inerziale longitudinale	98,04	[kNm]
Momento flettente trasversale prodotto dall'azione inerziale trasversale	98,04	[kNm]
Momento flettente longitudinale prodotto dall'azione inerziale verticale	-26,95	[kNm]
Peso sismico della trave a cuscino	1.722,00	[kN]
Azione inerziale orizzontale longitudinale prodotta dalla trave a cuscino	259,16	[kN]
Azione inerziale orizzontale trasversale prodotta dalla trave a cuscino	259,16	[kN]
Azione inerziale verticale prodotta dalla trave a cuscino	129,58	[kN]
Momento flettente longitudinale prodotto dall'azione inerziale longitudinale	259,16	[kNm]
Momento flettente trasversale prodotto dall'azione inerziale trasversale	259,16	[kNm]
Momento flettente longitudinale prodotto dall'azione inerziale verticale	-51,83	[kNm]
Peso sismico dai muri laterali posteriori	650,53	[kN]
Azione inerziale orizzontale longitudinale prodotta dai muri laterali posteriori	97,90	[kN]
Azione inerziale orizzontale trasversale prodotta dai muri laterali posteriori	97,90	[kN]
Azione inerziale verticale prodotta dai muri laterali posteriori	48,95	[kN]
Momento flettente longitudinale prodotto dall'azione inerziale longitudinale	188,71	[kNm]
Momento flettente trasversale prodotto dall'azione inerziale trasversale	188,71	[kNm]
Momento flettente longitudinale prodotto dall'azione inerziale verticale	-198,26	[kNm]
Peso sismico dei muri laterali anteriori di risvolto	32,40	[kN]
Azione inerziale orizzontale longitudinale prodotta dai muri laterali anteriori di risvolto	4,88	[kN]
Azione inerziale orizzontale trasversale prodotta dai muri laterali anteriori di risvolto	4,88	[kN]
Azione inerziale verticale prodotta dai muri laterali anteriori di risvolto	2,44	[kN]
Momento flettente longitudinale prodotto dall'azione inerziale longitudinale	11,95	[kNm]
Momento flettente trasversale prodotto dall'azione inerziale trasversale	11,95	[kNm]
Momento flettente longitudinale prodotto dall'azione inerziale verticale	-0,49	[kNm]

Inerzia sismica orizzontale longitudinale totale della spalla	395,63	[kN]
Inerzia sismica orizzontale trasversale totale della spalla	395,63	[kN]
Inerzia sismica verticale totale della spalla	197,82	[kN]
Momento flettente longitudinale totale prodotto dall'azione inerziale longitudinale della spalla	557,86	[kNm]
Momento flettente trasversale totale prodotto dall'azione inerziale trasversale della spalla	557,86	[kNm]
Momento flettente longitudinale totale prodotto dall'azione inerziale verticale della spalla	-277,53	[kNm]

SOVRASPINTA DINAMICA DEL TERRENO A TERGO

Per la valutazione della sovraspinta dinamica dei terreni a tergo della spalla è stato utilizzato il **metodo di Wood**.

Sovraspinta dinamica orizzontale longitudinale del terreno a tergo	540,25	[kN]
Momento flettente longitudinale dovuto alla sovraspinta dinamica del terreno a tergo	1.031,89	[kNm]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO VALUTATA ALLA BASE DELLA ZATTERA IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DEI PALI						
COMBINAZIONI DI CARICO		N _{Sd} [kN]	V _{Sd, LONG} [kN]	V _{Sd, TRASV} [kN]	M _{Sd, LONG} [kNm]	M _{Sd, TRASV} [kNm]
SLE - QUASI PERMANENTI	GEN Q.P.(max)	6.348,68	776,71	0,00	-2.653,46	0,00
	GEN Q.P.(min)	6.248,79	678,79	0,00	-2.868,88	0,00
SLE - FREQUENTI	GEN FREQ Mobili(max)	8.620,99	1.207,20	0,00	-1.828,44	4.375,20
	GEN FREQ Vento(max)	6.348,74	1.197,67	13,11	-1.849,42	115,55
	GEN FREQ Termico(max)	6.358,67	1.207,45	-50,98	-1.827,90	-112,16
	GEN FREQ Mobili(min)	6.248,79	1.074,22	0,00	-2.121,02	-4.375,20
	GEN FREQ Vento(min)	6.248,85	1.099,76	-13,11	-2.064,84	57,84
	GEN FREQ Termico(min)	6.238,81	1.089,96	-50,98	-2.086,40	-112,16
SLE - RARE	GEN RARA Mobili(max)	9.923,26	1.353,81	-128,21	-1.546,58	7.152,62
	GEN RARA Vento(max)	8.631,27	1.357,35	-241,80	-1.538,80	4.276,72
	GEN RARA Frenam(max)	8.653,08	1.155,48	13,11	-1.982,91	4.404,06
	GEN RARA Termico(max)	8.671,11	1.396,50	-139,83	-1.452,68	4.327,65
	GEN RARA Mobili(min)	6.238,98	1.188,60	-177,68	-1.910,09	-7.305,42
	GEN RARA Vento(min)	6.239,10	1.204,79	-268,03	-1.874,46	-4.531,40
	GEN RARA Frenam(min)	6.260,91	1.002,92	-13,11	-2.318,57	-4.404,06
	GEN RARA Termico(min)	6.199,03	1.165,61	-166,06	-1.960,66	-4.480,46
SLU - STR	GEN SLU Mobili(max)	13.592,01	1.817,41	-196,03	-2.112,20	9.644,57
	GEN SLU Vento(max)	11.847,85	1.822,18	-364,66	-2.101,70	5.754,47
	GEN SLU Frenamento(max)	11.877,25	1.549,66	17,71	-2.701,26	5.945,48
	GEN SLU Termico(max)	11.895,62	1.869,16	-211,72	-1.998,36	5.830,87
	GEN SLU Mobili(min)	8.636,21	1.611,99	-262,81	-2.564,16	-9.873,78
	GEN SLU Vento(min)	8.636,39	1.633,85	-400,07	-2.516,06	-6.136,49
	GEN SLU Frenamento(min)	8.665,79	1.361,33	-17,71	-3.115,62	-5.945,48
	GEN SLU Termico(min)	8.588,27	1.586,83	-247,13	-2.619,51	-6.060,08
SLV	GEN SLV Long(max)	6.534,23	2.274,50	282,16	89,21	734,97
		6.415,54	2.274,50	282,16	255,73	734,97
		6.534,23	2.274,50	44,78	89,21	400,26
		6.415,54	2.274,50	44,78	255,73	400,26
	GEN SLV Trasv(max)	6.488,43	1.226,74	940,53	-1.887,41	2.449,71
		6.369,74	1.226,74	940,53	-1.720,90	2.449,71
		6.488,43	827,28	940,53	-2.531,70	2.449,71
		6.369,74	827,28	940,53	-2.365,18	2.449,71
	GEN SLV Vert(max)	6.767,86	1.229,06	282,16	-2.076,59	735,17
		6.767,86	1.229,06	44,78	-2.076,59	400,45
		6.767,86	829,60	282,16	-2.725,97	735,17
		6.767,86	829,60	44,78	-2.725,97	400,45
	GEN SLV Long(min)	6.181,93	-278,74	-44,78	-4.746,18	-400,26
		6.063,24	-278,74	-44,78	-4.579,66	-400,26
		6.181,93	-278,74	-282,16	-4.746,18	-734,97
		6.063,24	-278,74	-282,16	-4.579,66	-734,97
	GEN SLV Trasv(min)	6.227,74	790,29	-940,53	-2.847,60	-2.449,71
		6.109,05	790,29	-940,53	-2.681,08	-2.449,71
		6.227,74	390,84	-940,53	-3.491,88	-2.449,71
		6.109,05	390,84	-940,53	-3.325,36	-2.449,71
	GEN SLV Vert(min)	5.829,61	787,98	-44,78	-2.491,91	-400,45
		5.829,61	787,98	-282,16	-2.491,91	-735,17
		5.829,61	388,52	-44,78	-3.136,19	-400,45
		5.829,61	388,52	-282,16	-3.136,19	-735,17

8.6 PALI DI FONDAZIONE – VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

Nelle tabelle successive è riportata la determinazione delle azioni sollecitanti sui pali di fondazione per le diverse combinazioni di carico considerate:

Numero di pali di fondazione	4		PALO 1	PALO 2	PALO 3	PALO 4	
	Y		-5,25	-1,75	1,75	5,25	
	Y ²		27,56	3,06	3,06	27,56	61,25

