

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO**

**NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA**

**U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**TRATTA NUOVA ENNA – DITTAINO (LOTTO 4b)**

**IR03 -MANUFATTO SCATOLARE NV01**

IR03 – Manufatto scatolare NV01

Relazione di calcolo

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

RS3V 40 D 29 CL IR0300 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	M.Piscitelli	Febbraio 2020	P. Di Nucci	Febbraio 2020	F.Sparacino	Febbraio 2020	F. Arduini Febbraio 2020
								ITALFERR S.p.A. Direzione Rete Infrastruttura Centro Dott. Ing. F. Arduini Via Salaria, 459 00198 Roma

File: RS3V40D29CLIR0300001A

n. Elab.: 312\_6

## INDICE

1	PREMESSA .....	5
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	6
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	7
4	MATERIALI.....	8
4.1	CALCESTRUZZO FONDAZIONE.....	8
4.2	CALCESTRUZZO ELEVAZIONE .....	9
4.3	ACCIAIO B450C .....	10
4.4	VERIFICA S.L.E. ....	10
4.4.1	<i>Stato limite di limitazione delle tensioni</i> .....	10
4.4.1	<i>Stato limite di fessurazione</i> .....	10
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO .....	12
5.1	TERRENO DI FONDAZIONE .....	12
5.2	PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO DI FONDAZIONE.....	13
5.3	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA .....	13
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	14
6.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO .....	14
6.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA .....	14
6.3	ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	15
6.4	SPETTRI DI PROGETTO.....	16
7	SOFTWARE DI CALCOLO .....	18
7.1	GENERALITÀ .....	18

7.1.1	<i>Grado di affidabilità del codice</i>	18
7.1.2	<i>Valutazione della correttezza del modello</i>	18
7.1.3	<i>Giudizio finale sulla accettabilità dei calcoli</i>	18
7.2	UNITÀ DI MISURA	18
8	SCATOLARE	20
8.1	GEOMETRIA	20
8.2	MODELLO DI CALCOLO	21
8.2.1	<i>Valutazione della rigidità delle molle</i>	22
8.3	ANALISI DEI CARICHI	22
8.3.1	<i>Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati</i>	22
8.3.2	<i>Spinte terreno</i>	23
8.3.3	<i>Spinta in presenza di falda</i>	24
8.3.4	<i>Traffico veicolare</i>	24
8.3.5	<i>Frenatura</i>	26
8.3.6	<i>Variatione termica</i>	26
8.3.7	<i>Ritiro differenziale della soletta di copertura</i>	26
8.3.8	<i>Azione sismica</i>	28
8.3.9	<i>Vento</i>	30
8.1	COMBINAZIONI DI CARICO	33
9	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI	37
10	VERIFICHE	43
10.1	VERIFICA AGLI SLU: PRESSOFLESSIONE E TAGLIO	43

10.1.1	Verifica a pressoflessione.....	43
10.1.2	Verifica a taglio.....	43
10.2	VERIFICA AGLI SLE: LIMITAZIONE DELLE TENSIONI E FESSURAZIONE .....	45
10.2.1	Verifica di fessurazione .....	45
10.2.2	Verifica delle tensioni di esercizio .....	45
10.3	RISULTATI VERIFICA.....	46
11	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	48
11.1	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI.....	54
12	INCIDENZA ARMATURE.....	57

## 1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento e le verifiche di resistenza secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.)

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 17 gennaio 2018.

L'opera consiste in uno scatolare in c.a. gettato in opera sulla viabilità NV01.

La sezione trasversale retta ha una larghezza interna di  $L_{int} = 9.5$  m ed un'altezza netta  $H_{int}$  variabile tra 2.3 m e 10.10 m; lo spessore della platea di fondazione è di  $S_f = 1.30$  m, lo spessore dei piedritti è di  $S_p = 1.10$  m e lo spessore della soletta di copertura è di  $S_s = 1.1$  m.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento della struttura è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all'opera.

Si riporta uno stralcio planimetrico (figura 1) ed altimetrico (figura 2) dell'opera in esame:

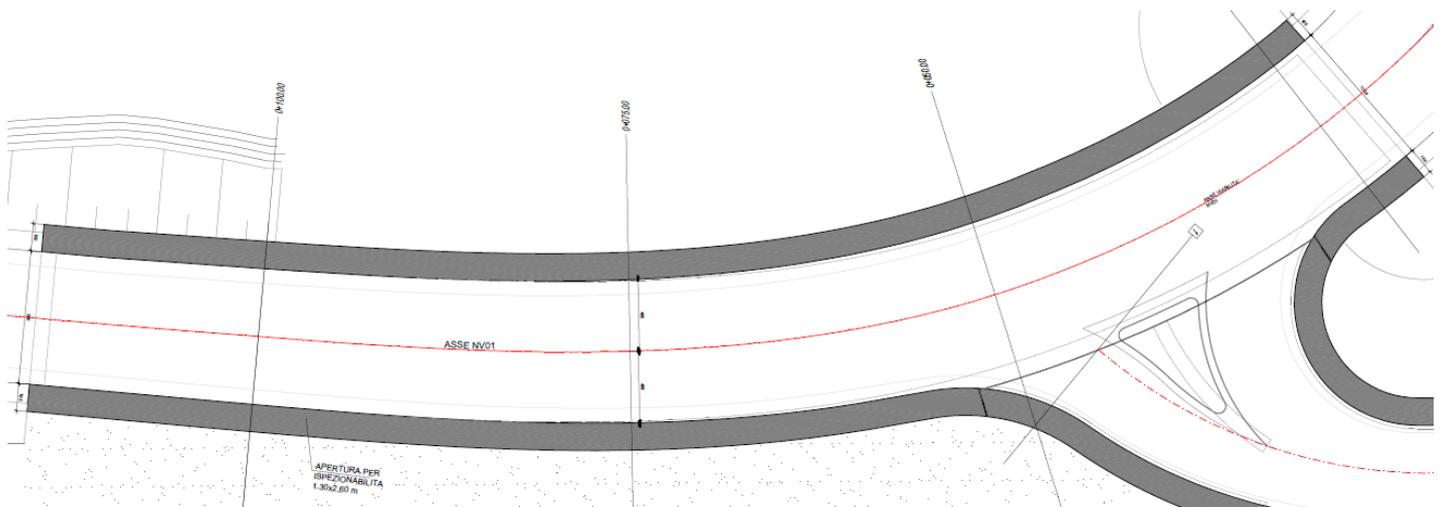


Figura 1 – Stralcio planimetrico

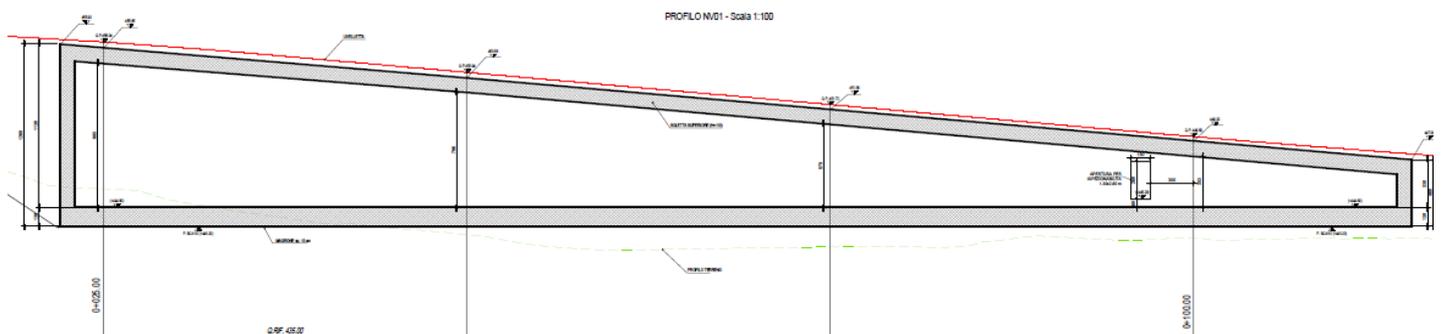


Figura 2 – Stralcio altimetrico

## 2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Le opere oggetto di verifica consistono in strutture scatolare in c.a. gettate in opera costituiti aventi le seguenti caratteristiche geometriche:

WBS	FONDAZIONE					PIEDRITTI		SOLETTA SUP.			
	$s_f$ [m]	$b_{sx}$ [m]	$b_{int}$ [m]	$b_{dx}$ [m]	$B_{tot}$ [m]	$h_{int}$ [m]	$s_p$ [m]	$s_s$ [m]	$L_{sx}$ [m]	$L_{int}$ [m]	$L_{dx}$ [m]
IR03	1.30	2.00	9.50	2.00	15.70	2.30 - 10.10	1.10	1.10	1.15	9.5	1.15

Nell'immagine seguente si riportano le sezioni trasversale delle opere in oggetto (figura 3). Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di riferimento.

