



PROVINCIA  
DI REGGIO EMILIA



# TANGENZIALE DI FOGLIANO - DUE MAESTA'

Comune di Reggio Emilia



PROVINCIA DI REGGIO EMILIA - Servizio Infrastrutture, Mobilità Sostenibile, Patrimonio ed Edilizia

IL DIRIGENTE: Dott.Ing. Valerio Bussei

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Arch. Francesca Guatteri

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE:



RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE  
Ing. Marcello Mancone

COORDINAMENTO PROGETTAZIONE  
Ing. Alessandro Cecchelli

OPERE A VERDE, ASPETTI PAESAGGISTICI E  
URBANISTICI  
Arch. Maria Cristina Fregni

PROGETTAZIONE OPERE STRADALI  
Ing. Alessio Gori

PROGETTAZIONE OPERE IDRAULICHE  
Ing. Alessandro Cecchelli

PROGETTAZIONE OPERE STRUTTURALI  
Ing. Luciano Viscanti

CANTIERIZZAZIONE E FASI  
ESPROPRI ED INTERFERENZE  
Ing. Stefano Simonini

PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI  
Ing. Francesco Frassinetti

COMPUTI E CAPITOLATI  
Geom. Riccardo Moriani

COORD. SICUREZZA IN PROGETTAZIONE  
Geom. Stefano Caccianiga

TEAM DI PROGETTO  
Ing. Alessandro Nesci  
Ing. Stefano Tronconi  
Ing. Lorenzo Faeti  
Arch. Daniela Corsini  
Arch. Valentina Iaia  
Ing. Giulio Melosi

ELABORATO

OPERE D'ARTE

OPERE D'ARTE MINORI

Relazione di calcolo

		PARTE D'OPERA	DISCIPLINA	DOC. E PROG.	FASE	REV.
		PD	SX	RC02	2	0
Cartella	File name	Prot.	Scala		Formato	
05	PDSXRC02_20_5010	5010	-		A4	
5						
4						
3						
2						
1						
0	EMISSIONE IN RISCONTRO ALLE RICHIESTE DI INTEGRAZIONI IN FASE DI PAUR		SET 2021	L.Faeti	A.Cecchelli	M.Mancone
REV.	DESCRIZIONE		Data	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

Il presente progetto è il frutto del lavoro dei professionisti associati in Politecnica. A termine di legge tutti i diritti sono riservati.  
E' vietata la riproduzione in qualsiasi forma senza autorizzazione di POLITECNICA Soc. Coop.

## SOMMARIO

<b>1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
1.1	DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE MINORI E DELLE OPERE DI ALLUNGAMENTO DEGLI SCATOLARI ESISTENTI.....	3
1.1.1	OS01-02 – Muri di sostegno su rampe di svincolo.....	4
1.1.2	TP01-02-03-04 – Tombini idraulici a sezione scatolare .....	5
1.1.3	ST01-02 – Sottopassi scatolari ciclopeditali (allungamento opere esistenti).....	6
<b>2</b>	<b>PRINCIPALI NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>8</b>
2.1	NORMATIVA NAZIONALE .....	8
2.2	EUROCODICI .....	8
2.3	UNITÀ DI MISURA.....	8
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>10</b>
3.1	CALCESTRUZZI.....	10
3.2	ACCIAI.....	10
<b>4</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO E STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>11</b>
<b>5</b>	<b>MODELLAZIONE STRUTTURALE .....</b>	<b>12</b>
5.1	CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI.....	12
5.2	MODELLAZIONE.....	12
5.2.1	Muri di sostegno (tipologici).....	13
5.2.2	Attraversamento idraulico Canale di Secchia dim.int.4,00x2,00m – (TP01) .....	14
5.2.3	Tombini idraulici scatolari dim.int.3,00x2,50m (TP02-TP03-TP04) .....	14
5.2.4	Sottopassi scatolari (tipologici) .....	15
<b>6</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>16</b>
6.1	AZIONI PERMANENTI .....	16
6.1.1	Peso proprio.....	16
6.1.2	Permanenti portati.....	16
6.1.3	Spinta delle terre.....	16
6.1.4	Spinta dell'acqua .....	17
6.1.5	Sottospinta dell'acqua.....	17
6.2	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO.....	17
6.3	AZIONE SISMICA .....	19
6.3.1	Spinte in condizioni sismiche .....	20
6.3.2	Forze d'inerzia dovute al sisma.....	21

<b>7</b>	<b>COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....</b>	<b>23</b>
7.1	FASE STATICA.....	23
7.1.1	STATO LIMITE ULTIMO (SLU).....	23
7.1.2	STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	24
7.2	FASE SISMICA.....	24
<b>8</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA.....</b>	<b>25</b>
8.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	25
8.1.1	VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI SOLLEVAMENTO (SLU IDRAULICI).....	25
8.1.2	VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE.....	25
8.1.3	VERIFICA A TAGLIO.....	25
8.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	26
8.2.1	VERIFICA DI APERTURA DELLE FESSURE.....	27
8.2.2	VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO.....	27
<b>9</b>	<b>VERIFICHE.....</b>	<b>28</b>
9.1	MURI DI SOSTEGNO (TIPOLOGICI).....	28
9.1.1	GEOMETRIA E VINCOLI.....	28
9.1.2	CARICHI APPLICATI.....	30
9.1.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	32
9.1.4	VERIFICHE STRUTTURALI.....	33
9.1.5	VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI SOLLEVAMENTO.....	44
9.2	TOMBINI IDRAULICI A SEZIONE SCATOLARE.....	46
9.2.1	GEOMETRIA E VINCOLI.....	46
9.2.2	CARICHI APPLICATI.....	47
9.2.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	52
9.2.4	VERIFICHE STRUTTURALI.....	55
9.3	SOTTOPASSI SCATOLARI (TIPOLOGICO).....	74
9.3.1	GEOMETRIA E VINCOLI.....	74
9.3.2	CARICHI APPLICATI.....	75
9.3.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	77
9.3.4	VERIFICHE STRUTTURALI.....	81

# 1 PREMESSA

## 1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE MINORI E DELLE OPERE DI ALLUNGAMENTO DEGLI SCATOLARI ESISTENTI

La presente relazione di calcolo ha come oggetto le opere minori previste per il progetto Definitivo della nuova Tangenziale di Fogliano – Due Maestà nel Comune di Reggio Emilia.

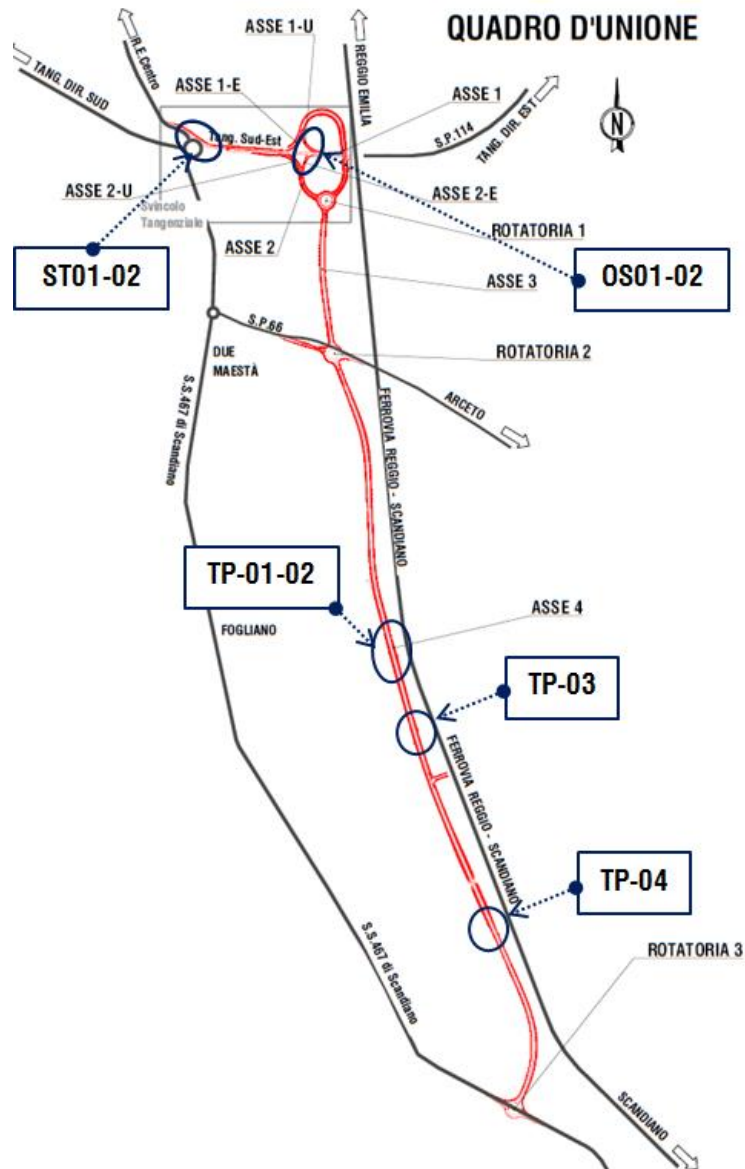


Figura 1-1 – Planimetria generale: inquadramento delle opere minori e delle opere di allungamento.

Le opere minori, a servizio della nuova infrastruttura, analizzate nella presente relazione tecnica sono le seguenti:

- OS01-02 – Muri di sostegno su rampe di svincolo;
- TP01-02-03-04 – Tombini idraulici a sezione scatolare.

Le opere di allungamento degli scatolari ciclopedrali esistenti sono identificate come segue:

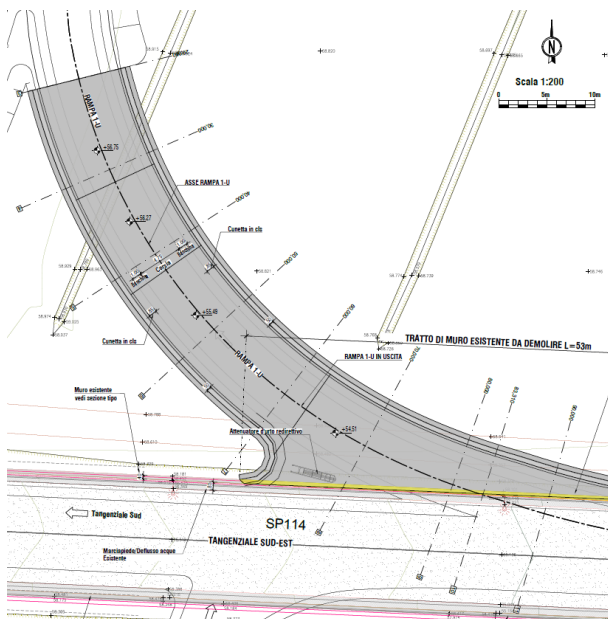
- ST01-02 - Sottopassi scatolari ciclopedonali (allungamento opere esistenti).

Le opere strutturali progettate sono brevemente descritte nei paragrafi che seguono.

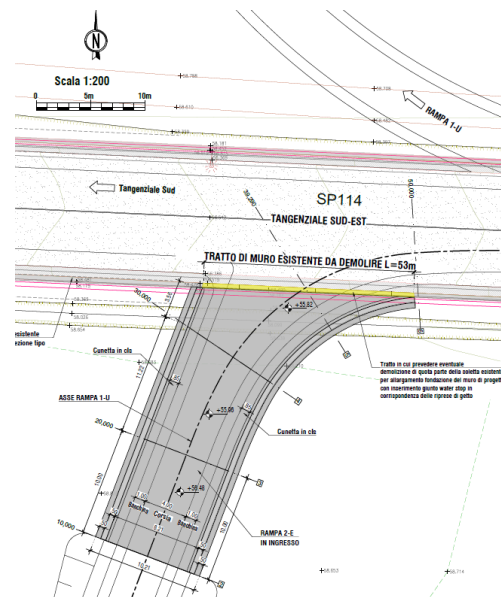
### 1.1.1 OS01-02 – Muri di sostegno su rampe di svincolo

I muri di sostegno introdotti nel presente paragrafo, sono costituiti da una sezione trasversale ad U caratterizzata da una ciabatta di spessore 0.60 m a larghezza variabile, da due paramenti verticali di spessore 0.50 m con altezza variabile.

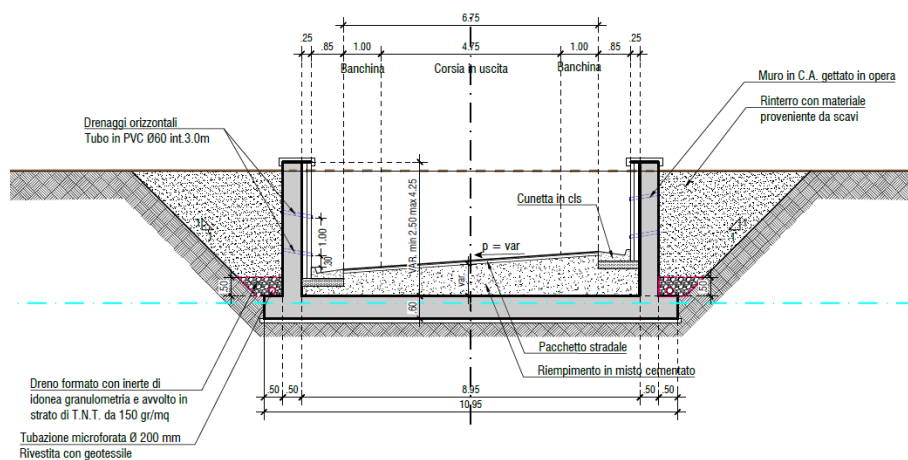
La sezione ad U contiene la piattaforma stradale delle corsie, rispettivamente, di uscita e di ingresso della tangenziale Sud-Est (SP114).



(a) Stralcio planimetrico muri di sostegno su rampa di svincolo-Asse 1U



(b) Stralcio planimetrico muri di sostegno su rampa di svincolo-Asse 2E



(c) Sezione tipologica muro ad U su rampa.

Figura 1-2 – Muri di sostegno rampe con sezione ad U.



### 1.1.2 TP01-02-03-04 – Tombini idraulici a sezione scatolare

Il presente paragrafo tratta le opere in c.a. di forma scatolare che hanno la funzione di drenaggio idraulico. Tali strutture, di seguito denominati “attraversamenti idraulici” sono situati trasversalmente all’asse principale di progetto della nuova variante stradale.

Si riportano gli estratti delle tavole strutturali relative ai cinque attraversamenti, con indicazione delle sezioni di verifica. Per maggiori approfondimenti si rimanda alle tavole strutturali.

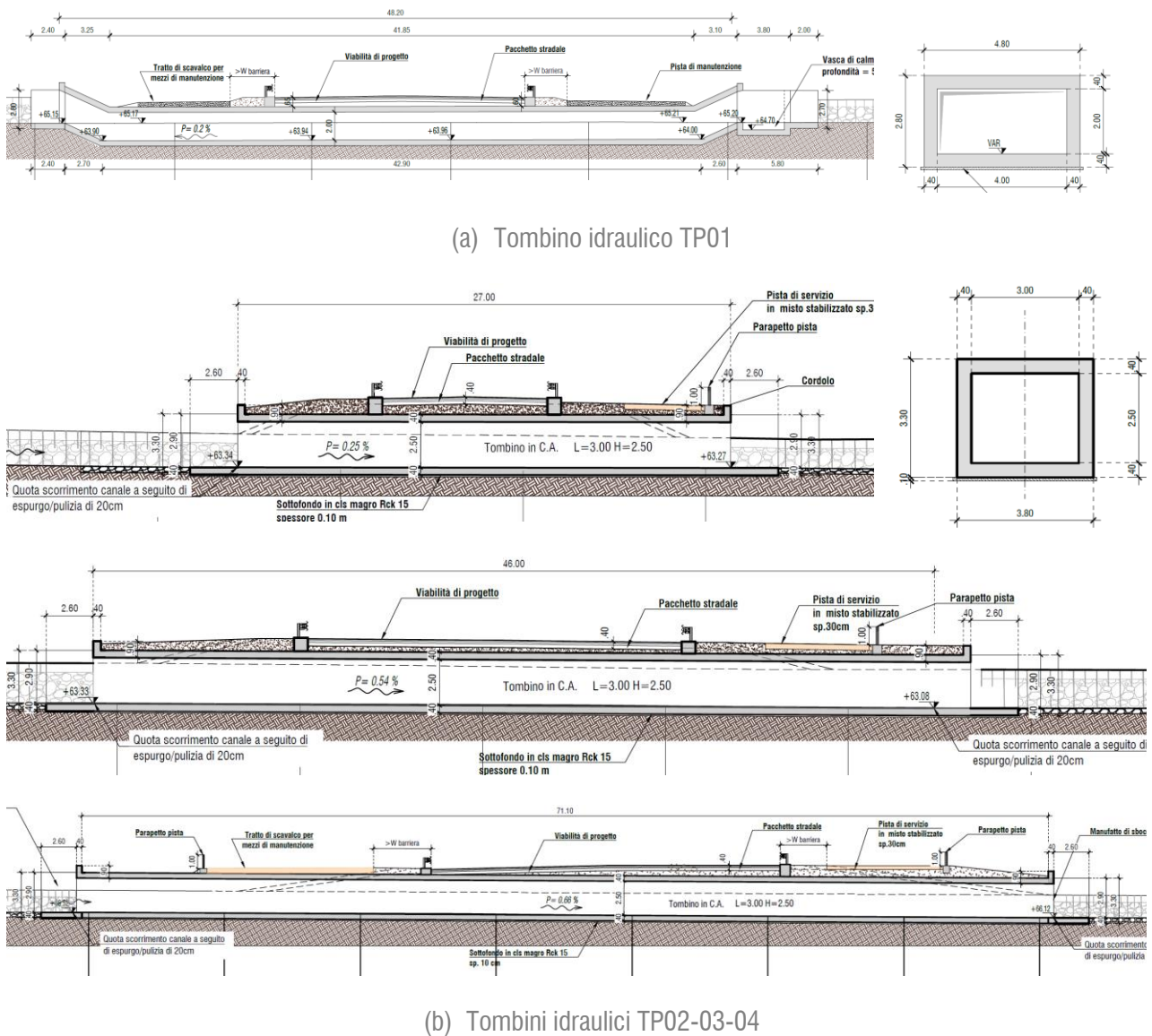


Figura 1-3 – Tombini idraulici a sezione scatolare.

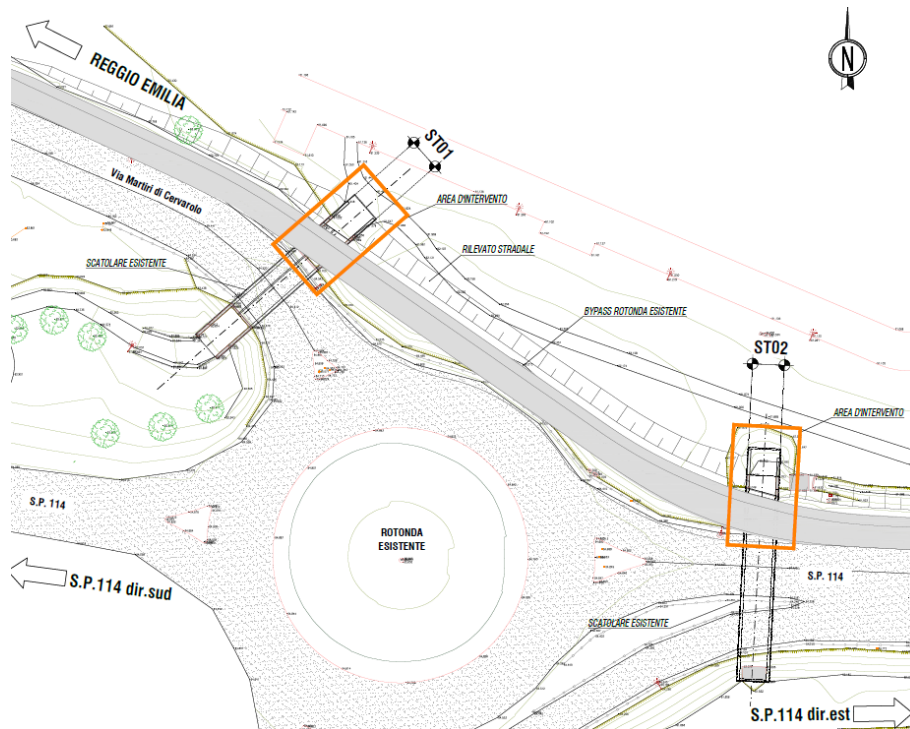
Per gli ulteriori attraversamenti idraulici in capo al Consorzio di Bonifica (CBEC) è stata prevista la predisposizione di elementi scatolari prefabbricati in calcestruzzo di cemento a sezione rettangolare interna 200x100 cm e 120x80 cm, con armatura idonea e sistema di giunzione con incastro a bicchiere con anello di tenuta in gomma conforme UNI EN 681-1. I manufatti dovranno essere costruiti in conformità alle Norme UNI EN 14844 marcatura CE, D.M. 14/01/08 Lavori Pubblici, UNI 206-1, EN 13760:2008 e UNI 8520/2 per carichi stradali di prima categoria.

Sarà a carico dell’Appaltatore produrre tutti i calcoli di verifica statica dei manufatti.

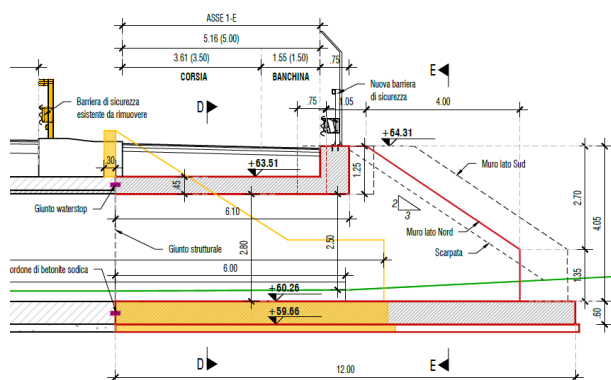
### 1.1.3 ST01-02 – Sottopassi scatolari ciclopedonali (allungamento opere esistenti)

Oggetto del presente paragrafo sono le opere necessarie per l'allungamento dei due scatolari esistenti, atti ad ospitare due percorsi ciclopedonali. Si prevede la demolizione dei muri andatori esistenti agli sbocchi degli scatolari lato nord, nella zona dove è prevista la realizzazione del bypass della rotonda, e la successiva realizzazione di due scatolari di estensione ridotta che si attestano alle strutture esistenti. Sono completati dalla realizzazione di muri andatori allo sbocco.

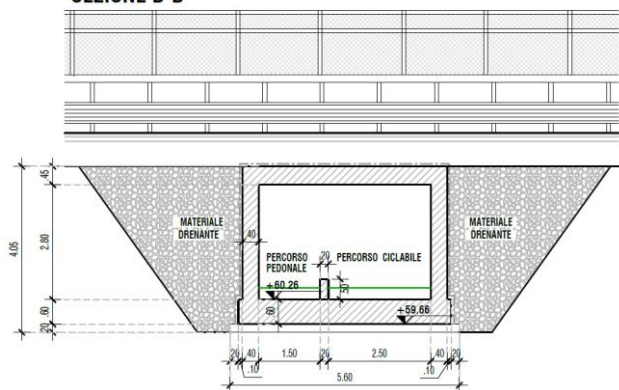
Di seguito di riportano gli stralci degli elaborati grafici realizzati per queste strutture, qui riportate solo in qualità di tipologici.



(c) Planimetria generale opere ST01-02.



SEZIONE D-D



(d) Sezione longitudinale tipologica.

(e) Sezione trasversale tipologica.

Figura 1-4 – Opera di allungamento ciclopedonale esistente.



## 2 PRINCIPALI NORMATIVE DI RIFERIMENTO

---

La progettazione, il dimensionamento e le verifiche delle strutture in oggetto, sono stati redatti in ottemperanza al quadro normativo tecnico vigente, con particolare riferimento di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

Il metodo di calcolo adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite, con applicazione di coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni, variabili in ragione dello stato limite indagato.

Si riporta di seguito l'elenco delle principali leggi e dei documenti a cui ci si è riferiti per la redazione della progettazione strutturale dell'opera.

### 2.1 NORMATIVA NAZIONALE

- Legge 5 Novembre 1971 n° 1086 «*Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, precompresso e per le strutture metalliche*»;
- D.M. del 17 Gennaio 2018 «*Nuove norme tecniche per le costruzioni*» di seguito denominate NTC.
- Circolare Consiglio Sup. LL.PP. 21 Gennaio 2019 n° 7 «*Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 17 Gennaio 2018*».

### 2.2 EUROCODICI

- UNI EN 1991-1-5:2004 «*Eurocodice 1: Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche*»;
- UNI EN 1991-2:2005 «*Eurocodice 1: Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti*»;
- UNI EN 1992-2:2006 «*Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi*»;
- UNI EN 1993-2:2007 «*Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio*»;
- UNI EN 1993-1-5:2007 «*Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra*»;
- UNI EN 1994-2:2006 «*Eurocodice 4: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti*»;
- UNI EN 1998-2:2006 «*Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti*».

### 2.3 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura utilizzate in relazione sono:

- lunghezze [m];
- forze [kN];

- pressioni [kN/m<sup>2</sup>];
- momenti [kNm];
- tensioni [MPa].

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1 CALCESTRUZZI

##### Calcestruzzo magro

- Classe di resistenza: C12/15 ( $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$ )

##### Calcestruzzo scatolari e manufatti in c.a. in opera

- Classe di resistenza (DM 17.01.2018): C30/37 ( $R_{ck} \geq 37 \text{ N/mm}^2$ )
  - Resistenza caratt. a compress. cilindrica (§ 11.2.10.1):  $f_{ck} = 30.0 \text{ N/mm}^2$
  - Resistenza media a trazione semplice (§ 11.2.10.2):  $f_{ctm} = 2.90 \text{ N/mm}^2$
  - Modulo d'elasticità (§ 11.2.10.3):  $E_{cm} = 32837 \text{ N/mm}^2$
  - Resistenza di calcolo a compressione (§ 4.1.2.1):  $f_{cd} = 17.00 \text{ N/mm}^2$
  - Resistenza di calcolo a trazione (§ 4.1.2.1):  $f_{ctd} = 1.35 \text{ N/mm}^2$
  - Tensione massima per cmb. rara (§ 4.1.2.2.5):  $\sigma_{c,rara} = 18.0 \text{ N/mm}^2$
  - Tensione massima per cmb. quasi perm. (§ 4.1.2.2.5):  $\sigma_{c,q,perm} = 13.5 \text{ N/mm}^2$
  - Classe di esposizione: XC4+XD1
  - Copriferro netto minimo (filo esterno armatura più esterna): 40 mm

#### 3.2 ACCIAI

##### Acciaio per calcestruzzo armato

- Tipo B450C (DM 17.01.2018):
  - Resistenza caratt. di snervamento (§ 11.3.2.1):  $f_{yk} = 450.00 \text{ N/mm}^2$
  - Resistenza caratt. di rottura (§ 11.3.2.1):  $f_{tk} = 540.00 \text{ N/mm}^2$
  - Allungamento sotto carico massimo (§11.3.2.1):  $A_{gt} = 7.50\%$
  - Resistenza di calcolo (§ 4.1.2.1):  $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
  - Modulo d'elasticità:  $E_s = 2.10E+05 \text{ N/mm}^2$
  - Tensione massima per cmb. Rara (§ 4.1.2.2.5):  $\sigma_{s,rara} = 360.00 \text{ N/mm}^2$

## 4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO E STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

---

La caratterizzazione geologico-geotecnica dell'area è stata supportata da un'ampia campagna di indagini che ha consentito una definizione completa ed esaustiva delle caratteristiche geometriche fisiche e meccaniche dei terreni interagenti con le opere e delle condizioni al contorno. Per il dettaglio si rimanda pertanto agli specifici elaborati allegati al presente progetto.

Di seguito si sintetizzano i parametri geotecnici di progetto per le unità indagate.

### Unità AL/LA – Limi argillosi e Argille limose

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\phi' = 24^\circ\text{-}28^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 10\text{-}15 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E_{\text{oper.}} = 10\text{-}40 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

### Unità GS –Ghiaie in matrice sabbiosa

$\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\phi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E_{\text{oper.}} = 50\text{-}150 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

La falda di progetto si assume come da profilo geotecnico. Per i muri a sostegno delle rampe di svincolo si considera a -2.00 m dal piano campagna.

## 5 MODELLAZIONE STRUTTURALE

### 5.1 CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

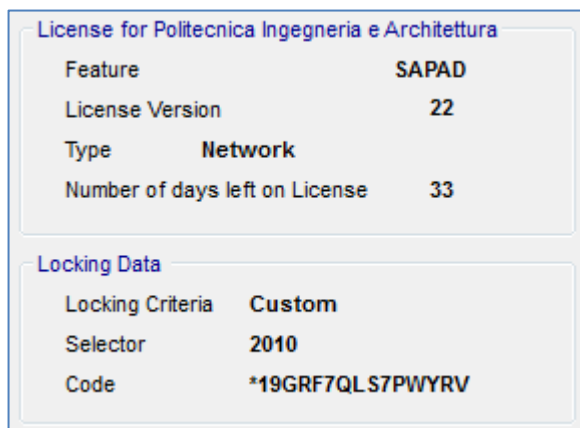
Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- pratica d'uso frequente in studio.

La progettazione generale si avvale inoltre di calcoli basati su fogli elettronici implementati e verificati dallo scrivente e validati, quando opportuno, mediante l'ausilio dei codici di calcolo più complessi cui sopra accennato. I software utilizzati per i calcoli delle opere in esame sono di seguito indicati:

- Microsoft Excel (fogli di calcolo);
- Software suite Gelfi (software per il calcolo e verifica delle sezioni in c.a. e d'acciaio)
- SAP 2000 V. 22 (software di calcolo agli elementi finiti) *versione 22*, distribuito da *Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA*. Gli estremi della licenza di utilizzo sono riportati nella figura seguente:



### 5.2 MODELLAZIONE

L'analisi strutturale delle opere in oggetto ha preso in considerazione i carichi permanenti e variabili previsti dalla normativa applicata. Sono stati valutati gli stati sollecitativi di tutti gli elementi strutturali che compongono le opere. Per tutti gli elementi si riportano in allegato le sollecitazioni allo SLU e allo SLE derivanti dalle azioni statiche e sismiche combinate.

La geometria della struttura è stata definita mediante l'assegnazione delle coordinate geometriche dei nodi della struttura rispetto ad un sistema di riferimento fisso cartesiano ortogonale destrorso XYZ; tale riferimento ha gli assi X e Y orizzontali e l'asse Z verticale ascendente.



Le strutture (contenute nel piano verticale XZ) sono state poi modellate mediante elementi finiti monodimensionali (di tipo "frame")

Per ogni elemento del modello strutturale s'individua, inoltre, un sistema di riferimento locale rispetto al quale sono state assegnate le proprietà geometriche ed inerziali ed i carichi sull'elemento, e rispetto al quale è fornita la risposta (in termini di spostamenti dei nodi e di caratteristiche di sollecitazione) dal codice di calcolo.

Gli assi del riferimento locale sono contrassegnati dalle lettere xyz e il loro orientamento rispetto al riferimento globale XYZ è assegnato in modo che il primo asse (x) è diretto secondo l'asse dell'elemento, mentre gli altri due assi (y, z) giacciono in un piano ortogonale all'elemento e che viene definita dall'utente.

Al fine del dimensionamento delle strutture oggetto della presente relazione si decide di utilizzare, in modo cautelativo, un modello di calcolo piano per ogni manufatto analizzato, dato che questi hanno sezione trasversale costante lungo tutto lo sviluppo longitudinale.

### 5.2.1 Muri di sostegno (tipologici)

Per i muri di sostegno con sezione ad U vengono analizzate le seguenti due sezioni tipologiche:

- Muro di sostegno OS1 tipologico della rampa dell'asse 1-U dello svincolo: sezione A.

Il muro della rampa 1-U ha una estensione in pianta di circa 63 m, con altezza dl paramento variabile tra 2.50 m e 4.25 m con spessore del paramento pari a 0.50 m. La ciabatta di fondazione è prevista di dimensione costante con una larghezza pari a 10.95 m e spessore di 0.60 m. Per le analisi che seguono è stata considerata la condizione geometrica più sfavorevole, costituita dai muri con paramenti di altezza 4.25 m.

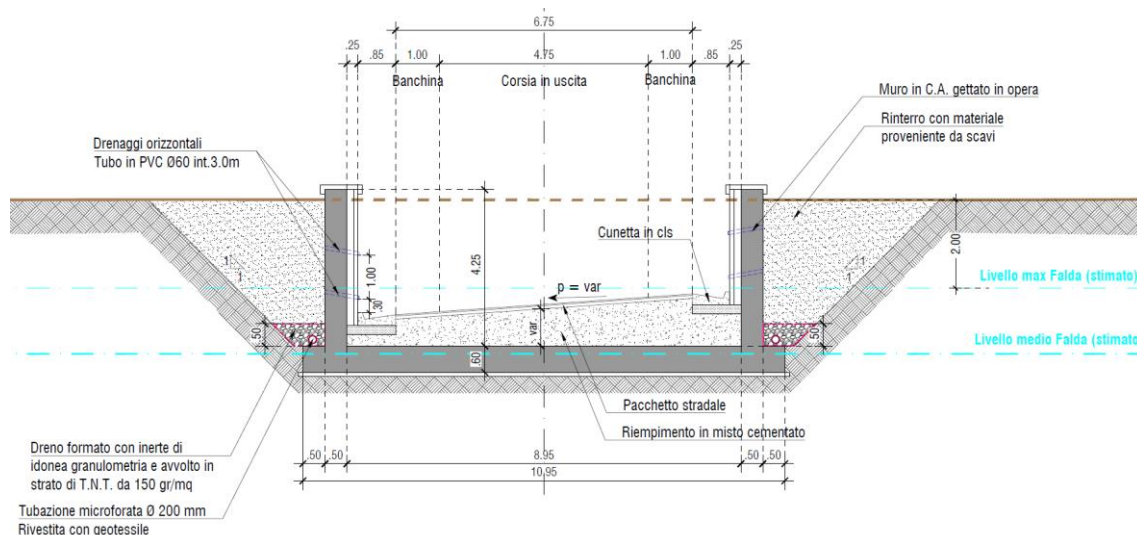


Figura 5-1: Sezione tipologica muro della rampa 1-U.