COMBINAZIONI DI CARICO		N _{Sd,1} [kN]	N _{Sd,2} [kN]	N _{Sd,3} [kN]	N _{Sd,4} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
SLE - QUASI PERMANENTI	GEN Q.P.(max)	1.587,17	1.587,17	1.587,17	1.587,17	-663,37	194,18
	GEN Q.P.(min)	1.562,20	1.562,20	1.562,20	1.562,20	-717,22	169,70
SLE - FREQUENTI	GEN FREQ Mobili(max)	1.780,23	2.030,24	2.280,25	2.530,27	-457,11	301,80
	GEN FREQ Vento(max)	1.577,28	1.583,88	1.590,49	1.597,09	-462,36	299,44
	GEN FREQ Termico(max)	1.599,28	1.592,87	1.586,46	1.580,05	-456,97	302,13
	GEN FREQ Mobili(min)	1.937,22	1.687,20	1.437,19	1.187,18	-530,25	268,56
	GEN FREQ Vento(min)	1.557,26	1.560,56	1.563,87	1.567,17	-516,21	274,96
	GEN FREQ Termico(min)	1.569,32	1.562,91	1.556,50	1.550,09	-521,60	272,79
SLE - RARE	GEN RARA Mobili(max)	1.867,73	2.276,45	2.685,18	3.093,90	-386,64	339,97
	GEN RARA Vento(max)	1.791,24	2.035,63	2.280,01	2.524,39	-384,70	344,68
	GEN RARA Frenam(max)	1.785,78	2.037,44	2.289,10	2.540,76	-495,73	288,89
	GEN RARA Termico(max)	1.796,84	2.044,13	2.291,42	2.538,72	-363,17	350,87
	GEN RARA Mobili(min)	2.185,92	1.768,47	1.351,02	933,57	-477,52	300,45
	GEN RARA Vento(min)	1.948,18	1.689,24	1.430,31	1.171,37	-468,61	308,56
	GEN RARA Frenam(min)	1.942,72	1.691,06	1.439,40	1.187,74	-579,64	250,75
	GEN RARA Termico(min)	1.933,80	1.677,77	1.421,74	1.165,72	-490,16	294,34
SLU - STR	GEN SLU Mobili(max)	2.571,33	3.122,44	3.673,56	4.224,68	-528,05	456,99
	GEN SLU Vento(max)	2.468,72	2.797,55	3.126,38	3.455,20	-525,43	464,58
	GEN SLU Frenamento(max)	2.459,70	2.799,44	3.139,18	3.478,92	-675,32	387,44
	GEN SLU Termico(max)	2.474,11	2.807,31	3.140,50	3.473,69	-499,59	470,28
	GEN SLU Mobili(min)	3.005,38	2.441,16	1.876,95	1.312,73	-641,04	408,32
	GEN SLU Vento(min)	2.685,08	2.334,43	1.983,77	1.633,11	-629,02	420,53
	GEN SLU Frenamento(min)	2.676,06	2.336,32	1.996,58	1.656,84	-778,91	340,36
	GEN SLU Termico(min)	2.666,50	2.320,21	1.973,92	1.627,63	-654,88	401,49
SLV	GEN SLV Long(max)	1.570,56	1.612,56	1.654,56	1.696,56	22,30	572,98
		1.540,89	1.582,89	1.624,88	1.666,88	63,93	572,98
		1.599,25	1.622,12	1.644,99	1.667,87	22,30	568,73
		1.569,58	1.592,45	1.615,32	1.638,19	63,93	568,73
	GEN SLV Trasv(max)	1.412,13	1.552,12	1.692,10	1.832,08	-471,85	386,45
		1.382,46	1.522,44	1.662,43	1.802,41	-430,22	386,45
		1.412,13	1.552,12	1.692,10	1.832,08	-632,92	313,15
		1.382,46	1.522,44	1.662,43	1.802,41	-591,29	313,15
	GEN SLV Vert(max)	1.628,95	1.670,96	1.712,97	1.754,98	-519,15	315,26
		1.657,64	1.680,52	1.703,41	1.726,29	-519,15	307,47
		1.628,95	1.670,96	1.712,97	1.754,98	-681,49	219,07
		1.657,64	1.680,52	1.703,41	1.726,29	-681,49	207,70
	GEN SLV Long(min)	1.579,79	1.556,92	1.534,05	1.511,18	-1.186,55	70,58
		1.550,12	1.527,25	1.504,37	1.481,50	-1.144,92	70,58
		1.608,48	1.566,48	1.524,48	1.482,49	-1.186,55	99,16
		1.578,81	1.536,81	1.494,81	1.452,81	-1.144,92	99,16
	GEN SLV Trasv(min)	1.766,91	1.626,93	1.486,94	1.346,96	-711,90	307,12
		1.737,24	1.597,25	1.457,27	1.317,29	-670,27	307,12
		1.766,91	1.626,93	1.486,94	1.346,96	-872,97	254,63
		1.737,24	1.597,25	1.457,27	1.317,29	-831,34	254,63
	GEN SLV Vert(min)	1.491,73	1.468,84	1.445,96	1.423,08	-622,98	197,31
		1.520,42	1.478,41	1.436,40	1.394,39	-622,98	209,24
		1.491,73	1.468,84	1.445,96	1.423,08	-784,05	97,77
		1.520,42	1.478,41	1.436,40	1.394,39	-784,05	120,04

Nella tabella successiva sono riepilogati i valori massimi e minimi delle azioni normali agenti sui pali di fondazione:

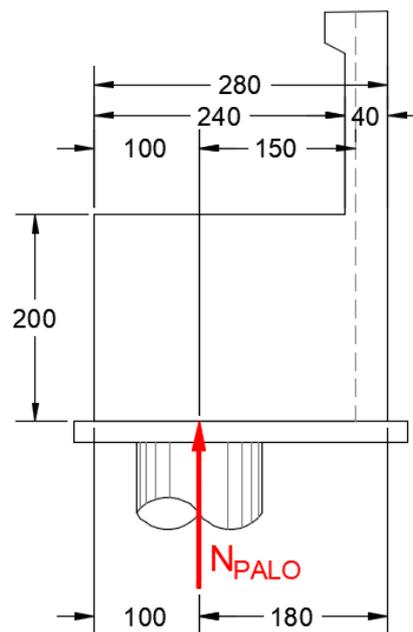
COMBINAZIONE	$N_{Sd,MAX}$ [kN]	$N_{Sd,MIN}$ [kN]
SLE - QUASI PERMANENTE	1.587,17	1.562,20
SLE - FREQUENTE	2.530,27	1.187,18
SLE - RARA	3.093,90	933,57
SLU - STR	4.224,68	1.312,73
SLV	1.832,08	1.317,29

8.7 TRAVE A CUSCINO – VERIFICHE STRUTTURALI IN DIREZIONE TRASVERSALE

La verifica trave a cuscino in direzione trasversale è stata condotta con il metodo degli stati limite, calcolando la capacità ultima di resistenza dell'elemento strutturale rispetto ai principali meccanismi di collasso individuabili.

È necessario osservare che, dato il valore dei rapporti altezza – piede di monte della zattera, la mensola da verificare è di tipo "tozzo". Pertanto non può essere impiegata la "teoria della trave", ma è più opportuno adottare una schematizzazione a traliccio basata sull'ipotesi di un meccanismo di trasferimento degli sforzi a "tirante di acciaio" – "puntone di cls" che meglio rappresenta il reale andamento delle tensioni all'interno dei materiali costituenti l'elemento.

Per la verifica della fondazione è necessario per prima cosa stabilire la larghezza di zattera di fondazione competente al singolo palo, da assumere per il meccanismo resistente a tirante-puntone. Questo valore si ottiene considerando l'interasse tra i pali di fondazione ed è pari a 360 cm.



Di seguito si assume quindi un sistema a tirante-puntone isolato dal resto del plinto e di larghezza pari a **3,60 m**, nel quale il tirante è costituito da **18Ø26** (Area: **113,04 cm²**).