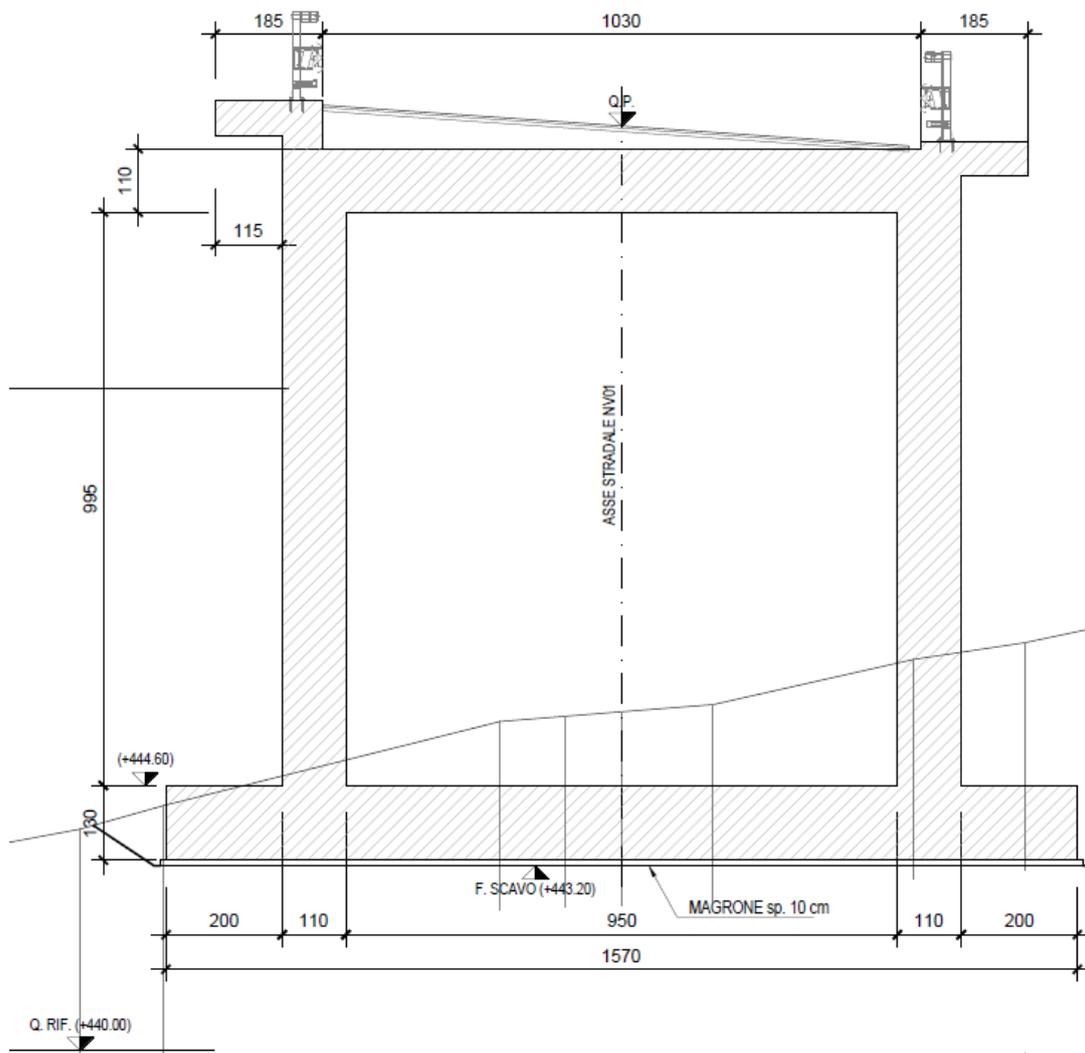


Figura 3 – Sezione trasversale IR03 (sez. di altezza massima)

### 3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

In particolare la normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- Norme Tecniche per le Costruzioni, DM del 17/01/2018;
- Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- Legge 05/01/1971 n°1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;
- Legge 02/02/1974 n°64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- RFI DTC SI MA IFS 001 B del 2018 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili;
- RFI DTC SI SP IFS 001 B del 2018 – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.
- UNI EN 1991-1-4:2005: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;
- UNI EN 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-2:2006: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1993-1-1:2005: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-2:2007: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1998-1:2005: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-2:2006: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;
- STI 2014 –Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

## 4 MATERIALI

### 4.1 Calcestruzzo fondazione

**Classe di resistenza:**

**C25/30**

Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30	$N/mm^2$
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24.9	$N/mm^2$
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	32.9	$N/mm^2$
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2.56	$N/mm^2$
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.07	$N/mm^2$
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	31447	$N/mm^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	1.79	$N/mm^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3.33	$N/mm^2$
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	14.1	$N/mm^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.19	$N/mm^2$
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	24.9	$N/mm^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	1.79	$N/mm^2$
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	14.94	$N/mm^2$
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	11.21	$N/mm^2$
Classe di esposizione		<b>XC2</b>	

Copriferro

70mm

## 4.2 Calcestruzzo elevazione

### Classe di resistenza:

**C32/40**

Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	40	$N/mm^2$
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	33.2	$N/mm^2$
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	41.2	$N/mm^2$
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3.10	$N/mm^2$
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.72	$N/mm^2$
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33643	$N/mm^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.17	$N/mm^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4.03	$N/mm^2$
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	18.8	$N/mm^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.45	$N/mm^2$
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	33.2	$N/mm^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2.17	$N/mm^2$
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	19.92	$N/mm^2$
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	14.94	$N/mm^2$
Classe di esposizione		<b>XC4</b>	

Copriferro

70mm

### 4.3 Acciaio B450C

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ MPa};$
Tensione di progetto:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$
in cui $\gamma_m = 1.15$	$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ MPa};$
Modulo Elastico	$E_s = 210'000 \text{ MPa}.$

### 4.4 Verifica S.L.E.

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato

#### 4.4.1 Stato limite di limitazione delle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente a trazione" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario RFI DTC INC PO SP IFS 001 A ", ovvero:

#### Strutture in c.a.

##### Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

##### Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0.75 f_{yk}$ .

#### 4.4.1 Stato limite di fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

**Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali**

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

**Tabella 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

Risultando:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Data la maggior restrittività, alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal “Manuale di Progettazione delle Opere Civili” secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive, qual è il caso delle strutture in esame così come identificate nel DM 17.1.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l’apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

$$- \text{ Combinazione Caratteristica (Rara)} \quad \delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura riportata al C4.1.2.2.4.5 della Circolare n. 7/19.

## 5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

### 5.1 Terreno di fondazione

Nel seguito si sintetizzano le caratteristiche geotecniche di progetto per le varie unità geotecniche, in accordo a quanto definito nella relazione geotecnica generale, a cui si rimanda per i dettagli.

#### Da 0.0 a 14.5 m      Unità cap – c: Cappellaccio limoso sabbioso costituente la parte alterata della formazione di base

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \div 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 28^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 50 \div 70 \text{ kPa } z < 9.5\text{m}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$c_u = 120 \text{ kPa } z > 9.5\text{m}$	
$V_s = 150 \div 350 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$E_o = 100 \div 120 \text{ MPa } z < 9.5\text{m}$	modulo di deformazione elastico iniziale
$E_o = 250 \text{ MPa } z > 9.5\text{m}$	
$\text{Calfa} = 0.0015$	
$k = 6.0\text{E}^{-06} \div 7.0\text{E}^{-07} (1.0\text{E}^{-07}) \text{ m/s}$	permeabilità (valore medio)

#### da 14.5 m a 50.0 m:      Unità TRV– Formazione di Terravecchia: argilla da debolmente marnosa a marnosa

$\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 15 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 24^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$V_s = 400 \div 600 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$c_u = 200 \text{ kPa per } z < 25\text{m}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$c_u = 300 \div 350 \text{ kPa } z > 25\text{m}$	
$E_o = 250 \div 400 \text{ MPa per } z < 25\text{m}$	Modulo di deformazione elastico iniziale
$E_o = 800 \div 1200 \text{ MPa per } z > 25\text{m}$	modulo di deformazione elastico iniziale
$E'_{op} = E_o/10 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico operativo per analisi cedimenti rilevati
$\text{Calfa} = 0.0015$	
$k = 2.0\text{E}^{-08} \div 2.0\text{E}^{-06} (4.0\text{E}^{-08}) \text{ m/s}$	permeabilità(valore medio)

## 5.2 Parametri geotecnici terreno di fondazione

Come specificato nella relazione geotecnica, è previsto un intervento di consolidamento del rilevato ferroviario su cui poggia l'opera in esame costituito da Colonne di consolidamento CFA in c.a. Ø800mm di lunghezza 18.0 m, disposti a maglia quadrata 3.0 m x 3.0 m, con armatura minima (8 Ø20, staffe Ø10 / 10 cm).

Pertanto dal punto di vista delle verifiche geotecniche, in fase di analisi si adottano le seguenti caratteristiche meccaniche del terreno interagente con l'opera:

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  peso di volume naturale

$\varphi' = 30^\circ$  angolo di resistenza al taglio

$c' = 10 \text{ kPa}$  coesione drenata

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica.

## 5.3 Interazione terreno-struttura

Cautelativamente si limita, ai fini del calcolo, il valore della costante di sottofondo a circa  $2000 \text{ kN/m}^3$ ; per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica.

## 6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa.

### 6.1 Vita nominale e classe d'uso

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale ( $V_N$ ), intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso ( $C_U$ )

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale:  $V_N = 75$  anni (categoria 2: "Altre opere nuove a velocità  $V < 250$  Km/h"). Riguardo invece la Classe d'Uso, all'opera in oggetto corrisponde una Classe III a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II):  $C_U = 1.5$ .