- Muro di sostegno OS2 tipologico della rampa dell'asse 2-E dello svincolo: sezione B.

Il muro della rampa 2-E ha una estensione in pianta di circa 30 m, con altezza dl paramento variabile tra 2.50 m e 3.00 m con spessore del paramento pari a 0.50 m. La ciabatta di fondazione è prevista di dimensione variabili con una larghezza compresa tra 10.20 m e 12.70 m e spessore di 0.60 m. Per le analisi

che seguono è stata considerata la condizione geometrica più sfavorevole, costituita dai muri con paramenti di altezza 3.00 m e ciabatta di estensione 12.70 m.

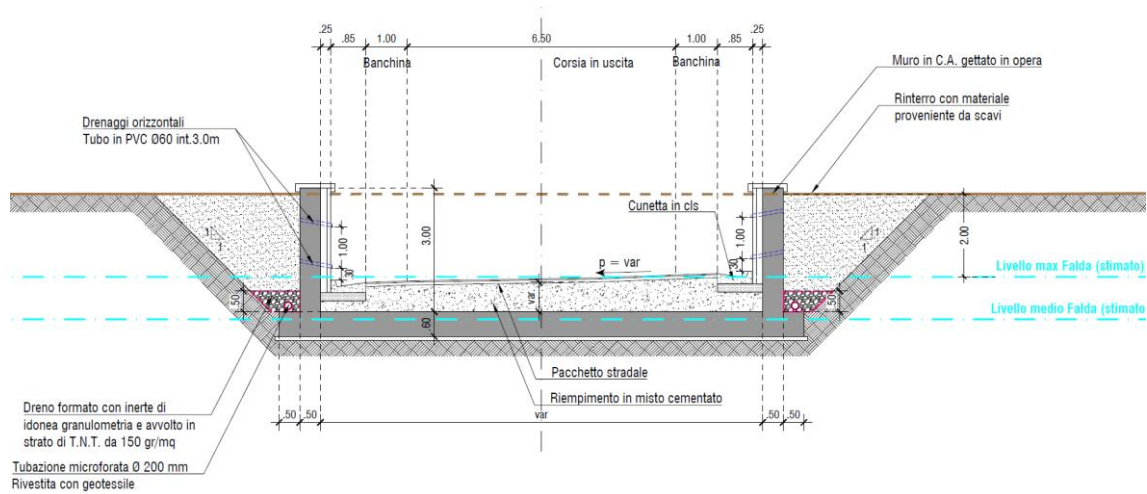
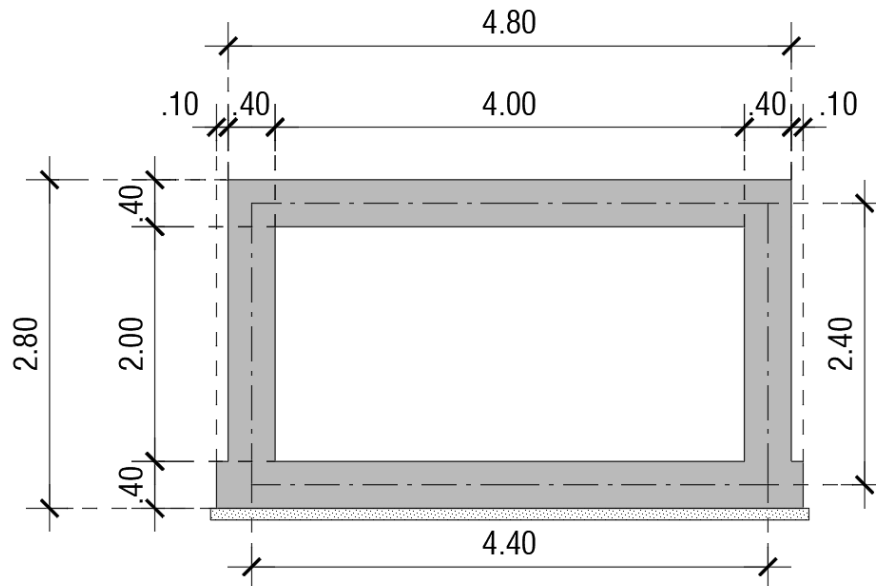


Figura 5-2: Sezione tipologica muro della rampa 2-E.

### 5.2.2 Attraversamento idraulico Canale di Secchia dim.int.4,00x2,00m – (TP01)

Il tombino scatolare della presente tipologia ha larghezza di 4.80 m ed altezza di 2.80 m. Lo spessore dei muri e delle solette superiore e inferiore è costante e pari a 0.40 m.



### 5.2.3 Tombini idraulici scatolari dim.int.3,00x2,50m (TP02-TP03-TP04)

I tombini scatolare della presente tipologia hanno larghezza di 3.80 m ed altezza di 3.30 m. Lo spessore dei muri e delle solette superiore e inferiore è costante e pari a 0.40 m.

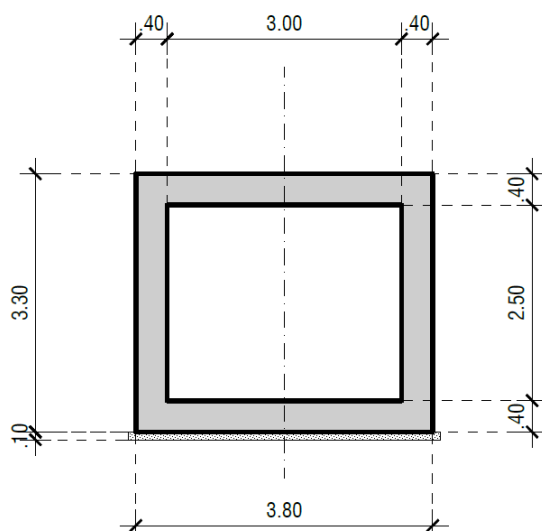


Figura 5-3. Sezione tipologica attraversamento idraulico scatolare.

#### 5.2.4 Sottopassi scatolari (tipologici)

Per i sottopassi scatolari si è fatto riferimento alla seguente sezione trasversale.

Il manufatto è composto da piedritti di altezza netta 2.60 m e spessore 0.40 m. La soletta superiore è larga 5.0 m ed ha spessore 0.45 m. La ciabatta di fondazione ha larghezza complessiva di 5.20 m e spessore di 0.60 m.

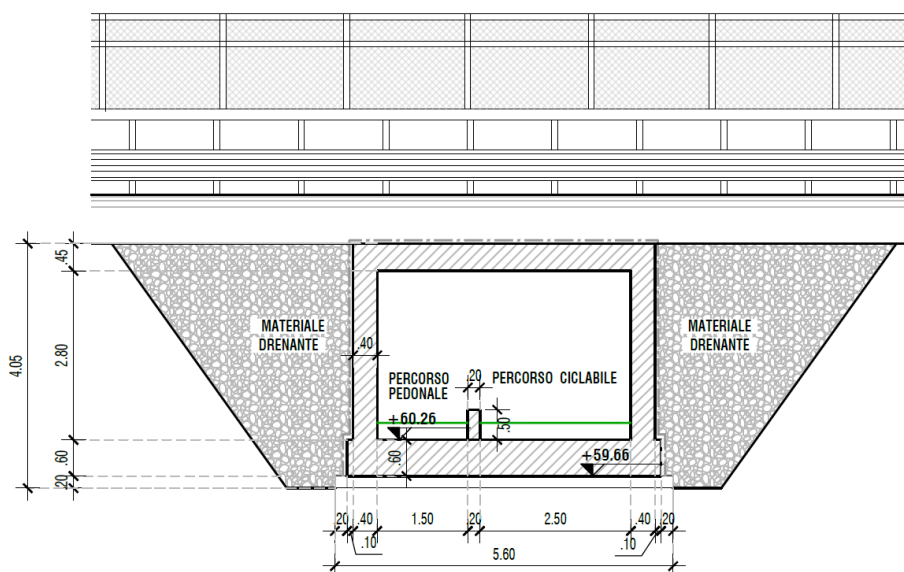


Figura 5-4: Sezione tipologica sottopasso ciclopedonale scatolare.

## 6 ANALISI DEI CARICHI

---

Le azioni considerate sono riassunte in seguito. I carichi applicati a ogni manufatto sono indicati nei paragrafi specifici.

Si vuol far notare che nel modello strutturale tutti i carichi inseriti sono modellati come unitari attraverso i rispettivi "load cases". L'entità del carico è inserita per mezzo di un fattore moltiplicativo presente nelle combinazioni riportate per ogni opera analizzata, sfruttando la linearità del comportamento e dell'analisi.

### 6.1 AZIONI PERMANENTI

#### 6.1.1 Peso proprio

Il peso proprio della struttura in c.a ( $g_1$ ) è stato calcolato automaticamente dal programma di calcolo. Il peso specifico del calcestruzzo armato si considera pari a 25kN/m<sup>3</sup>.

#### 6.1.2 Permanenti portati

I pesi permanenti portati sono i seguenti:

- Ricoprimento in misto cementato:  
Peso specifico:  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Pacchetto stradale (bider+pavimentazione):  
Peso specifico:  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$

#### 6.1.3 Spinta delle terre

L'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sulla spalla dipendono dallo spostamento relativo che lo stesso può subire; le opere in oggetto sono previste su fondazione diretta superficiale costituita da una ciabatta di fondazione che unisce i due paramenti murari verticali; ciò consente di considerare le deformazioni orizzontali del terreno limitare; pertanto in sede di progettazione è stato considerato, a favore di sicurezza, un regime di spinta a riposo in cui la pressione esercitata dal terreno sull'opera, secondo la teoria di Coulomb, è data dalla seguente espressione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_0$$

Dove:

- $K_0 = 1 - \sin \phi = 0.426$ , coefficiente di spinta a riposo;
- $\phi = 35^\circ$ , angolo di attrito interno del terreno rilevato.

La spinta delle terre viene valutata con riferimento alla stratigrafia ed ai valori di progetto dei parametri geotecnici, peso di volume, angolo di attrito, ottenuti abbattendo/amplificando i valori caratteristici mediante i coefficienti riduttivi o amplificativi specifici del tipo di verifica condotta, secondo i criteri riportati nelle NTC2018.

Per la spinta statica del terreno si considerano i seguenti dati:

Peso specifico terreno:  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ;

#### 6.1.4 Spinta dell'acqua

Nelle condizioni in cui si riscontra la presenza di falda superficiale (tale da interferire con i manufatti oggetto della presente relazione), la spinta idrostatica sulle pareti dei manufatti viene determinata dal software integrando le tensioni idrostatiche lungo lo sviluppo verticale della parete stessa.

Di conseguenza si ha che sulle pareti agiscono tensioni orizzontali idrostatiche, valutate secondo la seguente espressione:

$$\sigma_h = \gamma_w \cdot z_w$$

essendo:

$\gamma_w$  = peso specifico dell'acqua;

$z_w$  = quota di valutazione della tensione dalla quota di falda.

#### 6.1.5 Sottospinta dell'acqua

Nelle condizioni in cui si riscontra la presenza di falda superficiale (tale da interferire con i manufatti oggetto della presente relazione), la spinta dell'acqua, in direzione verticale e diretta verso l'alto, sui manufatti viene valutata con la seguente espressione:

$$\sigma_v = \gamma_w \cdot z_s$$

essendo:

$\gamma_w$  = peso specifico dell'acqua;

$z_s$  = quota dell'intradosso della platea dalla quota di falda.

### 6.2 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

Per le verifiche globali si utilizza lo schema di carico 1 definito dalle NTC2018

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti al § 5.1.3.3.3 delle NTC2018, disposti su corsie convenzionali. Per il caso in oggetto sono state considerate corsie di larghezza 3.0 m.

In linea con la trattazione valida per i ponti di 1° Categoria, si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (D.M. 17.1.2018):

Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  per le diverse corsie

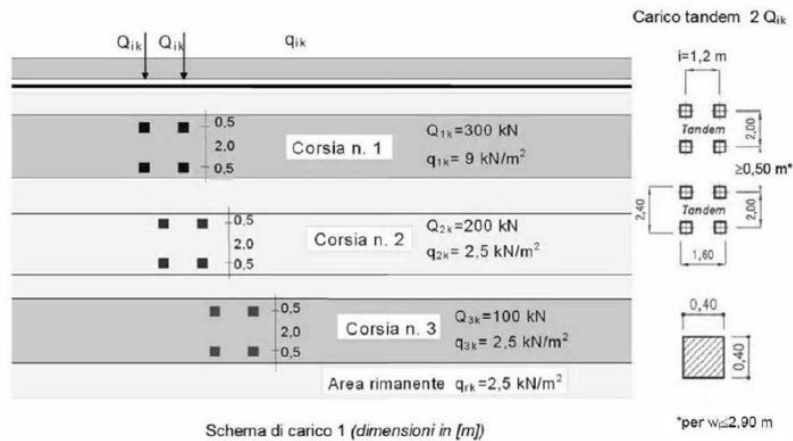
Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50



È stato, inoltre, considerato l'incremento uniforme di spinta orizzontale prodotto da tali carichi sulle porzioni di parete verticale.

Per le verifiche locali, sono stati valutati gli effetti più gravosi, in termini di azioni flettenti e taglianti sulla ciabatta, indotti dagli schemi 1 e 2 della normativa vigente (§5.1.3.3.3 – NTC2018).

Si riportano di seguito i due schemi, come definiti dalle NTC2018.



I carichi tandem sono stati considerati uniformemente distribuiti sulla superficie della relativa impronta e da qui diffusi attraverso la pavimentazione e la soletta con un angolo di  $45^\circ$  ed attraverso il terreno (o misto cementato) con angolo di  $30^\circ$  fino al piano medio della soletta (come descritto al §5.1.3.3.6 delle NTC2018). I valori ottenuti per i carichi di impronta sono riportati di seguito.

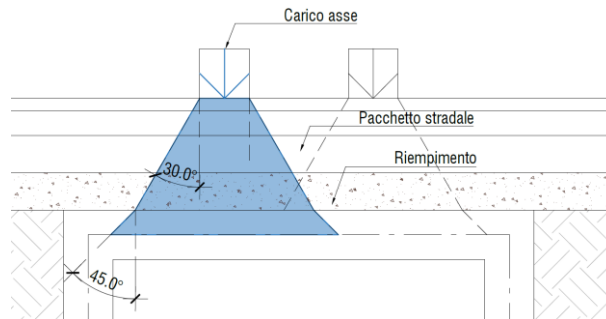
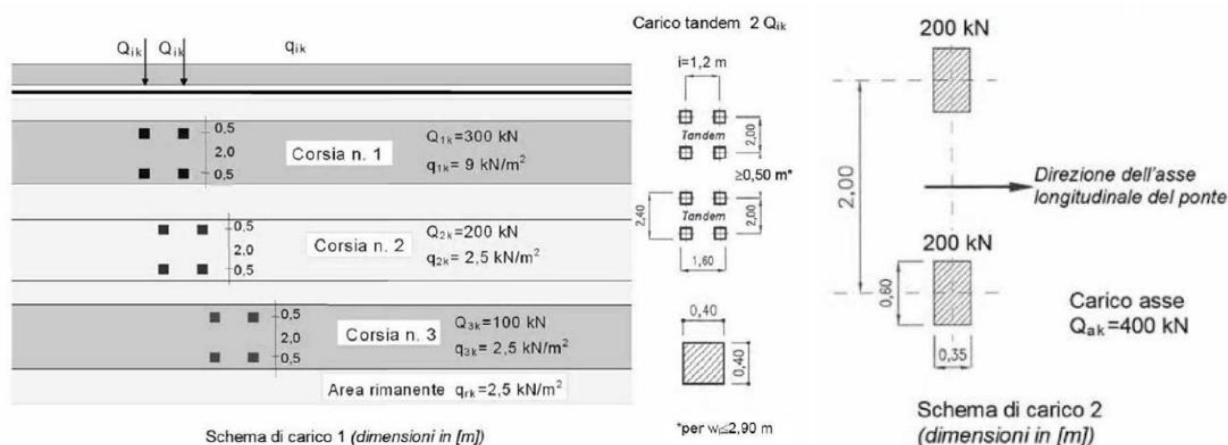


Figura 6-1: Diffusione dei carichi tandem.

Per le verifiche locali, sono stati valutati gli effetti più gravosi, in termini di sollecitazioni, indotti dagli schemi 1 e 2 della normativa vigente (§5.1.3.3.3 – NTC2018).

Si riportano di seguito i due schemi, come definiti dalle NTC2018.



Per la diffusione delle impronte di carico vale quanto detto sopra.

La presenza di un sovraccarico stradale uniformemente distribuito sul rilevato comporta un'ulteriore spinta sul manufatto interrato risultante da un diagramma delle pressioni costante con la profondità.

Intendendo con  $q$  il sovraccarico per metro lineare di proiezione orizzontale del valore pari al carico tandem diffuso alla quota media della soletta.

$$S_q = q \cdot H \cdot K_0$$

$q$  = sovraccarico dovuto al traffico veicolare

$K_0$  = coefficiente di spinta a riposo

$H$  = altezza della parete interrata sulla quale insiste la pressione.

L'entità di spinta viene inserita nel modello di calcolo come carico di superficie di intensità costante.

### 6.3 AZIONE SISMICA

L'azione sismica viene determinata in ottemperanza a quanto prescritto dal D.M. 17.01.2018, riferimento normativo cui si riferiscono tutti i richiami riportati nel seguito del presente paragrafo, salvo ove diversamente indicato.

Ai fini progettuali per definire le azioni sulle strutture si adotta:

- vita nominale:  $V_N = 100$  anni
- classe d'uso: III

da cui risulta:

- coefficiente d'uso:  $C_U = 1.5$
- periodo di riferimento per l'azione sismica:  $V_R = V_N \times C_U = 150$  anni

Le coordinate del sito in WGS84 sono:

Latitudine: 44.7096

Longitudine: 10.6205

Per le analisi in condizioni sismiche è stato preso a riferimento lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e dunque i seguenti parametri:

- Categoria di sottosuolo: C

- Coefficiente topografico T1:  $S_t = 1.00$
- Fattore di sito:  $S_s = 1.376$
- Accelerazione orizzontale su sito di riferimento rigido:  $a_g = 0.223 \text{ g}$
- Massima accelerazione  $a_{\max} = 0.307 \text{ g}$

### 6.3.1 Spinte in condizioni sismiche

Per manufatti scatolari interrati e per muri di sostegno, le analisi in condizioni sismiche, possono essere eseguite mediante metodi pseudo-statici utilizzando degli opportuni coefficienti sismici.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali sono valutati mediante l'espressione:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$
$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

$a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità;

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Il calcolo della spinta viene implementato secondo il metodo di *Mononobe-Okabe*.

La teoria di Mononobe-Okabe fa uso del *metodo dell'equilibrio limite* e può essere considerata una estensione del metodo di Coulomb, in cui alle usuali spinte al contorno del cuneo instabile di terreno vengono sommate anche le azioni inerziali orizzontali e verticali dovute all'accelerazione delle masse.

Le ipotesi che stanno alla base del metodo sono quindi:

- Terreno isotropo, omogeneo e dotato di attrito e/o coesione.
- Terreno che, a causa degli spostamenti del muro, si trova in uno stato di equilibrio plastico.
- Superficie di rottura piana.
- Superficie superiore del cuneo anche inclinata ma di forma piana.
- La resistenza per attrito e per coesione si sviluppa uniformemente lungo la superficie di rottura.
- Può esistere attrito tra paramento del muro e terreno, che si sviluppa al primo spostamento del muro.
- Il paramento del muro può essere inclinato ma non spezzato in più parti.
- L'effetto delle accelerazioni  $k_h$  e  $k_v$  viene intrinsecamente considerato nel baricentro del cuneo instabile.

La spinta attiva viene calcolata secondo la seguente espressione:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot (1 \pm K_v) \cdot K_a$$

il coefficiente  $K_a$  viene calcolato utilizzando la formulazione di Mononobe-Okabe proposta nell'ordinanza 3274 e successiva correzione 3316, in cui i simboli usati sono:

$\phi$  = angolo di attrito interno del terreno.

$\psi$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro.

$\beta$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno.

$\delta$  = angolo di attrito terreno-muro.

$\theta$  = angolo di rotazione addizionale definito come segue.

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Il coefficiente per stati di spinta attiva si divide in due casi:

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

$\beta \leq \phi - \theta:$

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

$\beta > \phi - \theta:$

Per i casi oggetto si studio si assume:

$K_a$	0.271
-------	-------

Nel caso di accelerazione sismica solo orizzontale l'angolo  $\theta$  è unico e la spinta attiva e passiva risulta univocamente determinata; viceversa le formule forniscono due distinti valori, che corrispondono alla presenza di accelerazione sismica verticale verso l'alto e verso il basso.

Si considera, a favore di sicurezza, il punto di applicazione dell'incremento di spinta a metà dell'altezza dei muri laterali (andamento costante delle tensioni).

Il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$$\beta_m = 1.00 \quad \text{nelle verifiche allo SLV;}$$

Ne deriva che per i muri di sostegno i coefficienti sismici valgono:

$$k_h = 1.00 \cdot \frac{0.307 \text{ g}}{g} = 0.307 \quad \text{allo SLV}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot 0.307 = \pm 0.153 \quad \text{allo SLV}$$

Per il sito oggetto di studio, si ottengono i seguenti valori del coefficiente sismico  $K = (1 + K_v) \cdot K_a$

$K_{\text{sismica}+}$	0.517
$K_{\text{sismica}-}$	0.623

Per le analisi si considera  $K_{\text{sismica}-} = 0.623$ .

### 6.3.2 Forze d'inerzia dovute al sisma

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai pesi propri, ai sovraccarichi permanenti, e considerando il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico: le opere in oggetto non rientra infatti fra i ponti in zona urbana di intenso traffico, per i quali si deve considerare un valore non nullo di dette masse.

In condizioni sismiche le opere sono soggette alle forze di inerzia, degli elementi strutturali e delle porzioni di terreno solidali con la struttura, calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = \pm k_v \cdot W$$

essendo  $W$  il peso dell'elemento strutturale o della porzione di terreno, mentre  $k_v$  e  $k_h$  sono i coefficienti di intensità sismica verticale ed orizzontali descritti nel precedente paragrafo. Tali forze sono applicate nel baricentro delle masse dell'elemento considerato. La presenza di terreno interessa solo i volumi giacenti sopra gli aggetti delle fondazioni. Per le analisi dei manufatti oggetto della presente relazione non è stata presa in considerazione la componente verticale dell'inerzia dovuta al sisma.



## 7 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

### 7.1 FASE STATICA

#### 7.1.1 STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

Nelle verifiche allo stato limite ultimo le azioni sollecitanti vengono determinate combinando le azioni permanenti ed accidentali con la seguente relazione:

$$S_d = \gamma_{g1} \cdot G_{1k} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k} + \gamma_{q1} Q_{1k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} \cdot Q_{kj})$$

dove:

- $G_k$  valore caratteristico delle azioni permanenti
- $Q_{1k}$  valore caratteristico dell'azione accidentale principale
- $Q_{jk}$  valori caratteristici delle altre azioni accidentali tra loro indipendenti
- $\psi_{0j}$  coefficiente di contemporaneità per le altre azioni accidentali tra loro indipendenti.

Per i tutti i manufatti in c.a., i valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni per il calcolo degli effetti agli stati limite ultimi sono riportati nel seguente prospetto (D.M. 17/01/2018 – tabella 5.1.V):

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

I coefficienti di combinazione delle azioni variabili sono invece riportati nel seguente prospetto di normativa (D.M. 17/01/2018 – tabella 5.1.VI):

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combi- nazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequent)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

### 7.1.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Per gli Stati Limite di Esercizio si prendono in considerazione tre diversi tipi di combinazioni delle azioni:

- Rare 
$$S_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{0j} \cdot Q_{jk})$$
- Frequenti 
$$S_d = G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{1k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} \cdot Q_{jk})$$
- Quasi permanenti 
$$S_d = G_k + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} \cdot Q_{jk})$$

## 7.2 FASE SISMICA

Le verifiche allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) sono state effettuate con la seguente combinazione della azione sismica con le altre azioni:

$$S_d = E + G_k + P_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{Ki})$$

dove: E è l'azione sismica di riferimento per lo stato limite in esame.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{Ki})$$

dove il coefficiente  $\psi_{12}$  rappresenta l'aliquota quasi permanente dei carichi accidentali ed assume, per ogni tipologia di azione accidentale, il valore definito al paragrafo precedente.

## 8 CRITERI DI VERIFICA

### 8.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

#### 8.1.1 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI SOLLEVAMENTO (SLU IDRAULICI)

Per i manufatti che prevedono la presenza di falda alla quota di intradosso o sono in parte/temporaneamente sommersi sono state effettuate verifiche a sollevamento. Nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, sono state assunte le condizioni più sfavorevoli.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante,  $V_{inst,d}$ , ovvero sia della risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ( $G_{inst,d}$ ) e quella variabile ( $Q_{inst,d}$ ), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ( $G_{stb,d}$ ) e delle resistenze ( $R_d$ ):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

dove  $V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella tab. 6.2.III delle NTC2018, qui sotto riportata:

**Tab. 6.2.III** – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili $Q$	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

#### 8.1.2 VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

Si verifica che le coppie di sollecitazioni ( $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ) ottenute per la combinazione fondamentale verifichino la disuguaglianza:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

ovvero siano interne al dominio di resistenza della sezione esaminata.

#### 8.1.3 VERIFICA A TAGLIO

Si verifica che risulti:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Il taglio resistente in assenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (\nu_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

dove: :

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2 ; v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$d$  = altezza utile della sezione in mm

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \quad \text{rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa } (\leq 0,02)$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \quad \text{tensione media di compressione nella sezione } (\leq 0,2 f_{cd})$$

$b_w$  = larghezza della membratura resistente a taglio in mm

Il taglio resistente in presenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

$$VRd = \min (VRsd ; VRcd)$$

dove:

$$VRsd = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$VRcd = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\ctg \alpha + \ctg \theta) / (1 + \ctg^2 \theta)$$

dove:

$A_{sw}$  area armatura trasversale

$s$  passo armatura trasversale

$\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse trave

$\theta$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse trave

$f'_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$ )

$\alpha_c$  coefficiente amplificativo pari a:

- 1 per membrane non compresse
- $1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$  per  $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd}$
- 1.25 per  $0.25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.50 \cdot f_{cd}$
- $2.5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$  per  $0.50 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$

## 8.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

In relazione alle classi di esposizione delle singole parti di struttura si adottano i limiti di apertura delle fessure e tensionali come da normativa a seconda del tipo di combinazione di carico.

Le condizioni ambientali per gli elementi in c.a. oggetto della presente relazione sono:

- Strutture di fondazione – condizioni ordinarie;
- Strutture in elevazione – condizioni aggressive.

La definizione delle condizioni ambientali è riportata di seguito, come prescritto nelle NTC2018.

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

### 8.2.1 VERIFICA DI APERTURA DELLE FESSURE

L'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate dalle NTC2018, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni frequente e quasi permanente della normativa vigente. La verifica a fessurazione viene eseguita come segue:

- Strutture di fondazione - condizioni ordinarie ed armature poco sensibili:
  1. combinazione di carico frequente:  
 $w_k \leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$
  2. combinazione di carico quasi permanente:  
 $w_k \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$
- Strutture in elevazione - condizioni aggressive ed armature poco sensibili
  1. combinazione di carico frequente:  
 $w_k \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$
  2. combinazione di carico quasi permanente:  
 $w_k \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

I criteri per la scelta dello stato limite di fessurazione sono riportati nella tabella che segue, come prescritto nelle NTC2018.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

### 8.2.2 VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Le verifiche si eseguono per la condizione di carico quasi permanente e rara, verificando che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione quasi permanente si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ ;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ , mentre quelle dell'acciaio  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$



## 9 VERIFICHE

### 9.1 MURI DI SOSTEGNO (TIPOLOGICI)

#### 9.1.1 GEOMETRIA E VINCOLI

Si riportano delle viste del modello realizzato con l'indicazione delle sezioni e dei vincoli assunti.

##### 9.1.1.1 Seziona A: Muro di sostegno tipologico della rampa dell'asse 1-U dello svincolo

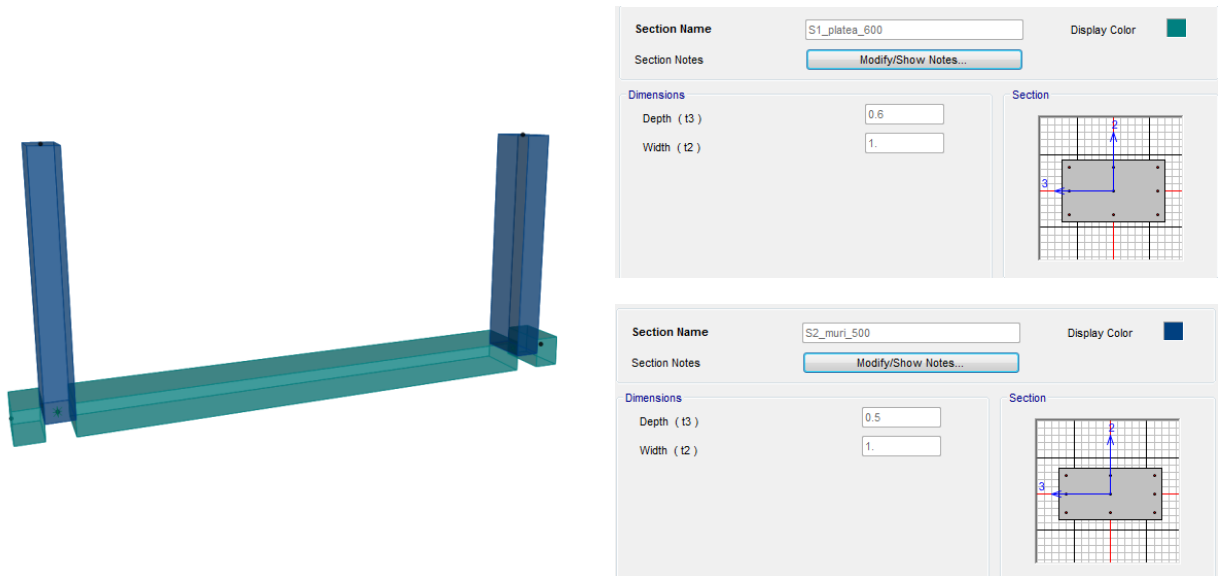
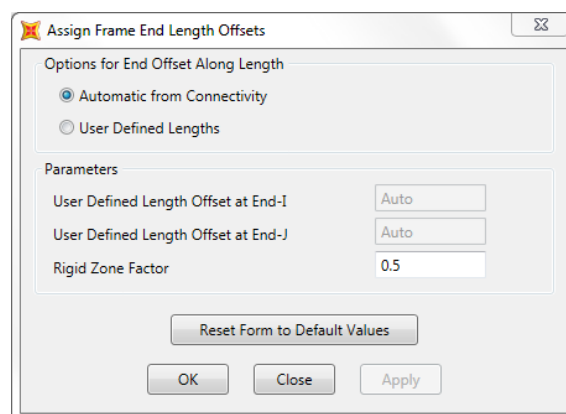


Figura 9-1: Vista del modello con indicazione delle sezioni.

In prossimità dei nodi sono state considerate le effettive End-Offset, automaticamente computate dal programma di calcolo assegnando un coefficiente di rigidità pari a 0.5.



La ciabatta di fondazione risulta vincolata alla base per impedire le traslazioni orizzontali mentre è vincolata con molle lineari verticali, la cui costante elastica è esplicitata di seguito:

#### Costante di Winkler molle verticali

$$c = 1.0 \quad \text{kg/cm}^3 \quad \text{Costante di Winkler verticale}$$

$c = 10000 \text{ kN/m}^3$  Costante di Winkler verticale (SI)  
 $S = 1.0 \text{ m}$  Spessore frame  
 $c - \text{modello} = 10000 \text{ kN/m/m}$  Costante di Winkler verticale (SI) adottata nel modello

#### 9.1.1.2 Sezione B: Muro di sostegno tipologico della rampa dell'asse 2-E dello svincolo

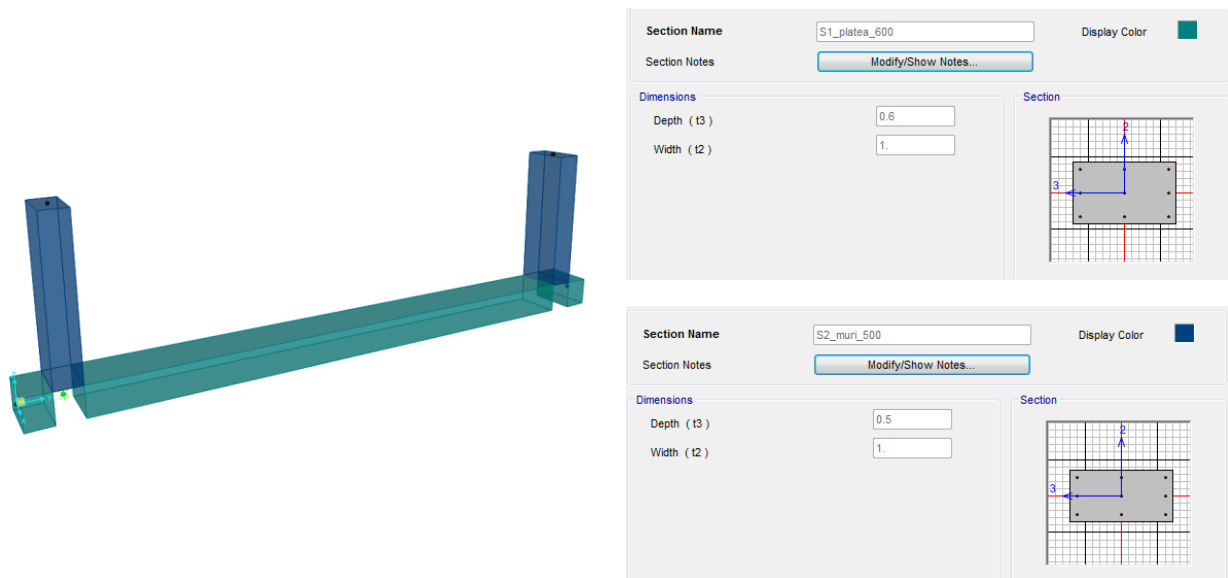
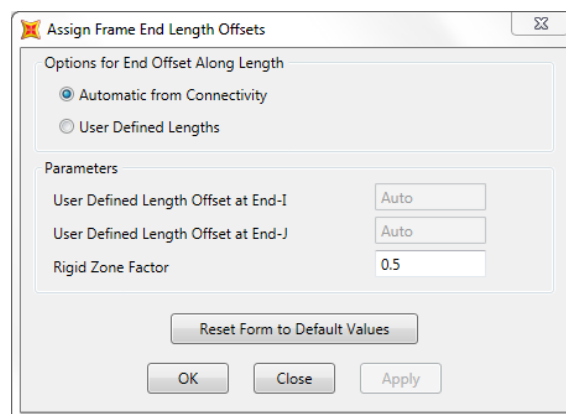


Figura 9-2: Vista del modello con indicazione delle sezioni.