La reazione normale massima trasmessa dal singolo palo di fondazione vale:

- SLE – QUASI PERMANENTE → **N_{Sd} = 1.587,17 kN**
- SLE – FREQUENTE → **N_{Sd} = 2.530,27 kN**
- SLE – RARA → **N_{Sd} = 3.093,90 kN**
- SLU – STR → **N_{Sd} = 4.224,68 kN**
- SLV → **N_{Sd} = 1.832,08 kN**

Detta **h = 1,95 m** la distanza del baricentro del tirante inferiore dal lembo compresso superiore ed assumendo quale braccio **b** della mensola tozza, quello che va dal centro dei pali ad ¼ dello spessore del muro in elevazione, e pertanto **b = 1,50 m**, si calcola la risultante ultima resistente sull'insieme dei pali di bordo in direzione trasversale, assumendo:

- **σ_s = 360,00 N/mm²** (tensione limite definita per le verifiche di limitazione delle tensioni in esercizio)
- **f_{yd} = 391,30 N/mm²** (resistenza di calcolo dell'acciaio)

8.8 STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(113,04 \cdot 10^2) \cdot 360,00 \cdot \frac{1,95}{1,50} \right] \cdot 10^{-3} = 5.290,27 \text{ kN} > N_{Sd} = 1.587,17 \text{ kN}$$

La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{Sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{h}{b})))} = \frac{1.587,17 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,95 \cdot 3,60) \cdot 10^6 \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{1,95}{1,50})))} = 1,43 \frac{N}{\text{mm}^2} < 0,45 \cdot f_{ck} = 13,07 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

8.9 STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONE FREQUENTE

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(113,04 \cdot 10^2) \cdot 360,00 \cdot \frac{1,95}{1,50} \right] \cdot 10^{-3} = 5.290,27 \text{ kN} > N_{Sd} = 2.530,27 \text{ kN}$$

La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{Sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{h}{b})))} = \frac{2.530,27 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,95 \cdot 3,60) \cdot 10^6 \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{1,95}{1,50})))} = 2,27 \frac{N}{\text{mm}^2} < 0,45 \cdot f_{ck} = 13,07 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

8.10 STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONE RARA

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(113,04 \cdot 10^2) \cdot 360,00 \cdot \frac{1,95}{1,50} \right] \cdot 10^{-3} = 5.290,27 \text{ kN} > N_{Sd} = 3.093,90 \text{ kN}$$

La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{Sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{h}{b})))} = \frac{3.093,90 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,95 \cdot 3,60) \cdot 10^6 \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{1,95}{1,50})))} = 2,78 \frac{N}{\text{mm}^2} < 0,60 \cdot f_{ck} = 17,43 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

8.11 STATO LIMITE ULTIMO – STR

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(113,04 \cdot 10^2) \cdot 391,30 \cdot \frac{1,95}{1,50} \right] \cdot 10^{-3} = 5.750,23 \text{ kN} > N_{Sd} = 4.224,68 \text{ kN}$$

La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{Sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{h}{b})))} = \frac{4.224,68 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,95 \cdot 3,60) \cdot 10^6 \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{1,95}{1,50})))} = 3,80 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_{cd} = 19,36 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

8.12 STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(113,04 \cdot 10^2) \cdot 391,30 \cdot \frac{1,95}{1,50} \right] \cdot 10^{-3} = 5.750,23 \text{ kN} > N_{Sd} = 1.832,08 \text{ kN}$$

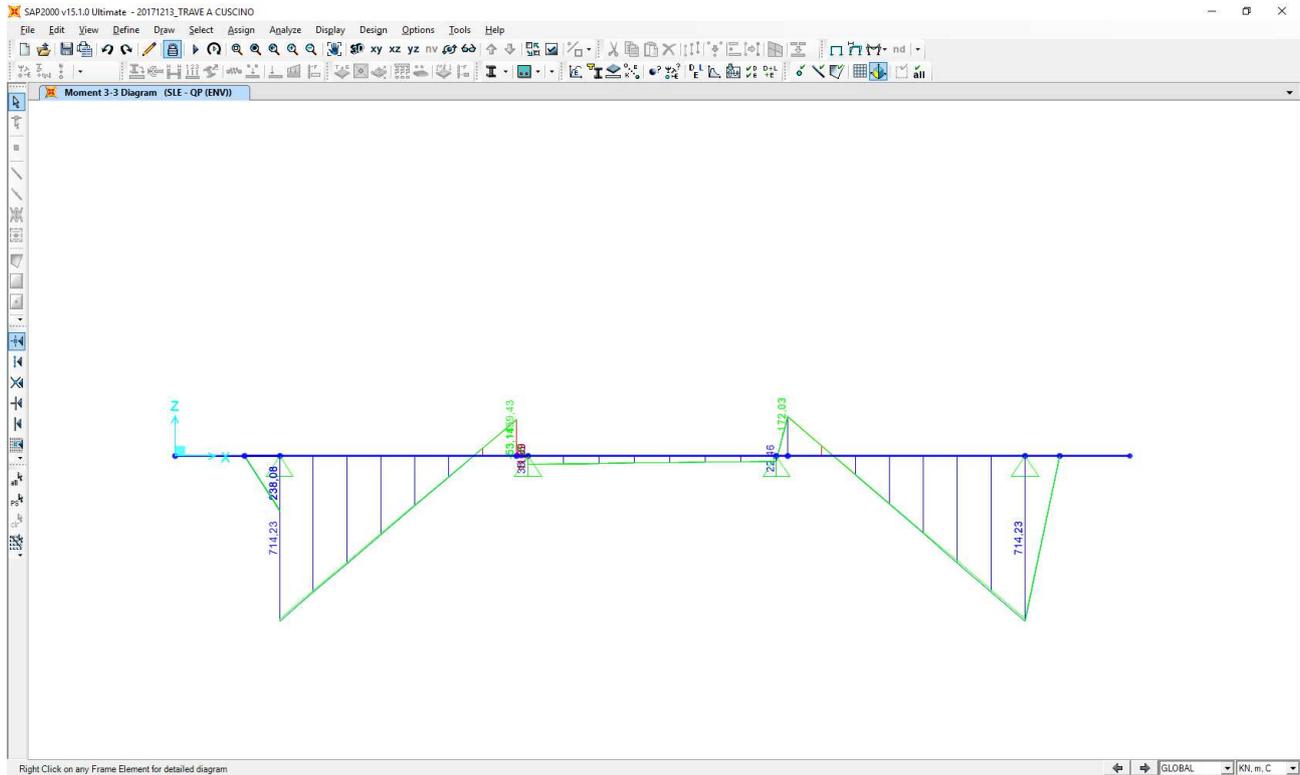
La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{Sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{h}{b})))} = \frac{1.832,08 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,95 \cdot 3,60) \cdot 10^6 \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{1,95}{1,50})))} = 1,65 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_{cd} = 19,36 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

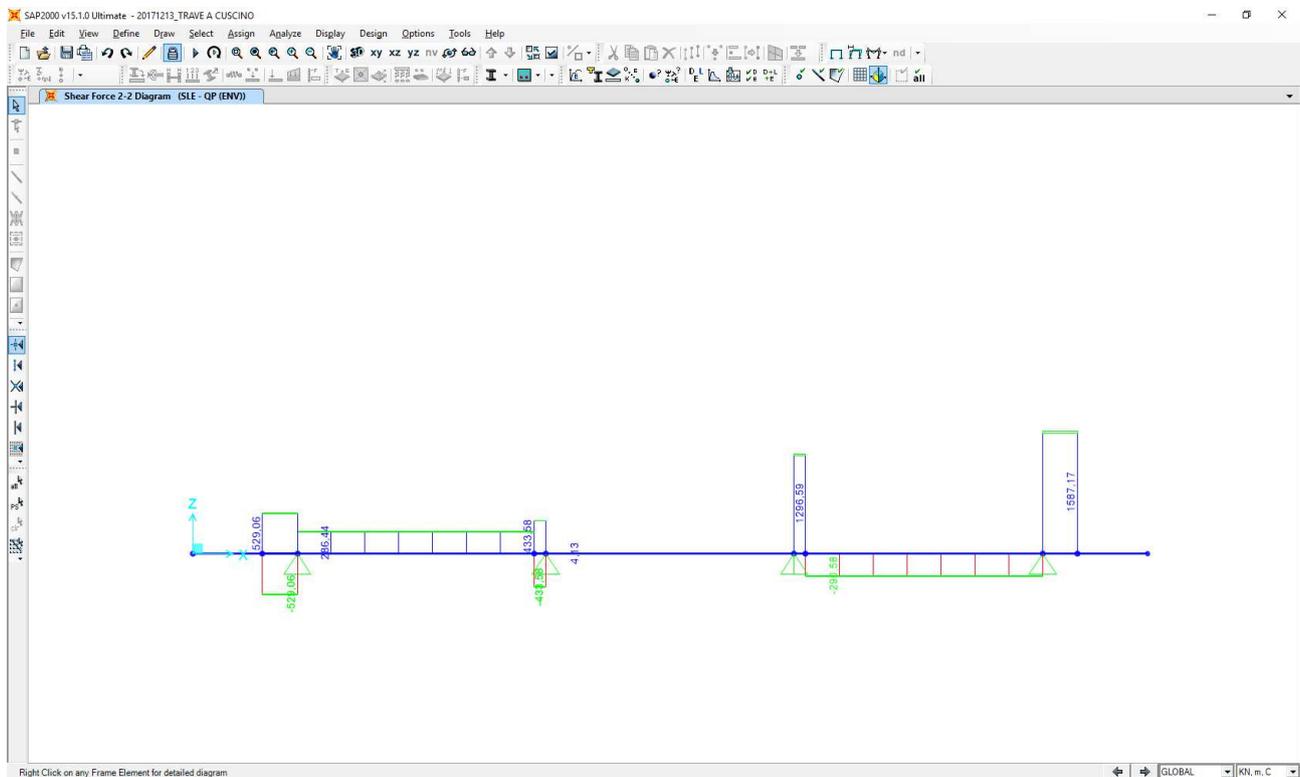
8.13.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni allo SLE – Quasi Permanenti:

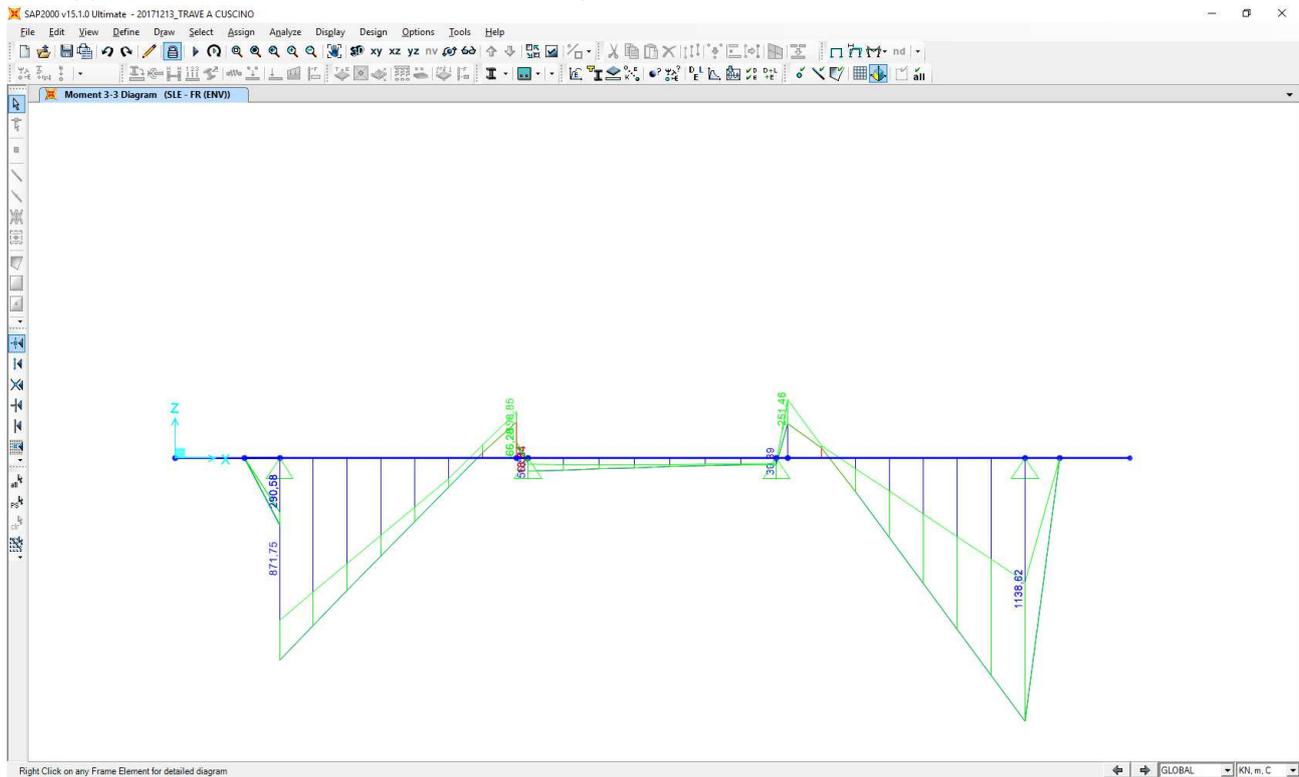


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni allo SLE – Quasi Permanenti:

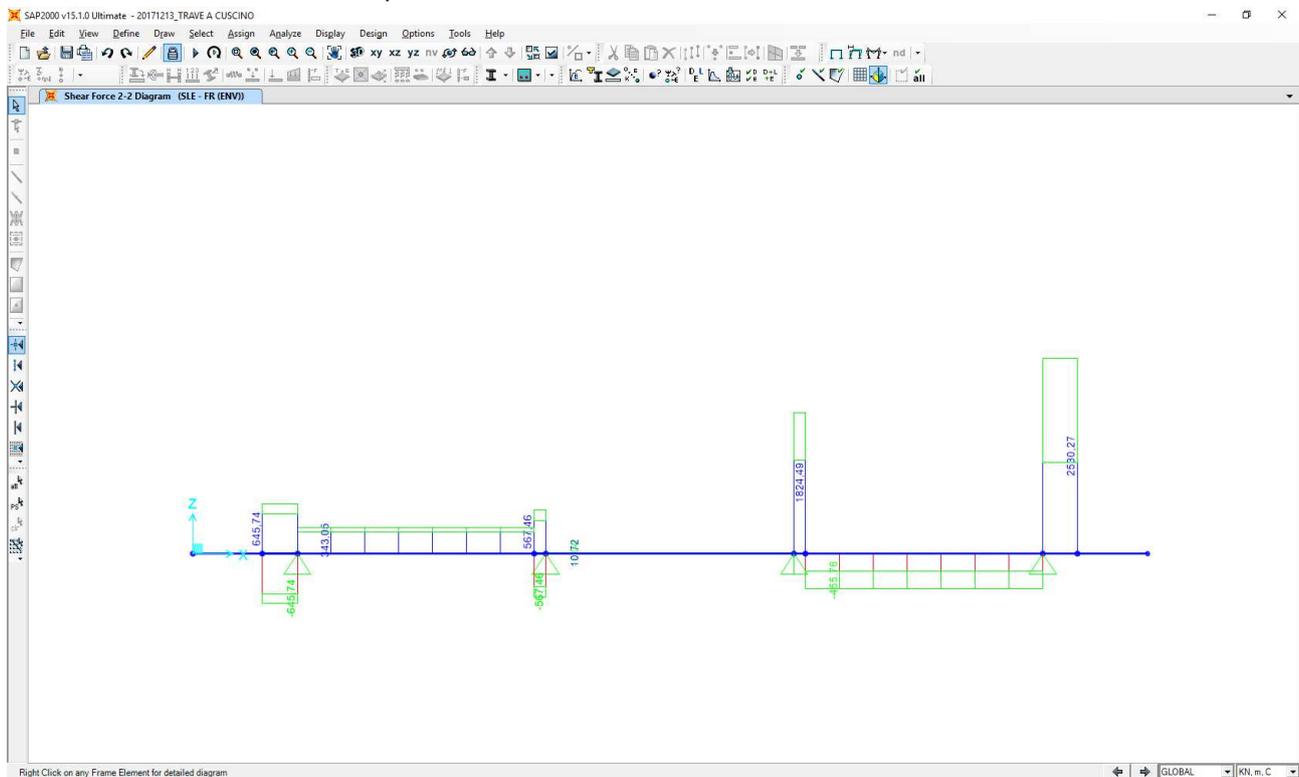


COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni allo SLE – Frequenti:

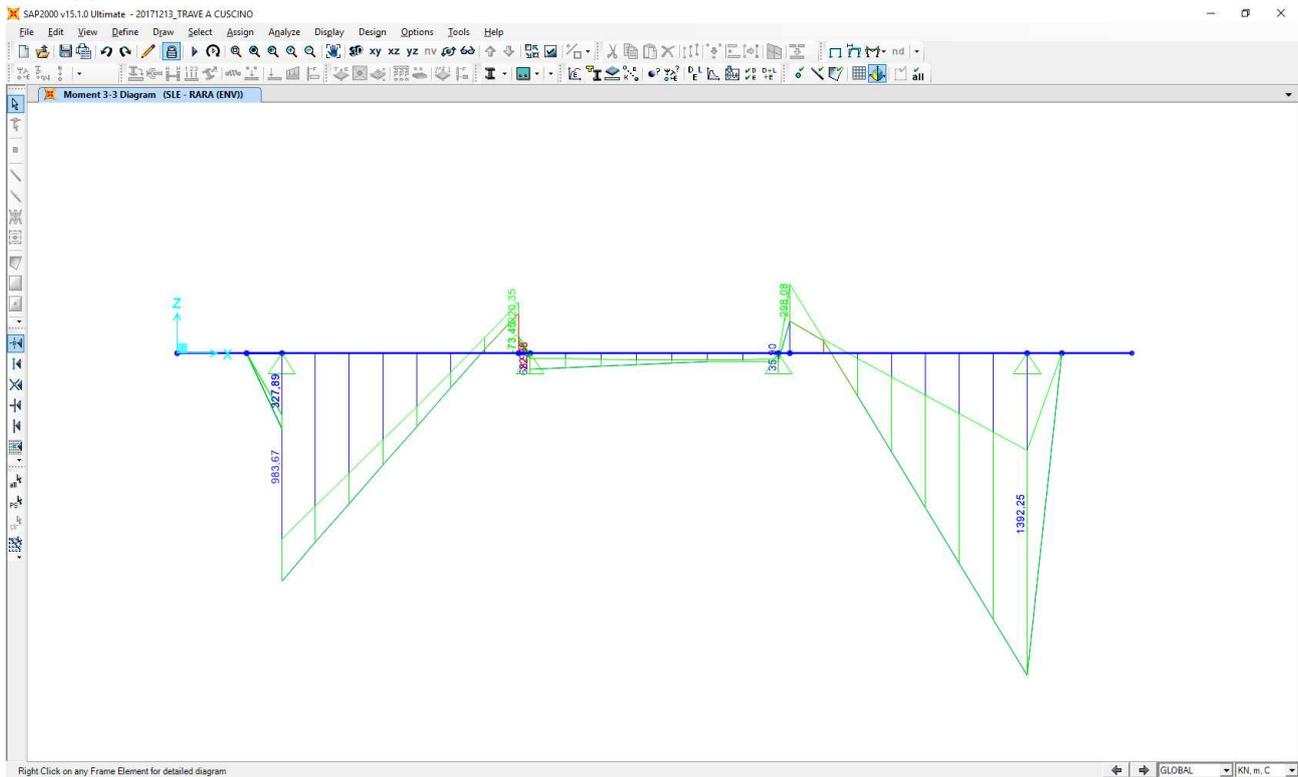


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni allo SLE – Frequenti:

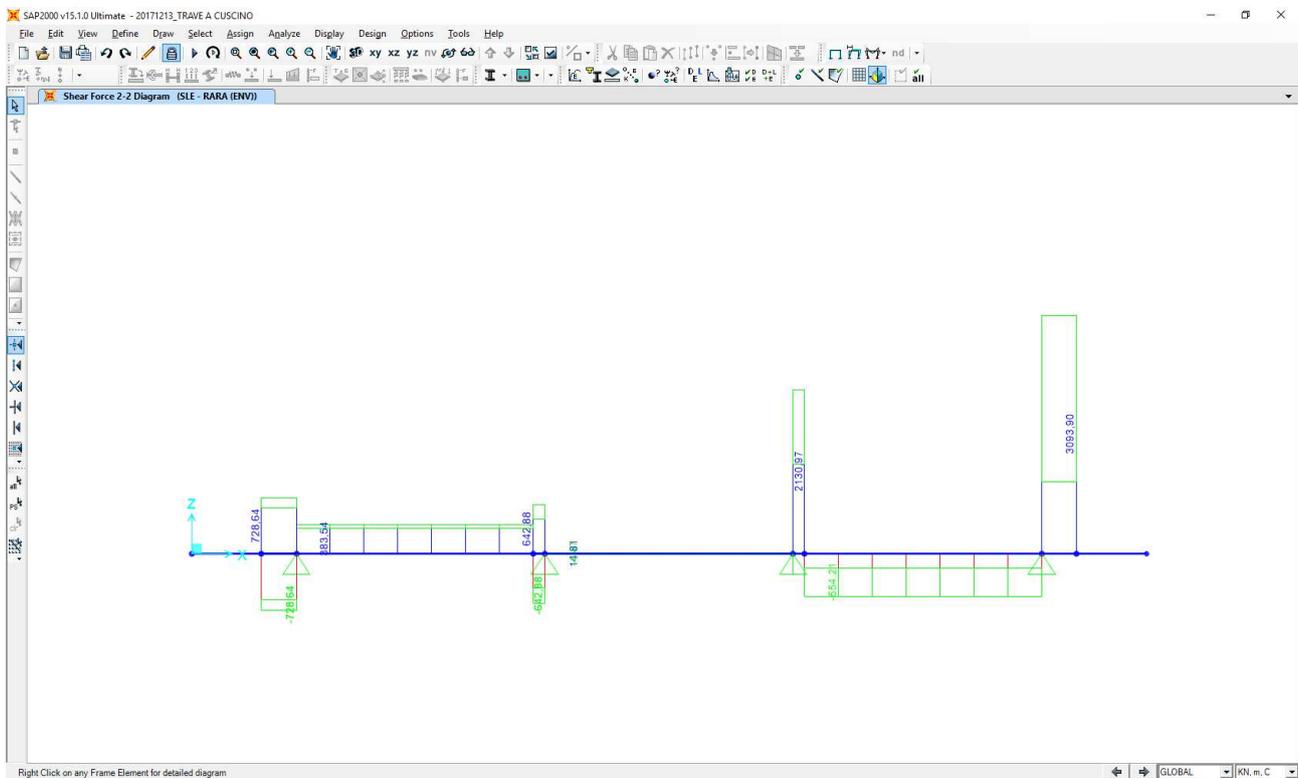


COMBINAZIONE SLE – RARA

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni allo SLE – Rare:

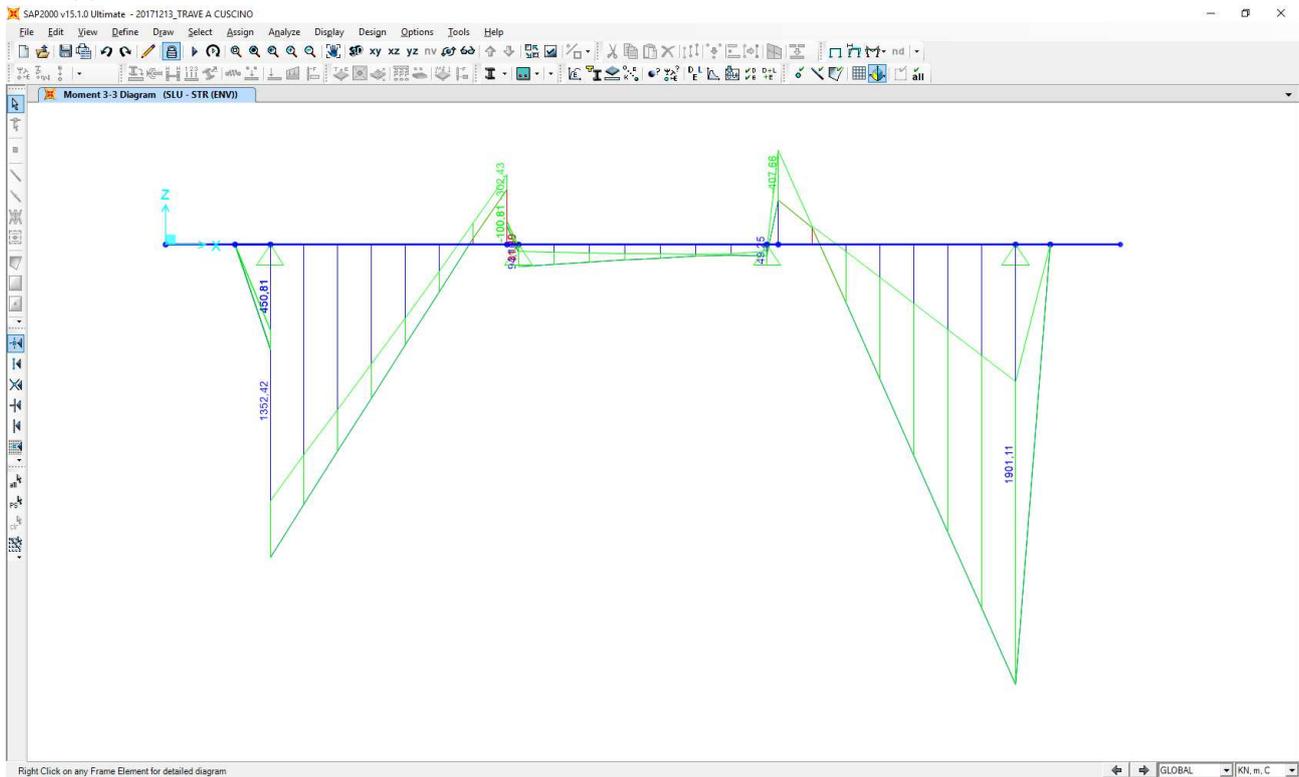


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni allo SLE – Rare:

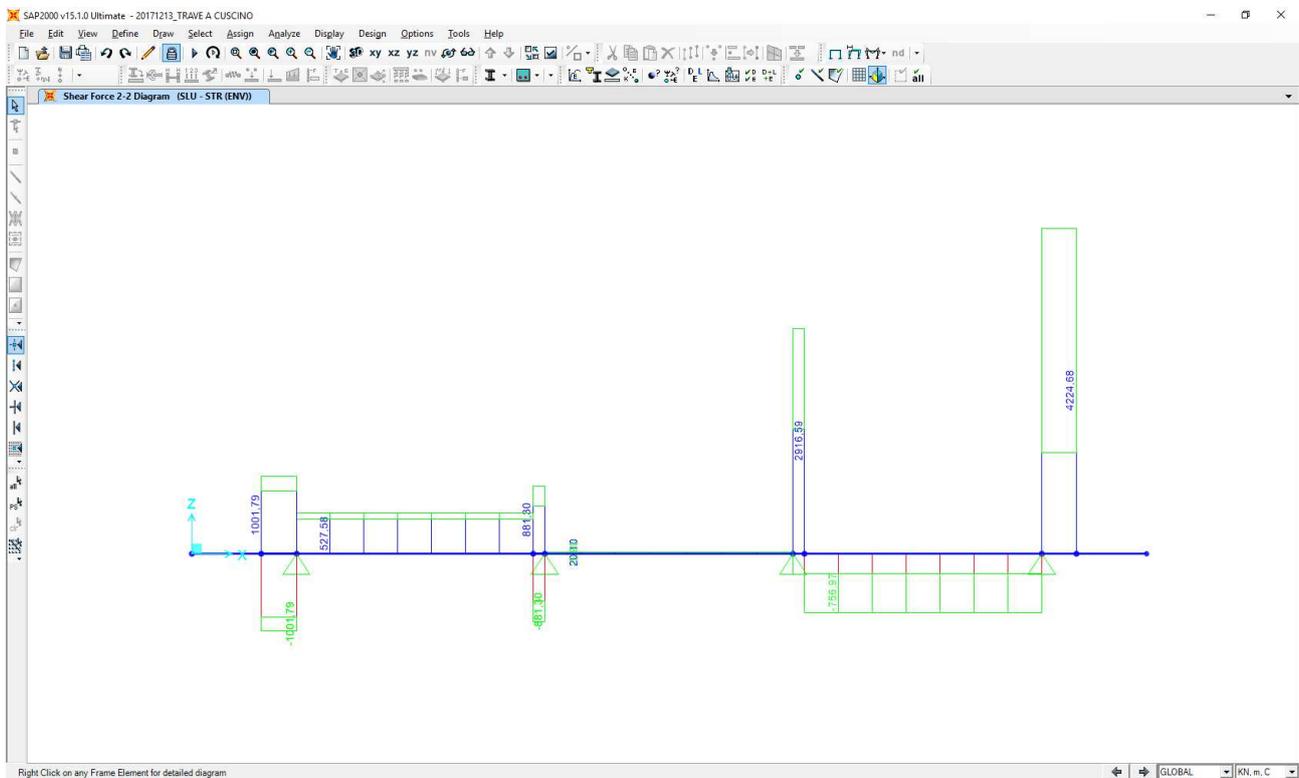


COMBINAZIONE SLU – STR

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni allo SLU – STR:

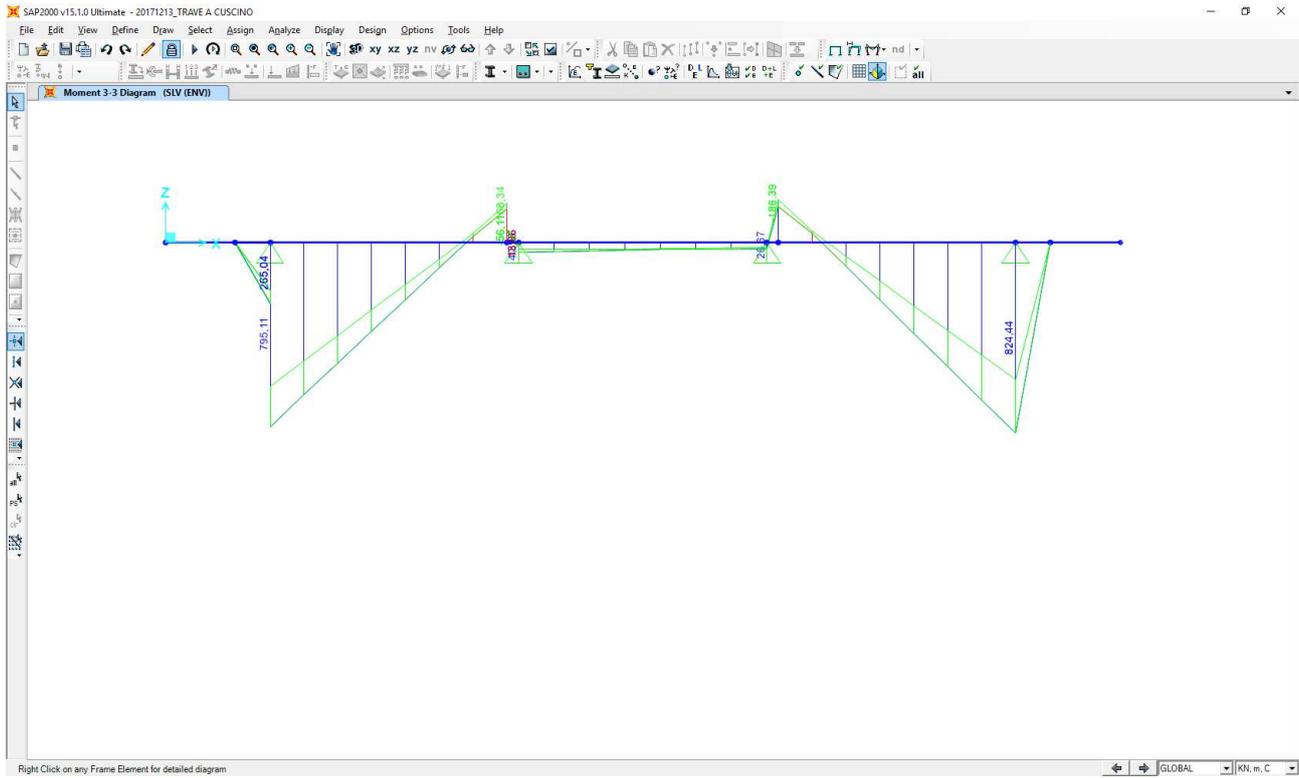


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni allo SLU – STR:

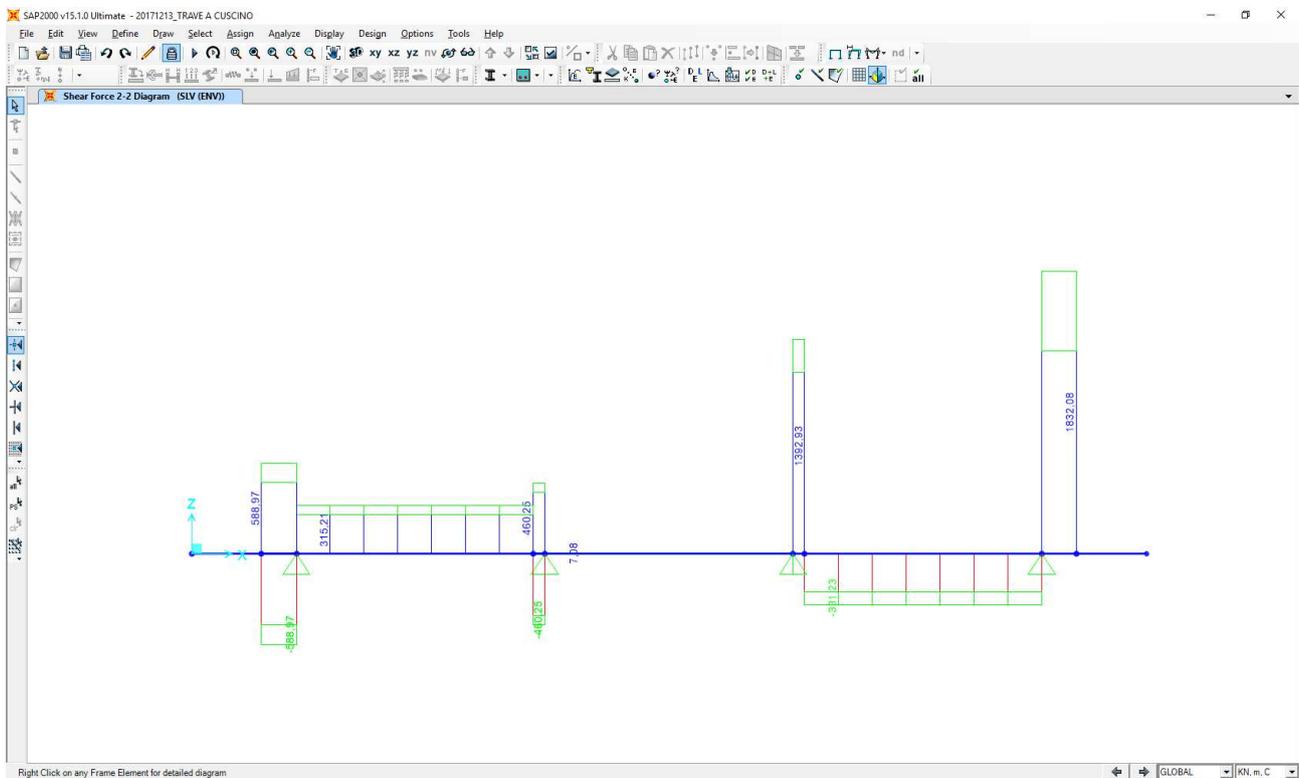


COMBINAZIONE SLV

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni allo SLV:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni allo SLV:



8.13.2 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a **280 cm** e altezza pari a **200 cm**.