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutati in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a  $V_R = 75 \times 1.5 = 112.5$  anni

### 6.2 Parametri di pericolosità sismica

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 17-01-2018, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica /  $V_R$ ) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

- Categoria sottosuolo C

In accordo a quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 17.01.18, si ottiene per il sito in esame:

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

---

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

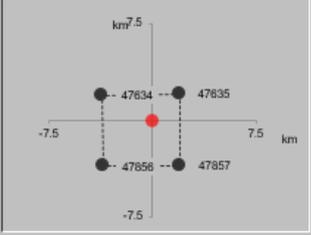
- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

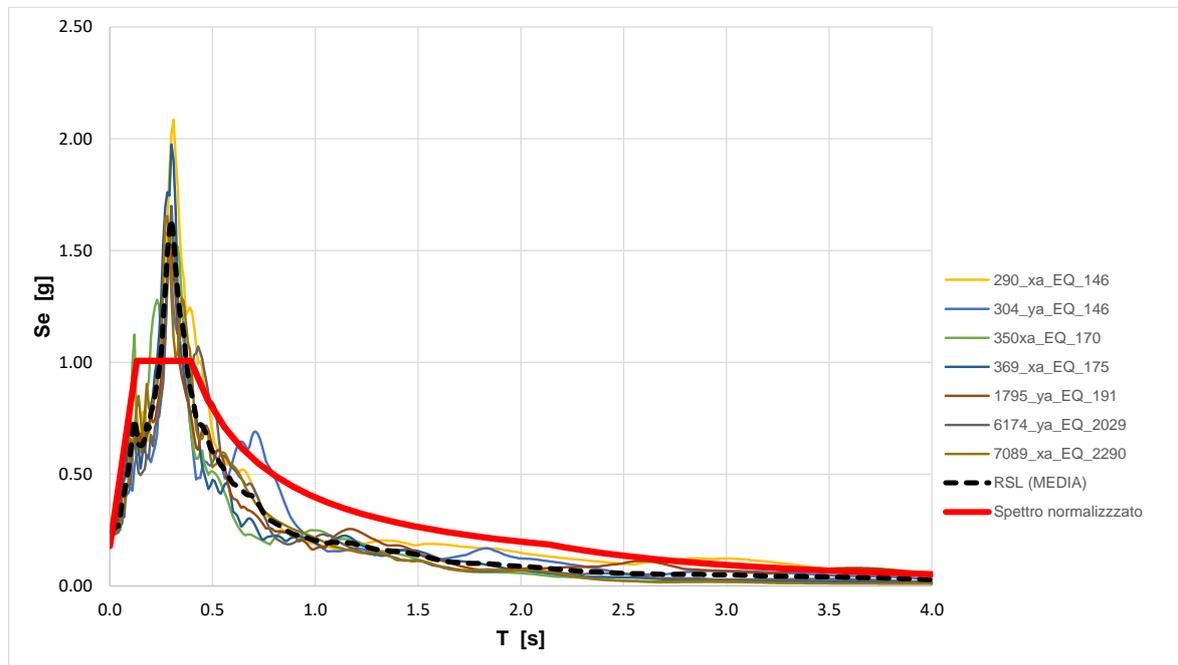
SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	68	0.048	2.484	0.298
SLD	113	0.058	2.538	0.335
SLV	1068	0.133	2.622	0.538
SLC	2193	0.178	2.627	0.569

La pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera, longitudine = 14.474 e latitudine = 37.562, che costituisce il punto dell'area indagata con azione sismica più gravosa.

### 6.3 Analisi di risposta sismica locale

La caratterizzazione sismica del sito è stata approfondita mediante un'analisi di risposta sismica locale che ha condotto alla definizione dello spettro normalizzato di progetto, ottenuto a seguito di un processo di regolarizzazione dello spettro di risposta, risultato di simulazioni numeriche eseguite con il software Plaxis (2018.01), da cui:

<b>ag,max [g]</b>	0.178	
<b>Fo [--]</b>	5.647	
<b>η [--]</b>	1	
<b>T<sub>B</sub> [s]</b>	0.131	
<b>T<sub>C</sub> [s]</b>	0.393	
<b>T<sub>D</sub> [s]</b>	2.134	
<b>ag [g]</b>	0.1336	da normativa



**Figura 4 – Spettro normalizzato**

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione sull'analisi di risposta sismica locale.

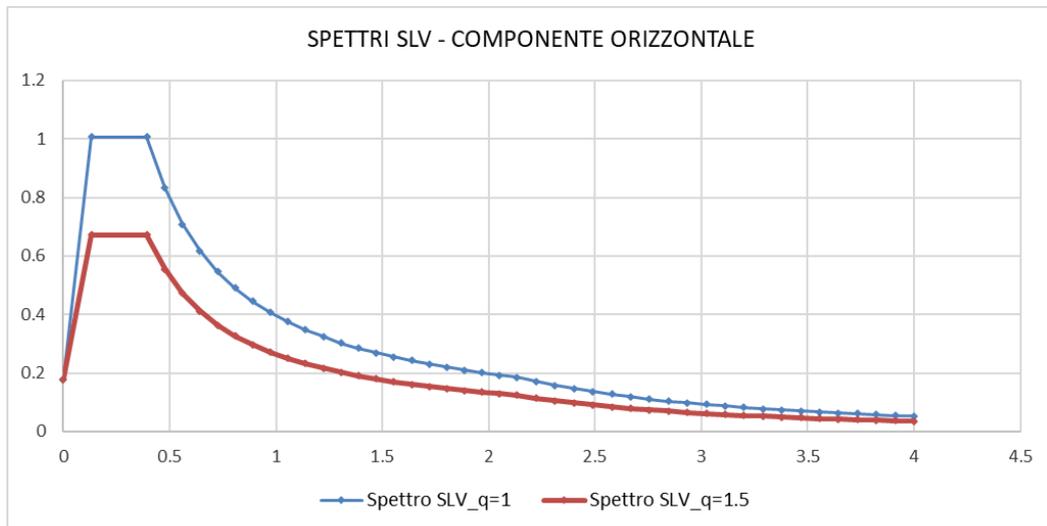
#### 6.4 Spettri di progetto

La struttura è stata progettata come “Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste” in CD B, adoperando un fattore di struttura pari ad  $q=1,5$ ; per quanto riguarda la fondazione, invece, in accordo con il cap. 7.2.5 delle NTC, deve essere progettata per rimanere in campo elastico, pertanto la verifica della stessa sarà condotta utilizzando un fattore di struttura pari ad  $q=1,0$ .

Ne conseguono i seguenti spettri di progetto allo SLV.

Per la componente orizzontale si ha:

<b>ag,max [g]</b>	0.178
<b>F<sub>o</sub> [--]</b>	5.647
<b>η [--]</b>	1
<b>T<sub>B</sub> [s]</b>	0.131
<b>T<sub>C</sub> [s]</b>	0.393
<b>T<sub>D</sub> [s]</b>	2.134



**Figura 5 – Spettri SLV, componente orizzontale**

Per la componente verticale, si ha:

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_{gv}$	0.055 g
$S_a$	1.000
$S_T$	1.000
$q$	1.000
$T_B$	0.050 s
$T_C$	0.150 s
$T_D$	1.000 s

**Parametri indipendenti**

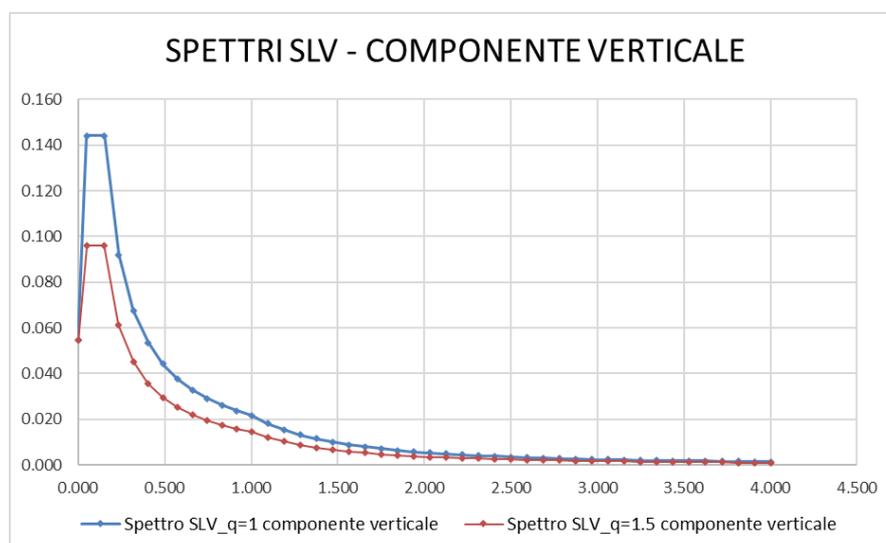
STATO LIMITE	SLV
$a_{gv}$	0.055 g
$S_a$	1.000
$S_T$	1.000
$q$	1.500
$T_B$	0.050 s
$T_C$	0.150 s
$T_D$	1.000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	1.225
$S$	1.000
$\eta$	1.000

**Parametri dipendenti**

$F_v$	1.225
$S$	1.000
$\eta$	0.667



**Figura 6 – Spettri SLV, componente verticale**

## 7 SOFTWARE DI CALCOLO

### 7.1 Generalità

Data la conformazione geometrica, è stato realizzato un modello FEM 3D, con il programma di calcolo Midas Civil 2019 v2.2. Il software permette l'analisi elastica lineare e non di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono frame (trave), con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse. I carichi sono applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

Tale programma fornisce in output, oltre a tutte le caratteristiche geometriche e di carico delle strutture, i risultati relativi alle sollecitazioni indotte nelle sezioni degli elementi presenti.

Per le verifiche delle sezioni si adotta il programma: "PRESFLE+ v.5.14" – Autore Concrete srl.

#### 7.1.1 *Grado di affidabilità del codice*

L'affidabilità del codice di calcolo e' garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura.

#### 7.1.2 *Valutazione della correttezza del modello*

Il modello di calcolo adottato e' da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura dà origine a sollecitazioni simmetriche.

#### 7.1.3 *Giudizio finale sulla accettabilità dei calcoli*

Si ritiene che i risultati ottenuti dalla elaborazione siano accettabili e che le ipotesi poste alla base della formulazione del modello matematico siano valide come dimostrato dal comportamento dei materiali.

All'interno del pacchetto Midas Civil sono inoltre presenti una serie di test per il benchmark del solutore, che consentono di comprovare l'affidabilità del codice di calcolo e paragonare risultati ottenuti con le soluzioni esatte.