In prossimità dei nodi sono state considerate le effettive End-Offset, automaticamente computate dal programma di calcolo assegnando un coefficiente di rigidezza pari a 0.5.



La ciabatta di fondazione risulta vincolata alla base per impedire le traslazioni orizzontali mentre è vincolata con molle lineari verticali, la cui costante elastica è esplicitata di seguito:

#### Costante di Winkler molle verticali

$c = 1.0 \text{ kg/cm}^3$  Costante di Winkler verticale  
 $c = 10000 \text{ kN/m}^3$  Costante di Winkler verticale (SI)  
 $S = 1.0 \text{ m}$  Spessore frame

$c - \text{modello} = 10000 \text{ kN/m/m}$  Costante di Winkler verticale (SI) adottata nel modello

### 9.1.2 CARICHI APPLICATI

Si riportano di seguito le modalità di applicazione dei carichi di progetto sui manufatti in oggetto. Si vuol far notare che nel modello strutturale tutti i carichi inseriti sono modellati come unitari attraverso i rispettivi "load cases". L'entità del carico è inserita per mezzo di un fattore moltiplicativo presente nelle combinazioni riportate per ogni opera analizzata, sfruttando la linearità del comportamento e dell'analisi.

Si riportano a titolo di esempio i carichi applicati al modello del muro dell'asse 1-U (OS1).

I pesi propri delle strutture modellate sono tenuti in conto automaticamente dal programma di calcolo.

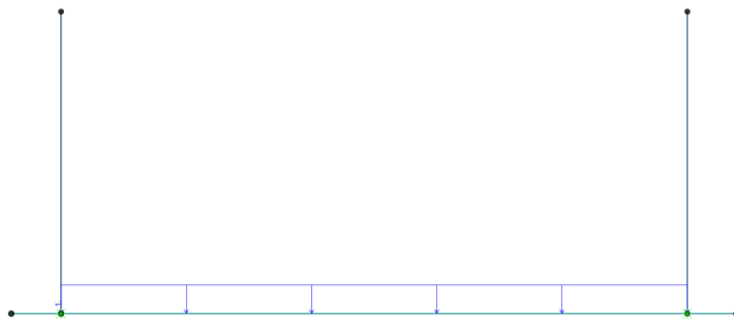


Figura 9-3: Peso permanente portato della pavimentazione: 2.4 kN/m/m (strada).

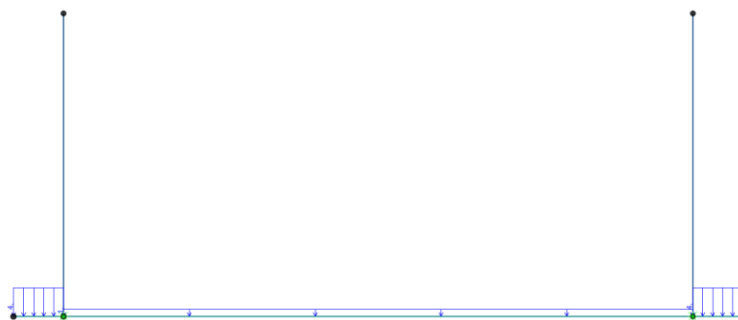
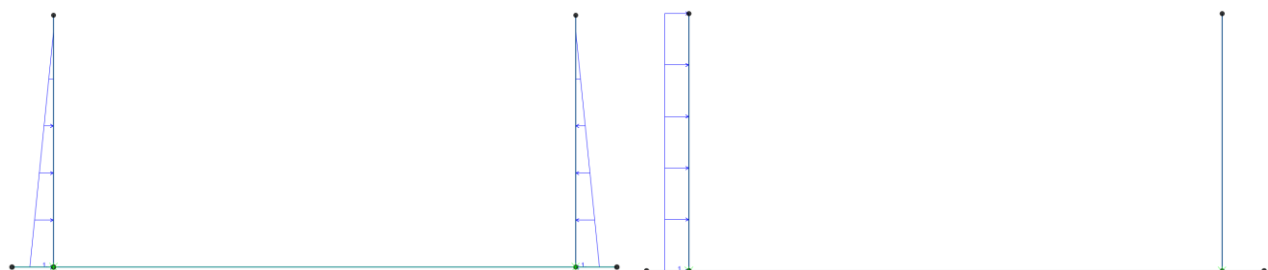


Figura 9-4: Peso permanente portato del terreno di ricoprimenti: sotto la pavimentazione stradale 15.2 kN/m/m, sull'esterno della ciabatta di fondazione 60.8 kN/m/m.



- (a) Spinta del terreno e peso proprio del terreno di ricoprimento in condizioni statiche:  
 - Spinta statica:  $K_0=0.426$ ;  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- (b) Spinta del terreno in condizioni sismiche:  $K = 0.623$ ,  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

Figura 9-5: Spinta statica e peso proprio del terreno (a), spinta sismica (b).

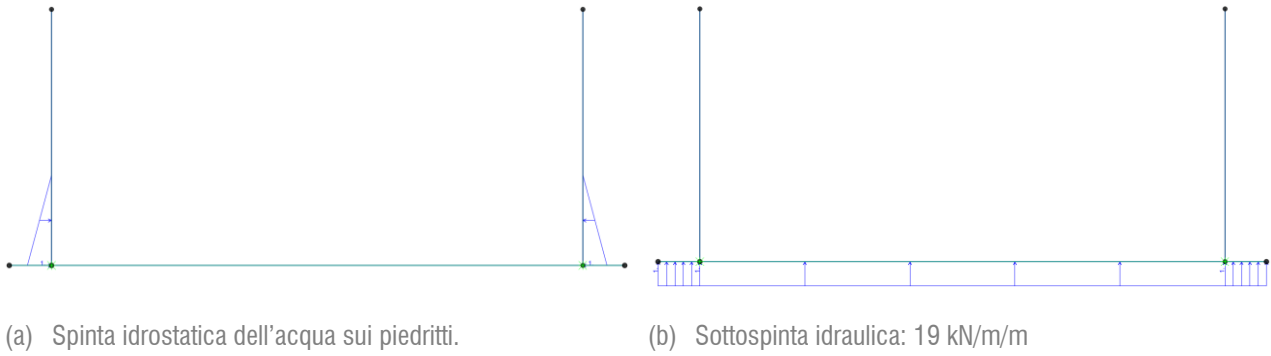


Figura 9-6: Azioni idrostatiche dell'acqua di falda: spinta idrostatica (a), sottospinta (b).

Si riporta di seguito una delle disposizioni adottate per i carichi da traffico. In funzione degli spessori di ricoprimento, pavimentazione e struttura, si ottengono i seguenti carichi uniformemente distribuiti:

- Corsia 1: Assi tandem 37.5 kN/m/m, carico di corsia 9 kN/m/m;
- Corsia 2: Assi tandem 25.0 kN/m/m, carico di corsia 2.5 kN/m/m;
- Corsia 3: Assi tandem 12.5 kN/m/m, carico di corsia 2.5 kN/m/m;
- Parte rimanente: carico di corsia 2.5 kN/m/m.

Sono state considerate le seguenti disposizioni:

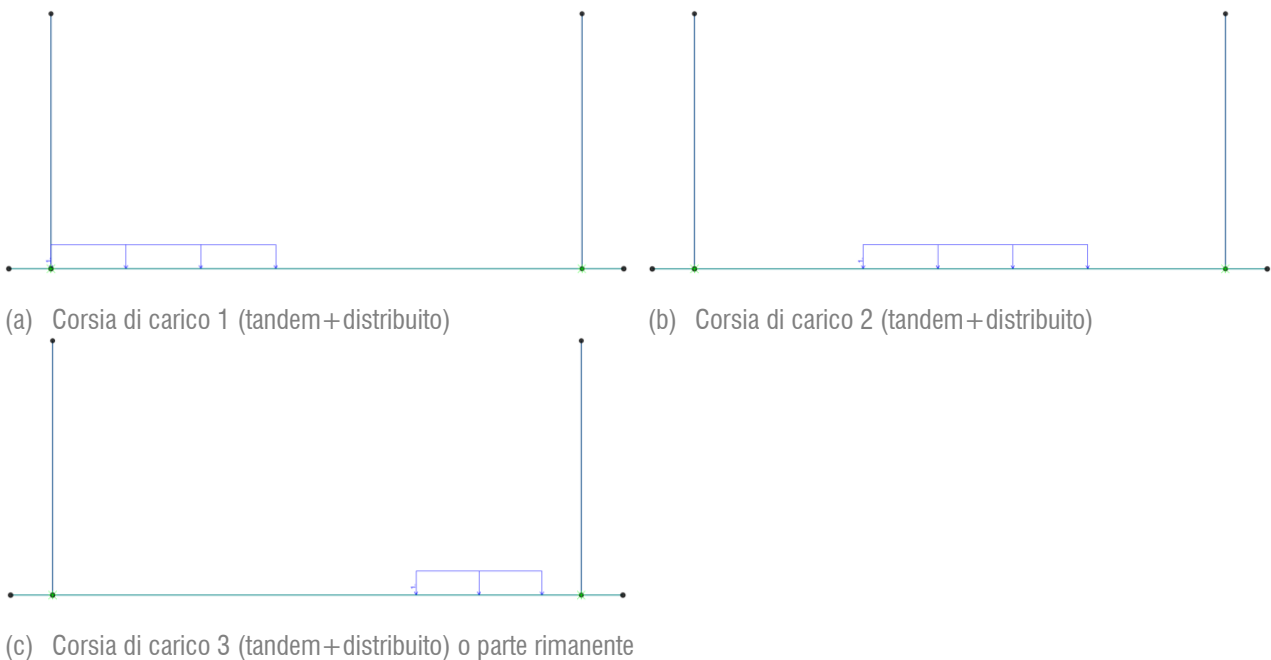
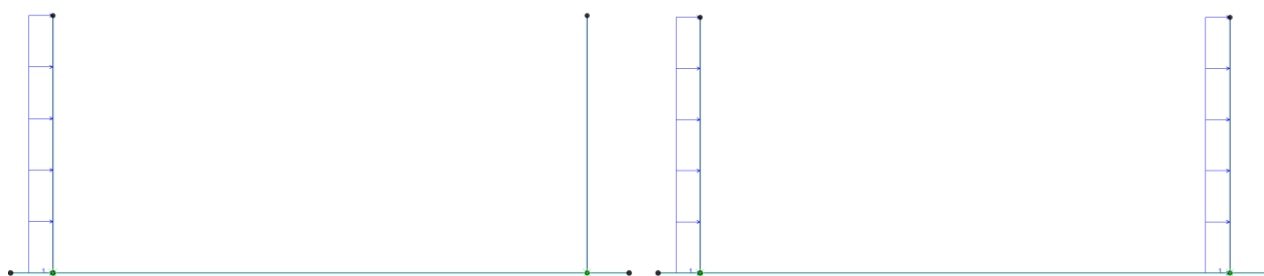


Figura 9-7: Carichi variabili da traffico.



(a) Inerzia del terreno in condizioni sismiche: 2.9 kN/m/m (b) Inerzia dei piedritti in condizioni sismiche: 3.8 kN/m/m

Figura 9-8: Inerzia del manufatto in condizioni sismiche: terreno (a) e struttura (b).

### 9.1.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito le combinazioni di carico effettuate nel modello di calcolo.

TABLE: Combination Definitions			
ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Unitless
C SLUstr_maxE	Linear Add	G1	1.35
C SLUstr_maxE		G2	1.5
C SLUstr_maxE		G3 terr_stat	1.35
C SLUstr_maxE		QK_maxE	1.5
C SLUstr_maxN	Linear Add	G1	1.35
C SLUstr_maxN		G2	1.5
C SLUstr_maxN		G3 terr_stat	1.35
C SLUstr_maxN		QK_maxN	1.5
C SLUstr_idro	Linear Add	G1	0.9
C SLUstr_idro		G2	0.8
C SLUstr_idro		G3 terr_stat	0.9
C SLUstr_idro		G3 idro	1.1
C SLV	Linear Add	G1	1
C SLV		G2	1
C SLV		G3 terr_sis	1
C SLV		INERZIA	1
C SLErara_maxE	Linear Add	G1	1
C SLErara_maxE		G2	1
C SLErara_maxE		G3 terr_stat	1
C SLErara_maxE		QK_maxE	1
C SLErara_maxN	Linear Add	G1	1
C SLErara_maxN		G2	1
C SLErara_maxN		G3 terr_stat	1
C SLErara_maxN		QK_maxN	1
C SLEfreq_maxE	Linear Add	G1	1
C SLEfreq_maxE		G2	1
C SLEfreq_maxE		G3 terr_stat	1
C SLEfreq_maxE		qk 1 v ax	0.75
C SLEfreq_maxE		qk 1 v dis	0.4

C SLEfreq_maxN	Linear Add	G1	1
C SLEfreq_maxN		G2	1
C SLEfreq_maxN		G3 terr stat	1
C SLEfreq_maxN		qk 2 v ax	0.75
C SLEfreq_maxN		qk 2 v dis	0.4
C SLE_quasi_perm_1	Linear Add	G1	1
C SLE_quasi_perm_1		G2	1
C SLE_quasi_perm_1		G3 terr stat	1
C SLE_quasi_perm_2	Linear Add	G1	1
C SLE_quasi_perm_2		G2	1
C SLE_quasi_perm_2		G3 terr stat	1
C SLE_quasi_perm_2		G3 idro	1
C ENV SLU	Envelope	C SLUstr_maxE	1
C ENV SLU		C SLUstr_maxN	1
C ENV SLErara	Envelope	C SLErara_maxE	1
C ENV SLErara		C SLErara_maxN	1
C ENV SLEfreq	Envelope	C SLEfreq_maxE	1
C ENV SLEfreq		C SLEfreq_maxN	1
C ENV SLEquasi_perm	Envelope	C SLE_quasi_perm_1	1
C ENV SLEquasi_perm		C SLE_quasi_perm_2	1

#### 9.1.4 VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali sono state effettuate nelle seguenti sezioni significative:

- Sezione 1: piede piedritti (lato piedritti);
- Sezione 2: incastro tra ciabatta e piedritto (lato ciabatta);
- Sezione 3: mezzeria della ciabatta.

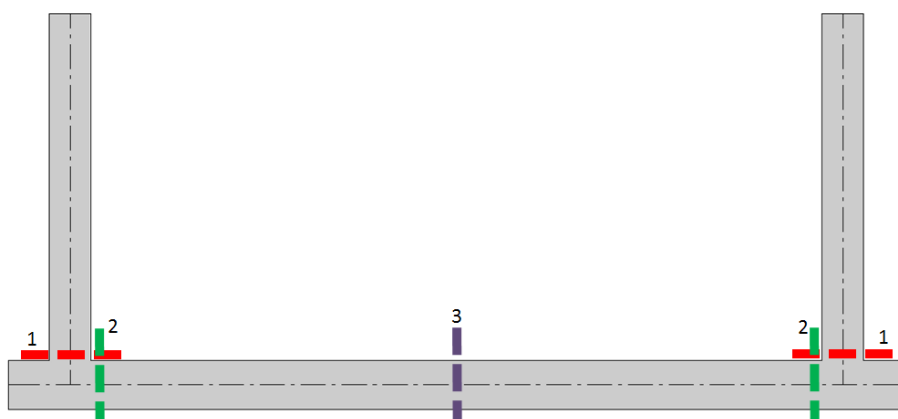


Figura 9-9: Sezioni di verifica.

#### 9.1.4.1 Sezione A: Muro di sostegno tipologico della rampa dell'asse 1-U dello svincolo

Di seguito si riportano gli andamenti degli involuipi delle sollecitazioni determinate ed una tabella riassuntiva.

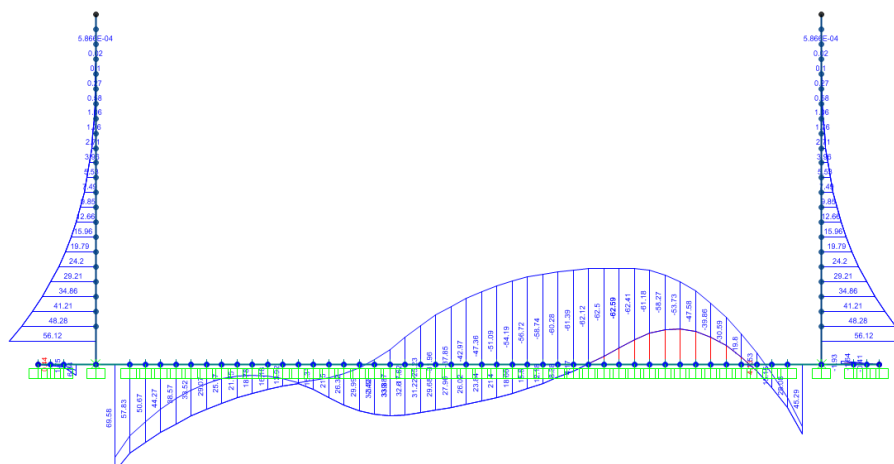


Figura 9-10: Involuppo del diagramma dei momenti flettenti – SLU

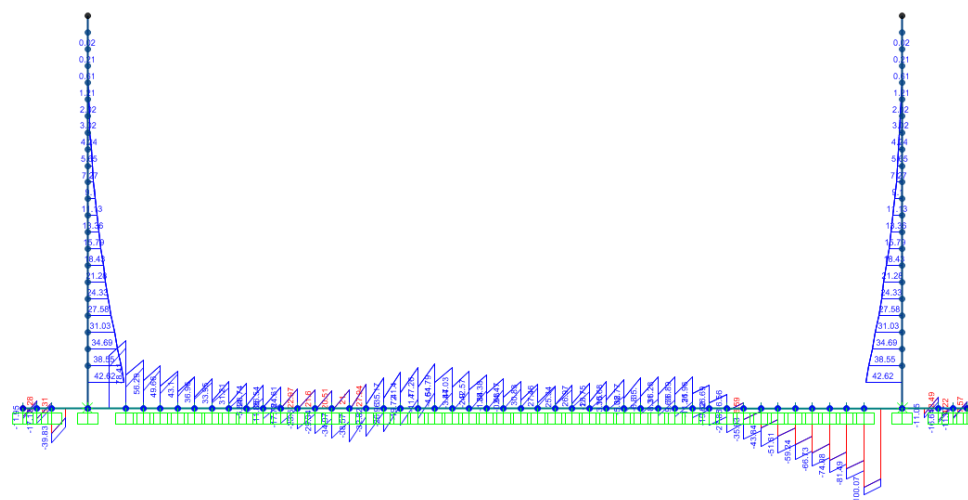


Figura 9-11: Involuppo del diagramma del taglio – SLU



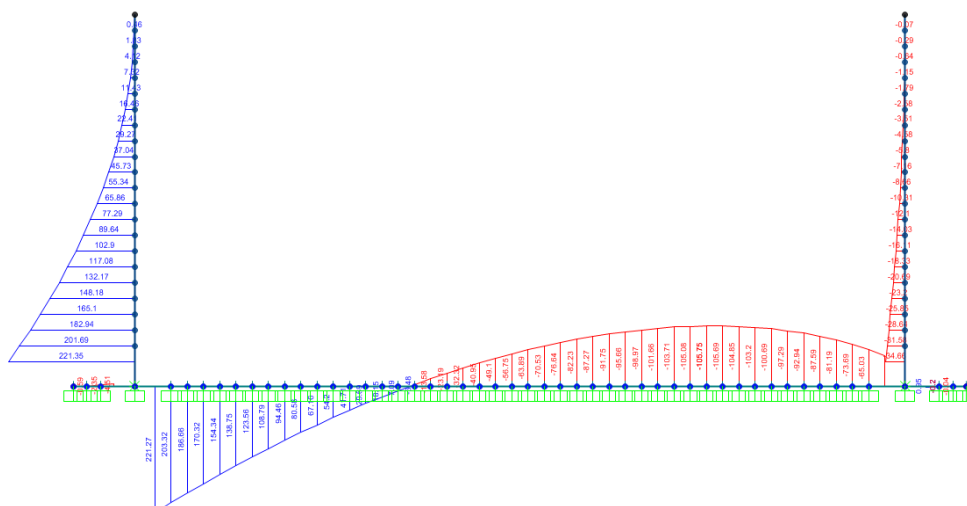


Figura 9-12: Diagramma del momento flettente – SLV.

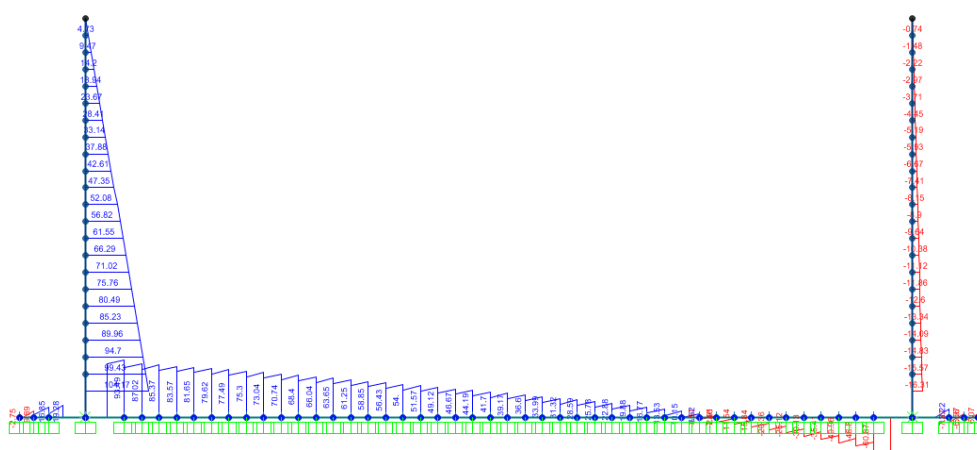


Figura 9-13 Diagramma del taglio – SLV.

Sezione 1: piede piedritti			
CC	N (KN)	M <sub>y</sub> (kNm)	T <sub>z</sub> (kN)
SLU	72	56	43
SLV	56	254	112
SLE rara	53	42	-
SLE freq	53	42	-
SLE q.p.	53	42	-

<b>Sezione 2: incastro tra ciabatta e piedritto</b>			
<b>CC</b>	<b>N (KN)</b>	<b>M<sub>y</sub>(kNm)</b>	<b>T<sub>z</sub>(kN)</b>
SLU	-49	70	90
SLV	-18	221	87
SLE rara	-36	51	-
SLE freq	-36	45	-
SLE q.p.	-43	34	-

<b>Sezione 3: mezzeria della ciabatta</b>			
<b>CC</b>	<b>N (KN)</b>	<b>M<sub>y</sub>(kNm)</b>	<b>T<sub>z</sub>(kN)</b>
SLU	-49	-38	20
SLV	-18	-56	41
SLE rara	-36	-29	-
SLE freq	-36	-46	-
SLE q.p.	-43	-90	-

Nella determinazione delle sollecitazioni si è tenuto in conto degli ingombri strutturali.

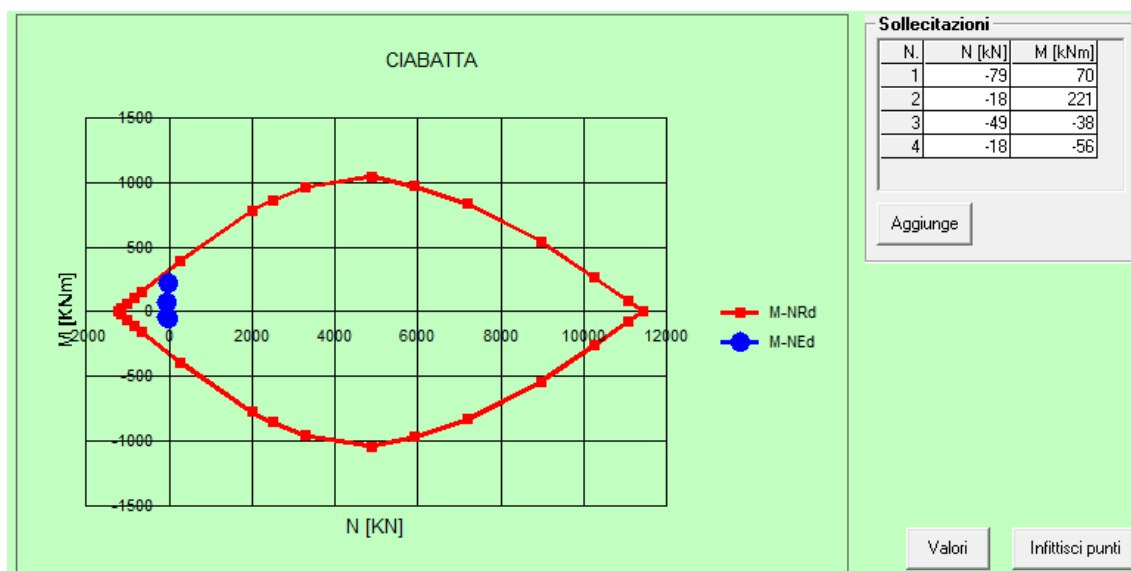
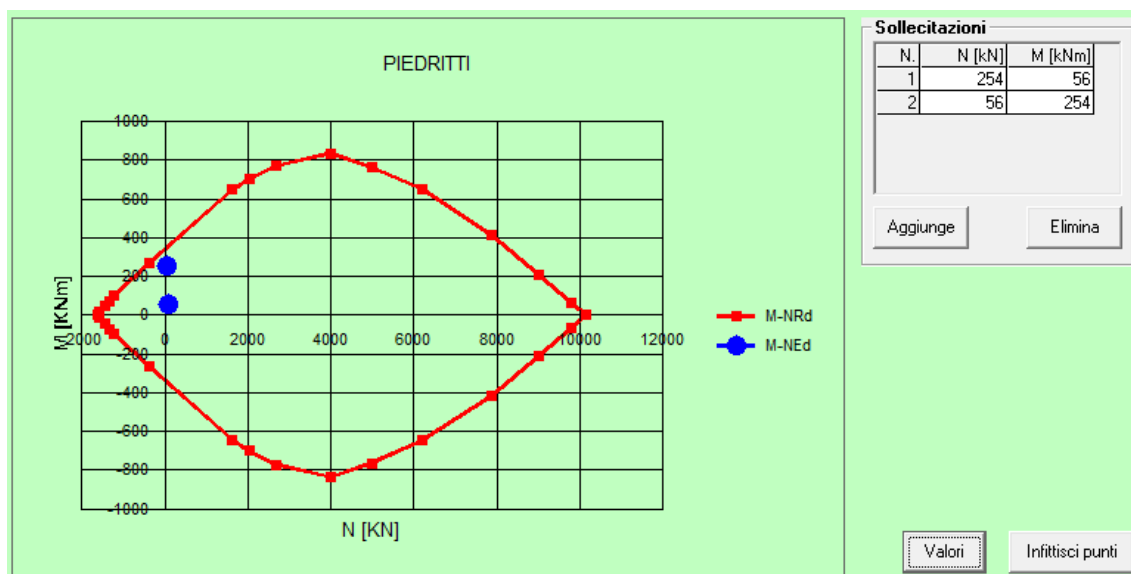
Nelle tabelle precedenti il segno + indica compressione.

### **Verifica a pressoflessione**

Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione degli elementi strutturali studiati.

L'armatura considerata per le verifiche è la seguente:

- Piedritti: 1+1Ø20/15
- Ciabatta: 1+1Ø20/20



Le verifiche sono soddisfatte.

### Verifica a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio degli elementi strutturali studiati. Non è prevista l'adozione di specifica armatura a taglio.

Si riporta di seguito la verifica dei piedritti.

DATI SEZIONE			DATI MATERIALI			ARMATURA LONG. TESA		
B	1000	mm	CLS	C30/37		$\phi_1$	20	mm
H	500	mm	$f_{ck}$	30.0	MPa	$1\phi A_1$	314.2	mm <sup>2</sup>
d	434	mm	$f_{cd}$	8.50	MPa	$\rho_1$	150	mm
c	40	mm	v	0.50	-	$A_1$	2094.4	mm <sup>2</sup> / m
$\phi_{max}$	20	mm	$\gamma_c$	1.5	-	$\phi_2$	20	mm
$\phi_{ripartizione}$	16	mm	$\alpha_{cc}$	0.85	-	$1\phi A_2$	314.2	mm <sup>2</sup>
			ACCIAIO	B450C		$\rho_2$	0	mm
			$f_{yd}$	450.0	MPa	$A_2$	0.0	mm <sup>2</sup> / m
			$f_{yd}$	391.3		$A_{TOT\_LONG.}$	2094.4	mm <sup>2</sup> / m
			$\gamma_c$	1.15	-			

VERIFICA NTC 2018 §4.1.2.3.5.1			
$V_{Ed}$	112	kN/m	Taglio sollecitante
$V_{Rd}$	213.1	kN/m	Taglio resistente
$V_{Ed} / V_{Rd}$	0.5	< 1	Ok
$V_{Rd,1}$	213.1	kN/m	Taglio resistente componente 1
$V_{Rd,2}$	181.0	kN/m	Taglio resistente componente 2
Coeff.	0.18	-	
k	1.68	-	< 2
d	434	mm	
Coeff.	100	-	
$\rho_l$	0.005	-	< 0.02
$A_{sl}$	2094.4	mm <sup>2</sup>	
$b_w$	1000	mm	
$\sigma_{cp}$	0.0	MPa	
$v_{min}$	0.42	-	
Coeff.	0.035	-	

Si riporta di seguito la verifica della ciabatta.

DATI SEZIONE			DATI MATERIALI			ARMATURA LONG. TESA		
B	1000	mm	CLS	C30/37		$\phi_1$	20	mm
H	600	mm	$f_{ck}$	30.0	MPa	$1\phi A_1$	314.2	mm <sup>2</sup>
d	534	mm	$f_{cd}$	8.50	MPa	$\rho_1$	200	mm
c	40	mm	v	0.50	-	$A_1$	1570.8	mm <sup>2</sup> / m
$\phi_{max}$	20	mm	$\gamma_c$	1.5	-	$\phi_2$	20	mm
$\phi_{ripartizione}$	16	mm	$\alpha_{cc}$	0.85	-	$1\phi A_2$	314.2	mm <sup>2</sup>
			ACCIAIO	B450C		$\rho_2$	0	mm
			$f_{yd}$	450.0	MPa	$A_2$	0.0	mm <sup>2</sup> / m
			$f_{yd}$	391.3		$A_{TOT\_LONG.}$	1570.8	mm <sup>2</sup> / m
			$\gamma_c$	1.15	-			

VERIFICA NTC 2018 §4.1.2.3.5.1		
$V_{Ed}$	90 kN/m	Taglio sollecitante
$V_{Rd}$	213.5 kN/m	Taglio resistente
$V_{Ed} / V_{Rd}$	0.4 < 1	Ok
$V_{Rd,1}$	213.5 kN/m	Taglio resistente componente 1
$V_{Rd,2}$	209.5 kN/m	Taglio resistente componente 2
Coeff.	0.18 -	
k	1.61 -	< 2
d	534 mm	
Coeff.	100 -	
$\rho_l$	0.003 -	< 0.02
$A_{sl}$	1570.8 mm <sup>2</sup>	
$b_w$	1000 mm	
$\sigma_{cp}$	0.0 MPa	
$v_{min}$	0.39 -	
Coeff.	0.035 -	

Le verifiche sono soddisfatte.

### Verifica tensionale e di apertura delle fessure

Nella tabella che segue sono riportate le verifiche tensionali e di apertura delle fessure nelle sezioni oggetto di verifica.

OS1: MURI RAMPA 1-U										
Sezione	COMB.	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$\sigma_{cls}$	$\sigma_s$	x	VERIFICA FESSURAZIONE		VERIFICA TENSIONI	
Text	-	[kN/m]	[kNm/m]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]	apertura w	$w_{lim}$ [mm]	$\sigma_{c,lim}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,lim}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Piedritti	SLErara	53	42	1.4	38.0	155.0			< 18	< 360
	SLEfreq.	53	42	1.4	38.0	155.0	0.04	< 0.3		
	SLEquasi p.	53	42	1.4	38.0	155.0	0.04	< 0.2	< 13.5	
Ciabatta	SLErara	-36	51	-1.3	76.0	109.0			< 18	< 360
	SLEfreq.	-36	-46	-1.1	70.0	107.0	0.09	< 0.4		
	SLEquasi p.	-43	-90	-2.3	128.0	115.0	0.16	< 0.3	< 13.5	

Le verifiche sono soddisfatte.