L'armatura longitudinale (armatura di forza) è costituita da:

- **13Ø20** superiori
- **13Ø20** inferiori

L'armatura a taglio è costituita dall'armatura trasversale precedentemente calcolata → staffatura **Ø26/20**. Il copriferro netto minimo è assunto pari a **40 mm**.

Trattandosi di impalcati isolati sismicamente le sottostrutture sono state dimensionate adottando uno spettro di risposta elastico ($q = 1,00$). Secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 – Paragrafo 7.9.6.2 non risulta necessario disporre specifiche armature atte a garantire la duttilità dell'elemento strutturale né a rispettare i limiti dimensionali previsti per tale tipologia di armatura.

8.13.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI – COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **$M_{Sd} = 714,23$ kNm**.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title bar, and several data input and output sections.

Section Data:

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	280	200	1	40,84	6,8
			2	40,84	193,20

Material Properties:

Material	ϵ_{su} [%]	ϵ_{c2} [%]	σ_c [N/mm²]	σ_s [N/mm²]	ϵ_s [%]	d [cm]	x	x/d	δ
B450C	67,5	2	-0,9602	94,59	0,473	193,2	25,53	0,1321	0,7
C28/35									

Calculation Results:

- $\sigma_c = 0,96 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 94,59 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

The interface also shows a diagram of the rectangular section with reinforcement bars and a load application point.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 0,96 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 94,59 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.13.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI – COMBINAZIONE FREQUENTE

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 1.138,62$ kNm.

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

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

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

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	280	200	1	40,84	6,8
			2	40,84	193,20

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N Ed: 0 kN
M xEd: 1138,62 kNm
M yEd: 0 kNm

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

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

Materiali: B450C C28/35

Proprietà	B450C	C28/35
ϵ_{cu}	67,5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	3,5 N/mm²
E_s	200.000 N/mm²	15,87 N/mm²
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co} 0,6667
	τ_{c1} 1,971	

σ_c : -1,531 N/mm²
 σ_s : 150,8 N/mm²

Verifica: N° iterazioni: 5

ϵ_s : 0,754 ‰
d: 193,2 cm
x: 25,53 x/d: 0,1321
 δ : 0,7

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 1,53 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 150,80 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.13.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI – COMBINAZIONE RARA

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 1.392,25$ kNm.

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

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

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

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	280	200	1	40,84	6,8
			2	40,84	193,20

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N Ed: 0 kN
M xEd: 1392,25 kNm
M yEd: 0 kNm

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

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

Materiali: B450C C28/35

Proprietà	B450C	C28/35
ϵ_{cu}	67,5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	3,5 N/mm²
E_s	200.000 N/mm²	15,87 N/mm²
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co} 0,6667
	τ_{c1} 1,971	

σ_c : -1,872 N/mm²
 σ_s : 184,4 N/mm²

Verifica: N° iterazioni: 5

ϵ_s : 0,922 ‰
d: 193,2 cm
x: 25,53 x/d: 0,1321
 δ : 0,7

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 1,87 \text{ N/mm}^2 < 0,60 \cdot f_{ck} = 17,43 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 184,40 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.13.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

La verifica semplificata allo SL di fessurazione viene condotta secondo quanto previsto dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009, par. C4.1.2.2.4.6, tab. C4.1.II e C4.1.III.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali: Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	94,59	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	150,80	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	32,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	300,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

8.13.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE RETTA

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 1.901,11$ kNm.

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

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

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	280	200	1	40,84	6,8
			2	40,84	193,20

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 1901,11 kNm
M_{yEd} 0

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

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Materiali: B450C C28/35

ε_{cu} 67,5 % ε_{c2} 2 %
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 %
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
σ_{s,adm} 1,957 % σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
τ_{ct1} 1,971

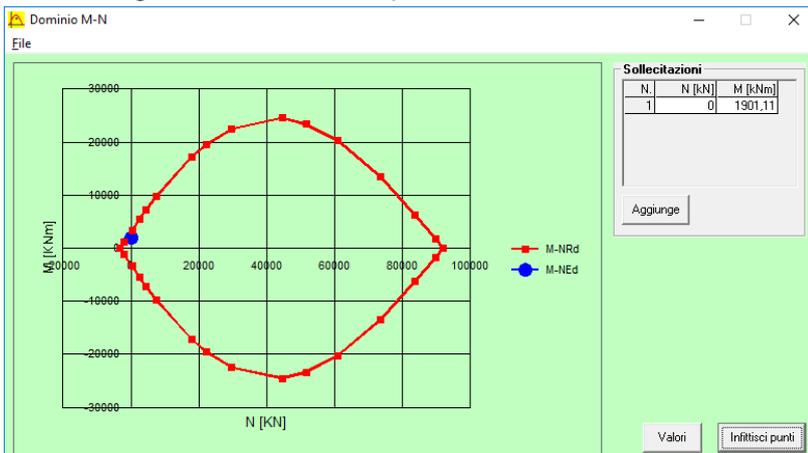
M_{xRd} 3.061 kNm
σ_c -15,87 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 2,144 %
ε_s 67,5 %
d 193,2 cm
x 5,948 x/d 0,03079
δ 0,7

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Sd} = 3.061,00 \text{ kNm} > M_{Sd} = 1.901,11 \text{ kNm}$$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.13.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 4.224,68$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	280,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	200,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	196,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C28/35	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	35,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	29,05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	16,46	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	4224,68	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	40,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ :	$\cot(\theta)$	1,19	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	2,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trasv}	26,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	5,31	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	53,10	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2
 La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	b_w	280,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f'_{yd}	8,23	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	4.368,12	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	20.018,06	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	4.368,12	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,03	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

8.14 BAGGIOLI DI APPOGGIO – VERIFICHE STRUTTURALI

8.14.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

Nella tabella successiva sono riportati i valori degli scarichi statici dell'impalcato sui singoli baggioli di appoggio, desunti dalla relazione di calcolo dell'impalcato stesso, per le differenti combinazioni di carico considerate e riferite a un'unica carreggiata:

APPOGGIO	COMBINAZIONE	N _{Sd} [kN]	V _{Sd,TRASV} [kN]	V _{Sd,LONG} [kN]
1	GEN SLU Mobili(max)	-473,83	32,02	5,36
1	GEN SLU Vento(max)	-471,35	49,54	5,31
1	GEN SLU Frenamento(max)	-507,79	1,88	38,76
1	GEN SLU Termico(max)	-453,66	30,78	10,98
1	GEN SLU Mobili(min)	-1.299,17	-32,68	-22,58
1	GEN SLU Vento(min)	-1.081,84	-50,26	-19,47
1	GEN SLU Frenamento(min)	-1.045,40	-2,60	-52,92
1	GEN SLU Termico(min)	-1.099,53	-31,50	-25,14
2	GEN SLU Mobili(max)	-558,21	32,74	4,62
2	GEN SLU Vento(max)	-551,88	50,12	4,97
2	GEN SLU Frenamento(max)	-556,07	2,30	38,68
2	GEN SLU Termico(max)	-518,05	31,04	10,86
2	GEN SLU Mobili(min)	-1.811,90	-32,29	-21,54
2	GEN SLU Vento(min)	-1.436,09	-49,81	-18,72
2	GEN SLU Frenamento(min)	-1.431,90	-1,99	-52,44
2	GEN SLU Termico(min)	-1.469,92	-30,73	-24,61
3	GEN SLU Mobili(max)	-559,07	32,29	4,62
3	GEN SLU Vento(max)	-553,30	49,83	4,97
3	GEN SLU Frenamento(max)	-556,07	1,99	38,68
3	GEN SLU Termico(max)	-518,91	30,74	10,86
3	GEN SLU Mobili(min)	-1.811,05	-32,75	-21,55
3	GEN SLU Vento(min)	-1.434,67	-50,13	-18,73
3	GEN SLU Frenamento(min)	-1.431,90	-2,30	-52,44
3	GEN SLU Termico(min)	-1.469,06	-31,05	-24,62
4	GEN SLU Mobili(max)	-479,70	32,73	5,33
4	GEN SLU Vento(max)	-481,14	50,34	5,27
4	GEN SLU Frenamento(max)	-507,79	2,60	38,76
4	GEN SLU Termico(max)	-459,53	31,55	10,96
4	GEN SLU Mobili(min)	-1.293,29	-32,07	-22,56
4	GEN SLU Vento(min)	-1.072,05	-49,62	-19,43
4	GEN SLU Frenamento(min)	-1.045,40	-1,88	-52,92
4	GEN SLU Termico(min)	-1.093,66	-30,83	-25,11