### 7.2 Unità di misura

Le unità di misura adottate sono le seguenti:

- lunghezze: m
- forze: kN
- masse: kN massa
- temperature: gradi centigradi
- angoli: gradi sessadecimali o radianti
- si assume l'uguaglianza  $1 \text{ kN} = 100 \text{ kg}$

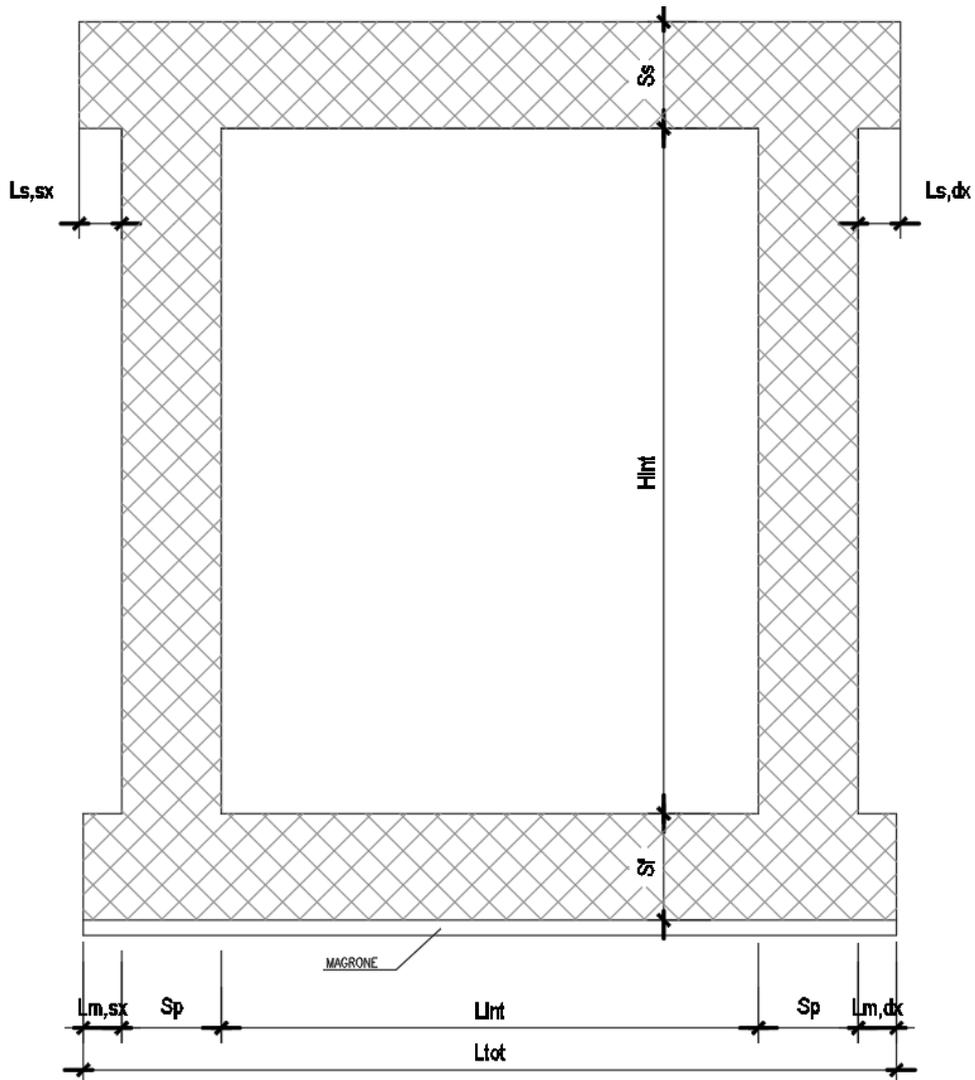
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	IR 03 00 001	A	19 di 57

## 8 SCATOLARE

Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m con riferimento alla sezione di altezza totale pari a 11.85m. In figura si riporta schematicamente la geometria dell'opera.

### 8.1 Geometria



DATI GEOMETRICI				
Grandezza	Simbolo	Valore	u.m.	
Larghezza utile scatolare	$L_{int}$	9.50	m	
Spessore Soletta superiore	$S_s$	1.10	m	
Lunghezza sbalzo sup. sx	$L_{s,sx}$	1.25	m	
Lunghezza sbalzo sup. dx	$L_{s,dx}$	1.25	m	
Spessore sbalzo superiore	$S_r$	0.60	m	
Spessore Piedritti	$S_p$	1.10	m	
Spessore Fondazione	$S_f$	1.30	m	
Mensola fondazione sx	$L_{m,sx}$	2.00	m	
Mensola fondazione dx	$L_{m,dx}$	2.00	m	
altezza libera scatolare	$H_{int}$	9.45	m	
Altezza totale scatolare	$H_{tot}$	11.85	m	
Larghezza totale fondazione	$L_{tot}$	15.70	m	

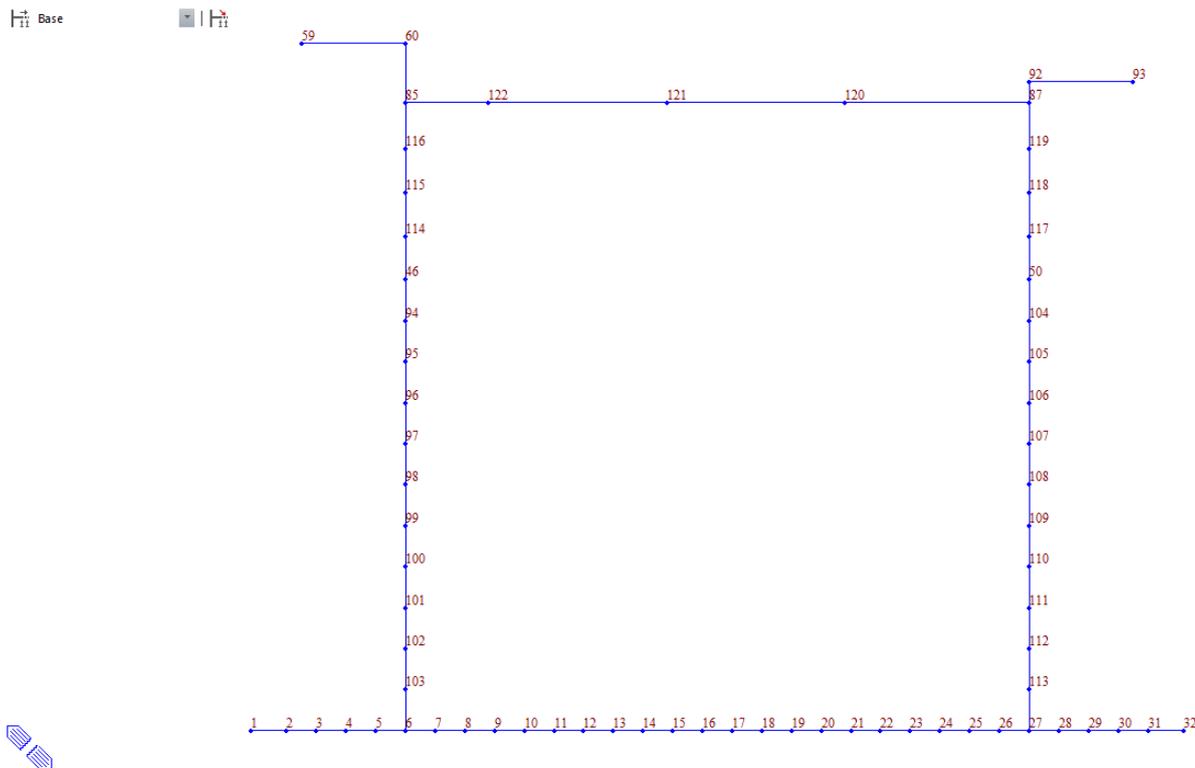
## 8.2 Modello di calcolo

Il modello di calcolo attraverso il quale è schematizzata la struttura è quello del telaio chiuso su letto di molle alla Winkler.

Il modello considerato per l'analisi è quello di uno scatolare di profondità unitaria (1.00m) soggetto alle azioni da traffico di norma e quelle permanenti. In corrispondenza dei vertici dello scatolare sono state inserite delle zone rigide pari a metà spessore degli elementi.

Il terreno di fondazione è stato modellato utilizzando la schematizzazione alla Winkler con un opportuno coefficiente di sottofondo.

Di seguito si riporta lo schema di calcolo con numerazione dei nodi.



Numerazione nodi

### 8.2.1 Valutazione della rigidità delle molle

Si considera lo scatolare appoggiato su di un letto di molle (schematizzazione alla Winkler) assegnando alle aste di fondazione del modello un valore di “linear spring” pari a  $k = 2000 \text{ kN/m}^3$  in funzione dell’interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

$$\text{Interasse molle} \quad i = (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/10 = 0.50 \quad [\text{m}]$$

$$\text{Molle centrali} \quad k_1 = k * i = 1009 \quad [\text{kN/m}]$$

$$\text{Molle intermedie} \quad k_2 = 1.5 * k * i = 1514 \quad [\text{kN/m}]$$

$$\text{Molle laterali} \quad k_3 = 2 * k * (i/2 + S_p/2) = 3209 \quad [\text{kN/m}]$$

## 8.3 Analisi dei carichi

### 8.3.1 Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

*G1-Peso proprio elementi strutturali*

Il peso proprio delle solette e dei piedritti, viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato considerando per il calcestruzzo  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

G2-Peso permanenti portati soletta superiore :

spessore pavimentazione	$h_p$	0,05	m
spessore terreno di ricoprimento	$h_r$	0,20	m
Peso specifico	$\gamma$	18,0	kN/m <sup>3</sup>
Peso permanente su solettone sup.	$Q_{perm}$	4,5	kN/m <sup>2</sup>
Peso singolo gard rail	$q$	0,8	kN/m

### 8.3.2 Spinte terreno

Sui piedritti, per un'altezza pari a 1.5 m per il piedritto di destra e 1.5m per il piedritto in sinistra, sono applicate le spinte esercitate dal terreno di rilevato ferroviario valutate in fase statica in condizioni di spinta a riposo ( $k_0$ ) ed in condizioni sismiche adottando la teoria di wood:

#### Spinte - FASE STATICA

##### Piedritto DX

$k_0 =$	0,426
$s_{fond} =$	1,30
$h_{Media} =$	1,5 m
$P_{sup,sx} =$	0,00 kN/m <sup>2</sup>
$P_{inf,sx} =$	16,50 kN/m <sup>2</sup>

##### Piedritto SX

$k_0 =$	0,426
$s_{fond} =$	1,30
$h_{Media} =$	1,5 m
$P_{sup,dx} =$	0,00 kN/m <sup>2</sup>
$P_{inf,dx} =$	16,50 kN/m <sup>2</sup>