#### 9.1.4.2 Sezione B: Muro di sostegno tipologico della rampa dell'asse 2-E dello svincolo

Di seguito si riportano gli andamenti degli involuipi delle sollecitazioni determinate ed una tabella riassuntiva.

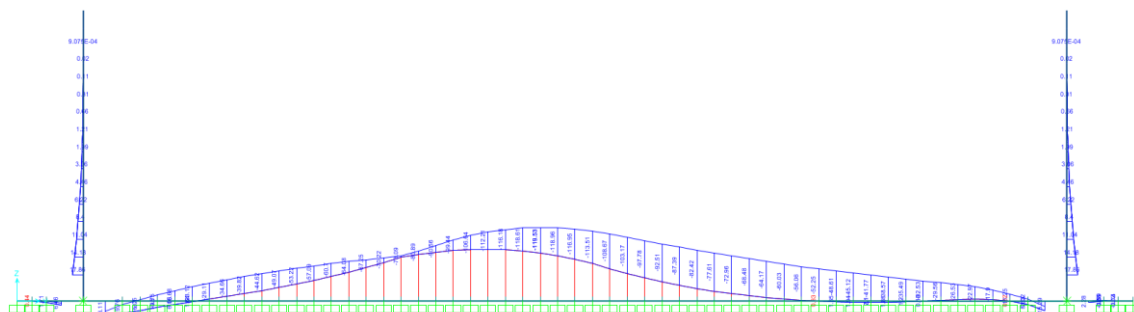


Figura 9-14: Involuppo del diagramma dei momenti flettenti – SLU

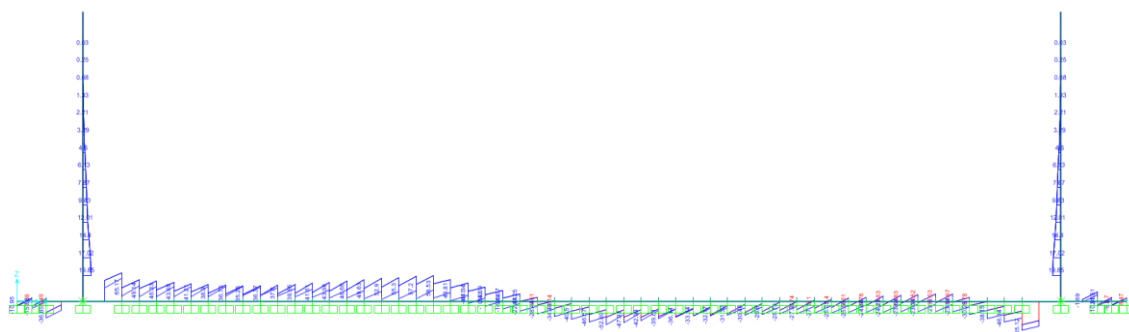


Figura 9-15: Involuppo del diagramma del taglio – SLU

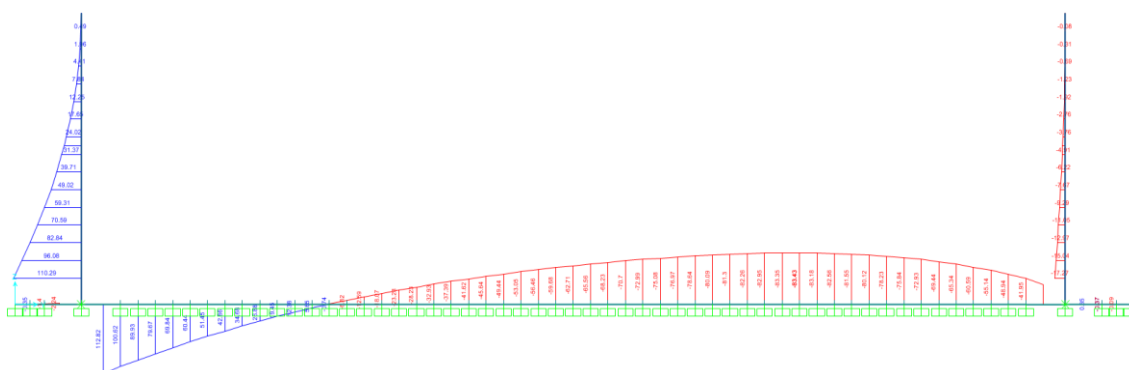


Figura 9-16: Diagramma del momento flettente – SLV.

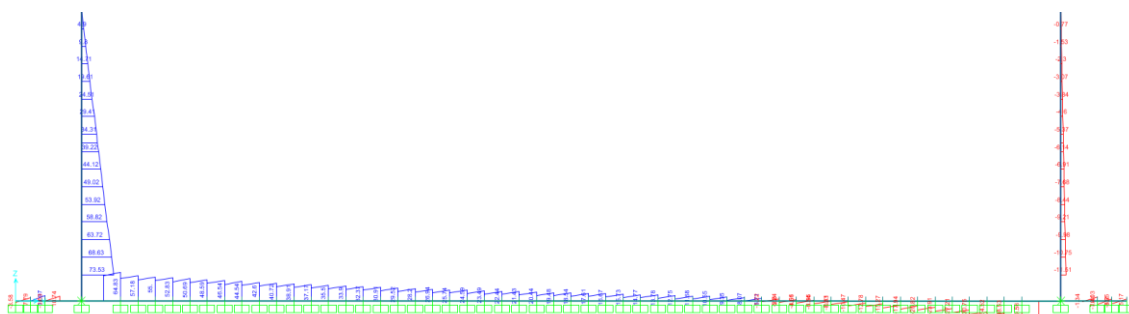


Figura 9-17 Diagramma del taglio – SLV.

<b>Sezione 1: piede piedritti</b>			
<b>CC</b>	<b>N (KN)</b>	<b>M<sub>y</sub>(kNm)</b>	<b>T<sub>z</sub>(kN)</b>
SLU	51	18	20
SLV	38	110	74
SLE rara	38	14	-
SLE freq	38	14	-
SLE q.p.	38	14	-

<b>Sezione 2: incastro tra ciabatta e piedritto</b>			
<b>CC</b>	<b>N (KN)</b>	<b>M<sub>y</sub>(kNm)</b>	<b>T<sub>z</sub>(kN)</b>
SLU	-25	28	50
SLV	-13	113	58
SLE rara	-23	20	-
SLE freq	-23	15	-
SLE q.p.	-23	6	-

<b>Sezione 3: mezzeria della ciabatta</b>			
<b>CC</b>	<b>N (KN)</b>	<b>M<sub>y</sub>(kNm)</b>	<b>T<sub>z</sub>(kN)</b>
SLU	-25	-120	46
SLV	-13	-70	12
SLE rara	-23	-83	-
SLE freq	-23	-65	-
SLE q.p.	-23	-77	-

Nella determinazione delle sollecitazioni si è tenuto in conto degli ingombri strutturali.

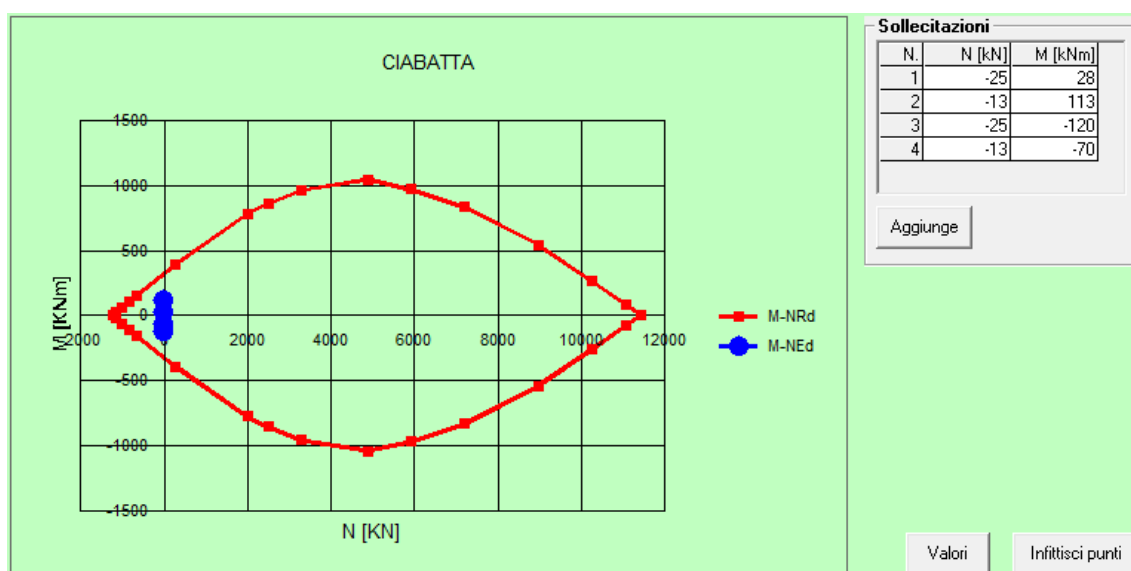
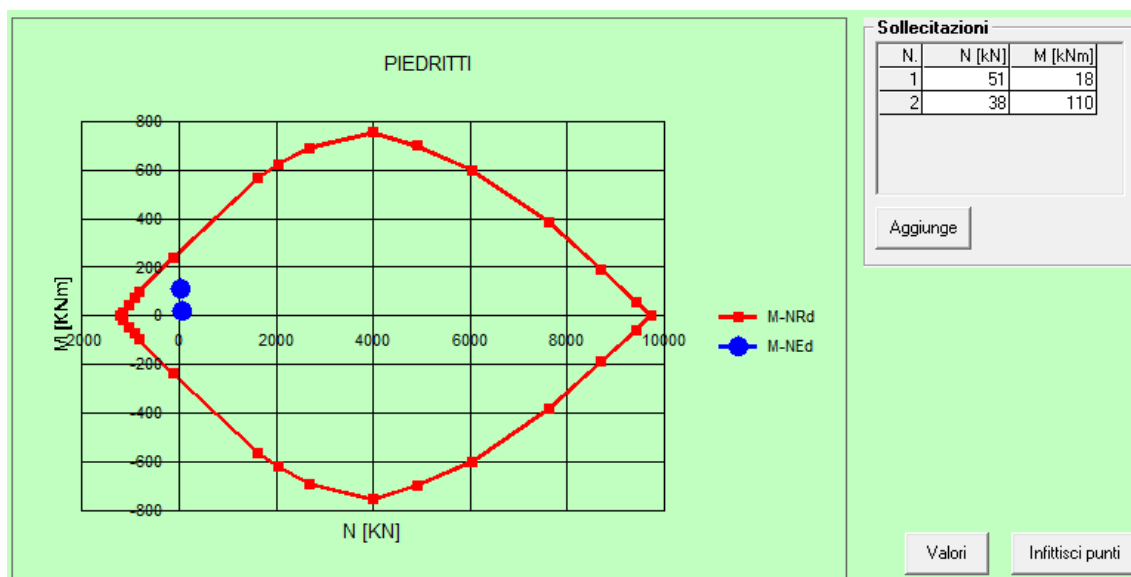
Nelle tabelle precedenti il segno + indica compressione.

### **Verifica a pressoflessione**

Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione degli elementi strutturali studiati.

L'armatura considerata per le verifiche è la seguente:

- Piedritti: 1+1Ø20/20
- Ciabatta: 1+1Ø20/20



Le verifiche sono soddisfatte.

### Verifica a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio degli elementi strutturali studiati. Non è prevista l'adozione di specifica armatura a taglio.

Si riporta di seguito la verifica dei piedritti.



DATI SEZIONE			DATI MATERIALI			ARMATURA LONG. TESA		
B	1000	mm	CLS	C30/37		$\phi_1$	20	mm
H	500	mm	$f_{ck}$	30.0	MPa	$1\phi A_1$	314.2	mm <sup>2</sup>
d	434	mm	$f_{cd}$	8.50	MPa	$\rho_1$	200	mm
c	40	mm	v	0.50	-	$A_1$	1570.8	mm <sup>2</sup> /m
$\phi_{max}$	20	mm	$\gamma_c$	1.5	-	$\phi_2$	20	mm
$\phi_{ripartizione}$	16	mm	$\alpha_{cc}$	0.85	-	$1\phi A_2$	314.2	mm <sup>2</sup>
			ACCIAIO	B450C		$\rho_2$	0	mm
			$f_{yd}$	450.0	MPa	$A_2$	0.0	mm <sup>2</sup> /m
			$f_{yd}$	391.3		$A_{TOT\_LONG.}$	1570.8	mm <sup>2</sup> /m
			$\gamma_c$	1.15	-			

VERIFICA NTC 2018 §4.1.2.3.5.1			
$V_{Ed}$	74	kN/m	Taglio sollecitante
$V_{Rd}$	193.6	kN/m	Taglio resistente
$V_{Ed} / V_{Rd}$	0.4	< 1	Ok
$V_{Rd,1}$	193.6	kN/m	Taglio resistente componente 1
$V_{Rd,2}$	181.0	kN/m	Taglio resistente componente 2
Coeff.	0.18	-	
k	1.68	-	< 2
d	434	mm	
Coeff.	100	-	
$\rho_l$	0.004	-	< 0.02
$A_{sl}$	1570.8	mm <sup>2</sup>	
$b_w$	1000	mm	
$\sigma_{cp}$	0.0	MPa	
$v_{min}$	0.42	-	
Coeff.	0.035	-	

Si riporta di seguito la verifica della ciabatta.

DATI SEZIONE			DATI MATERIALI			ARMATURA LONG. TESA		
B	1000	mm	CLS	C30/37		$\phi_1$	20	mm
H	600	mm	$f_{ck}$	30.0	MPa	$1\phi A_1$	314.2	mm <sup>2</sup>
d	534	mm	$f_{cd}$	8.50	MPa	$\rho_1$	200	mm
c	40	mm	v	0.50	-	$A_1$	1570.8	mm <sup>2</sup> /m
$\phi_{max}$	20	mm	$\gamma_c$	1.5	-	$\phi_2$	20	mm
$\phi_{ripartizione}$	16	mm	$\alpha_{cc}$	0.85	-	$1\phi A_2$	314.2	mm <sup>2</sup>
			ACCIAIO	B450C		$\rho_2$	0	mm
			$f_{yd}$	450.0	MPa	$A_2$	0.0	mm <sup>2</sup> /m
			$f_{yd}$	391.3		$A_{TOT\_LONG.}$	1570.8	mm <sup>2</sup> /m
			$\gamma_c$	1.15	-			

VERIFICA NTC 2018 §4.1.2.3.5.1		
$V_{Ed}$	58 kN/m	Taglio sollecitante
$V_{Rd}$	213.5 kN/m	Taglio resistente
$V_{Ed} / V_{Rd}$	0.3 < 1	Ok
$V_{Rd,1}$	213.5 kN/m	Taglio resistente componente 1
$V_{Rd,2}$	209.5 kN/m	Taglio resistente componente 2
Coeff.	0.18 -	
k	1.61 -	< 2
d	534 mm	
Coeff.	100 -	
$\rho_l$	0.003 -	< 0.02
$A_{sl}$	1570.8 mm <sup>2</sup>	
$b_w$	1000 mm	
$\sigma_{cp}$	0.0 MPa	
$v_{min}$	0.39 -	
Coeff.	0.035 -	

Le verifiche sono soddisfatte.

### Verifica tensionale e di apertura delle fessure

Nella tabella che segue sono riportate le verifiche tensionali e di apertura delle fessure nelle sezioni oggetto di verifica.

OS2: MURI RAMPA 2-E										
Sezione	COMB.	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$\sigma_{cls}$	$\sigma_s$	x	VERIFICA FESSURAZIONE		VERIFICA TENSIONI	
Text	-	[kN/m]	[kNm/m]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]	apertura w	$w_{lim}$ [mm]	$\sigma_{c,lim}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,lim}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Piedritti	SLErra	38	14	0.5	9.0	198.0			< 18	< 360
	SLEfreq.	38	14	0.5	9.0	198.0	0.01	< 0.3		
	SLEquasi p.	38	14	0.5	9.0	198.0	0.01	< 0.2	< 13.5	
Ciabatta	SLErra	-23	20	0.5	33.0	98.0			< 18	< 360
	SLEfreq.	-23	15	0.3	26.3	89.0	0.03	< 0.4		
	SLEquasi p.	-23	6	0.0	15.0	38.0	0.02	< 0.3	< 13.5	

Le verifiche sono soddisfatte.

## 9.1.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI SOLLEVAMENTO

### 9.1.5.1 Sezione A: Muro di sostegno tipologico della rampa dell'asse 1-U dello svincolo

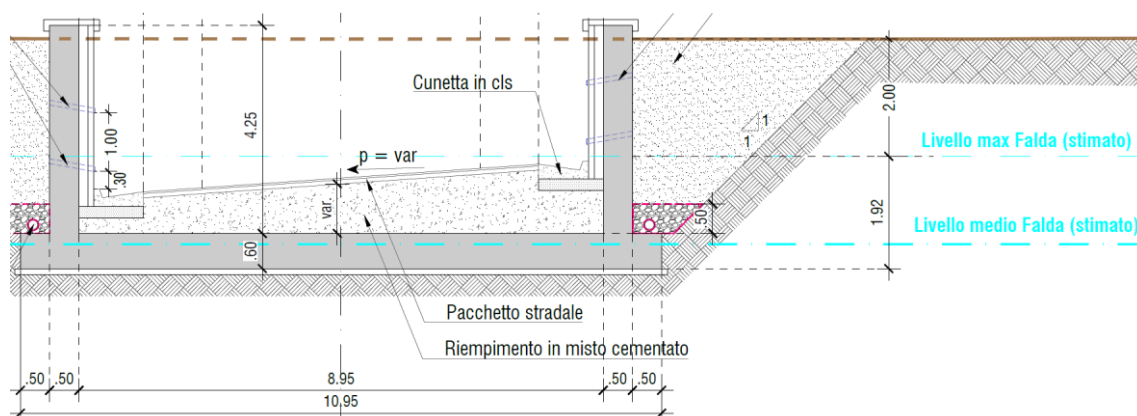


Figura 9-18: Schema per la determinazione dell'azione di sollevamento del manufatto.

#### Calcolo azione instabilizzante

Altezza di manufatto sommersa 1.92 m

Pressione idrostatica 1.92 m x 10.95 m x 10.0 kN/m<sup>3</sup> = 210.24 kN/m

Forza idrostatica 210.24 kN/m

Per cui l'azione instabilizzante di progetto vale:

$$G_{inst,d} = 210.24 \text{ kN/m} \cdot 1.1 = 231.26 \text{ kN/m}$$

#### Calcolo azione stabilizzante

Peso cls ciabatta di fondazione (0.6x10.95) m<sup>2</sup> x 25.0 kN/m<sup>3</sup> = 164.25 kN/m

Peso cls muri laterali (0.5x4.25)x2.0 m<sup>2</sup> x 25.0 kN/m<sup>3</sup> = 106.25 kN/m

Peso del riempimento in misto cementato (0.8x8.95) m<sup>2</sup> x 19.0 kN/m<sup>3</sup> = 136.04 kN/m

Totale pesi propri 406.54 kN/m

Per cui l'azione stabilizzante di progetto vale:

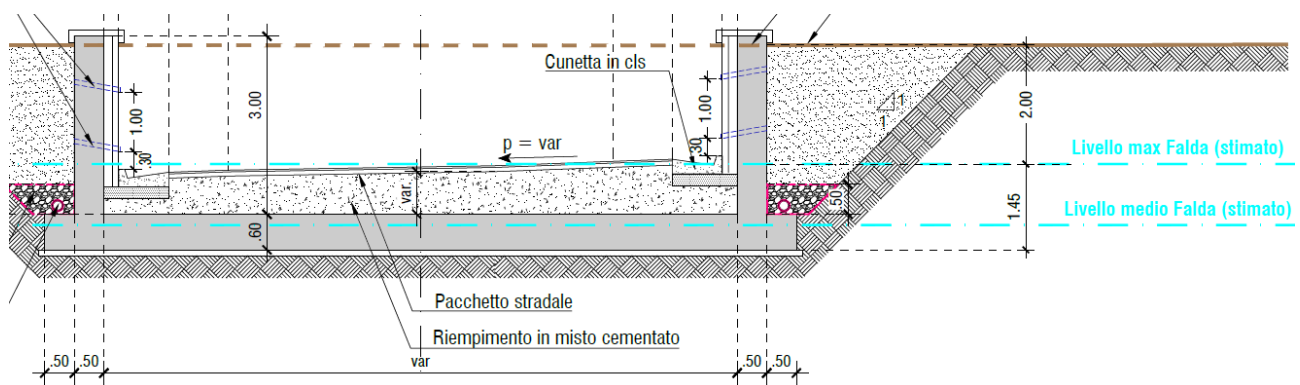
$$G_{stb,d} = (164.25 + 106.25) \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0.9 + 136.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0.8 = 352.28 \text{ kN/m}$$

La verifica pertanto risulta soddisfatta.

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} = 202.56 \text{ kN/m} < G_{stb,d} = 352.29 \text{ kN/m}$$

$$FS = \frac{352.28 \text{ kN/m}}{231.26 \text{ kN/m}} = 1.52 > 1, \text{ verificato}$$

#### 9.1.5.2 Sezione B: Muro di sostegno tipologico della rampa dell'asse 2-E dello svincolo



#### Calcolo azione instabilizzante

Altezza di manufatto sommersa 1.45 m

Pressione idrostatica 1.45 m x 12.7 m x 10.0 kN/m<sup>3</sup> = 184.15 kN/m

Forza idrostatica 184.15 kN/m

Per cui l'azione instabilizzante di progetto vale:

$$G_{inst,d} = 184.15 \text{ kN/m} \cdot 1.1 = 202.56 \text{ kN/m}$$

Calcolo azione stabilizzante

Peso cls sola ciabatta di fondazione	$(0.6 \times 12.7) \text{ m}^2$	$\times 25.0 \text{ kN/m}^3 = 190.50 \text{ kN/m}$
Peso cls muri laterali	$(0.5 \times 3.00) \times 2.0 \text{ m}^2$	$\times 25.0 \text{ kN/m}^3 = 75.00 \text{ kN/m}$
Peso del riempimento in misto cementato	$(0.8 \times 10.7) \text{ m}^2$	$\times 19.0 \text{ kN/m}^3 = 162.64 \text{ kN/m}$
Totale pesi propri		428.14 kN/m

Per cui l'azione stabilizzante di progetto vale:

$$G_{stb,d} = (190.50 + 75.00) \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0.9 + 162.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0.8 = 369.06 \text{ kN/m}$$

La verifica pertanto risulta soddisfatta.

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} = 202.56 \text{ kN/m} < G_{stb,d} = 369.06 \text{ kN/m}$$

$$FS = \frac{369.06 \text{ kN/m}}{202.56 \text{ kN/m}} = 1.49 > 1, \text{ verificato}$$

## 9.2 TOMBINI IDRAULICI A SEZIONE SCATOLARE

### 9.2.1 GEOMETRIA E VINCOLI

Si riportano delle viste dei modelli realizzati con l'indicazione delle sezioni e dei vincoli assunti.

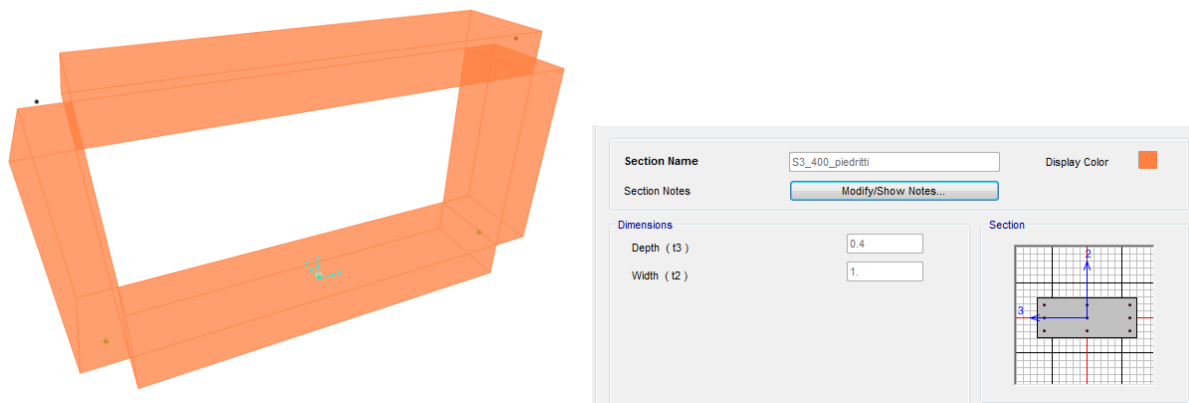


Figura 9-19: Vista del modello del tombino TP01 con indicazione delle sezioni.

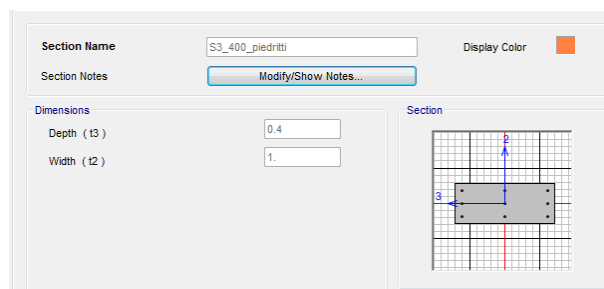
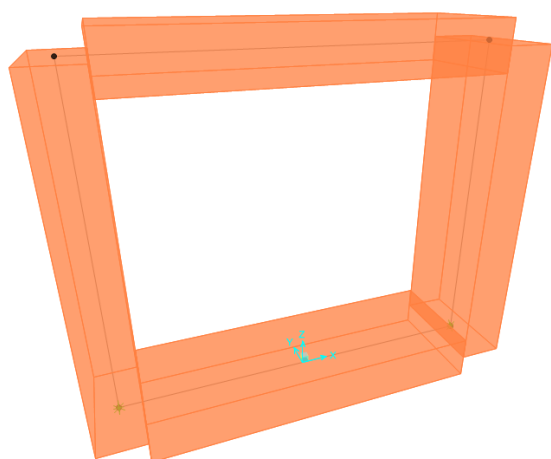
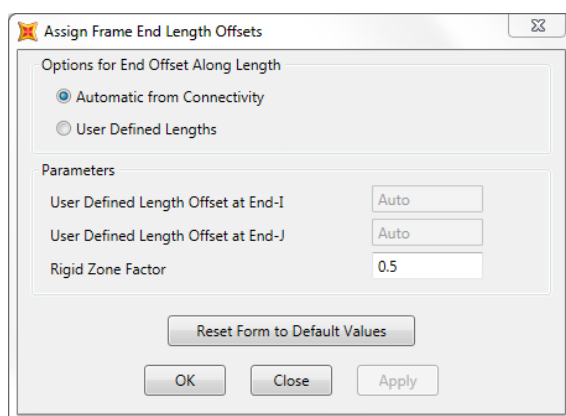


Figura 9-20: Vista del modello dei tombini TP02-TP03-TP04 con indicazione delle sezioni.

In prossimità dei nodi sono state considerate le effettive End-Offset, automaticamente computate dal programma di calcolo assegnando un coefficiente di rigidità pari a 0.5.



La ciabatta di fondazione risulta vincolata alla base per impedire le traslazioni orizzontali mentre è vincolata con molle lineari verticali, la cui costante elastica è esplicitata di seguito:

#### Costante di Winkler molle verticali

$c = 1.0$	$\text{kg/cm}^3$	Costante di Winkler verticale
$c = 10000$	$\text{kN/m}^3$	Costante di Winkler verticale (SI)
$S = 1.0$	$\text{m}$	Spessore frame
$c - \text{modello} = 10000$	$\text{kN/m/m}$	Costante di Winkler verticale (SI) adottata nel modello

### 9.2.2 CARICHI APPLICATI

Si riportano di seguito, le modalità di applicazione dei carichi di progetto sui manufatti in oggetto. Si vuol far notare che nel modello strutturale tutti i carichi inseriti sono modellati come unitari attraverso i rispettivi "load cases". L'entità del carico è inserita per mezzo di un fattore moltiplicativo presente nelle combinazioni riportate per ogni opera analizzata, sfruttando la linearità del comportamento e dell'analisi.

I pesi propri delle strutture modellate sono tenuti in conto automaticamente dal programma di calcolo.

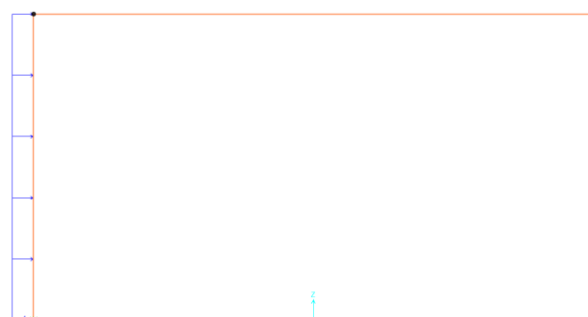
Le seguenti figure fanno riferimento al tombino TP01.



Figura 9-21: Peso permanente portato della pavimentazione: 9.6 kN/m/m (pacchetto stradale).



(a) Spinta del terreno in condizioni statiche:  
 - Spinta statica:  $K_0=0.426$ ;  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$



Spinta del terreno in condizioni sismiche:  $K = 0.623$ ,  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

Figura 9-22: Spinta statica del terreno (a), spinta sismica (b).



Figura 9-23 Sovraccarico da traffico su rilevato:  $0.426 \times 91 \text{ kN/m/m}$  (schema 2) = 39 kN/m/m

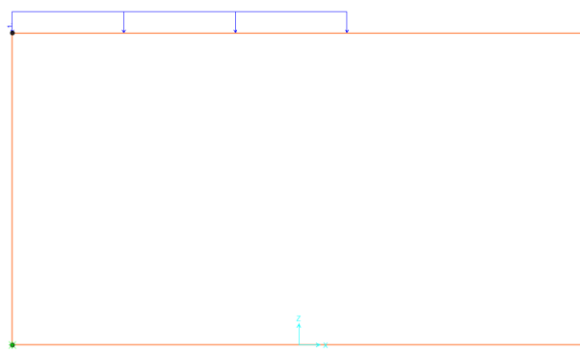
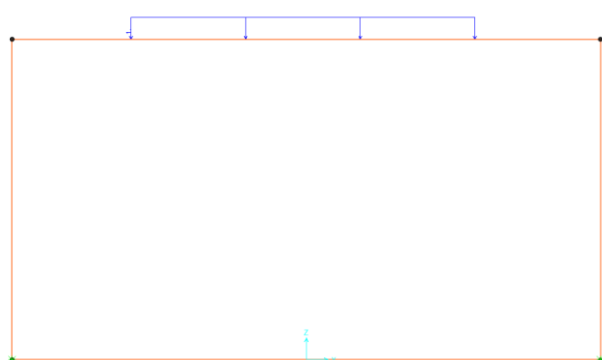


Figura 9-24: Carico da traffico – schema di carico 1: 115 kN/m/m.

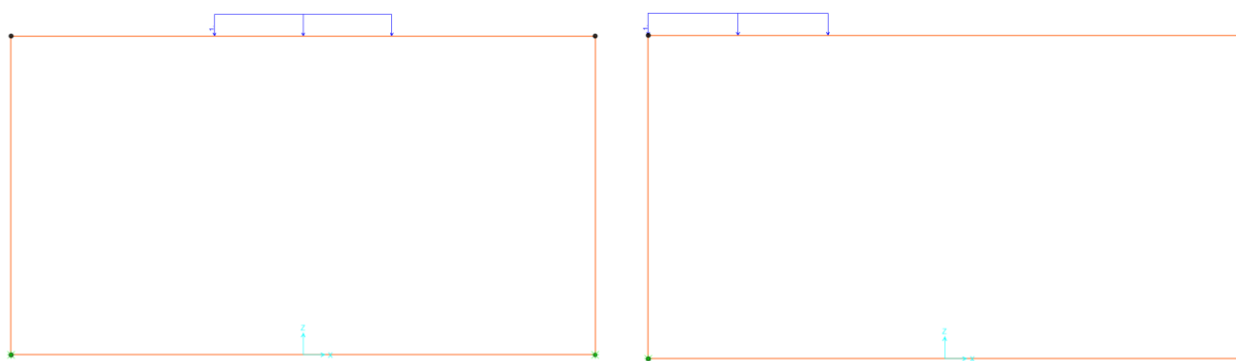


Figura 9-25: Carico da traffico – schema di carico 2: 148 kN/m/m.

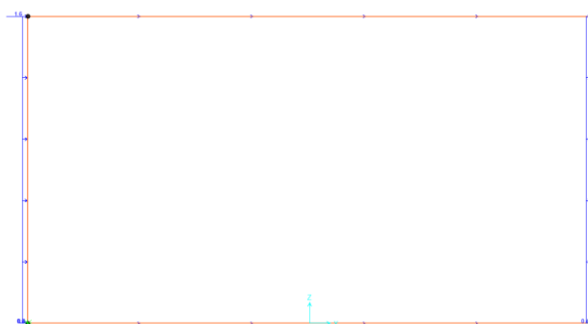


Figura 9-26: Inerzia strutturale di piedritti e soletta superiore in condizioni sismiche: 10 kN/m/m.

Le seguenti figure fanno riferimento ai tombini TP02-TP03 e TP04.