Nella tabella successiva sono riportati i valori degli scarichi sismici dell'impalcato sui singoli baggioli di appoggio, desunti dalla relazione di calcolo dell'impalcato stesso, per le differenti combinazioni di carico considerate e riferite a un'unica carreggiata:

APPOGGIO	COMBINAZIONE	N _{Sd} [kN]	V _{Sd,TRASV} [kN]	V _{Sd,LONG} [kN]
1	GEN SLC Long(max)	-386,72	25,99	91,73
1	GEN SLC Trasv(max)	-360,73	86,54	29,99
1	GEN SLC Vert(max)	-368,06	25,99	30,03
1	GEN SLC Long(min)	-525,43	-26,59	-98,51
1	GEN SLC Trasv(min)	-551,42	-87,15	-36,77
1	GEN SLC Vert(min)	-544,09	-26,60	-36,82
2	GEN SLC Long(max)	-381,04	25,97	91,77
2	GEN SLC Trasv(max)	-387,23	86,63	29,78
2	GEN SLC Vert(max)	-364,94	25,97	30,06
2	GEN SLC Long(min)	-503,25	-26,14	-98,50
2	GEN SLC Trasv(min)	-497,05	-86,80	-36,51
2	GEN SLC Vert(min)	-519,35	-26,14	-36,79
3	GEN SLC Long(max)	-381,04	26,14	91,77
3	GEN SLC Trasv(max)	-387,23	86,80	29,78
3	GEN SLC Vert(max)	-364,94	26,14	30,06
3	GEN SLC Long(min)	-503,25	-25,97	-98,50
3	GEN SLC Trasv(min)	-497,05	-86,63	-36,51
3	GEN SLC Vert(min)	-519,34	-25,97	-36,79
4	GEN SLC Long(max)	-386,73	26,59	91,73
4	GEN SLC Trasv(max)	-360,74	87,15	29,99
4	GEN SLC Vert(max)	-368,07	26,60	30,03
4	GEN SLC Long(min)	-525,43	-25,99	-98,51
4	GEN SLC Trasv(min)	-551,42	-86,54	-36,77
4	GEN SLC Vert(min)	-544,08	-25,99	-36,82

I baggioli di appoggio vengono dimensionati in funzione delle azioni massime agenti su di essi. A favore di sicurezza le verifiche verranno condotte sul baggiolo di altezza maggiore, che risulta pari a **20 cm**.

L'azione normale massima agente sul baggiolo è risultata pari a **N_{Sd} = 1.811,90 kN**.

L'azione tagliante massima longitudinale agente sul baggiolo è risultata pari a **V_{Sd,L} = 87,15 kN**.

L'azione tagliante massima trasversale agente sul baggiolo è risultata pari a **V_{Sd,T} = 98,51 kN**.

8.14.2 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

Il baggiolo presenta una sezione in pianta rettangolare con base pari a **90 cm** (direzione perpendicolare all'asse dell'impalcato) e altezza pari a **150 cm** (direzione parallela all'asse dell'impalcato).

L'armatura è costituita da:

- **13 forcelle Ø20** nella direzione parallela all'asse dell'impalcato
- **9 forcelle Ø20** nella direzione perpendicolare all'asse dell'impalcato

8.14.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PUNZONAMENTO

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
CALCESTRUZZO			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C32/40	
Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1,36	[N/mm ²]
ACCIAIO			
Tipologia di acciaio		B450C	
Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]
GEOMETRIA DEL BAGGIOLO			
Lunghezza del baggiolo (direzione parallela all'asse appoggi)	L_T	150,00	[cm]
Larghezza del baggiolo (direzione perpendicolare all'asse appoggi)	L_L	90,00	[cm]
Altezza del baggiolo	h	20,00	[cm]
AZIONI DI CALCOLO SUL BAGGIOLO			
Azione normale massima agente sul baggiolo	N	1.811,90	[kN]
ARMATURA DEL BAGGIOLO			
Numero di forcelle in direzione longitudinale	n_L	13	
Diametro delle forcelle in direzione longitudinale	\varnothing_L	20	[mm]
Area delle forcelle in direzione longitudinale	A_L	81,64	[cm ²]
Numero di forcelle in direzione trasversale	n_T	9	
Diametro delle forcelle in direzione trasversale	\varnothing_T	20	[mm]
Area delle forcelle in direzione trasversale	A_T	56,52	[cm ²]
VERIFICA A PUNZONAMENTO			
Perimetro della sezione del baggiolo	u	480,00	[cm]
Altezza del baggiolo	h	20,00	[cm]
Forza resistente per calcestruzzo		650,78	[kN]
		<	1.811,90
			[kN]
<i>VERIFICA NEGATIVA. E' NECESSARIO ARMARE A PUNZONAMENTO.</i>			
Forza resistente per armatura		5.406,26	[kN]
		>	1.811,90
			[kN]
<i>VERIFICA POSITIVA. L'ARMATURA DISPOSTA E' SUFFICIENTE.</i>			

8.14.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TRANCIAMENTO

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO

Classe di resistenza del calcestruzzo		C32/40	
Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1,36	[N/mm ²]

ACCIAIO

Tipologia di acciaio		B450C	
Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

GEOMETRIA DEL BAGGIOLO

Lunghezza del baggiolo (direzione parallela all'asse appoggi)	L_T	90,00	[cm]
Larghezza del baggiolo (direzione perpendicolare all'asse appoggi)	L_L	150,00	[cm]
Altezza del baggiolo	h	20,00	[cm]

AZIONI DI CALCOLO SUL BAGGIOLO

Azione normale massima agente sul baggiolo	N	0,00	[kN]
Azione orizzontale longitudinale massima agente sul baggiolo	V_L	87,15	[kN]
Azione orizzontale trasversale massima agente sul baggiolo	V_T	98,51	[kN]

ARMATURA DEL BAGGIOLO

Numero di forcelle in direzione longitudinale	n_L	9	
Diametro delle forcelle in direzione longitudinale	\varnothing_L	20	[mm]
Area delle forcelle in direzione longitudinale	A_L	56,52	[cm ²]
Numero di forcelle in direzione trasversale	n_T	13	
Diametro delle forcelle in direzione trasversale	\varnothing_T	20	[mm]
Area delle forcelle in direzione trasversale	A_T	81,64	[cm ²]

VERIFICA A TRANCIAMENTO DELL'ARMATURA

Tensione tangenziale sollecitante	τ	0,16	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza	F_S	1,20	
Tensione tangenziale di calcolo	τ_{Sd}	0,19	[N/mm ²]
Coefficiente di rugosità	β	0,20	
Coefficiente di attrito tra le due superfici (sottostruttura-baggiolo)	μ	0,60	
Rapporto tra area di armatura verticale e superficie di ripresa	ρ	0,0171	
Pressione sul calcestruzzo della superficie di ripresa	σ_{cd}	0,00	[N/mm ²]

Il rapporto minimo di armatura rispetto alla superficie di ripresa viene valutato mediante la seguente relazione:

$$\rho_{min} = \frac{A_{min}}{A_{baggiolo}} = \frac{\tau_{Sd} - \beta \cdot f_{ctd} - \sigma_{cd}}{\mu \cdot f_{yd}}$$

Rapporto minimo di armatura rispetto alla superficie di ripresa	ρ_{min}	-0,0003	
Area di armatura minima necessaria		0,00 [cm ²]	< 138,16 [cm ²]

VERIFICA POSITIVA. L'ARMATURA DISPOSTA E' SUFFICIENTE.

9 SOTTOSCRIZIONE DELL'ELABORATO DA PARTE DEL R.T.P.

STUDIO CORONA S.r.l.

ECOPLAN S.r.l.

I.T. S.r.l.

E&G S.r.l.

CONSORZIO UNING

ARKE' INGEGNERIA S.r.l.

SETAC S.r.l.

ING. RENATO DEL PRETE

DOTT. DANILO GALLO