#### Incremento Spinte - FASE SISMICA (WOOD)

$$k_h = 0,178$$

##### Piedritto DX

$$\Delta P_{E,dx} = 6,89 \text{ kN/m}^2 \text{ Distribuzione rettangolare}$$

##### Piedritto SX

$$\Delta P_{E,sx} = 6,89 \text{ kN/m}^2 \text{ Distribuzione rettangolare}$$

### 8.3.3 Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

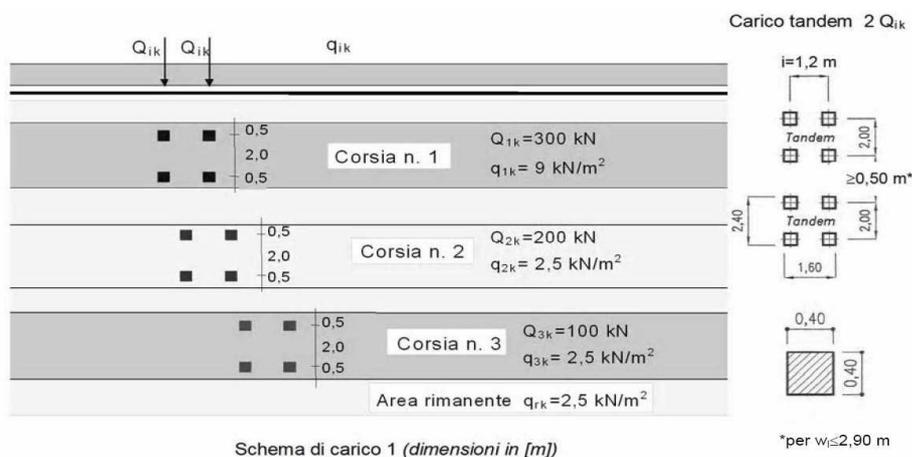
dove  $\gamma_{\text{sat}}$  è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e  $\gamma_w$  è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

$$u = \gamma_w \cdot z$$

L'opera non risulta interessata dalla falda.

### 8.3.4 Traffico veicolare

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
corsia n°1	300	9
corsia n°2	200	2,5
corsia n°3	100	2,5
Altre corsie	0	2,5

Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1a Categoria.

Larghezza carreggiata:  $L_{\text{carreggiata}}$  [m]

10,30

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	IR 03 00 001	A	25 di 57

numero corsie convenzionali : n° 3

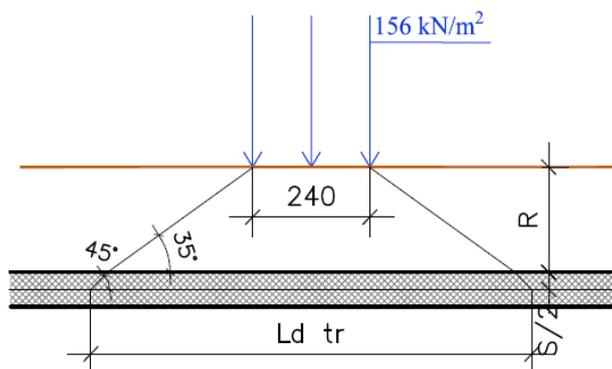
Larghezza zona rimanente carreggiata:  $L_r$  [m] 1,3

da cui:

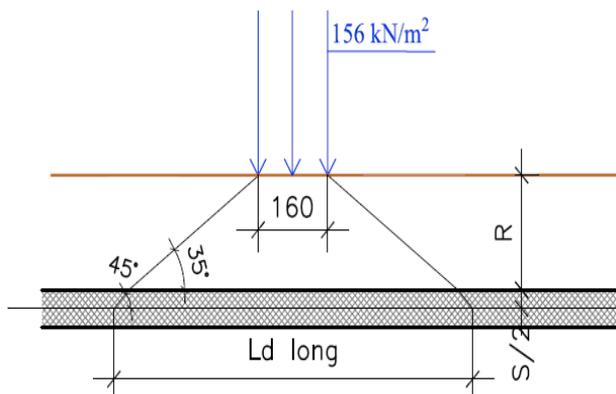
Posizione	Q [kN]	q [kN/m <sup>2</sup> ]
<b>corsia n°1</b>	600	9
<b>corsia n°2</b>	400	2,5
<b>corsia n°3</b>	200	2,5
<b>Altre corsie</b>	0	2,5

Il carico è schematizzato da due assi da 150 kN disposti ad interasse di 1.20m, la cui diffusione viene schematizzata alla stregua delle seguenti figure:

DIFFUSIONE TRASVERSALE CARICHI STRADALI Q1  
(Longitudinale all'opera)



DIFFUSIONE LONGITUDINALE CARICHI STRADALI Q1  
(Trasversale all'opera)



Si procede al calcolo dei carichi per metro lineare riferiti al baricentro della soletta per i diversi treni di carico.

Si considera una larghezza di diffusione trasversale massima pari alla larghezza della corsia di carico di 3.00 m pertanto:

$$q_{1k} = \frac{600}{L_L \times L_{T1}}$$

### CALCOLO LARGHEZZA DIFFUSIONE

Altezza dello strato di terreno di ricoprimento : Hr	0,20	m
Spessore Trasverso : Ss	1,10	m
$l_{trav}$ [m]	3,00	m
$l_{long}$ [m]	1,6	m
$L_{trav,diff}$ [m]	4,38	m
$L_{long,diff}$ [m]	2,98	m
$A_{diff}$ [m <sup>2</sup> ]	<b>13,05</b>	m

Da cui:

Posizione	$Q_{diff}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	q [kN/m <sup>2</sup> ]	Tot
<b>corsia n°1</b>	45,97	9,00	54,97
<b>corsia n°2</b>	30,64	2,50	33,14
<b>corsia n°3</b>	15,32	2,50	17,82
<b>Altre corsie</b>	0,00	2,50	2,50
	91,93	16,50	<b>108,43 kN/m<sup>2</sup></b>

Al fine di massimizzare gli effetti, sono stati considerati schemi di carico aventi:

- valore massimo del carico stradale in corrispondenza dell'asse strade;
- valore massimo del carico stradale in corrispondenza del ciglio stradale.

### 8.3.5 Frenatura

L'azione di frenatura/avviamento viene trascurata perché agente nella direzione longitudinale dell'opera.

### 8.3.6 Variazione termica

Si considera una variazione termica costante di +/-15°C e un gradiente di +/-5°C, agente sugli elementi fuori terra.

### 8.3.7 Ritiro differenziale della soletta di copertura

Si considera una variazione termica uniforme equivalente sulla soletta superiore come da calcolo seguente. Il calcolo viene condotto secondo le indicazioni dell'EUROCODICE 2-UNI EN1992-1-1 Novembre 2005 e DM 17-01-2018

RH 70 % Umidità relativa in percentuale

## RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	IR 03 00 001	A	27 di 57

Ac	10500000 mm <sup>2</sup>	Area sez. trasversale
u	28400 mm	Perimetro sezione a contatto atmosfera
h <sub>0</sub>	739,44 mm	Dimensione fittizia
k <sub>h</sub>	0,70	
f <sub>ck</sub>	33,2 MPa	Resistenza caratteristica compressione
ε <sub>c0</sub>	-0,34 ‰	
ε <sub>cd,∞</sub>	-0,237 ‰	
t(giorni)	7 giorni	età del cls nel momento considerato (scasseramento)
t <sub>s</sub> (giorni)	27375 giorni	età del cls rispetto al quale si inizia a valutare il ritiro
β <sub>ds</sub> (t-t <sub>s</sub> )	1,030	
ε <sub>cd</sub> (t)	-0,244 ‰	Deformazione per ritiro da essiccamento
ε <sub>ca,∞</sub>	-0,058 ‰	Deformazione per ritiro autogeno
ε <sub>cs</sub>	-0,30 ‰	Deformazione totale per ritiro

$$\Delta T_{\text{ritiro}} = 9,74$$

$$\Delta T_{\text{ritiro}} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) \cdot E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) \cdot E_{cm} \cdot \alpha}$$

Dove  $\varphi(t, t_0)$  è valutata nel modo seguente:

t <sub>s</sub> =	7 giorni	età del cls all'inizio del ritiro per essiccamento
t <sub>0</sub>	7 giorni	età del cls al momento dell'applicazione del carico
t =	27375 giorni	età del cls
f <sub>ck</sub>	33,2 MPa	Resistenza caratteristica compressione
f <sub>cm</sub>	41,2 MPa	Resistenza media a compressione
RH	70 %	Umidità relativa in percentuale
Ac	10500000 mm <sup>2</sup>	Area sez. trasversale
u	28400 mm	Perimetro sezione a contatto atmosfera
h <sub>0</sub>	739,44 mm	Dimensione fittizia
α <sub>1</sub>	0,892	
α <sub>2</sub>	0,968	
α <sub>3</sub>	0,922	
φ <sub>Rh</sub>	1,286	
β(f <sub>cm</sub> )	2,617	
β(t <sub>0</sub> )	0,635	
φ <sub>0</sub>	2,14	Coeff. Nominale di viscosità
β <sub>H</sub>	1382,54	
β <sub>c</sub> (t, t <sub>0</sub> )	0,99	
φ(t, t <sub>0</sub> )	2,11	

### 8.3.8 Azione sismica

#### Analisi dinamica lineare

Per la valutazione dell'azione sismica si è utilizzata l'analisi dinamica con spettro di risposta. L'analisi dinamica a spettro di risposta consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Per ciascuna componente di moto, applicata separatamente, devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all' 85%.

Nel caso in esame l'analisi è stata condotta adottando cautelativamente lo spettro di risposta elastico. La combinazione degli effetti è stata calcolata automaticamente dal programma di calcolo adottando il metodo CQC.

Gli effetti ottenuti dall'analisi dinamica lineare eseguita sul modello vengono combinati secondo le prescrizioni di normativa per tener conto della variabilità spaziale del moto.