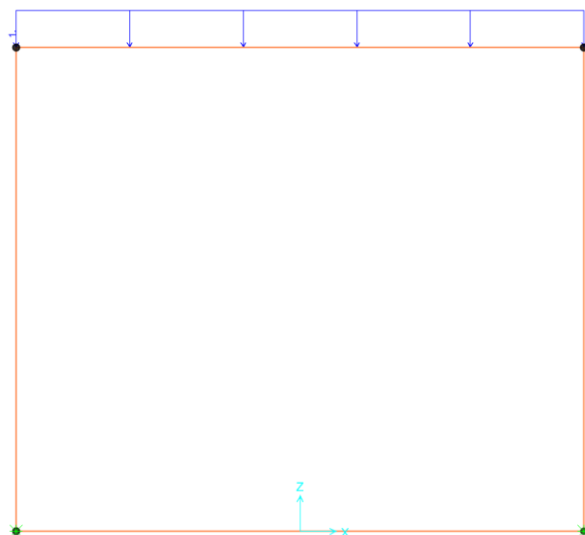
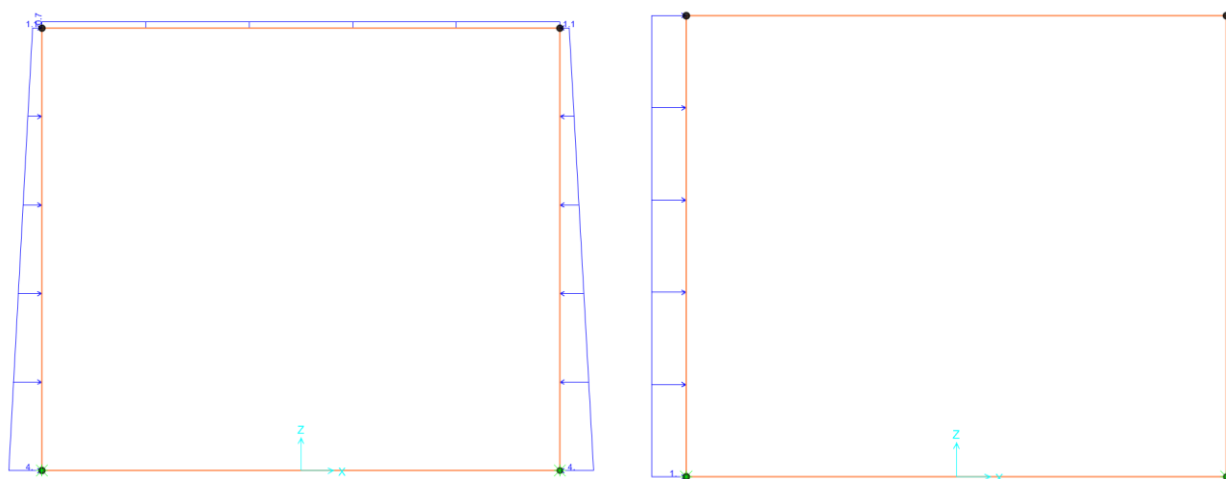


Figura 9-27: Peso permanente portato della pavimentazione: 4.8 kN/m/m (strada).



- (b) Spinta del terreno e peso proprio del terreno di ricoprimento in condizioni statiche:
- Spinta statica:  $K_0=0.426$ ;  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
  - Peso del terreno di ricoprimento:  $13.3 \text{ kN/m/m}$
- (c) Spinta del terreno in condizioni sismiche:  $K = 0.623$ ,  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

Figura 9-28: Spinta statica e peso proprio del terreno (a), spinta sismica (b).

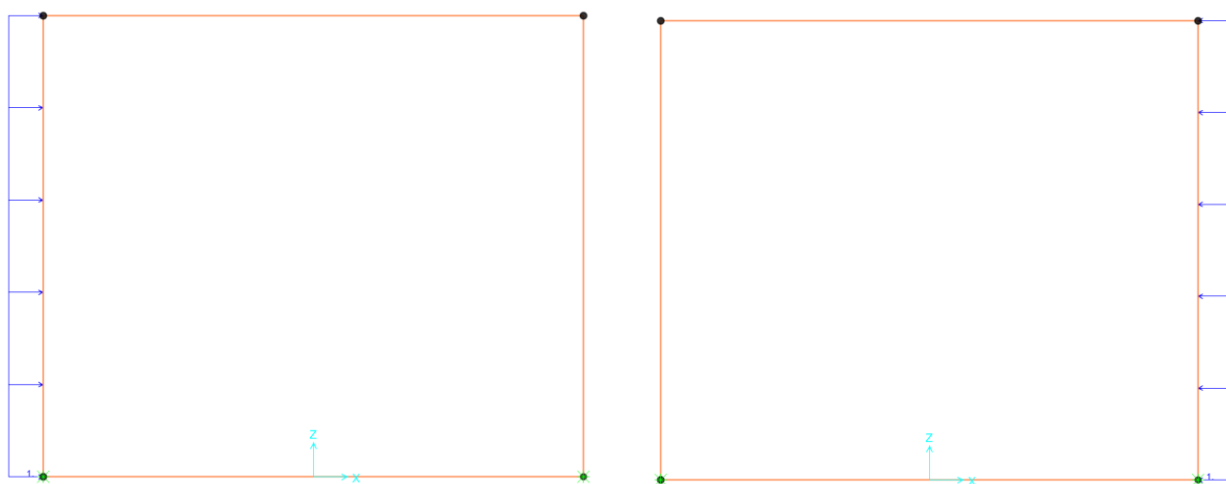


Figura 9-29: Sovraccarico da traffico su rilevato:  $0.426 \times 60 \text{ kN/m/m}$  (schema 2) =  $26 \text{ kN/m/m}$



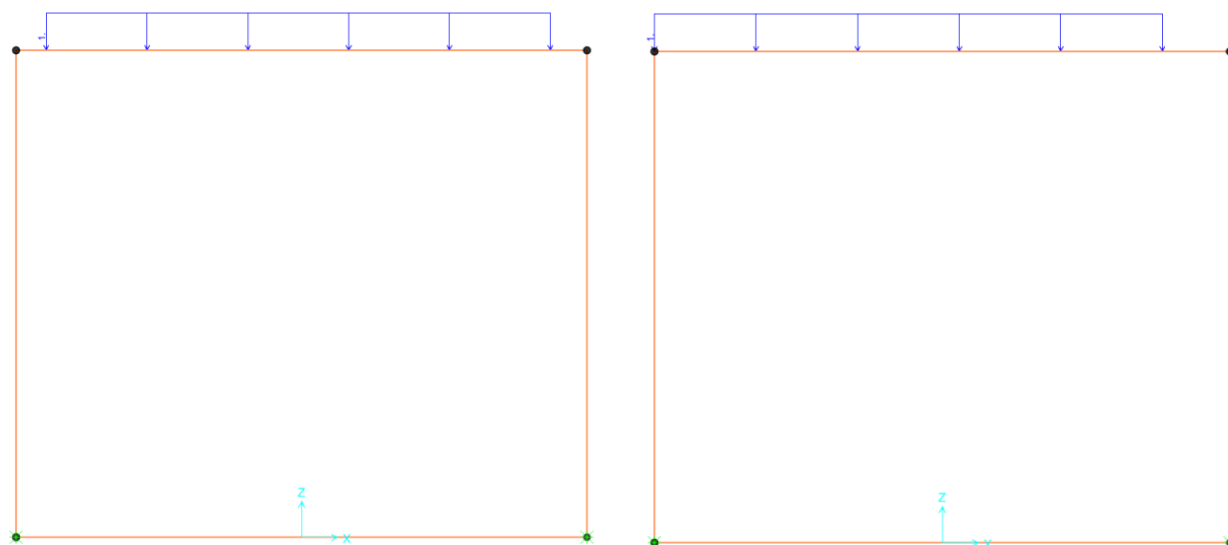


Figura 9-30: Carico da traffico – schema di carico 1: 56 kN/m/m.

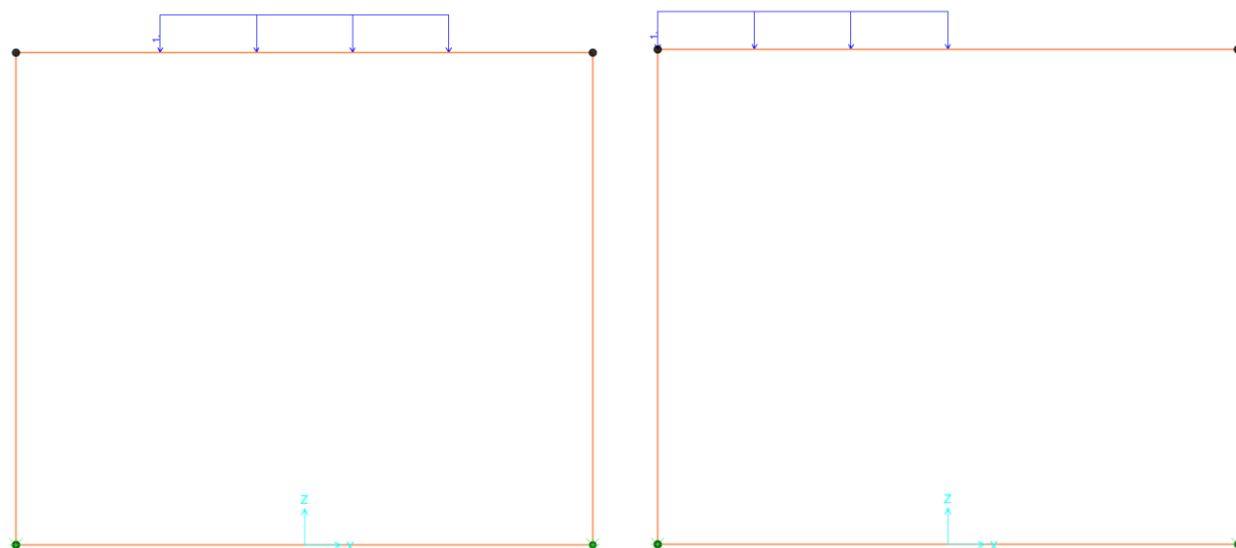


Figura 9-31: Carico da traffico – schema di carico 2: 60 kN/m/m.

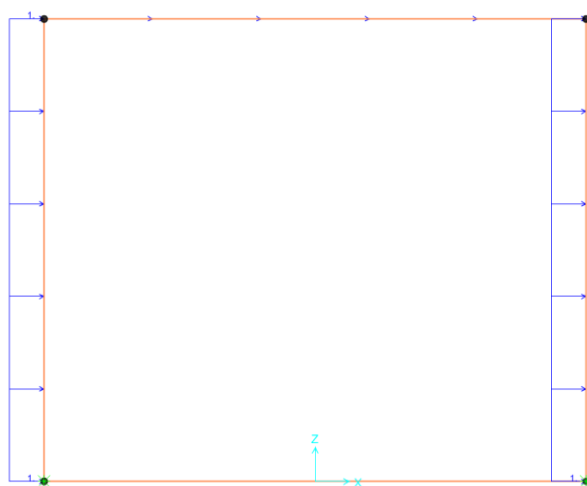


Figura 9-32: Inerzia strutturale di piedritti e soletta superiore in condizioni sismiche: 10 kN/m/m.

### 9.2.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito le combinazioni di carico effettuate nel modello di calcolo.

TABLE: Combination Definitions			
ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Unitless
C_SLU_1	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_1		_G2	1.5
C_SLU_1		_G3_spinta statica (k0)	1.35
C_SLU_1		_Q traffico laterale_sx	1.35
C_SLU_1		_Q traffico_sc1_AXI_1	1.5
C_SLU_2	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_2		_G2	1.5
C_SLU_2		_G3_spinta statica (k0)	1.35
C_SLU_2		_Q traffico laterale_sx	1.35
C_SLU_2		_Q traffico_sc1_AXI_2	1.5
C_SLU_3	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_3		_G2	1.5
C_SLU_3		_G3_spinta statica (k0)	1.35
C_SLU_3		_Q traffico laterale_sx	1.35
C_SLU_3		_Q traffico_sc2_AXI_1	1.5
C_SLU_4	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_4		_G2	1.5
C_SLU_4		_G3_spinta statica (k0)	1.35
C_SLU_4		_Q traffico laterale_sx	1.35
C_SLU_4		_Q traffico_sc2_AXI_2	1.5
C_SLU_5	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_5		_G2	1.5
C_SLU_5		_G3_spinta statica (k0)	1.35
C_SLU_5		_Q traffico laterale_sx	1.35
C_SLU_5		_Q traffico_sc1_AXI_1	1.5
C_SLU_5		_Q traffico laterale_dx	1.5
C_SLU_6	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_6		_G2	1.5
C_SLU_6		_G3_spinta statica (k0)	1.35
C_SLU_6		_Q traffico laterale_sx	1.35
C_SLU_6		_Q traffico_sc1_AXI_2	1.5
C_SLU_6		_Q traffico laterale_dx	1.35
C_SLU_7	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_7		_G2	1.5
C_SLU_7		_G3_spinta statica (k0)	1.35
C_SLU_7		_Q traffico laterale_sx	1.35
C_SLU_7		_Q traffico_sc2_AXI_1	1.5
C_SLU_7		_Q traffico laterale_dx	1.35
C_SLU_8	Linear Add	_G1	1.35

C_SLU_8		_G2	1.5
C_SLU_8		_G3_spinta statica (k0)	1.35
C_SLU_8		_Q_traffico laterale_sx	1.35
C_SLU_8		_Q_traffico_sc2_AXI_2	1.5
C_SLU_8		_Q_traffico laterale_dx	1.35
C_SLV	Linear Add	_G1	1
C_SLV		_G2	1
C_SLV		_Ex_forza inerziale	1
C_SLV		_Ex_spinta dinamica (kh)	1
C_SLErara_1	Linear Add	_G1	1
C_SLErara_1		_G2	1
C_SLErara_1		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLErara_1		_Q_traffico laterale_sx	1
C_SLErara_1		_Q_traffico_sc1_AXI_1	1
C_SLErara_2	Linear Add	_G1	1
C_SLErara_2		_G2	1
C_SLErara_2		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLErara_2		_Q_traffico laterale_sx	1
C_SLErara_2		_Q_traffico_sc1_AXI_2	1
C_SLErara_3	Linear Add	_G1	1
C_SLErara_3		_G2	1
C_SLErara_3		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLErara_3		_Q_traffico laterale_sx	1
C_SLErara_3		_Q_traffico_sc2_AXI_1	1
C_SLErara_4	Linear Add	_G1	1
C_SLErara_4		_G2	1
C_SLErara_4		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLErara_4		_Q_traffico laterale_sx	1
C_SLErara_4		_Q_traffico_sc2_AXI_2	1
C_SLErara_5	Linear Add	_G1	1
C_SLErara_5		_G2	1
C_SLErara_5		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLErara_5		_Q_traffico laterale_sx	1
C_SLErara_5		_Q_traffico_sc1_AXI_1	1
C_SLErara_5		_Q_traffico laterale_dx	1
C_SLErara_6	Linear Add	_G1	1
C_SLErara_6		_G2	1
C_SLErara_6		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLErara_6		_Q_traffico laterale_sx	1
C_SLErara_6		_Q_traffico_sc1_AXI_2	1
C_SLErara_6		_Q_traffico laterale_dx	1
C_SLErara_7	Linear Add	_G1	1
C_SLErara_7		_G2	1
C_SLErara_7		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLErara_7		_Q_traffico laterale_sx	1

C_SLErara_7		_Q_traffico_sc2_AXI_1	1
C_SLErara_7		_Q_traffico laterale_dx	1
C_SLErara_8	Linear Add	_G1	1
C_SLErara_8		_G2	1
C_SLErara_8		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLErara_8		_Q_traffico laterale_sx	1
C_SLErara_8		_Q_traffico_sc2_AXI_2	1
C_SLErara_8		_Q_traffico laterale_dx	1
C_SLEfreq_1	Linear Add	_G1	1
C_SLEfreq_1		_G2	1
C_SLEfreq_1		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLEfreq_1		_Q_traffico laterale_sx	0.75
C_SLEfreq_1		_Q_traffico_sc1_AXI_1	0.75
C_SLEfreq_2	Linear Add	_G1	1
C_SLEfreq_2		_G2	1
C_SLEfreq_2		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLEfreq_2		_Q_traffico laterale_sx	0.75
C_SLEfreq_2		_Q_traffico_sc1_AXI_2	0.75
C_SLEfreq_3	Linear Add	_G1	1
C_SLEfreq_3		_G2	1
C_SLEfreq_3		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLEfreq_3		_Q_traffico laterale_sx	0.75
C_SLEfreq_3		_Q_traffico_sc2_AXI_1	0.75
C_SLEfreq_4	Linear Add	_G1	1
C_SLEfreq_4		_G2	1
C_SLEfreq_4		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLEfreq_4		_Q_traffico laterale_sx	0.75
C_SLEfreq_4		_Q_traffico_sc2_AXI_2	0.75
C_SLEfreq_5	Linear Add	_G1	1
C_SLEfreq_5		_G2	1
C_SLEfreq_5		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLEfreq_5		_Q_traffico laterale_sx	0.75
C_SLEfreq_5		_Q_traffico_sc1_AXI_1	0.75
C_SLEfreq_5		_Q_traffico laterale_dx	0.75
C_SLEfreq_6	Linear Add	_G1	1
C_SLEfreq_6		_G2	1
C_SLEfreq_6		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLEfreq_6		_Q_traffico laterale_sx	0.75
C_SLEfreq_6		_Q_traffico_sc1_AXI_2	0.75
C_SLEfreq_6		_Q_traffico laterale_dx	0.75
C_SLEfreq_7	Linear Add	_G1	1
C_SLEfreq_7		_G2	1
C_SLEfreq_7		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLEfreq_7		_Q_traffico laterale_sx	0.75
C_SLEfreq_7		_Q_traffico_sc2_AXI_1	0.75

C_SLEfreq_7		_Q_traffico laterale_dx	0.75
C_SLEfreq_8	Linear Add	_G1	1
C_SLEfreq_8		_G2	1
C_SLEfreq_8		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLEfreq_8		_Q_traffico laterale_sx	0.75
C_SLEfreq_8		_Q_traffico_sc2_AXI_2	0.75
C_SLEfreq_8		_Q_traffico laterale_dx	0.75
C_SLE_q.p.	Linear Add	_G1	1
C_SLE_q.p.		_G2	1
C_SLE_q.p.		_G3_spinta statica (k0)	1
C_ENV_SLU	Envelope	C_SLU_1	1
C_ENV_SLU		C_SLU_2	1
C_ENV_SLU		C_SLU_3	1
C_ENV_SLU		C_SLU_4	1
C_ENV_SLU		C_SLU_5	1
C_ENV_SLU		C_SLU_6	1
C_ENV_SLU		C_SLU_7	1
C_ENV_SLU		C_SLU_8	1
C_ENV_SLEfreq	Envelope	C_SLEfreq_1	1
C_ENV_SLEfreq		C_SLEfreq_2	1
C_ENV_SLEfreq		C_SLEfreq_3	1
C_ENV_SLEfreq		C_SLEfreq_4	1
C_ENV_SLEfreq		C_SLEfreq_5	1
C_ENV_SLEfreq		C_SLEfreq_6	1
C_ENV_SLEfreq		C_SLEfreq_7	1
C_ENV_SLEfreq		C_SLEfreq_8	1
C_ENV_SLErara	Envelope	C_SLErara_1	1
C_ENV_SLErara		C_SLErara_2	1
C_ENV_SLErara		C_SLErara_3	1
C_ENV_SLErara		C_SLErara_4	1
C_ENV_SLErara		C_SLErara_5	1
C_ENV_SLErara		C_SLErara_6	1
C_ENV_SLErara		C_SLErara_7	1
C_ENV_SLErara		C_SLErara_8	1

#### 9.2.4 VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali sono state effettuate nelle seguenti sezioni significative:

- Sezione 1: piede piedritti (lato piedritti);
- Sezione 2: testa piedritti (lato piedritti);
- Sezione 3: incastro tra ciabatta e piedritto (lato ciabatta);
- Sezione 4: mezzeria ciabatta;
- Sezione 5: incastro tra soletta superiore e piedritto (lato soletta superiore);

- Sezione 6: mezzeria soletta superiore.

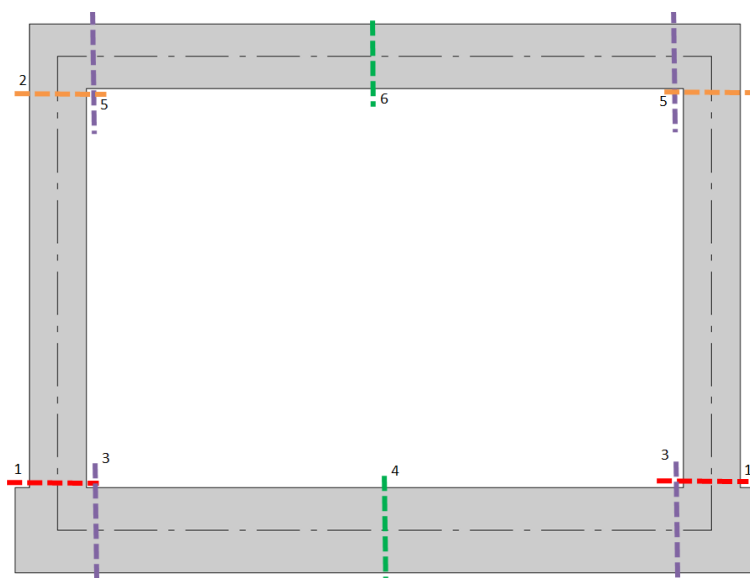


Figura 9-33: Sezioni di verifica.

#### 9.2.4.1 Tombino TP01

Di seguito si riportano gli andamenti degli involuipi delle sollecitazioni determinate ed una tabella riassuntiva.

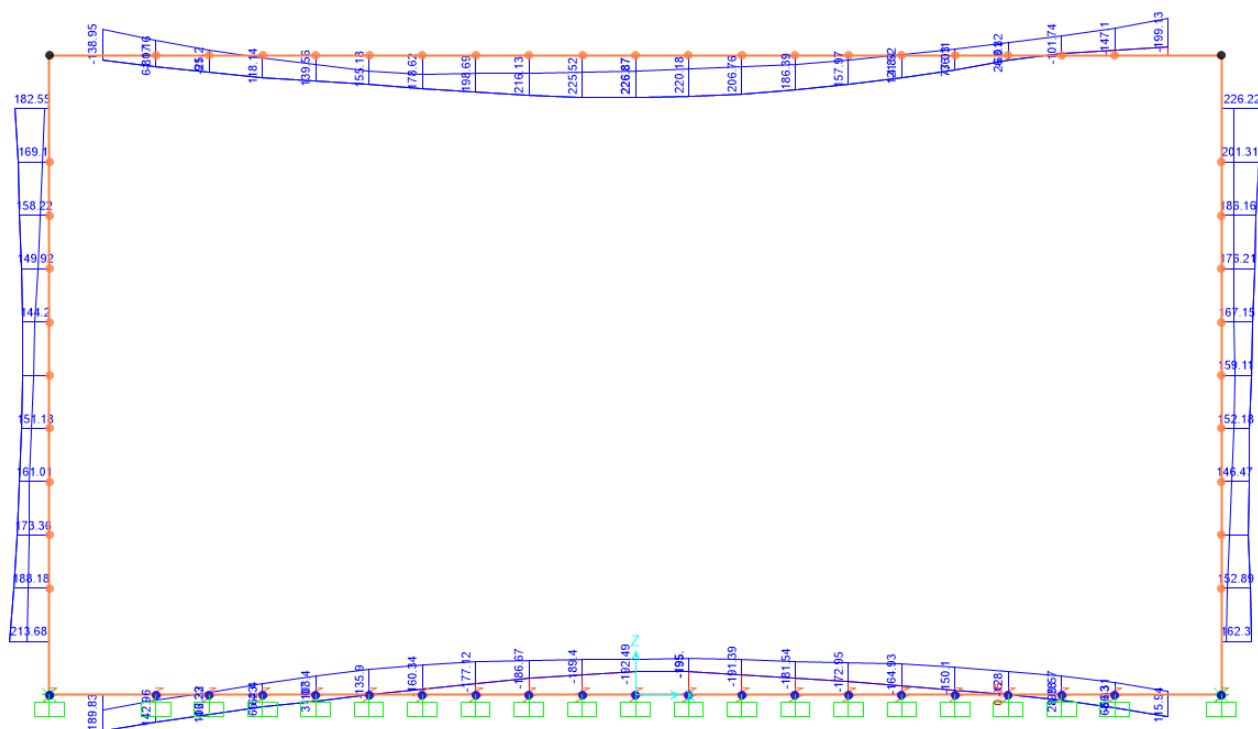


Figura 9-34: Involuppo del diagramma dei momenti flettenti – SLU

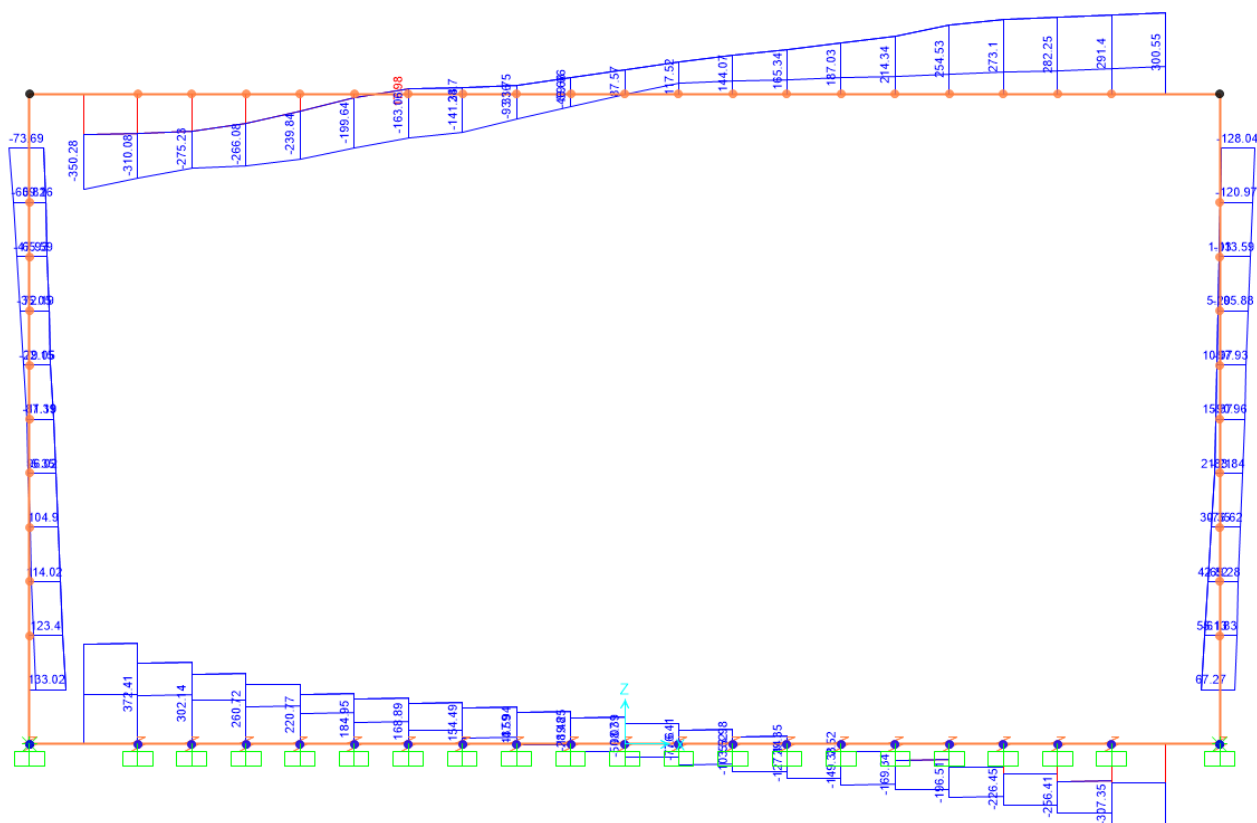


Figura 9-35: Involuppo del diagramma del taglio – SLU

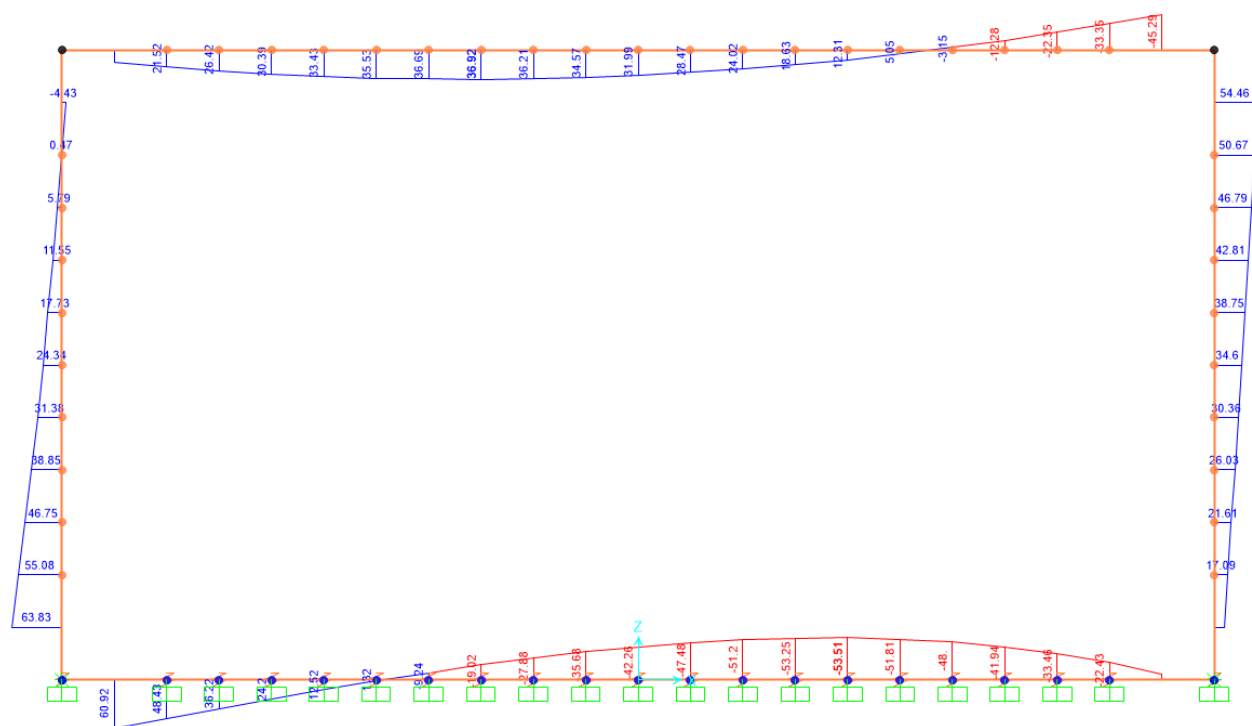
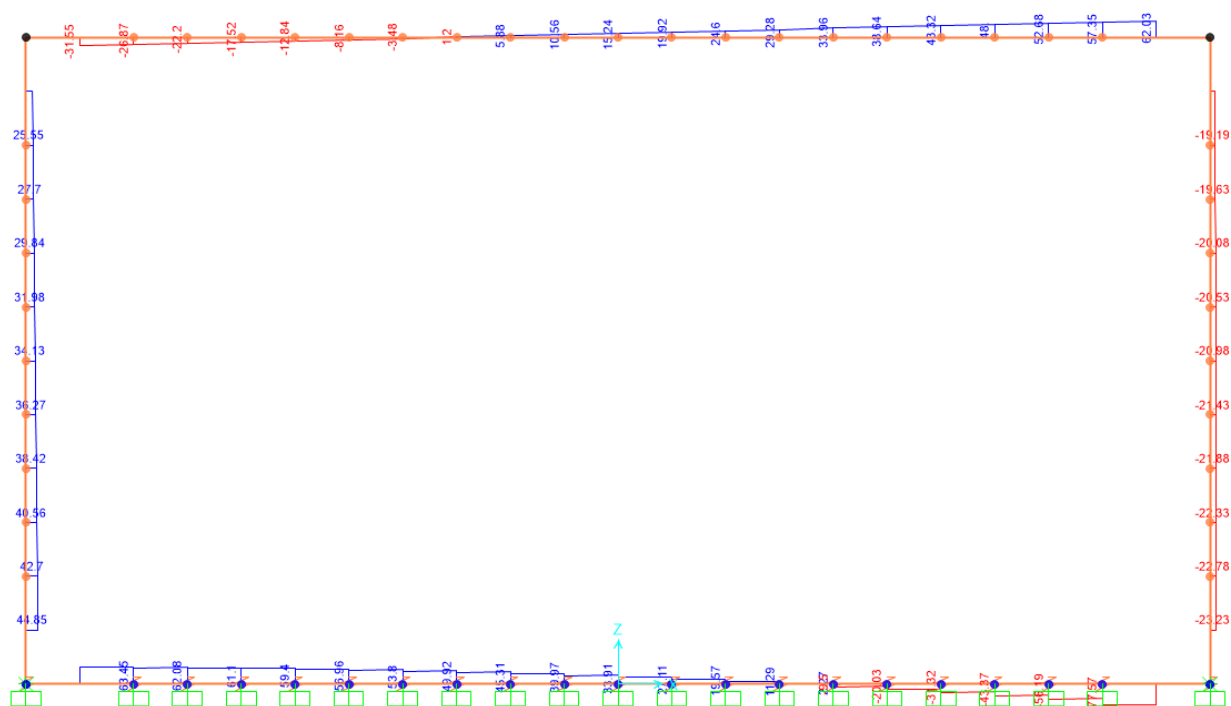


Figura 9-36: Diagramma del momento flettente – SLV.





Sollecitazioni agli SLE:

Sezione	COMB.	N <sub>Ed</sub>	M <sub>Ed</sub>
Text	Text	[kN/m]	[kNm/m]
1	SLErara	206	161
	SLEfreq.	170	135
	SLEquasi p.	74	37
2	SLErara	207	170
	SLEfreq.	166	128
	SLEquasi p.	54	25
3	SLErara	17	142
	SLEfreq.	17	121
	SLEquasi p.	36	30
4	SLErara	4	-141
	SLEfreq.	43	-112
	SLEquasi p.	36	-40
5	SLErara	94	-149
	SLEfreq.	69	-110
	SLEquasi p.	14	-18
6	SLErara	46	161
	SLEfreq.	31	127
	SLEquasi p.	14	29

Nella determinazione delle sollecitazioni si è tenuto in conto degli ingombri strutturali.