Gli effetti ottenuti dall'analisi dinamica lineare a spettro di risposta di progetto sono combinati secondo le seguenti espressioni:

$$SLV_x: G_k + \Psi 2i \cdot Q_{ki} + (1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y)$$

$$SLV_y: G_k + \Psi 2i \cdot Q_{ki} + (0,30 \cdot E_x + 1,00 \cdot E_y)$$

#### Risposta modale

Sono stati analizzati un totale di 30 modi di vibrare. Si riportano i modi di vibrare principali della struttura con i relativi periodi e masse partecipanti.

Mode No	Period	TRAN-X		TRAN-Z		ROTN-Y	
	(sec)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.664133	52.7	52.7	0.01	0.01	15.88	15.88
2	0.141822	0.01	52.71	99.69	99.69	0	15.88
3	0.055301	0.8	53.51	0	99.7	2.74	18.63
4	0.048832	0	53.51	0.28	99.98	0	18.63
5	0.037281	7.8	61.31	0	99.98	13.85	32.48
6	0.023076	0.02	61.33	0.02	99.99	0.04	32.52
7	0.01507	6.96	68.29	0	99.99	12.17	44.68
8	0.014188	0.19	68.48	0	100	0.34	45.02
9	0.011373	8.04	76.52	0	100	14.02	59.04
10	0.010351	15.54	92.06	0	100	27.13	86.17
11	0.010293	0	92.06	0	100	0	86.17
12	0.009558	0.01	92.07	0	100	0.01	86.18
13	0.008938	1.65	93.72	0	100	2.86	89.05
14	0.007813	0.45	94.17	0	100	0.78	89.83
15	0.006898	0.19	94.36	0	100	0.33	90.16
16	0.00679	0.18	94.54	0	100	0.31	90.47
17	0.005733	0.02	94.56	0	100	0.04	90.51
18	0.005394	0.01	94.57	0	100	0.02	90.53
19	0.004667	0.04	94.6	0	100	0.06	90.59
20	0.004388	0.01	94.62	0	100	0.02	90.61
21	0.004034	0.01	94.62	0	100	0.01	90.62
22	0.003602	0	94.62	0	100	0	90.62
23	0.003442	0	94.63	0	100	0	90.62
24	0.003267	1.13	95.75	0	100	1.96	92.59
25	0.003198	0.44	96.19	0	100	0.77	93.36
26	0.003103	0.57	96.76	0	100	0.99	94.35
27	0.003015	0.87	97.62	0	100	1.51	95.86
28	0.002719	0	97.63	0	100	0	95.86
29	0.002569	0.03	97.65	0	100	0.05	95.9
30	0.002496	0.05	97.7	0	100	0.09	95.99

La somma delle masse relative eccitate dai modo considerati e' maggiore all 85% della massa complessiva come richiesto dalla normativa vigente.

Base

||



MIDAS/Civil  
POST-PROCESSOR

VIBRATION MODE

FREQUENCY  
(CYCLE/SEC)  
1.505723

NATURAL PERIOD  
(SEC)  
0.664133

MPM(%)

DX= 52.703057  
DY= 0.000000  
DZ= 0.009692  
RX= 0.000000  
RY= 15.879575  
RZ= 0.000000

MODE 1

MAX : 59

MIN : 17

FILE: SEZ

UNIT: kN,m

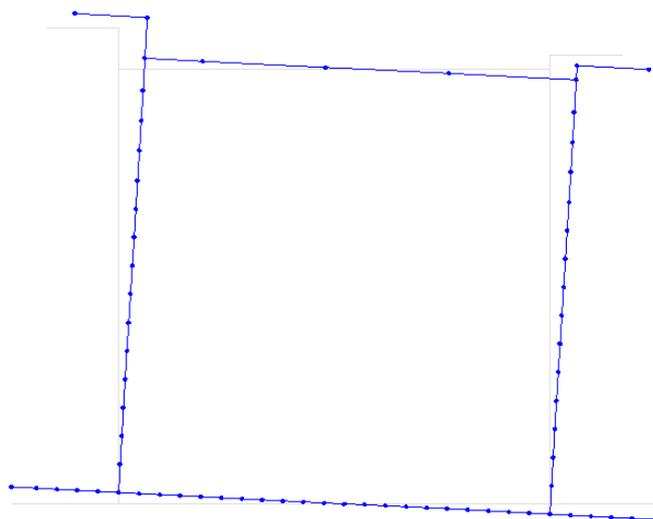
DATE: 04/27/2020

VIEW-DIRECTION

X: 0.000

Y:-1.000

Z: 0.000



Primo modo di vibrare

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

$$G_1 + G_2 + \Psi_{2j} Q_{kj}$$

### 8.3.9 Vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni  $p$  (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- $q_b$  = pressione cinetica di riferimento;
- $c_e$  = coefficiente di esposizione ;
- $c_p$  = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- $c_d$  = coefficiente dinamico.

Nel caso in esame la località di riferimento ricade nel comune di Sciara (PA) in zona IV della tabella 3.3.I delle NTC ed è sito ad una distanza dalla costa <10 km pertanto si ha:

**Calcolo della pressione cinetica di riferimento (NTC 18)**

ZONA	4		
$V_{b,o} =$	28,00	m/s	Tabella 3.3.1 NTC 18
$a_o =$	500	m/s	Tabella 3.3.1 NTC 18
$k_s =$	0,36	1/s	Tabella 3.3.1 NTC 18
$a_s$ (m) =	200	m	Altitudine slm sito di riferimento
$v_b$	28,00	m/s	Velocità di riferimento (par.3.3.1 NTC18)
$\rho =$	1,25	kg/m <sup>3</sup>	Densità aria
$T_r =$	50	anni	Periodo di ritorno
$\alpha_R$	1,001	-	Circolare 617-2019 (par 3.3.2)
$v_b$ (TR) =	28,02	m/s	Circolare 617-2019 (par 3.3.2)
$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2 =$	490,7	N/m <sup>2</sup>	Pressione cinetica di riferimento
$q_b =$	<b>0,491</b>	kN/m <sup>2</sup>	Pressione cinetica di riferimento

**Calcolo Coefficiente dinamico (par. 3.3.4 NTC 08)**

$c_d =$  **1,00** - Coefficiente dinamico

**Calcolo Coefficiente di Topografia CIRCOLARE DM 1996 paragrafo C.7.5**

Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina	<b>1,00</b>	$C_t = 1 + b_g$
Costruzioni sul livello superiore di un dislivello	<b>1,00</b>	$C_t = 1 + b_g \cdot [1 - 0,1 \cdot (x/H)] \geq 1$
Costruzioni su di un pendio	<b>1,00</b>	$C_t = C_t = 1 + b_g \cdot (h/H)$
P.O. piano orizzontale	<b>1,00</b>	

CASO IN ESAME :

(a)

**Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina**

$c_t =$	<b>1,00</b>	Coefficiente Topografico
$H =$	1,00	altezza massima rilevato
$z =$	10,00	altezza superficie di impatto
$D$ [m]=	0	
$X$ [m] =	0	
$h$ [m]=	0,0	
$z/H =$	10,00	
$b =$	0,00	
$H/D =$	10,0	
$\gamma =$	1,0	

### Calcolo Coefficiente di Esposizione

Classe rugosità

Cat. Esp.

$k_r =$

$z_0 =$

$z_{min} =$

$h1 =$

$H =$

$h2 =$

$z =$

$c_e =$

C

II

<10 km

0,19

-

0,05

m

4,00

m

10,00

m

1,00

m

4,00

m

15,0

m

**2,62**

-

tab. 3.3.III NTC 18

Altezza max

Altezza massima rilevato

altezza ingombro mezzi (da piano stradale)

Altezza suolo del punto considerato

Coefficiente di esposizione

### Calcolo Coefficiente di Forma (Circolare 21-01-2019)

$c_p =$

**0,80**

-

Coefficiente di forma pareti verticali

$c_p =$

-0,4

-

Coefficiente di forma soletta superiore

$c_{pi} =$

0,2

In definitiva:

#### PARETI

$q_b =$

**0,491**

kN/m<sup>2</sup>

$c_p =$

**1,00**

Coefficiente di forma

$c_e =$

**2,6**

Coefficiente di esposizione

$c_d =$

**1,0**

Coefficiente dinamico

$p_v$  [kN/m<sup>2</sup>] =

**1,28**

#### SOLETTA SUP.

$q_b =$

**0,491**

kN/m<sup>2</sup>

$c_p =$

**-0,600**

Coefficiente di forma

$c_e =$

**2,616**

Coefficiente di esposizione

$c_d =$

**1,000**

Coefficiente dinamico

$p_v$  [kN/m<sup>2</sup>] =

**-0,77**

### 8.1 Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, utilizzata nella verifica a Fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

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

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.3 \times E_Z$$

avendo indicato con  $E_Y$  e  $E_Z$  rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

I coefficienti di amplificazione dei carichi  $\gamma$  e i coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura scatolare si è fatto riferimento alla combinazione A1 STR (Approccio 1 – Combinazione 1) per le verifiche strutturali ed A1 GEO (Approccio 1 – Combinazione 2) per le verifiche geotecniche.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1} = \gamma_{G3}$	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	$\gamma_{Q1}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{r1}$	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	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolge i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

 Tab. 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	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

Nella combinazione sismica le azioni indotte dal traffico sono combinate con un coefficiente  $\psi_2 = 0.2$  (punto 3.2.4 del DM 17/01/2018) coerentemente con l'aliquota di massa afferente ai carichi da traffico.

Le azioni descritte nel paragrafo precedente ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

**Tabella 2 – Riepilogo condizioni di carico**

Tipo Carico	Abbreviazione
Peso proprio	DEAD
Carichi permanenti	PERM
Falda	FALDA
Spinta terreno sinistra	STS
Spinta terreno destra	STD
Carico Traffico Centrato	TRM
Carico Traffico Laterale	TRV
Vento	VEN
Ritiro	RIT
Variazione termica	$\Delta T$
Vento ponte scarico	V_SC
Azione sismica orizzontale	$E_H$
Azione sismica verticale	$E_V$

Si riportano di seguito le combinazioni di carico ritenute più significative con i coefficienti di combinazione  $\gamma \cdot \psi$ . Essendo la struttura simmetrica, si adottano tipologie di combinazione asimmetriche in modo da massimizzare le sollecitazioni. Il dimensionamento delle armature e le verifiche strutturali verranno poi eseguite tenendo conto della simmetria e verificando le condizioni peggiori per ogni lato della struttura.