Nelle tabelle precedenti il segno + indica compressione.

### Verifica a pressoflessione

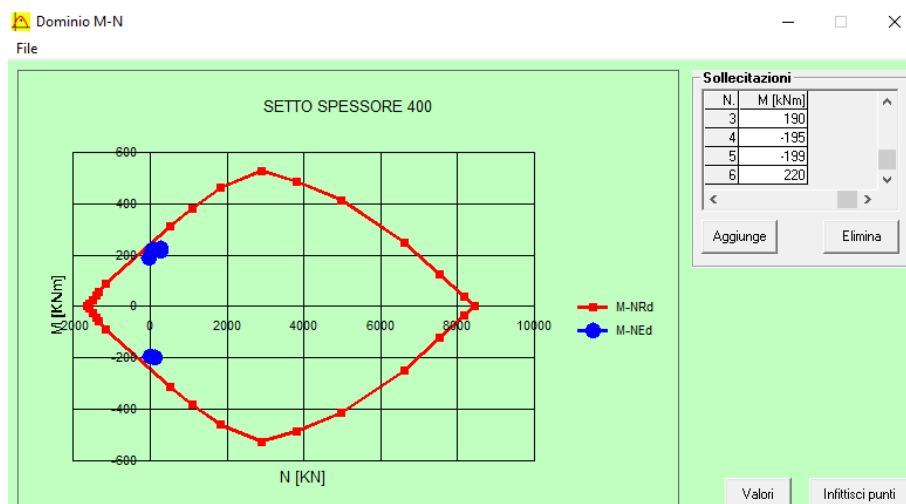
Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione degli elementi strutturali studiati.

L'armatura considerata per le verifiche è la seguente:

- Piedritti: 1+1Ø20/15
- Ciabatta: 1+1Ø20/15
- Soletta superiore: 1+1Ø20/15

### Verifica a flessione SLU

SCATOLARE TP01				
Sez.	N <sub>Ed</sub>	M <sub>Ed</sub>	M <sub>Rd</sub>	IS
Text	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	-
1	272	214	283	0.76
2	273	226	283	0.80
3	-23	190	245	0.78
4	5	-195	-248	0.79
5	127	-199	-264	0.75
6	62	220	256	0.86



Le verifiche sono soddisfatte.

### Verifica a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio degli elementi strutturali studiati.

#### Verifica a taglio SLU

SCATOLARE TP01			
Sez.	$V_{Ed}$	$V_{Rd}$	IS
Text	[kN/m]	[kN/m]	-
1	133	186	0.72
2	128	186	0.69
3	370	423	0.87
4	77	186	0.41
5	350	423	0.83
6	117	186	0.63

Si riporta di seguito la verifica dei piedritti.

Per i piedritti (sezioni 1 e 2 di verifica) non è prevista l'adozione di specifica armatura a taglio.

DATI SEZIONE		DATI MATERIALI		ARMATURA LONG. TESA	
B	1000 mm	CLS	C30/37	$\phi_1$	20 mm
H	400 mm	$f_{ck}$	30.0 MPa	$1\phi A_1$	314.2 mm <sup>2</sup>
d	323 mm	$f_{cd}$	8.50 MPa	$p_1$	150 mm
c	55 mm	$\nu$	0.50 -	$A_1$	2094.4 mm <sup>2</sup> / m
$\phi_{max}$	20 mm	$\gamma_c$	1.5 -	$\phi_2$	20 mm
$\phi_{ripartizione}$	12 mm	$\alpha_{cc}$	0.85 -	$1\phi A_2$	314.2 mm <sup>2</sup>
		ACCIAIO	B450C	$p_2$	0 mm
		$f_{yd}$	450.0 MPa	$A_2$	0.0 mm <sup>2</sup> / m
		$f_{yd}$	391.3	$A_{TOT\_LONG.}$	2094.4 mm <sup>2</sup> / m
		$\gamma_c$	1.15 -		

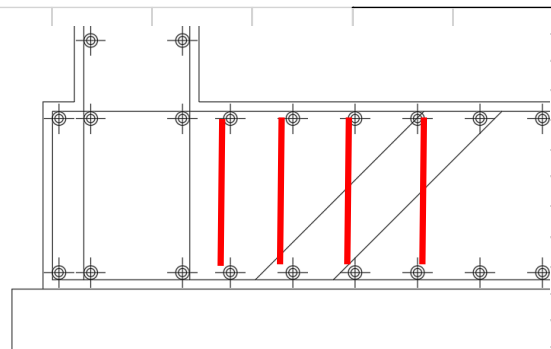
VERIFICA NTC 2018 §4.1.2.3.5.1		
$V_{Ed}$	<b>136</b> kN/m	Taglio sollecitante
$V_{Rd}$	<b>186.3</b> kN/m	Taglio resistente
$V_{Ed} / V_{Rd}$	0.7 < 1	Ok
$V_{Rd,1}$	186.3 kN/m	Taglio resistente componente 1
$V_{Rd,2}$	147.9 kN/m	Taglio resistente componente 2
Coeff.	0.18 -	
k	1.79 -	< 2
d	323 mm	
Coeff.	100 -	
$\rho_l$	0.006 -	< 0.02
$A_{sl}$	2094.4 mm <sup>2</sup>	
$b_w$	1000 mm	
$\sigma_{cp}$	0.0 MPa	
$v_{min}$	0.46 -	
Coeff.	0.035 -	

Si riporta di seguito la verifica della ciabatta.

Per la sezione di incastro tra la ciabatta ed i piedritti (sezione 3 di verifica) è necessario prevedere barre aggiuntive di armatura a taglio pari a Ø16/30x45.

DATI SEZIONE		DATI MATERIALI		ARMATURA TRASVERSALE	
B	1000 mm	CLS	C30/37	$\phi_{st}$	16 mm
H	400 mm	$f_{ck}$	30.0 MPa	$A_{sw} = 1\phi A_{st}$	201.1 mm <sup>2</sup>
d	323 mm	$f_{cd}$	17.00 MPa	$b_{st}$	2.222 bracci
c	55 mm	$\gamma_c$	1.5 -	$A_{st}$	446.8 mm <sup>2</sup> / m
$\phi_{max}$	20 mm	$\alpha_{cc}$	0.85 -	$\alpha_{st\_deg}$	90 °
$\phi_{ripartizione}$	12 mm	ACCIAIO	B450C	$\alpha_{st\_rad}$	1.57 rad
		$f_{yk}$	450.0 MPa	s	300 mm
		$f_{yd}$	391.3 MPa	$cotg(\theta)$	<b>2.5</b> -
		$\gamma_c$	1.15 -	$\theta$	21.8 °

VERIFICA NTC 2018 §4.1.2.3.5.2		
$V_{Ed}$	<b>373</b> kN/m	Taglio sollecitante
$V_{Rd}$	<b>423.5</b> kN/m	Taglio resistente
$V_{Ed} / V_{Rd}$	0.88 < 1	Ok
$V_{Rsd}$	423.5 kN/m	Taglio trazione resistente
$V_{Rcd}$	852.1 kN/m	Taglio compressione resistente
$V_{Rsd} - V_{Rcd}$	<b>-428.6</b> -	Rottura lato acciaio
Coeff.	0.9 -	
d	323.0 mm	
$A_{sw}$	446.8 mm <sup>2</sup>	
s	300.0 mm	
$cotg(\alpha)$	0.000 -	
$sen(\alpha)$	1.000 -	
Coeff.	0.90 -	
d	323 mm	
$b_w$	1000 mm	
$\alpha_c$	1 -	
$\sigma_{cp}$	0.0 MPa	
v	0.5 -	
$cotg(\alpha)$	0.000 -	



Per la sezione di mezzeria, è verificata la sezione non armata a taglio:

DATI SEZIONE			DATI MATERIALI			ARMATURA LONG. TESA		
B	1000	mm	CLS	C30/37		$\phi_1$	20	mm
H	400	mm	$f_{ck}$	30.0	MPa	$1\phi A_1$	314.2	mm <sup>2</sup>
d	323	mm	$f_{cd}$	8.50	MPa	$\rho_1$	150	mm
c	55	mm	v	0.50	-	$A_1$	2094.4	mm <sup>2</sup> /m
$\phi_{max}$	20	mm	$\gamma_c$	1.5	-	$\phi_2$	20	mm
$\phi_{ripartizione}$	12	mm	$\alpha_{cc}$	0.85	-	$1\phi A_2$	314.2	mm <sup>2</sup>
			ACCIAIO	B450C		$\rho_2$	0	mm
			$f_{yk}$	450.0	MPa	$A_2$	0.0	mm <sup>2</sup> /m
			$f_{yd}$	391.3		$A_{TOT\_LONG.}$	2094.4	mm <sup>2</sup> /m
			$\gamma_c$	1.15	-			

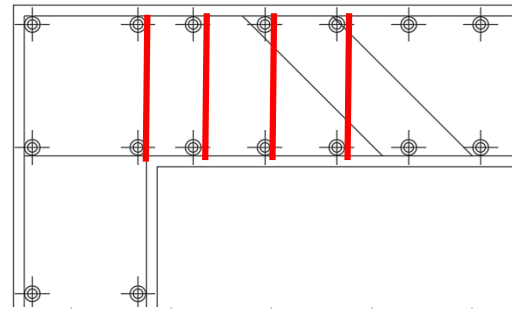
VERIFICA NTC 2018 §4.1.2.3.5.1			
$V_{Ed}$	47	kN/m	Taglio sollecitante
$V_{Rd}$	186.3	kN/m	Taglio resistente
$V_{Ed} / V_{Rd}$	0.3	< 1	Ok
$V_{Rd,1}$	186.3	kN/m	Taglio resistente componente 1
$V_{Rd,2}$	147.9	kN/m	Taglio resistente componente 2
Coeff.	0.18	-	
k	1.79	-	< 2
d	323	mm	
Coeff.	100	-	
$\rho_l$	0.006	-	< 0.02
$A_{sl}$	2094.4	mm <sup>2</sup>	
$b_w$	1000	mm	
$\sigma_{cp}$	0.0	MPa	
$v_{min}$	0.46	-	
Coeff.	0.035	-	

Si riporta di seguito la verifica della soletta superiore.

Per la sezione di incastro tra la soletta ed i piedritti (sezione 5 di verifica) è necessario prevedere aggiuntive di armatura a taglio pari a Ø15/30x45.

DATI SEZIONE			DATI MATERIALI			ARMATURA TRASVERSALE		
B	1000	mm	CLS	C30/37		$\phi_{st}$	14	mm
H	400	mm	$f_{ck}$	30.0	MPa	$A_{sw} = 1\phi A_{st}$	153.9	mm <sup>2</sup>
d	334	mm	$f_{cd}$	17.00	MPa	$b_{st}$	1.67	bracci
c	40	mm	$\gamma_c$	1.5	-	$A_{st}$	257.1	mm <sup>2</sup> /m
$\phi_{max}$	20	mm	$\alpha_{cc}$	0.85	-	$\alpha_{st\_deg}$	45	°
$\phi_{ripartizione}$	16	mm	ACCIAIO	B450C		$\alpha_{st\_rad}$	0.79	rad
			$f_{yk}$	450.0	MPa	s	300	mm
			$f_{yd}$	391.3	MPa	$\cotg(\theta)$	2.5	-
			$\gamma_c$	1.15	-	$\theta$	21.8	°

VERIFICA NTC 2018 §4.1.2.3.5.2		
$V_{Ed}$	<b>370</b> kN/m	Taglio sollecitante
$V_{Rd}$	<b>423.5</b> kN/m	Taglio resistente
$V_{Ed} / V_{Rd}$	0.87 < 1	Ok
$V_{Rsd}$	423.5 kN/m	Taglio trazione resistente
$V_{Rcd}$	852.1 kN/m	Taglio compressione resistente
$V_{Rsd} - V_{Rcd}$	-428.6 -	Rottura lato acciaio
Coeff.	0.9 -	
d	323.0 mm	
$A_{sw}$	446.8 mm <sup>2</sup>	
s	300.0 mm	
$\cotg(\alpha)$	0.000 -	
$\sen(\alpha)$	1.000 -	
Coeff.	0.90 -	
d	323 mm	
$b_w$	1000 mm	
$\alpha_c$	1 -	
$\sigma_{cp}$	0.0 MPa	
v	0.5 -	
$\cotg(\alpha)$	0.000 -	



Per la sezione di mezzeria, è verificata la sezione non armata a taglio:

DATI SEZIONE	
B	1000 mm
H	400 mm
d	323 mm
c	55 mm
$\phi_{max}$	20 mm
$\phi_{ripartizione}$	12 mm

DATI MATERIALI	
CLS	C30/37
$f_{ck}$	30.0 MPa
$f_{cd}$	8.50 MPa
v	0.50 -
$\gamma_c$	1.5 -
$\alpha_{cc}$	0.85 -
ACCIAIO	B450C
$f_{yd}$	450.0 MPa
$f_{yd}$	391.3
$\gamma_c$	1.15 -

ARMATURA LONG. TESA	
$\phi_1$	20 mm
$1\phi A_1$	314.2 mm <sup>2</sup>
$\rho_1$	150 mm
$A_1$	2094.4 mm <sup>2</sup> / m
$\phi_2$	20 mm
$1\phi A_2$	314.2 mm <sup>2</sup>
$\rho_2$	0 mm
$A_2$	0.0 mm <sup>2</sup> / m
$A_{TOT LONG.}$	2094.4 mm <sup>2</sup> / m

VERIFICA NTC 2018 §4.1.2.3.5.1		
$V_{Ed}$	<b>47</b> kN/m	Taglio sollecitante
$V_{Rd}$	<b>186.3</b> kN/m	Taglio resistente
$V_{Ed} / V_{Rd}$	0.3 < 1	Ok
$V_{Rd,1}$	186.3 kN/m	Taglio resistente componente 1
$V_{Rd,2}$	147.9 kN/m	Taglio resistente componente 2
Coeff.	0.18 -	
k	1.79 -	< 2
d	323 mm	
Coeff.	100 -	
$\rho_l$	0.006 -	< 0.02
$A_{sl}$	2094.4 mm <sup>2</sup>	
$b_w$	1000 mm	
$\sigma_{cp}$	0.0 MPa	
$v_{min}$	0.46 -	
Coeff.	0.035 -	

## Verifica tensionale e di apertura delle fessure

Nella tabella che segue sono riportate le verifiche tensionali e di apertura delle fessure nelle sezioni oggetto di verifica.

Verifica a fessurazione e tensioni di esercizio										
ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI SEZ. SCATOLARE - TP01										
Sezione	COMB.	N <sub>Ed</sub>	M <sub>Ed</sub>	σ <sub>cls</sub>	σ <sub>s</sub>	x	VERIFICA FESSURAZIONE		VERIFICA TENSIONI	
Text	Text	[kN/m]	[kNm/m]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]	apertura w	w <sub>lim</sub> [mm]	σ <sub>c,lim</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	σ <sub>s,lim</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
1	SLErara	206	161	9.2	224.0	123.0			< 18	< 360
	SLEfreq.	170	135	7.7	188.2	122.9	0.21	< 0.3		
	SLEquasi p.	74	37	2.1	45.2	133.1	0.04	< 0.2	< 13.5	
2	SLErara	207	170	9.7	238.7	122.4			< 18	< 360
	SLEfreq.	166	128	7.3	177.4	123.4	0.19	< 0.3		
	SLEquasi p.	54	25	1.4	29.6	135.5	0.03	< 0.2	< 13.5	
3	SLErara	17	142	8.0	236.9	109.1			< 18	< 360
	SLEfreq.	17	121	6.9	201.0	109.3	0.23	< 0.3		
	SLEquasi p.	36	30	1.7	42.2	122.1	0.04	< 0.2	< 13.5	
4	SLErara	4	-141	8.0	238.0	108.0			< 18	< 360
	SLEfreq.	43	-112	6.4	180.0	112.1	0.20	< 0.3		
	SLEquasi p.	36	-40	2.3	59.2	118.3	0.06	< 0.2	< 13.5	
5	SLErara	94	-149	8.5	230.0	115.0			< 18	< 360
	SLEfreq.	69	-110	6.3	170.0	115.0	0.18	< 0.3		
	SLEquasi p.	14	-18	1.0	27.2	116.8	0.03	< 0.2	< 13.5	
6	SLErara	46	161	9.1	262.0	111.0			< 18	< 360
	SLEfreq.	31	127	7.2	208.0	110.0	0.24	< 0.3		
	SLEquasi p.	14	29	1.6	45.8	113.0	0.04	< 0.2	< 13.5	

Le verifiche sono soddisfatte.

#### 9.2.4.2 Tombini TP02-TP03-TP04

Di seguito si riportano gli andamenti degli involuipi delle sollecitazioni determinate ed una tabella riassuntiva.

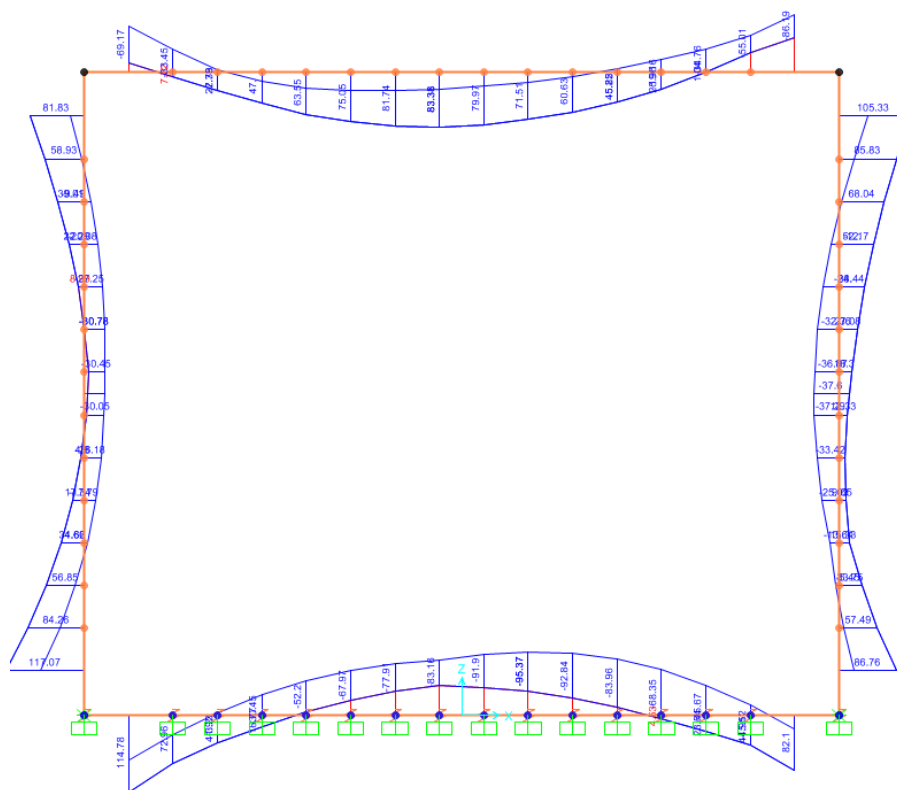


Figura 9-38: Involuppo del diagramma dei momenti flettenti – SLU

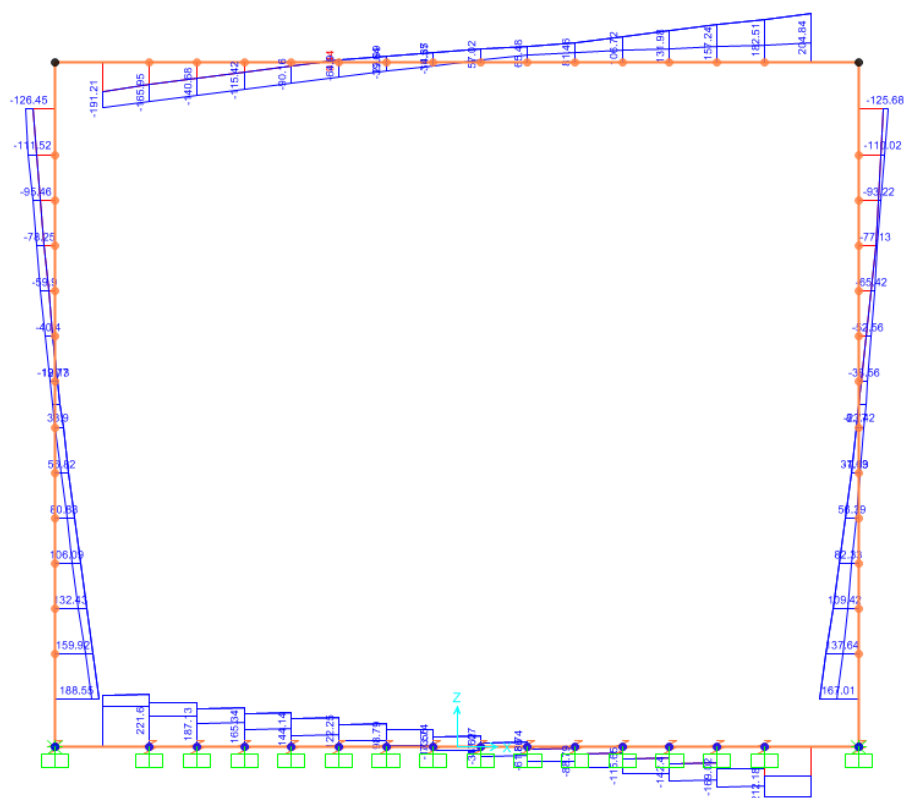


Figura 9-39: Involuppo del diagramma del taglio – SLU

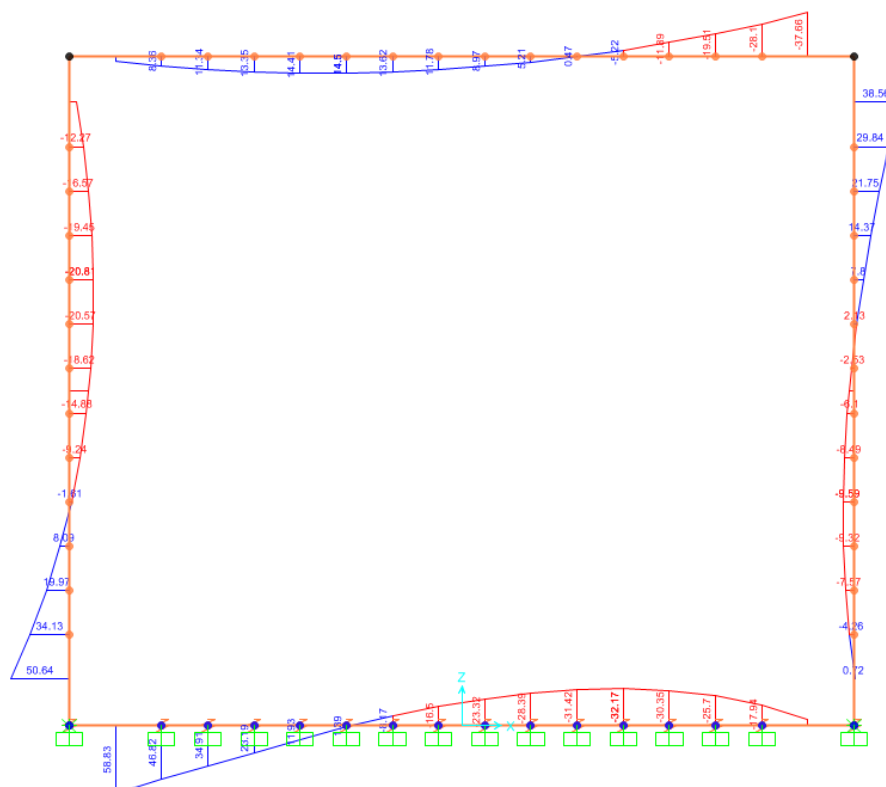


Figura 9-40: Diagramma del momento flettente – SLV.

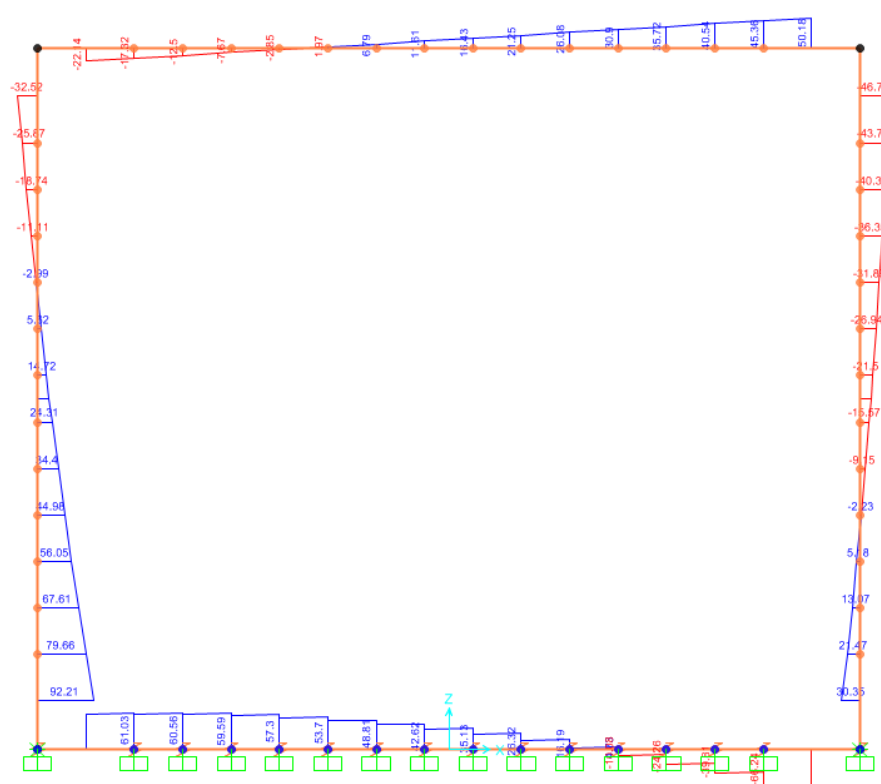


Figura 9-41: Diagramma del taglio – SLV.

Nella tabelle che seguono si riportano le sollecitazioni scelte per le verifiche strutturali.



<b>Sezione 1: piede piedritti</b>			
<b>CC</b>	<b>N (KN)</b>	<b>M<sub>y</sub>(kNm)</b>	<b>T<sub>z</sub>(kN)</b>
SLU	185	118	189
SLV	54	51	92
SLE rara	116	83	-
SLE freq	106	69	-
SLE q.p.	78	29	-

<b>Sezione 2: testa piedritti</b>			
<b>CC</b>	<b>N (KN)</b>	<b>M<sub>y</sub>(kNm)</b>	<b>T<sub>z</sub>(kN)</b>
SLU	129	105	126
SLV	29	10	33
SLE rara	91	53	-
SLE freq	81	45	-
SLE q.p.	53	21	-

<b>Sezione 3: incastro tra ciabatta e piedritto</b>			
<b>CC</b>	<b>N (KN)</b>	<b>M<sub>y</sub>(kNm)</b>	<b>T<sub>z</sub>(kN)</b>
SLU	115	115	220
SLV	40	59	66
SLE rara	78	82	-
SLE freq	83	70	-
SLE q.p.	99	33	-

<b>Sezione 4: mezzeria ciabatta</b>			
<b>CC</b>	<b>N (KN)</b>	<b>M<sub>y</sub>(kNm)</b>	<b>T<sub>z</sub>(kN)</b>
SLU	115	-88	47
SLV	40	-20	34
SLE rara	78	-57	-
SLE freq	83	-34	-
SLE q.p.	99	-20	-

<b>Sezione 5: incastro tra soletta superiore e piedritto</b>			
<b>CC</b>	<b>N (KN)</b>	<b>M<sub>y</sub>(kNm)</b>	<b>T<sub>z</sub>(kN)</b>
SLU	109	87	205
SLV	40	38	50
SLE rara	77	61	-
SLE freq	73	51	-
SLE q.p.	59	23	-

<b>Sezione 6: mezzeria soletta superiore</b>			
<b>CC</b>	<b>N (KN)</b>	<b>M<sub>y</sub>(kNm)</b>	<b>T<sub>z</sub>(kN)</b>
SLU	109	-82	48
SLV	40	-10	14
SLE rara	77	55	-
SLE freq	73	44	-
SLE q.p.	59	11	-

Nella determinazione delle sollecitazioni si è tenuto in conto degli ingombri strutturali.

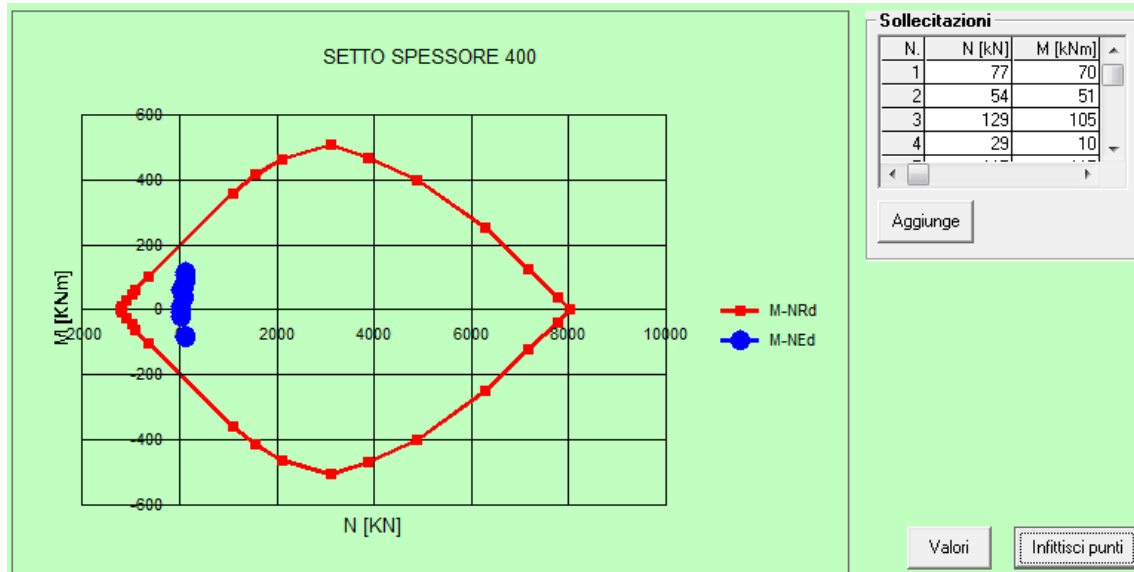
Nelle tabelle precedenti il segno + indica compressione.

### **Verifica a pressoflessione**

Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione degli elementi strutturali studiati.

L'armatura considerata per le verifiche è la seguente:

- Piedritti: 1+1Ø20/20
- Ciabatta: 1+1Ø20/20
- Soletta superiore: 1+1Ø20/20



Le verifiche sono soddisfatte.

### Verifica a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio degli elementi strutturali studiati.

Si riporta di seguito la verifica dei piedritti.

Per la sezione di base dei piedritti (sezione 1 di verifica) è necessario predisporre un'armatura longitudinale aggiuntiva nella misura di 1 + 1Ø20/20.

DATI SEZIONE		DATI MATERIALI		ARMATURA LONG. TESA	
B	1000 mm	CLS	C30/37	Ø <sub>1</sub>	20 mm
H	400 mm	f <sub>ck</sub>	30.0 MPa	1Ø A <sub>1</sub>	314.2 mm <sup>2</sup>
d	334 mm	f <sub>cd</sub>	8.50 MPa	p <sub>1</sub>	200 mm
c	40 mm	v	0.50 -	A <sub>1</sub>	1570.8 mm <sup>2</sup> / m
Ø <sub>max</sub>	20 mm	γ <sub>c</sub>	1.5 -	Ø <sub>2</sub>	20 mm
Ø <sub>ripartizione</sub>	16 mm	α <sub>cc</sub>	0.85 -	1Ø A <sub>2</sub>	314.2 mm <sup>2</sup>
		ACCIAIO	B450C	p <sub>2</sub>	200 mm
		f <sub>yd</sub>	450.0 MPa	A <sub>2</sub>	1570.8 mm <sup>2</sup> / m
		f <sub>yd</sub>	391.3	A <sub>TOT. LONG.</sub>	3141.6 mm <sup>2</sup> / m
		γ <sub>c</sub>	1.15 -		

VERIFICA NTC 2018 §4.1.2.3.5.1			
$V_{Ed}$	<b>189</b>	kN/m	Taglio sollecitante
$V_{Rd}$	<b>216.4</b>	kN/m	Taglio resistente
$V_{Ed} / V_{Rd}$	0.9	< 1	Ok
$V_{Rd,1}$	216.4	kN/m	Taglio resistente componente 1
$V_{Rd,2}$	151.3	kN/m	Taglio resistente componente 2
Coeff.	0.18	-	
k	1.77	-	< 2
d	334	mm	
Coeff.	100	-	
$\rho_l$	0.009	-	< 0.02
$A_{sl}$	3141.6	mm <sup>2</sup>	
$b_w$	1000	mm	
$\sigma_{cp}$	0.0	MPa	
$v_{min}$	0.45	-	
Coeff.	0.035	-	

Per la sezione di testa dei piedritti (sezione 2 di verifica) non è prevista l'adozione di specifica armatura a taglio.