**Tabella 3 - Combinazioni di carico**

COMB	DEAD	STS	STD	RIT	$\Delta T$	PERM	FALDA	TRM	TRV	VEN	V_SC	$E_H$	$E_V$
n° 1 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	-	-	-	-		-	-
n° 2 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	1.50	1.50	-						
n° 3 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	1.50	1.50				0.90			
n° 04 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	1.35	-	-	0.90		-	-
n° 05 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	1.50	1.50	1.35			0.90			
n° 06 SLU-STR	1.35	1.00	1.50	1.20	1.50	1.50	1.35			0.90			
n° 07 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	-		-	-
n° 08 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-				
n° 09 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-				
n° 10 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.35	0.90		-	-
n° 11 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.35	0.90			
n° 12 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.35	0.90			
n° 13 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.01	1.50			
n° 14 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	1.01	-	1.50			
n° 15 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	0.90		-	-
n° 16 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	0.90		-	-
n° 17 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	0.90		-	-

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	IR 03 00 001	A	36 di 57

COMB	DEAD	STS	STD	RIT	$\Delta T$	PERM	FALDA	TRM	TRV	VEN	V_SC	E <sub>H</sub>	E <sub>V</sub>
n° 18 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	-	-	-	-	1.5	-	-
n° 1 SLU – SISMICA q=1.5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20	-	-		1.00	0.30
n° 2 SLU - SISMICA q=1.5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20	-	-		1.00	-0.30
n° 3 SLU - SISMICA q=1.5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	0.20	-	-		1.00	0.30
n° 4 SLU – SISMICA q=1.5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	0.20	-	-		1.00	-0.30
n° 5 SLU - SISMICA q=1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20	-	-		1.00	0.30
n° 6 SLU - SISMICA q=1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20	-	-		1.00	-0.30
n° 7 SLU - SISMICA q=1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	0.20	-	-		1.00	0.30
n° 8 SLU - SISMICA q=1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	0.20	-	-		1.00	-0.30
GEO	1.00	1.30	1.00	1.00	0.60	1.30	1.00	1.25	-	-		-	-
GEO - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20				1.00	0.30
SLE - Q.P.	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	-	-		-	-
SLE - Frequente	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.75	-	0.5		-	-
SLE - Rara	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	1.00	1.00	-	0.6		-	-

(Nota: le variazioni termiche sono considerate con entrambe i segni; nella tabella precedente si sono riportate solo le combinazioni principali)

## 9 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Di seguito si riportano i risultati in termini di involucro delle sollecitazioni nei diversi elementi costituenti l'opera ottenuti rispettivamente per:

- Le combinazioni di verifica agli SLU-SLV (Env\_SLU-SLV).
- Le combinazioni di verifica allo SLE (Env\_SLE).