DATI SEZIONE		DATI MATERIALI		ARMATURA LONG. TESA	
B	1000 mm	CLS	C30/37	$\phi_1$	20 mm
H	400 mm	$f_{ck}$	30.0 MPa	$1\phi A_1$	314.2 mm <sup>2</sup>
d	334 mm	$f_{cd}$	8.50 MPa	$\rho_1$	200 mm
c	40 mm	v	0.50 -	$A_1$	1570.8 mm <sup>2</sup> / m
$\phi_{max}$	20 mm	$\gamma_c$	1.5 -	$\phi_2$	20 mm
$\phi_{ripartizione}$	16 mm	$\alpha_{cc}$	0.85 -	$1\phi A_2$	314.2 mm <sup>2</sup>
		ACCIAIO	B450C	$\rho_2$	0 mm
		$f_{yd}$	450.0 MPa	$A_2$	0.0 mm <sup>2</sup> / m
		$f_{yd}$	391.3	$A_{TOT\_LONG.}$	1570.8 mm <sup>2</sup> / m
		$\gamma_c$	1.15 -		

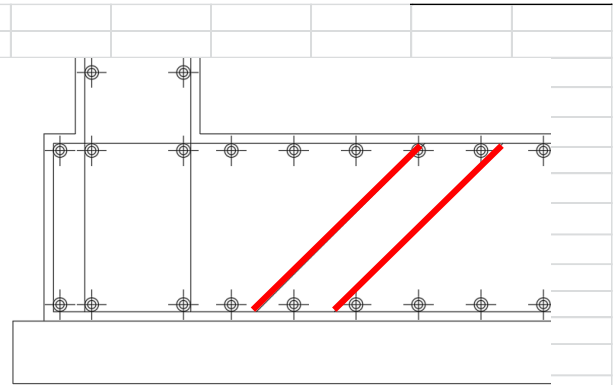
VERIFICA NTC 2018 §4.1.2.3.5.1			
$V_{Ed}$	<b>126</b>	kN/m	Taglio sollecitante
$V_{Rd}$	<b>171.8</b>	kN/m	Taglio resistente
$V_{Ed} / V_{Rd}$	0.7	< 1	Ok
$V_{Rd,1}$	171.8	kN/m	Taglio resistente componente 1
$V_{Rd,2}$	151.3	kN/m	Taglio resistente componente 2
Coeff.	0.18	-	
k	1.77	-	< 2
d	334	mm	
Coeff.	100	-	
$\rho_l$	0.005	-	< 0.02
$A_{sl}$	1570.8	mm <sup>2</sup>	
$b_w$	1000	mm	
$\sigma_{cp}$	0.0	MPa	
$v_{min}$	0.45	-	
Coeff.	0.035	-	

Si riporta di seguito la verifica della ciabatta.

Per la sezione di incastro tra la ciabatta ed i piedritti (sezione 3 di verifica) è necessario prevedere barre inclinate a 45° aggiuntive di armatura a taglio pari a Ø14/30x60.

DATI SEZIONE		DATI MATERIALI		ARMATURA TRASVERSALE	
B	1000 mm	CLS	C30/37	$\phi_{st}$	14 mm
H	400 mm	$f_{ck}$	30.0 MPa	$A_{sw} = 1\phi A_{st}$	153.9 mm <sup>2</sup>
d	334 mm	$f_{cd}$	17.00 MPa	$b_{st}$	1.67 bracci
c	40 mm	$\gamma_c$	1.5 -	$A_{st}$	257.1 mm <sup>2</sup> / m
$\phi_{max}$	20 mm	$\alpha_{cc}$	0.85 -	$\alpha_{st\_deg}$	45 °
$\phi_{ripartizione}$	16 mm	ACCIAIO	B450C	$\alpha_{st\_rad}$	0.79 rad
		$f_{yk}$	450.0 MPa	s	300 mm
		$f_{yd}$	391.3 MPa	$\cotg(\theta)$	2.5 -
		$\gamma_c$	1.15 -	$\theta$	21.8 °

VERIFICA NTC 2018 §4.1.2.3.5.2		
$V_{Ed}$	220 kN/m	Taglio sollecitante
$V_{Rd}$	249.5 kN/m	Taglio resistente
$V_{Ed} / V_{Rd}$	0.88 < 1	Ok
$V_{Rsd}$	249.5 kN/m	Taglio trazione resistente
$V_{Rcd}$	1233.5 kN/m	Taglio compressione resistente
$V_{Rsd} - V_{Rcd}$	-984.0 -	Rottura lato acciaio
Coeff.	0.9 -	
d	334.0 mm	
$A_{sw}$	257.1 mm <sup>2</sup>	
s	300.0 mm	
$\cotg(\alpha)$	1.000 -	
$\sin(\alpha)$	0.707 -	
Coeff.	0.90 -	
d	334 mm	
$b_w$	1000 mm	
$\alpha_c$	1 -	
$\sigma_{cp}$	0.0 MPa	
v	0.5 -	
$\cotg(\alpha)$	1.000 -	



Per la sezione di mezzeria, è verificata la sezione non armata a taglio:

DATI SEZIONE		DATI MATERIALI		ARMATURA LONG. TESA	
B	1000 mm	CLS	C30/37	$\phi_1$	20 mm
H	400 mm	$f_{ck}$	30.0 MPa	$1\phi A_1$	314.2 mm <sup>2</sup>
d	334 mm	$f_{cd}$	8.50 MPa	$p_1$	200 mm
c	40 mm	v	0.50 -	$A_1$	1570.8 mm <sup>2</sup> / m
$\phi_{max}$	20 mm	$\gamma_c$	1.5 -	$\phi_2$	20 mm
$\phi_{ripartizione}$	16 mm	$\alpha_{cc}$	0.85 -	$1\phi A_2$	314.2 mm <sup>2</sup>
		ACCIAIO	B450C	$p_2$	0 mm
		$f_{yd}$	450.0 MPa	$A_2$	0.0 mm <sup>2</sup> / m
		$f_{yd}$	391.3	$A_{TOT\_LONG.}$	1570.8 mm <sup>2</sup> / m
		$\gamma_c$	1.15 -		

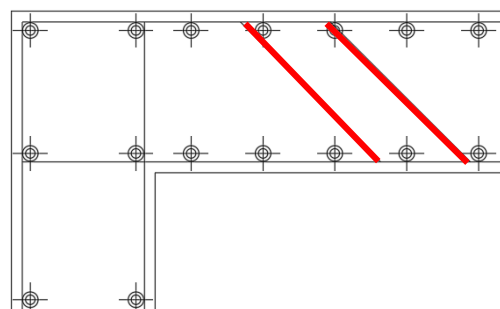
VERIFICA NTC 2018 §4.1.2.3.5.1		
$V_{Ed}$	47 kN/m	Taglio sollecitante
$V_{Rd}$	171.8 kN/m	Taglio resistente
$V_{Ed} / V_{Rd}$	0.3 < 1	Ok
$V_{Rd,1}$	171.8 kN/m	Taglio resistente componente 1
$V_{Rd,2}$	151.3 kN/m	Taglio resistente componente 2
Coeff.	0.18 -	
k	1.77 -	< 2
d	334 mm	
Coeff.	100 -	
$\rho_l$	0.005 -	< 0.02
$A_{sl}$	1570.8 mm <sup>2</sup>	
$b_w$	1000 mm	
$\sigma_{cp}$	0.0 MPa	
$v_{min}$	0.45 -	
Coeff.	0.035 -	

Si riporta di seguito la verifica della soletta superiore.

Per la sezione di incastro tra la soletta ed i piedritti (sezione 5 di verifica) è necessario prevedere barre inclinate a 45° aggiuntive di armatura a taglio pari a Ø14/30x60.

DATI SEZIONE		DATI MATERIALI		ARMATURA TRASVERSALE	
B	1000 mm	CLS	C30/37	$\phi_{st}$	14 mm
H	400 mm	$f_{ck}$	30.0 MPa	$A_{sw} = 1\phi A_{st}$	153.9 mm <sup>2</sup>
d	334 mm	$f_{cd}$	17.00 MPa	$b_{st}$	1.67 bracci
c	40 mm	$\gamma_c$	1.5 -	$A_{st}$	257.1 mm <sup>2</sup> / m
$\phi_{max}$	20 mm	$\alpha_{cc}$	0.85 -	$\alpha_{st\_deg}$	45 °
$\phi_{ripartizione}$	16 mm	ACCIAIO	B450C	$\alpha_{st\_rad}$	0.79 rad
		$f_{yk}$	450.0 MPa	s	300 mm
		$f_{yd}$	391.3 MPa	$cotg(\theta)$	2.5 -
		$\gamma_c$	1.15 -	$\theta$	21.8 °

VERIFICA NTC 2018 §4.1.2.3.5.2		
$V_{Ed}$	220 kN/m	Taglio sollecitante
$V_{Rd}$	249.5 kN/m	Taglio resistente
$V_{Ed} / V_{Rd}$	0.88 < 1	Ok
$V_{Rsd}$	249.5 kN/m	Taglio trazione resistente
$V_{Rcd}$	1233.5 kN/m	Taglio compressione resistente
$V_{Rsd} - V_{Rcd}$	-984.0 -	Rottura lato acciaio
Coeff.	0.9 -	
d	334.0 mm	
$A_{sw}$	257.1 mm <sup>2</sup>	
s	300.0 mm	
$cotg(\alpha)$	1.000 -	
$sen(\alpha)$	0.707 -	
Coeff.	0.90 -	
d	334 mm	
$b_w$	1000 mm	
$\alpha_c$	1 -	
$\sigma_{cp}$	0.0 MPa	
v	0.5 -	
$cotg(\alpha)$	1.000 -	



Per la sezione di mezzzeria, è verificata la sezione non armata a taglio:

DATI SEZIONE			DATI MATERIALI			ARMATURA LONG. TESA		
B	1000	mm	CLS	C30/37		$\phi_1$	20	mm
H	400	mm	$f_{ck}$	30.0	MPa	$1\phi A_1$	314.2	mm <sup>2</sup>
d	334	mm	$f_{cd}$	8.50	MPa	$\rho_1$	200	mm
c	40	mm	v	0.50	-	$A_1$	1570.8	mm <sup>2</sup> /m
$\phi_{max}$	20	mm	$\gamma_c$	1.5	-	$\phi_2$	20	mm
$\phi_{ripartizione}$	16	mm	$\alpha_{cc}$	0.85	-	$1\phi A_2$	314.2	mm <sup>2</sup>
			ACCIAIO	B450C		$\rho_2$	0	mm
			$f_{yd}$	450.0	MPa	$A_2$	0.0	mm <sup>2</sup> /m
			$f_{yd}$	391.3		$A_{TOT\_LONG.}$	1570.8	mm <sup>2</sup> /m
			$\gamma_c$	1.15	-			

VERIFICA NTC 2018 §4.1.2.3.5.1			
$V_{Ed}$	48	kN/m	Taglio sollecitante
$V_{Rd}$	171.8	kN/m	Taglio resistente
$V_{Ed} / V_{Rd}$	0.3	< 1	Ok
$V_{Rd,1}$	171.8	kN/m	Taglio resistente componente 1
$V_{Rd,2}$	151.3	kN/m	Taglio resistente componente 2
Coeff.	0.18	-	
k	1.77	-	< 2
d	334	mm	
Coeff.	100	-	
$\rho_l$	0.005	-	< 0.02
$A_{sl}$	1570.8	mm <sup>2</sup>	
$b_w$	1000	mm	
$\sigma_{cp}$	0.0	MPa	
$v_{min}$	0.45	-	
Coeff.	0.035	-	

### Verifica tensionale e di apertura delle fessure

Nella tabella che segue sono riportate le verifiche tensionali e di apertura delle fessure nelle sezioni oggetto di verifica.

ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI SEZ. SCATOLARE - TIPOLOGICO										
Sezione	COMB.	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$\sigma_{ds}$	$\sigma_s$	x	VERIFICA FESSURAZIONE		VERIFICA TENSIONI	
Text	-	[kN/m]	[kNm/m]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]	apertura w	$w_{lim}$ [mm]	$\sigma_{c,lim}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,lim}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Piedritti	SLErara	116	83	5.2	156.0	115.0			< 18	< 360
	SLEfreq.	106	69	3.9	110.0	119.0	0.11	< 0.3		
	SLEquasi p.	78	29	1.6	36.6	138.0	0.03	< 0.2	< 13.5	
Ciabatta	SLErara	78	82	4.6	145.0	110.0			< 18	< 360
	SLEfreq.	83	70	3.9	119.0	114.0	0.12	< 0.4		
	SLEquasi p.	99	33	1.8	39.0	144.0	0.04	< 0.3	< 13.5	
Soletta superiore	SLErara	77	61	3.4	102.0	115.0			< 18	< 360
	SLEfreq.	73	51	2.9	83.0	117.0	0.08	< 0.3		
	SLEquasi p.	59	23	1.3	30.0	136.0	0.03	< 0.2	< 13.5	

Le verifiche sono soddisfatte.

## 9.3 SOTTOPASSI SCATOLARI (TIPOLOGICO)

### 9.3.1 GEOMETRIA E VINCOLI

Si riportano delle viste del modello realizzato con l'indicazione delle sezioni e dei vincoli assunti.

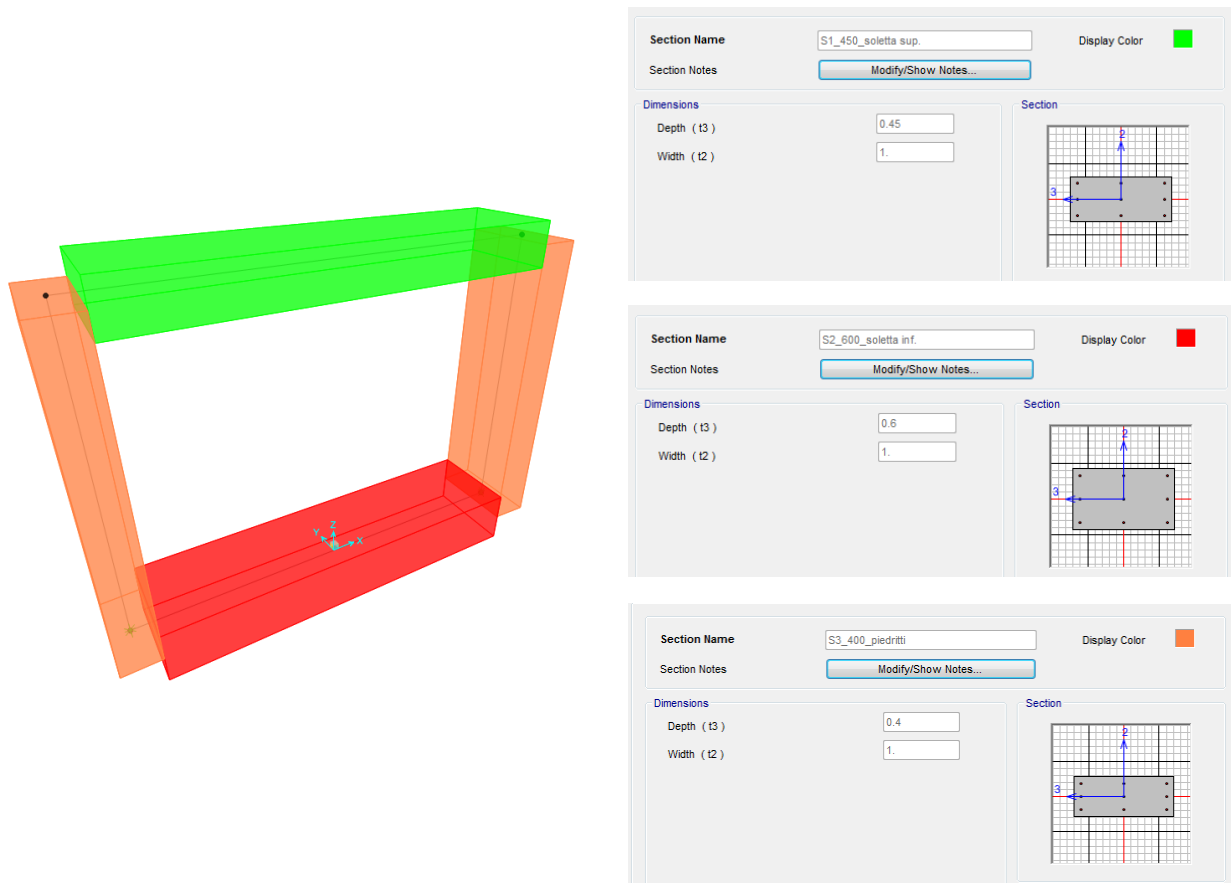
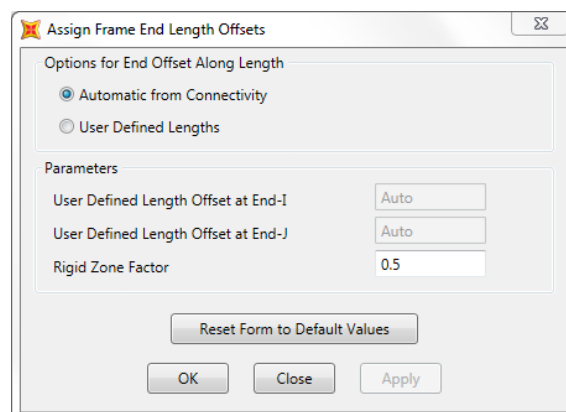


Figura 9-42: Vista del modello con indicazione delle sezioni.

In prossimità dei nodi sono state considerate le effettive End-Offset, automaticamente computate dal programma di calcolo assegnando un coefficiente di rigidità pari a 0.5.



La ciabatta di fondazione risulta vincolata alla base per impedire le traslazioni orizzontali mentre è vincolata con molle lineari verticali, la cui costante elastica è esplicitata di seguito:



### Costante di Winkler molle verticali

$c = 1.0$	$\text{kg/cm}^3$	Costante di Winkler verticale
$c = 10000$	$\text{kN/m}^3$	Costante di Winkler verticale (SI)
$S = 1.0$	$\text{m}$	Spessore frame
$c - \text{modello} = 10000$	$\text{kN/m/m}$	Costante di Winkler verticale (SI) adottata nel modello

### 9.3.2 CARICHI APPLICATI

Si riportano di seguito le modalità di applicazione dei carichi di progetto sul manufatto in oggetto. Si vuol far notare che nel modello strutturale tutti i carichi inseriti sono modellati come unitari attraverso i rispettivi "load cases". L'entità del carico è inserita per mezzo di un fattore moltiplicativo presente nelle combinazioni riportate per ogni opera analizzata, sfruttando la linearità del comportamento e dell'analisi.

I pesi propri delle strutture modellate sono tenuti in conto automaticamente dal programma di calcolo.

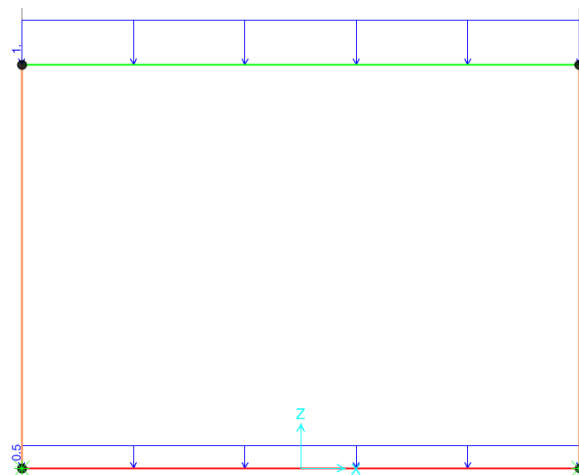
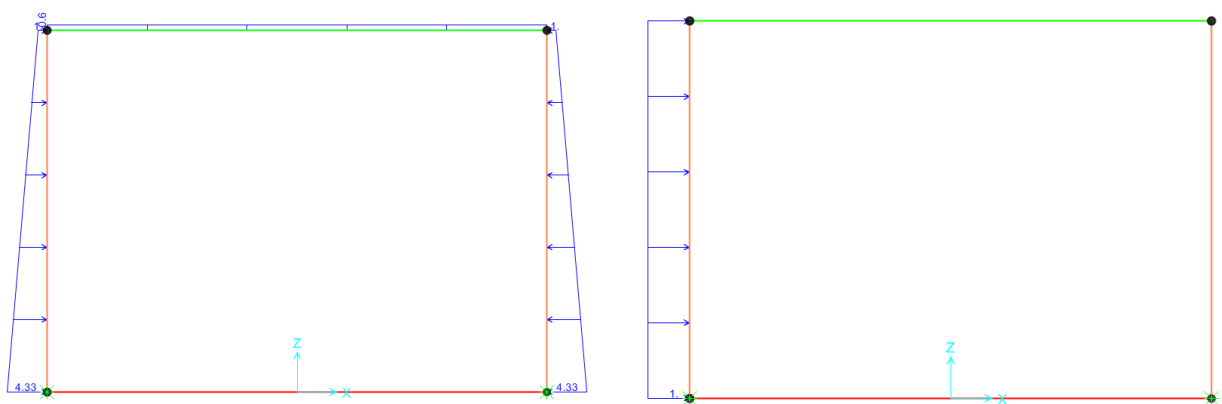


Figura 9-43: Peso permanente portato della pavimentazione: 4.8 kN/m/m (strada); 2.4 kN/m/m (ciclopodale).



- (a) Spinta del terreno e peso proprio del terreno di ricoprimento in condizioni statiche:
- Spinta statica:  $K_0=0.426$ ;  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
  - Peso del terreno di ricoprimento: 17 kN/m/m
- (b) Spinta del terreno in condizioni sismiche:  $K = 0.623$ ,  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

Figura 9-44: Spinta statica e peso proprio del terreno (a), spinta sismica (b).

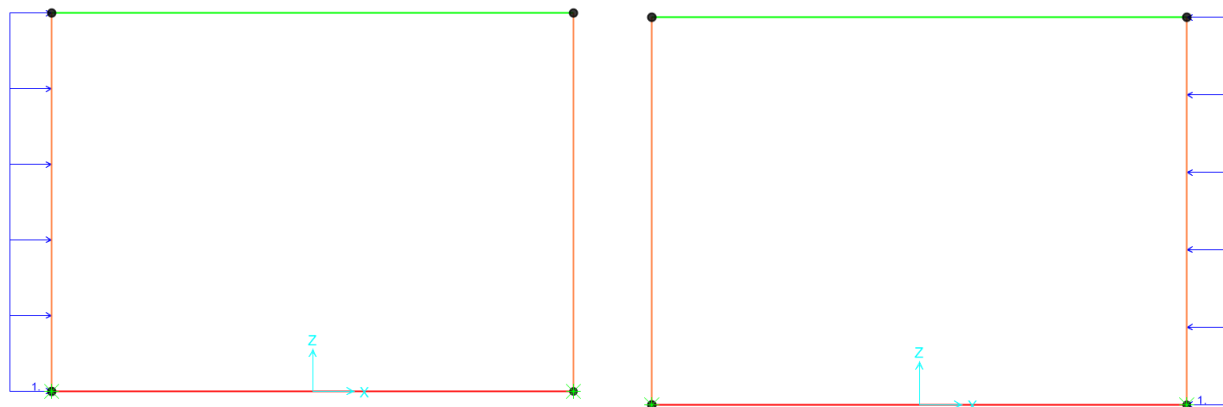


Figura 9-45: Sovraccarico da traffico su rilevato:  $0.426 \times 60 \text{ kN/m/m}$  (schema 2) =  $26 \text{ kN/m/m}$

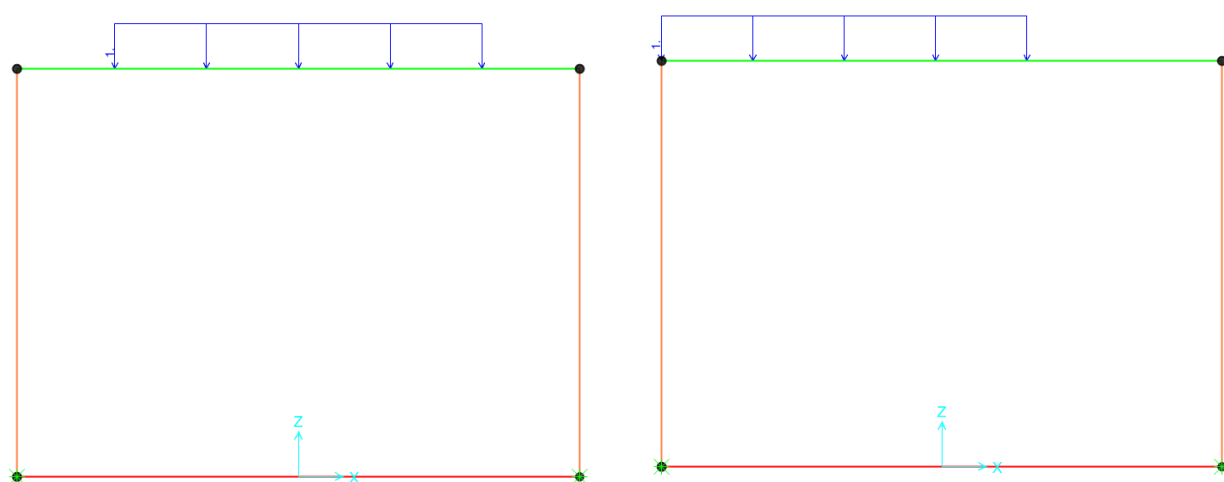


Figura 9-46: Carico da traffico – schema di carico 1:  $56 \text{ kN/m/m}$ .

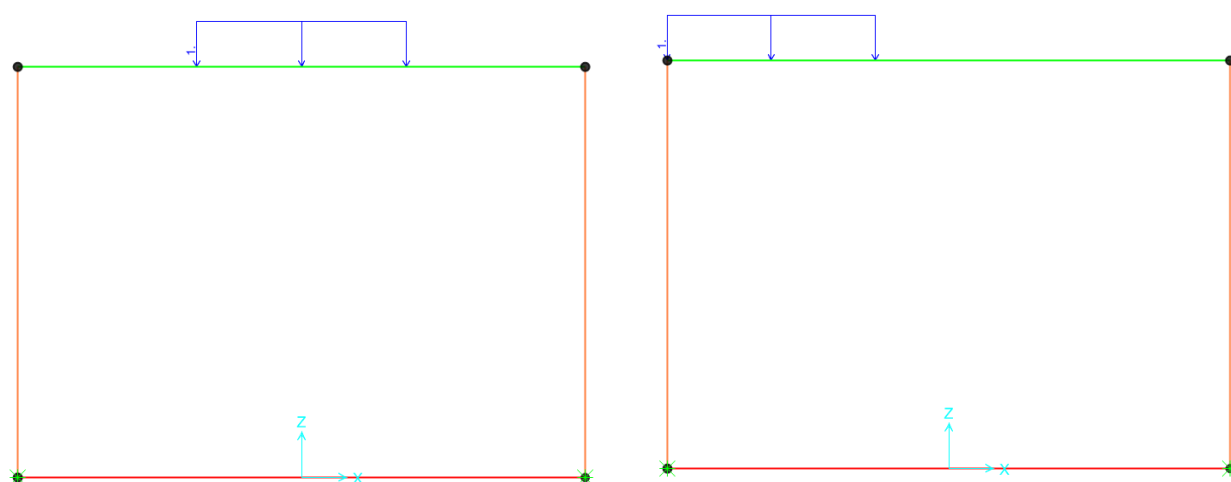
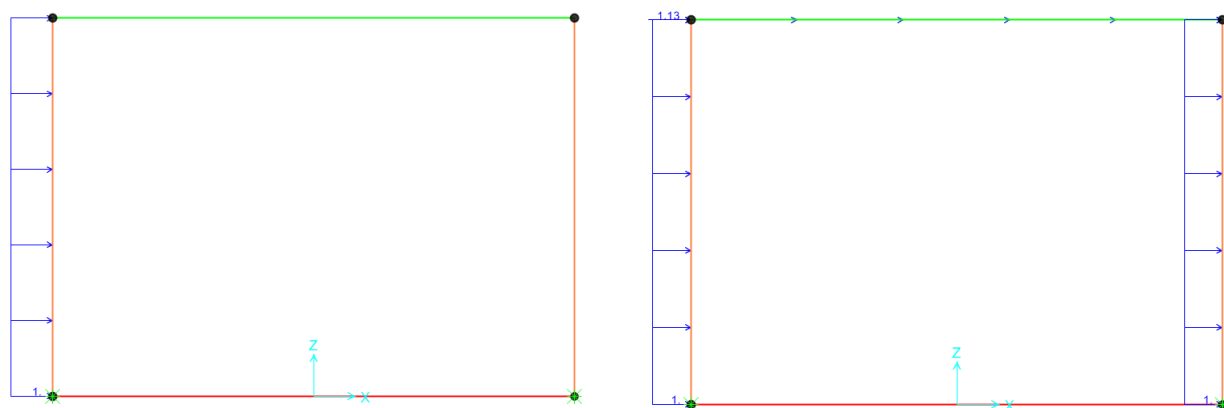


Figura 9-47: Carico da traffico – schema di carico 2:  $60 \text{ kN/m/m}$ .



(c) Inerzia del terreno in condizioni sismiche: 1.9 kN/m/m

(d) Inerzia dei piedritti e della soletta superiore in condizioni sismiche: 10 kN/m/m e 11.25 kN/m/m

Figura 9-48: Inerzia del manufatto in condizioni sismiche: terreno (a) e struttura (b).

### 9.3.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito le combinazioni di carico effettuate nel modello di calcolo.

TABLE: Combination Definitions			
ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Unitless
C_SLU_1	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_1		_G2	1.5
C_SLU_1		_G3_spinta statica (k0)	1.35
C_SLU_1		_Q traffico laterale_sx	1.35
C_SLU_1		_Q traffico_sc1_AXI_1	1.5
C_SLU_2	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_2		_G2	1.5
C_SLU_2		_G3_spinta statica (k0)	1.35
C_SLU_2		_Q traffico laterale_sx	1.35
C_SLU_2		_Q traffico_sc1_AXI_2	1.5
C_SLU_3	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_3		_G2	1.5
C_SLU_3		_G3_spinta statica (k0)	1.35
C_SLU_3		_Q traffico laterale_sx	1.35
C_SLU_3		_Q traffico_sc2_AXI_1	1.5
C_SLU_4	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_4		_G2	1.5
C_SLU_4		_G3_spinta statica (k0)	1.35
C_SLU_4		_Q traffico laterale_sx	1.35
C_SLU_4		_Q traffico_sc2_AXI_2	1.5
C_SLU_5	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_5		_G2	1.5
C_SLU_5		_G3_spinta statica (k0)	1.35
C_SLU_5		_Q traffico laterale_sx	1.35
C_SLU_5		_Q traffico_sc1_AXI_1	1.5

C_SLU_5		_Q_traffico laterale_dx	1.5
C_SLU_6	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_6		_G2	1.5
C_SLU_6		_G3_spinta statica (k0)	1.35
C_SLU_6		_Q_traffico laterale_sx	1.35
C_SLU_6		_Q_traffico_sc1_AXI_2	1.5
C_SLU_6		_Q_traffico laterale_dx	1.35
C_SLU_7	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_7		_G2	1.5
C_SLU_7		_G3_spinta statica (k0)	1.35
C_SLU_7		_Q_traffico laterale_sx	1.35
C_SLU_7		_Q_traffico_sc2_AXI_1	1.5
C_SLU_7		_Q_traffico laterale_dx	1.35
C_SLU_8	Linear Add	_G1	1.35
C_SLU_8		_G2	1.5
C_SLU_8		_G3_spinta statica (k0)	1.35
C_SLU_8		_Q_traffico laterale_sx	1.35
C_SLU_8		_Q_traffico_sc2_AXI_2	1.5
C_SLU_8		_Q_traffico laterale_dx	1.35
C_SLV	Linear Add	_G1	1
C_SLV		_G2	1
C_SLV		_Ex_forza inerziale	1
C_SLV		_Ex_spinta dinamica (kh)	1
C_SLErara_1	Linear Add	_G1	1
C_SLErara_1		_G2	1
C_SLErara_1		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLErara_1		_Q_traffico laterale_sx	1
C_SLErara_1		_Q_traffico_sc1_AXI_1	1
C_SLErara_2	Linear Add	_G1	1
C_SLErara_2		_G2	1
C_SLErara_2		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLErara_2		_Q_traffico laterale_sx	1
C_SLErara_2		_Q_traffico_sc1_AXI_2	1
C_SLErara_3	Linear Add	_G1	1
C_SLErara_3		_G2	1
C_SLErara_3		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLErara_3		_Q_traffico laterale_sx	1
C_SLErara_3		_Q_traffico_sc2_AXI_1	1
C_SLErara_4	Linear Add	_G1	1
C_SLErara_4		_G2	1
C_SLErara_4		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLErara_4		_Q_traffico laterale_sx	1
C_SLErara_4		_Q_traffico_sc2_AXI_2	1
C_SLErara_5	Linear Add	_G1	1
C_SLErara_5		_G2	1

C_SLErara_5		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLErara_5		_Q traffico laterale_sx	1
C_SLErara_5		_Q traffico_sc1_AXI_1	1
C_SLErara_5		_Q traffico laterale_dx	1
C_SLErara_6	Linear Add	_G1	1
C_SLErara_6		_G2	1
C_SLErara_6		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLErara_6		_Q traffico laterale_sx	1
C_SLErara_6		_Q traffico_sc1_AXI_2	1
C_SLErara_6		_Q traffico laterale_dx	1
C_SLErara_7	Linear Add	_G1	1
C_SLErara_7		_G2	1
C_SLErara_7		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLErara_7		_Q traffico laterale_sx	1
C_SLErara_7		_Q traffico_sc2_AXI_1	1
C_SLErara_7		_Q traffico laterale_dx	1
C_SLErara_8	Linear Add	_G1	1
C_SLErara_8		_G2	1
C_SLErara_8		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLErara_8		_Q traffico laterale_sx	1
C_SLErara_8		_Q traffico_sc2_AXI_2	1
C_SLErara_8		_Q traffico laterale_dx	1
C_SLEfreq_1	Linear Add	_G1	1
C_SLEfreq_1		_G2	1
C_SLEfreq_1		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLEfreq_1		_Q traffico laterale_sx	0.75
C_SLEfreq_1		_Q traffico_sc1_AXI_1	0.75
C_SLEfreq_2	Linear Add	_G1	1
C_SLEfreq_2		_G2	1
C_SLEfreq_2		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLEfreq_2		_Q traffico laterale_sx	0.75
C_SLEfreq_2		_Q traffico_sc1_AXI_2	0.75
C_SLEfreq_3	Linear Add	_G1	1
C_SLEfreq_3		_G2	1
C_SLEfreq_3		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLEfreq_3		_Q traffico laterale_sx	0.75
C_SLEfreq_3		_Q traffico_sc2_AXI_1	0.75
C_SLEfreq_4	Linear Add	_G1	1
C_SLEfreq_4		_G2	1
C_SLEfreq_4		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLEfreq_4		_Q traffico laterale_sx	0.75
C_SLEfreq_4		_Q traffico_sc2_AXI_2	0.75
C_SLEfreq_5	Linear Add	_G1	1
C_SLEfreq_5		_G2	1
C_SLEfreq_5		_G3_spinta statica (k0)	1

C_SLEfreq_5		_Q_traffico laterale_sx	0.75
C_SLEfreq_5		_Q_traffico_sc1_AXI_1	0.75
C_SLEfreq_5		_Q_traffico laterale_dx	0.75
C_SLEfreq_6	Linear Add	_G1	1
C_SLEfreq_6		_G2	1
C_SLEfreq_6		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLEfreq_6		_Q_traffico laterale_sx	0.75
C_SLEfreq_6		_Q_traffico_sc1_AXI_2	0.75
C_SLEfreq_6		_Q_traffico laterale_dx	0.75
C_SLEfreq_7	Linear Add	_G1	1
C_SLEfreq_7		_G2	1
C_SLEfreq_7		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLEfreq_7		_Q_traffico laterale_sx	0.75
C_SLEfreq_7		_Q_traffico_sc2_AXI_1	0.75
C_SLEfreq_7		_Q_traffico laterale_dx	0.75
C_SLEfreq_8	Linear Add	_G1	1
C_SLEfreq_8		_G2	1
C_SLEfreq_8		_G3_spinta statica (k0)	1
C_SLEfreq_8		_Q_traffico laterale_sx	0.75
C_SLEfreq_8		_Q_traffico_sc2_AXI_2	0.75
C_SLEfreq_8		_Q_traffico laterale_dx	0.75
C_SLE_q.p.	Linear Add	_G1	1
C_SLE_q.p.		_G2	1
C_SLE_q.p.		_G3_spinta statica (k0)	1
C_ENV_SLU	Envelope	C_SLU_1	1
C_ENV_SLU		C_SLU_2	1
C_ENV_SLU		C_SLU_3	1
C_ENV_SLU		C_SLU_4	1
C_ENV_SLU		C_SLU_5	1
C_ENV_SLU		C_SLU_6	1
C_ENV_SLU		C_SLU_7	1
C_ENV_SLU		C_SLU_8	1
C_ENV_SLErara	Envelope	C_SLErara_1	1
C_ENV_SLErara		C_SLErara_2	1
C_ENV_SLErara		C_SLErara_3	1
C_ENV_SLErara		C_SLErara_4	1
C_ENV_SLErara		C_SLErara_5	1
C_ENV_SLErara		C_SLErara_6	1
C_ENV_SLErara		C_SLErara_7	1
C_ENV_SLErara		C_SLErara_8	1
C_ENV_SLEfreq	Envelope	C_SLEfreq_1	1
C_ENV_SLEfreq		C_SLEfreq_2	1
C_ENV_SLEfreq		C_SLEfreq_3	1
C_ENV_SLEfreq		C_SLEfreq_4	1
C_ENV_SLEfreq		C_SLEfreq_5	1

C_ENV_SLEfreq		C_SLEfreq_6	1
C_ENV_SLEfreq		C_SLEfreq_7	1
C_ENV_SLEfreq		C_SLEfreq_8	1

### 9.3.4 VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali sono state effettuate nelle seguenti sezioni significative:

- Sezione 1: piede piedritti (lato piedritti);
- Sezione 2: testa piedritti (lato piedritti);
- Sezione 3: incastro tra ciabatta e piedritto (lato ciabatta);
- Sezione 4: mezzeria ciabatta;
- Sezione 5: incastro tra soletta superiore e piedritto (lato soletta superiore);
- Sezione 6: mezzeria soletta superiore.

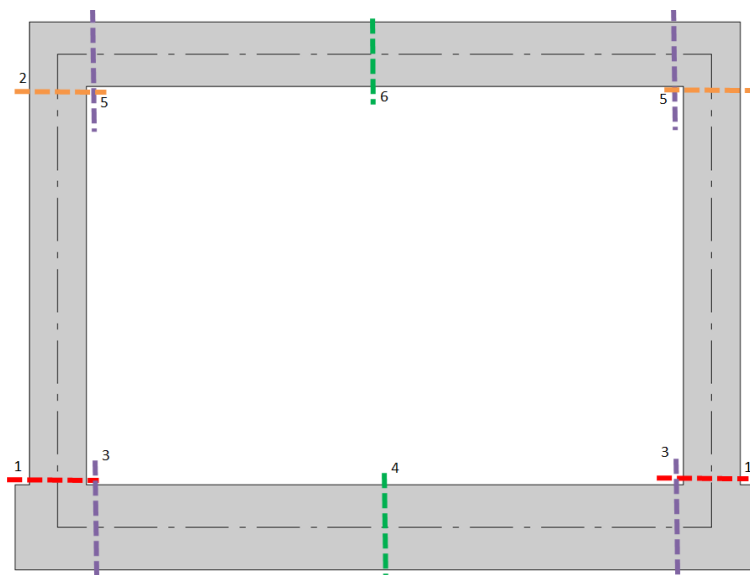


Figura 9-49: Sezioni di verifica.

Di seguito si riportano gli andamenti degli involuppi delle sollecitazioni determinate ed una tabella riassuntiva.

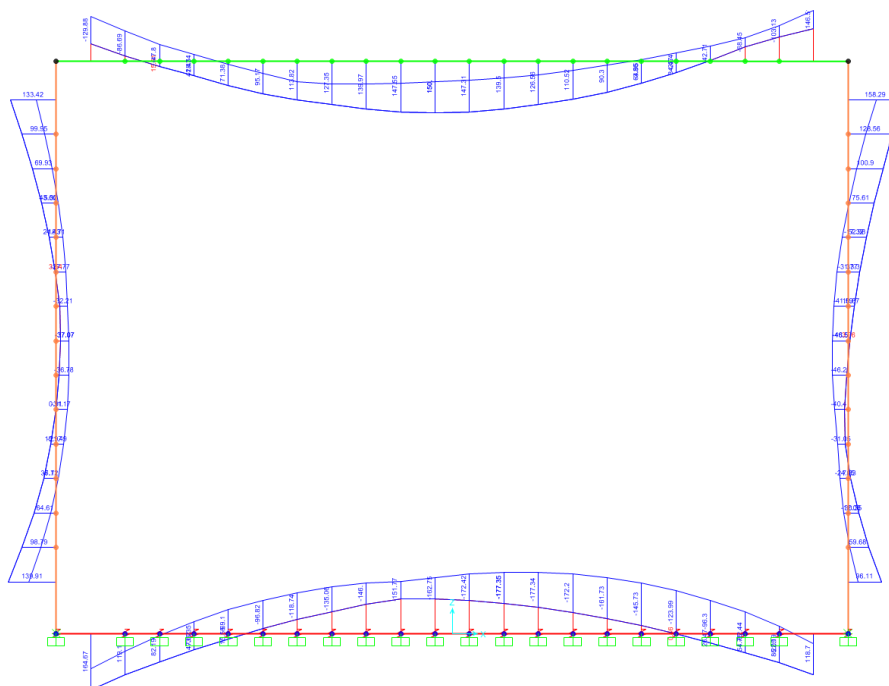


Figura 9-50: Involuppo del diagramma dei momenti flettenti – SLU

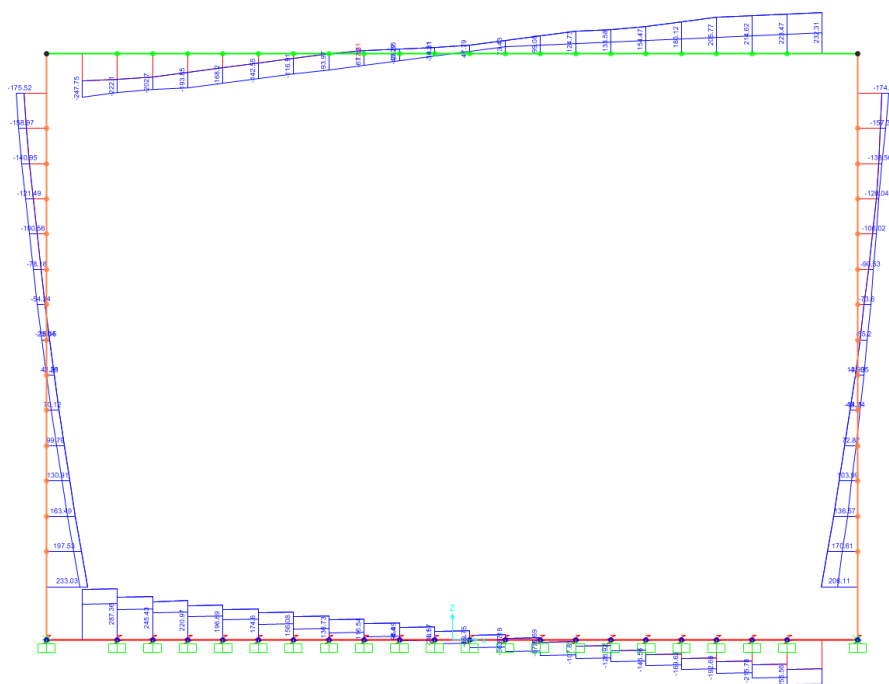


Figura 9-51: Involuppo del diagramma del taglio – SLU





Nella tabella che segue si riportano le sollecitazioni scelte per le verifiche strutturali.

<b>Sezione 1: piede piedritti</b>			
<b>CC</b>	<b>N (KN)</b>	<b>M<sub>y</sub>(kNm)</b>	<b>T<sub>z</sub>(kN)</b>
SLU	210	136	233
SLV	72	93	136
SLE rara	145	100	-
SLE freq	133	85	-
SLE q.p.	102	42	-

<b>Sezione 2: testa piedritti</b>			
<b>CC</b>	<b>N (KN)</b>	<b>M<sub>y</sub>(kNm)</b>	<b>T<sub>z</sub>(kN)</b>
SLU	168	130	160
SLV	45	10	48
SLE rara	115	86	-
SLE freq	105	76	-
SLE q.p.	74	39	-

<b>Sezione 3: incastro tra ciabatta e piedritto</b>			
<b>CC</b>	<b>N (KN)</b>	<b>M<sub>y</sub>(kNm)</b>	<b>T<sub>z</sub>(kN)</b>
SLU	117	150	282
SLV	37	137	93
SLE rara	109	118	-
SLE freq	117	104	-
SLE q.p.	141	61	-

<b>Sezione 4: mezzeria ciabatta</b>			
<b>CC</b>	<b>N (KN)</b>	<b>M<sub>y</sub>(kNm)</b>	<b>T<sub>z</sub>(kN)</b>
SLU	117	-183	48
SLV	37	-44	57
SLE rara	110	-70	-
SLE freq	117	-93	-
SLE q.p.	141	-40	-

<b>Sezione 5: incastro tra soletta superiore e piedritto</b>			
<b>CC</b>	<b>N (KN)</b>	<b>M<sub>y</sub>(kNm)</b>	<b>T<sub>z</sub>(kN)</b>
SLU	131	-40	248
SLV	75	-86	78
SLE rara	103	-102	-
SLE freq	98	-87	-
SLE q.p.	81	-42	-

<b>Sezione 6: mezzeria soletta superiore</b>			
<b>CC</b>	<b>N (KN)</b>	<b>M<sub>y</sub>(kNm)</b>	<b>T<sub>z</sub>(kN)</b>
SLU	131	156	42
SLV	75	25	18
SLE rara	103	102	-
SLE freq	98	83	-
SLE q.p.	81	26	-

Nella determinazione delle sollecitazioni si è tenuto in conto degli ingombri strutturali.

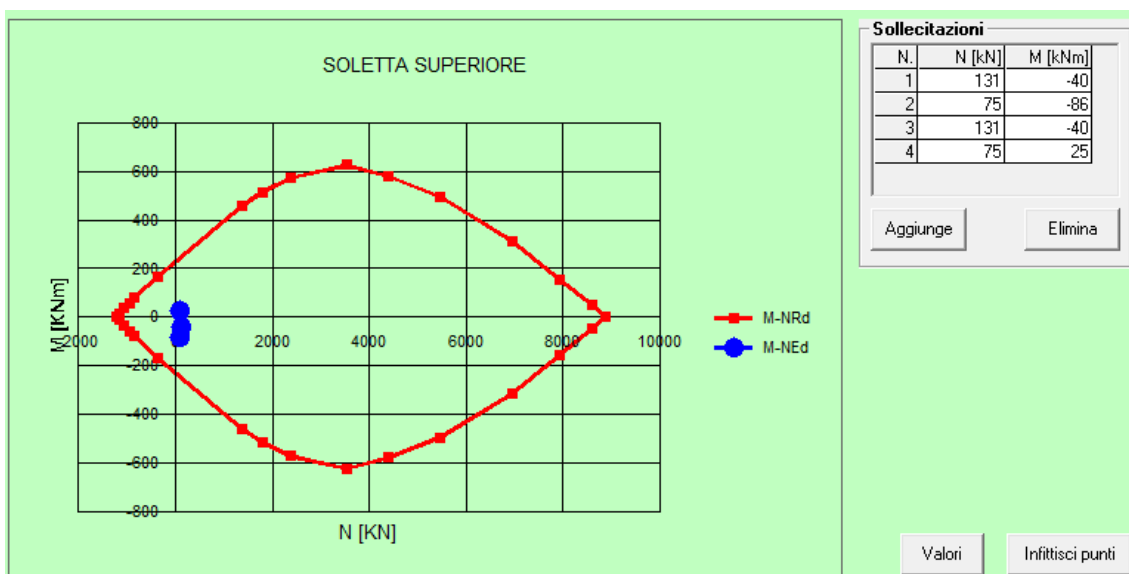
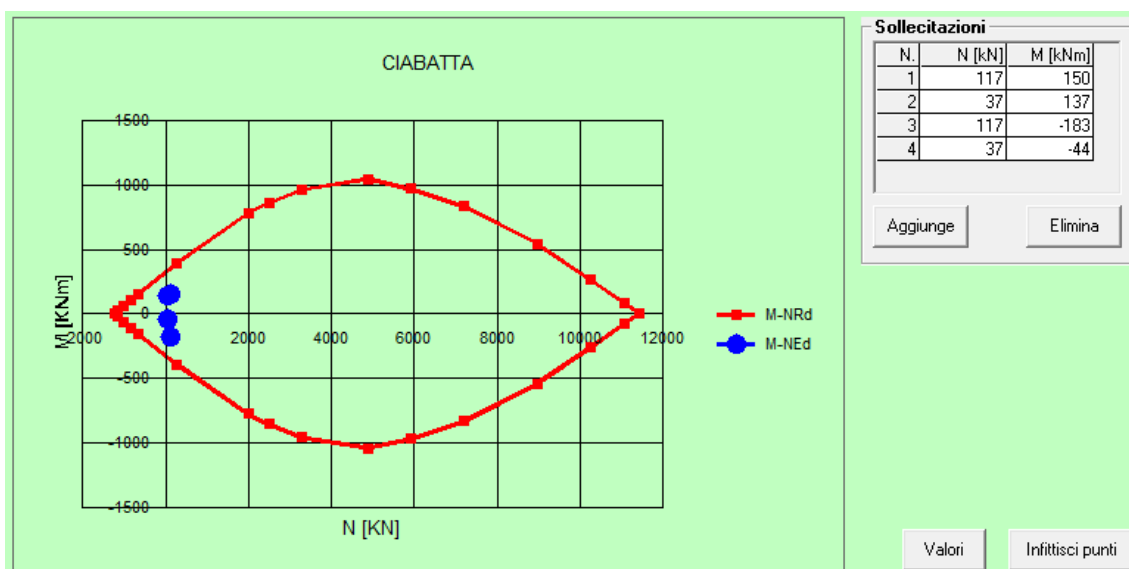
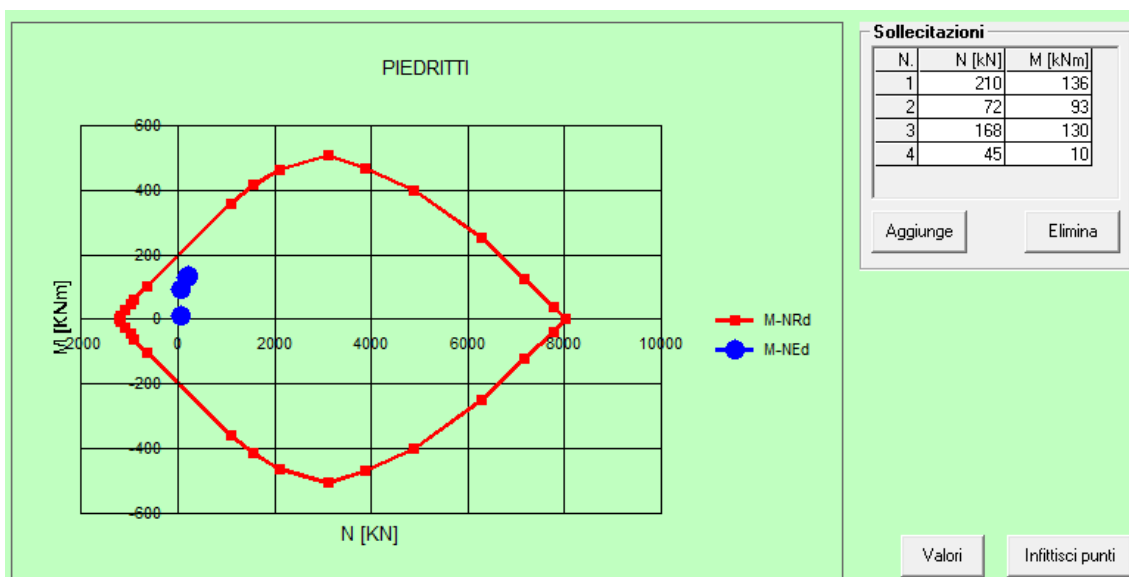
Nelle tabelle precedenti il segno + indica compressione.

### **Verifica a pressoflessione**

Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione degli elementi strutturali studiati.

L'armatura considerata per le verifiche è la seguente:

- Piedritti: 1+1Ø20/20
- Ciabatta: 1+1Ø20/20
- Soletta superiore: 1+1Ø20/20



Le verifiche sono soddisfatte.

## Verifica a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio degli elementi strutturali studiati.

Si riporta di seguito la verifica dei piedritti.

Per la sezione di base dei piedritti (sezione 1 di verifica) è necessario specifica armatura a taglio sotto forma di legatura Ø12/40x20.

DATI SEZIONE		DATI MATERIALI		ARMATURA TRASVERSALE	
B	1000 mm	CLS	C30/37	$\phi_{st}$	12 mm
H	400 mm	$f_{ck}$	30.0 MPa	$A_{sw}=1\phi A_{st}$	113.1 mm <sup>2</sup>
d	334 mm	$f_{cd}$	17.00 MPa	$b_{st}$	2.5 bracci
c	40 mm	$\gamma_c$	1.5 -	$A_{st}$	282.7 mm <sup>2</sup> / m
$\phi_{max}$	20 mm	$\alpha_{cc}$	0.85 -	$\alpha_{st\_deg}$	90 °
$\phi_{ripartizione}$	16 mm	ACCIAIO	B450C	$\alpha_{st\_rad}$	1.57 rad
		$f_{yk}$	450.0 MPa	s	200 mm
		$f_{yd}$	391.3 MPa	$\cotg(\theta)$	2.5 -
		$\gamma_c$	1.15 -	$\theta$	21.8 °

VERIFICA NTC 2018 §4.1.2.3.5.2		
$V_{Ed}$	233 kN/m	Taglio sollecitante
$V_{Rd}$	415.7 kN/m	Taglio resistente
$V_{Ed} / V_{Rd}$	0.56 < 1	Ok
$V_{Rsd}$	415.7 kN/m	Taglio trazione resistente
$V_{Rcd}$	881.1 kN/m	Taglio compressione resistente
$V_{Rsd} - V_{Rcd}$	-465.3 -	Rottura lato acciaio
Coeff.	0.9 -	
d	334.0 mm	
$A_{sw}$	282.7 mm <sup>2</sup>	
s	200.0 mm	
$\cotg(\alpha)$	0.000 -	
$\sen(\alpha)$	1.000 -	
Coeff.	0.90 -	
d	334 mm	
$b_w$	1000 mm	
$\alpha_c$	1 -	
$\sigma_{cp}$	0.0 MPa	
v	0.5 -	
$\cotg(\alpha)$	0.000 -	

Per la sezione di testa dei piedritti (sezione 2 di verifica) non è prevista l'adozione di specifica armatura a taglio.

DATI SEZIONE		DATI MATERIALI		ARMATURA LONG. TESA	
B	1000 mm	CLS	C30/37	$\phi_1$	20 mm
H	400 mm	$f_{ck}$	30.0 MPa	$1\phi A_1$	314.2 mm <sup>2</sup>
d	334 mm	$f_{cd}$	8.50 MPa	$p_1$	200 mm
c	40 mm	v	0.50 -	$A_1$	1570.8 mm <sup>2</sup> / m
$\phi_{max}$	20 mm	$\gamma_c$	1.5 -	$\phi_2$	20 mm
$\phi_{ripartizione}$	16 mm	$\alpha_{cc}$	0.85 -	$1\phi A_2$	314.2 mm <sup>2</sup>
		ACCIAIO	B450C	$p_2$	0 mm
		$f_{yd}$	450.0 MPa	$A_2$	0.0 mm <sup>2</sup> / m
		$f_{yd}$	391.3	$A_{TOT\_LONG.}$	1570.8 mm <sup>2</sup> / m
		$\gamma_c$	1.15 -		

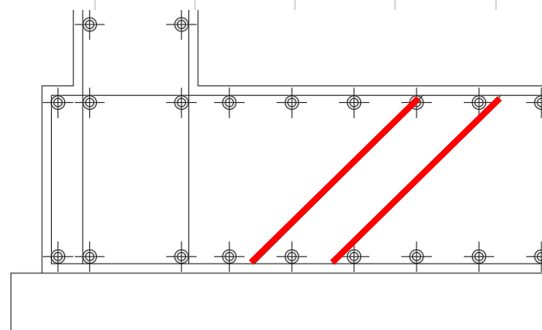
VERIFICA NTC 2018 §4.1.2.3.5.1		
$V_{Ed}$	<b>160</b> kN/m	Taglio sollecitante
$V_{Rd}$	<b>171.8</b> kN/m	Taglio resistente
$V_{Ed} / V_{Rd}$	0.9 < 1	Ok
$V_{Rd,1}$	171.8 kN/m	Taglio resistente componente 1
$V_{Rd,2}$	151.3 kN/m	Taglio resistente componente 2
Coeff.	0.18 -	
k	1.77 -	< 2
d	334 mm	
Coeff.	100 -	
$\rho_l$	0.005 -	< 0.02
$A_{sl}$	1570.8 mm <sup>2</sup>	
$b_w$	1000 mm	
$\sigma_{cp}$	0.0 MPa	
$v_{min}$	0.45 -	
Coeff.	0.035 -	

Si riporta di seguito la verifica della ciabatta.

Per la sezione di incastro tra la ciabatta ed i piedritti (sezione 3 di verifica) è necessario prevedere barre inclinate a 45° aggiuntive di armatura a taglio pari a Ø14/30x60.

DATI SEZIONE		DATI MATERIALI		ARMATURA TRASVERSALE	
B	1000 mm	CLS	C30/37	$\phi_{st}$	14 mm
H	600 mm	$f_{ck}$	30.0 MPa	$A_{sw} = 1\phi A_{st}$	153.9 mm <sup>2</sup>
d	534 mm	$f_{cd}$	17.00 MPa	$b_{st}$	1.67 bracci
c	40 mm	$\gamma_c$	1.5 -	$A_{st}$	257.1 mm <sup>2</sup> / m
$\phi_{max}$	20 mm	$\alpha_{cc}$	0.85 -	$\alpha_{st\_deg}$	45 °
$\phi_{ripartizione}$	16 mm	ACCIAIO	B450C	$\alpha_{st\_rad}$	0.79 rad
		$f_{yk}$	450.0 MPa	s	300 mm
		$f_{yd}$	391.3 MPa	$\cotg(\theta)$	2.5 -
		$\gamma_c$	1.15 -	$\theta$	21.8 °

VERIFICA NTC 2018 §4.1.2.3.5.2		
$V_{Ed}$	<b>282</b> kN/m	Taglio sollecitante
$V_{Rd}$	<b>398.8</b> kN/m	Taglio resistente
$V_{Ed} / V_{Rd}$	0.71 < 1	Ok
$V_{Rsd}$	398.8 kN/m	Taglio trazione resistente
$V_{Rcd}$	1972.1 kN/m	Taglio compressione resistente
$V_{Rsd} - V_{Rcd}$	<b>-1573.3</b> -	Rottura lato acciaio
Coeff.	0.9 -	
d	534.0 mm	
$A_{sw}$	257.1 mm <sup>2</sup>	
s	300.0 mm	
$\cotg(\alpha)$	1.000 -	
$\sin(\alpha)$	0.707 -	
Coeff.	0.90 -	
d	534 mm	
$b_w$	1000 mm	
$\alpha_c$	1 -	
$\sigma_{cp}$	0.0 MPa	
v	0.5 -	
$\cotg(\alpha)$	1.000 -	



Per la sezione di mezzeria, è verificata la sezione non armata a taglio:

DATI SEZIONE			DATI MATERIALI			ARMATURA LONG. TESA		
B	1000	mm	CLS	C30/37		$\phi_1$	20	mm
H	600	mm	$f_{ck}$	30.0	MPa	$1\phi A_1$	314.2	mm <sup>2</sup>
d	534	mm	$f_{cd}$	8.50	MPa	$\rho_1$	200	mm
c	40	mm	$\nu$	0.50	-	$A_1$	1570.8	mm <sup>2</sup> /m
$\phi_{max}$	20	mm	$\gamma_c$	1.5	-	$\phi_2$	20	mm
$\phi_{ripartizione}$	16	mm	$\alpha_{cc}$	0.85	-	$1\phi A_2$	314.2	mm <sup>2</sup>
			ACCIAIO	B450C		$\rho_2$	0	mm
			$f_{yk}$	450.0	MPa	$A_2$	0.0	mm <sup>2</sup> /m
			$f_{yd}$	391.3		$A_{TOT\_LONG.}$	1570.8	mm <sup>2</sup> /m
			$\gamma_c$	1.15	-			

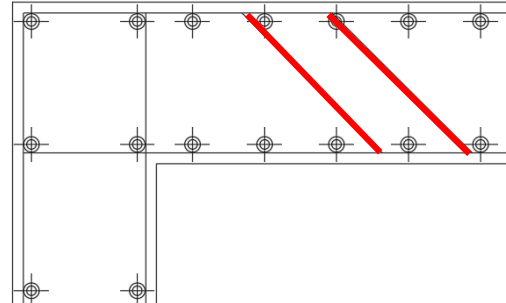
VERIFICA NTC 2018 §4.1.2.3.5.1			
$V_{Ed}$	57	kN/m	Taglio sollecitante
$V_{Rd}$	213.5	kN/m	Taglio resistente
$V_{Ed} / V_{Rd}$	0.3	< 1	Ok
$V_{Rd,1}$	213.5	kN/m	Taglio resistente componente 1
$V_{Rd,2}$	209.5	kN/m	Taglio resistente componente 2
Coeff.	0.18	-	
k	1.61	-	< 2
d	534	mm	
Coeff.	100	-	
$\rho_l$	0.003	-	< 0.02
$A_{sl}$	1570.8	mm <sup>2</sup>	
$b_w$	1000	mm	
$\sigma_{cp}$	0.0	MPa	
$v_{min}$	0.39	-	
Coeff.	0.035	-	

Si riporta di seguito la verifica della soletta superiore.

Per la sezione di incastro tra la soletta ed i piedritti (sezione 5 di verifica) è necessario prevedere barre inclinate a 45° aggiuntive di armatura a taglio pari a Ø14/30x60.

DATI SEZIONE			DATI MATERIALI			ARMATURA TRASVERSALE		
B	1000	mm	CLS	C30/37		$\phi_{st}$	14	mm
H	600	mm	$f_{ck}$	30.0	MPa	$A_{sw}=1\phi A_{st}$	153.9	mm <sup>2</sup>
d	534	mm	$f_{cd}$	17.00	MPa	$b_{st}$	1.67	bracci
c	40	mm	$\gamma_c$	1.5	-	$A_{st}$	257.1	mm <sup>2</sup> /m
$\phi_{max}$	20	mm	$\alpha_{cc}$	0.85	-	$\alpha_{st\_deg}$	45	°
$\phi_{ripartizione}$	16	mm	ACCIAIO	B450C		$\alpha_{st\_rad}$	0.79	rad
			$f_{yk}$	450.0	MPa	s	300	mm
			$f_{yd}$	391.3	MPa	$\cotg(\theta)$	2.5	-
			$\gamma_c$	1.15	-	$\theta$	21.8	°

VERIFICA NTC 2018 §4.1.2.3.5.2		
$V_{Ed}$	<b>248</b> kN/m	Taglio sollecitante
$V_{Rd}$	<b>398.8</b> kN/m	Taglio resistente
$V_{Ed} / V_{Rd}$	0.62 < 1	Ok
$V_{Rsd}$	398.8 kN/m	Taglio trazione resistente
$V_{Rcd}$	1972.1 kN/m	Taglio compressione resistente
$V_{Rsd} - V_{Rcd}$	-1573.3 -	Rottura lato acciaio
Coeff.	0.9 -	
d	534.0 mm	
$A_{sw}$	257.1 mm <sup>2</sup>	
s	300.0 mm	
$\cotg(\alpha)$	1.000 -	
$\sin(\alpha)$	0.707 -	
Coeff.	0.90 -	
d	534 mm	
$b_w$	1000 mm	
$\alpha_c$	1 -	
$\sigma_{cp}$	0.0 MPa	
v	0.5 -	
$\cotg(\alpha)$	1.000 -	



Per la sezione di mezzeria, è verificata la sezione non armata a taglio:

DATI SEZIONE	
B	1000 mm
H	450 mm
d	384 mm
c	40 mm
$\phi_{max}$	20 mm
$\phi_{ripartizione}$	16 mm

DATI MATERIALI	
CLS	C30/37
$f_{ck}$	30.0 MPa
$f_{cd}$	8.50 MPa
v	0.50 -
$\gamma_c$	1.5 -
$\alpha_{cc}$	0.85 -
ACCIAIO	B450C
$f_{yd}$	450.0 MPa
$f_{yd}$	391.3
$\gamma_c$	1.15 -

ARMATURA LONG. TESA	
$\phi_1$	20 mm
$1\phi A_1$	314.2 mm <sup>2</sup>
$\rho_1$	100 mm
$A_1$	3141.6 mm <sup>2</sup> / m
$\phi_2$	20 mm
$1\phi A_2$	314.2 mm <sup>2</sup>
$\rho_2$	0 mm
$A_2$	0.0 mm <sup>2</sup> / m
$A_{TOT\_LONG.}$	3141.6 mm <sup>2</sup> / m

VERIFICA NTC 2018 §4.1.2.3.5.1		
$V_{Ed}$	<b>42</b> kN/m	Taglio sollecitante
$V_{Rd}$	<b>230.6</b> kN/m	Taglio resistente
$V_{Ed} / V_{Rd}$	0.2 < 1	Ok
$V_{Rd,1}$	230.6 kN/m	Taglio resistente componente 1
$V_{Rd,2}$	166.3 kN/m	Taglio resistente componente 2
Coeff.	0.18 -	
k	1.72 -	< 2
d	384 mm	
Coeff.	100 -	
$\rho_I$	0.008 -	< 0.02
$A_{sl}$	3141.6 mm <sup>2</sup>	
$b_w$	1000 mm	
$\sigma_{cp}$	0.0 MPa	
$v_{min}$	0.43 -	
Coeff.	0.035 -	

Le verifiche sono soddisfatte.



## Verifica tensionale e di apertura delle fessure

Nella tabella che segue sono riportate le verifiche tensionali e di apertura delle fessure nelle sezioni oggetto di verifica.

SOTTOPASSO SEZ. SCATOLARE - TIPOLOGICO										
Sezione	COMB.	N <sub>Ed</sub>	M <sub>Ed</sub>	σ <sub>ds</sub>	σ <sub>s</sub>	x	VERIFICA FESSURAZIONE		VERIFICA TENSIONI	
Text	-	[kN/m]	[kNm/m]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]	apertura w	w <sub>lim</sub> [mm]	σ <sub>c,lim</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	σ <sub>s,lim</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
Piedritti	SLerara	115	86	4.8	142.0	116.0			< 18	< 360
	SLEfreq.	105	76	4.2	125.0	117.0	0.12	< 0.3		
	SLEquasi p.	74	39	2.2	58.0	125.0	0.06	< 0.2	< 13.5	
Ciabatta	SLerara	109	118	3.1	118.0	156.0			< 18	< 360
	SLEfreq.	117	104	2.8	98.0	163.0	0.12	< 0.4		
	SLEquasi p.	141	61	1.6	38.0	213.0	0.05	< 0.3	< 13.5	
Soletta superiore	SLerara	103	102	4.6	151.0	123.0			< 18	< 360
	SLEfreq.	98	-87	3.9	126.0	125.0	0.13	< 0.3		
	SLEquasi p.	81	-42	1.9	51.0	141.0	0.05	< 0.2	< 13.5	

Le verifiche sono soddisfatte.