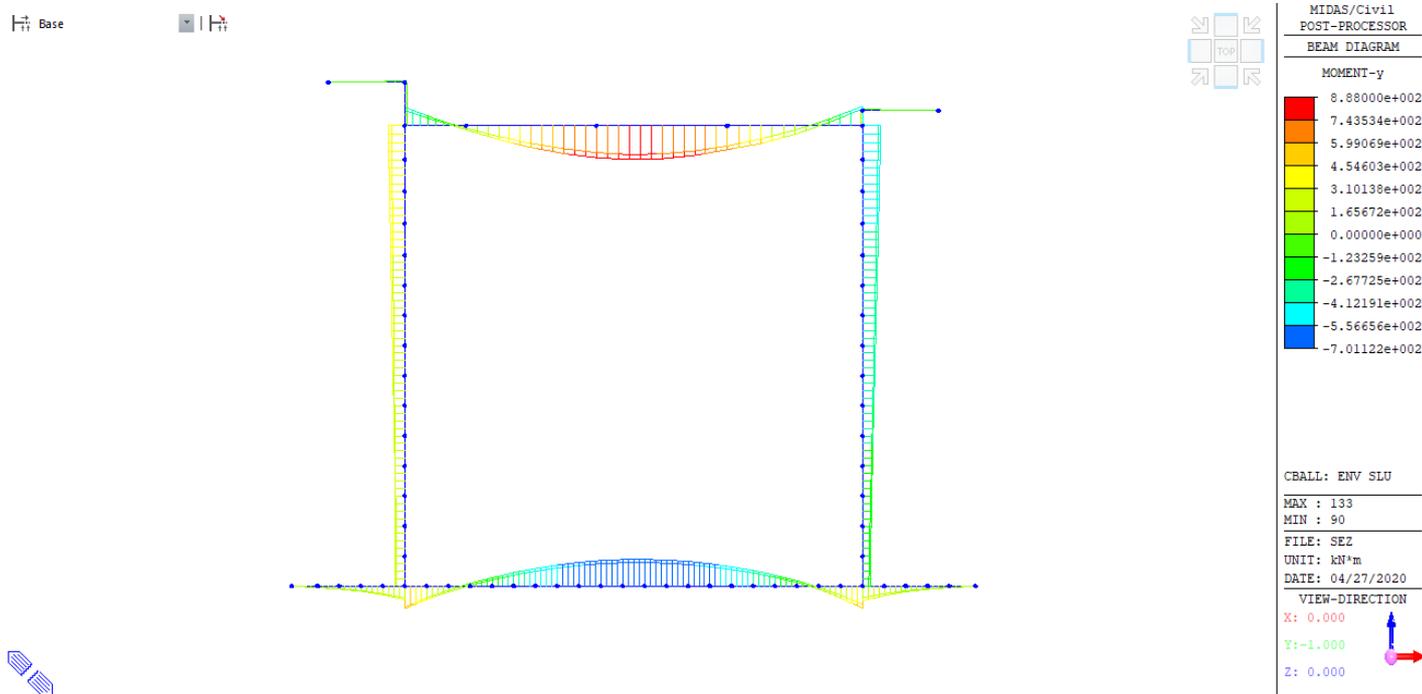


Figura 7 - Involuppo momenti flettenti SLU

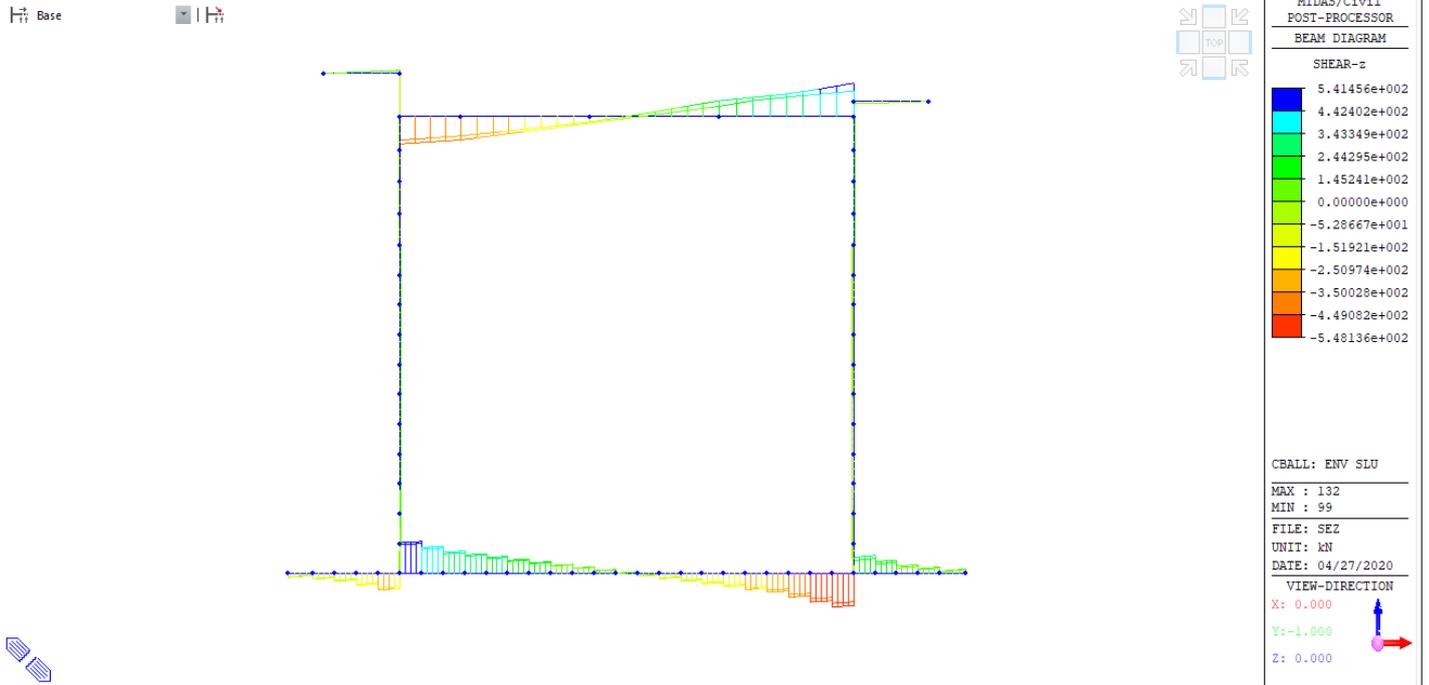


Figura 8– Involuppo sforzi taglianti SLU

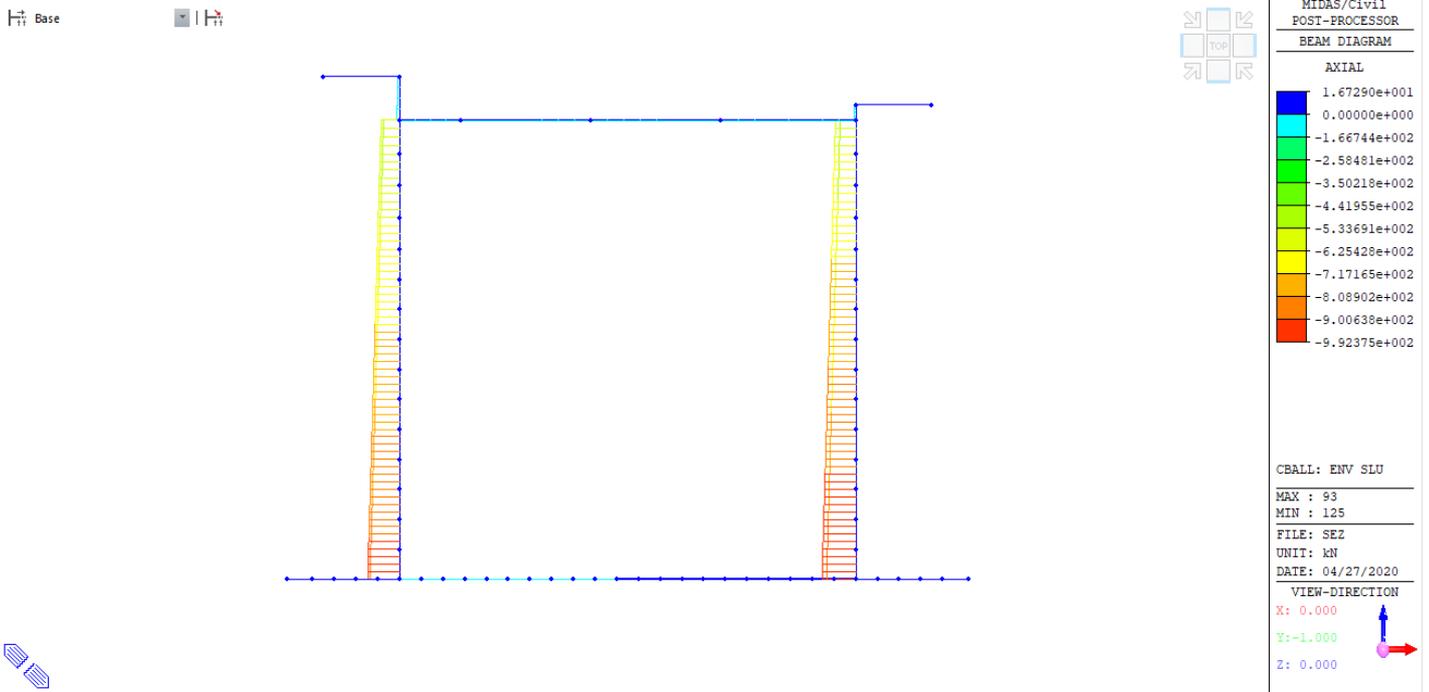


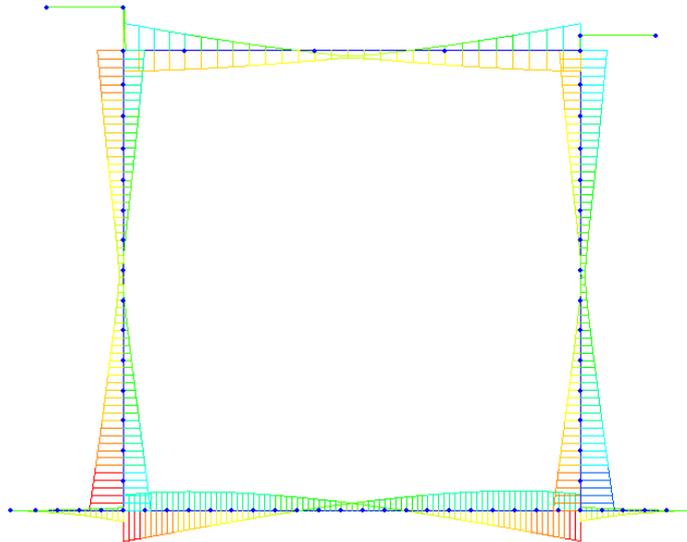
Figura 9– Involuppo azioni assiali SLU

Base



MIDAS/Civil  
POST-PROCESSOR  
BEAM DIAGRAM  
MOMENT-y

1.53696e+003
1.25756e+003
9.78158e+002
6.98756e+002
4.19354e+002
1.39952e+002
0.00000e+000
-4.18852e+002
-6.98254e+002
-9.77656e+002
-1.25706e+003
-1.53646e+003



CBALL: ENV SLV (Q=-  
MAX : 115  
MIN : 125  
FILE: SEZ  
UNIT: kN\*m  
DATE: 04/27/2020  
VIEW-DIRECTION  
X: 0.000  
Y: -1.000  
Z: 0.000

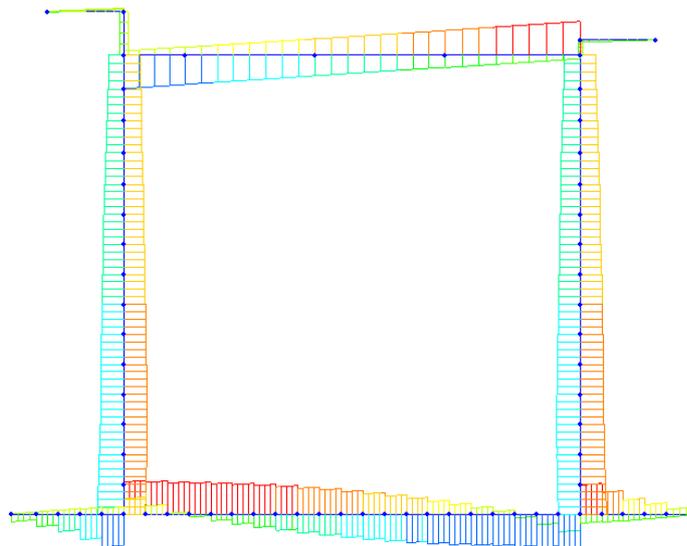
Figura 10 – Involuppo momenti flettenti SLV (q=1)

Base



MIDAS/Civil  
POST-PROCESSOR  
BEAM DIAGRAM  
SHEAR-z

3.78699e+002
3.09997e+002
2.41296e+002
1.72595e+002
1.03893e+002
3.51919e+001
0.00000e+000
-1.02211e+002
-1.70912e+002
-2.39614e+002
-3.08315e+002
-3.77017e+002



CBALL: ENV SLV (Q=-  
MAX : 3  
MIN : 7  
FILE: SEZ  
UNIT: kN  
DATE: 04/27/2020  
VIEW-DIRECTION  
X: 0.000  
Y: -1.000  
Z: 0.000

Figura 11 – Involuppo sforzi taglianti SLV(q=1)

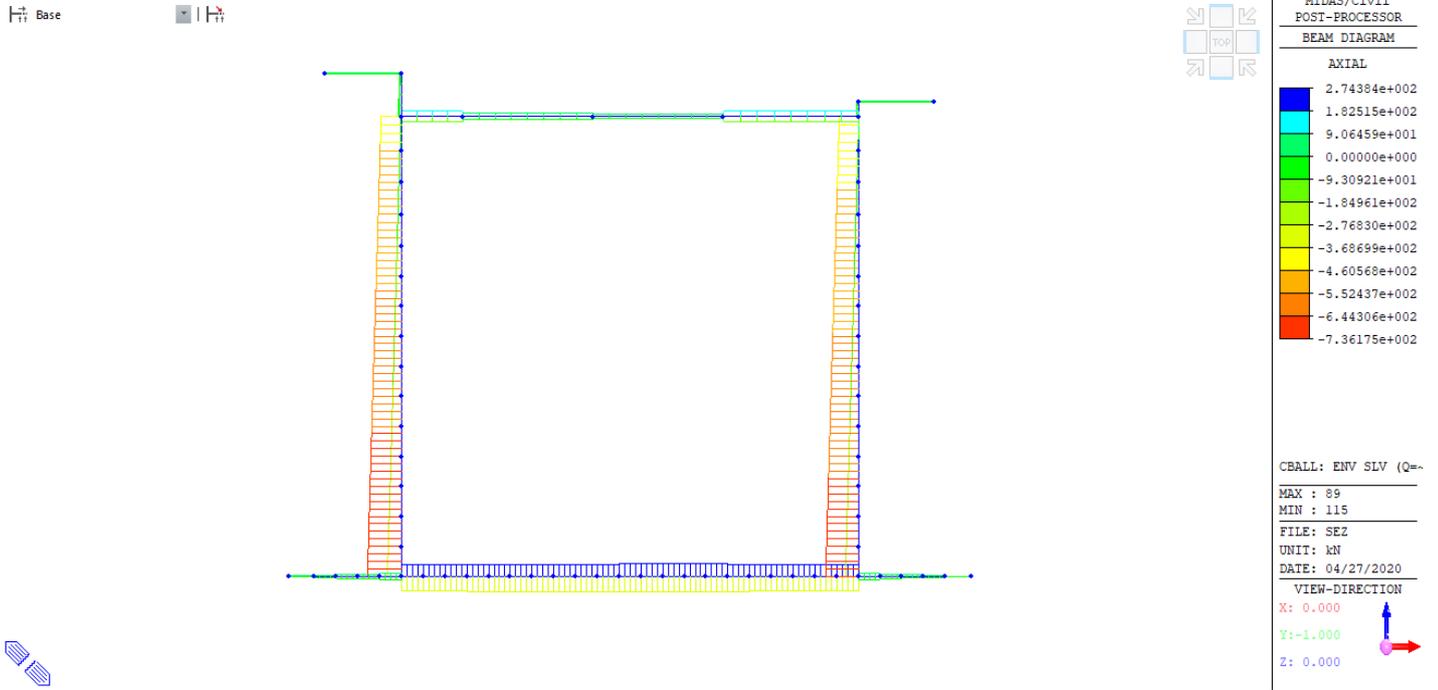


Figura 12 – Involuppo azioni assiali SLV(q=1)

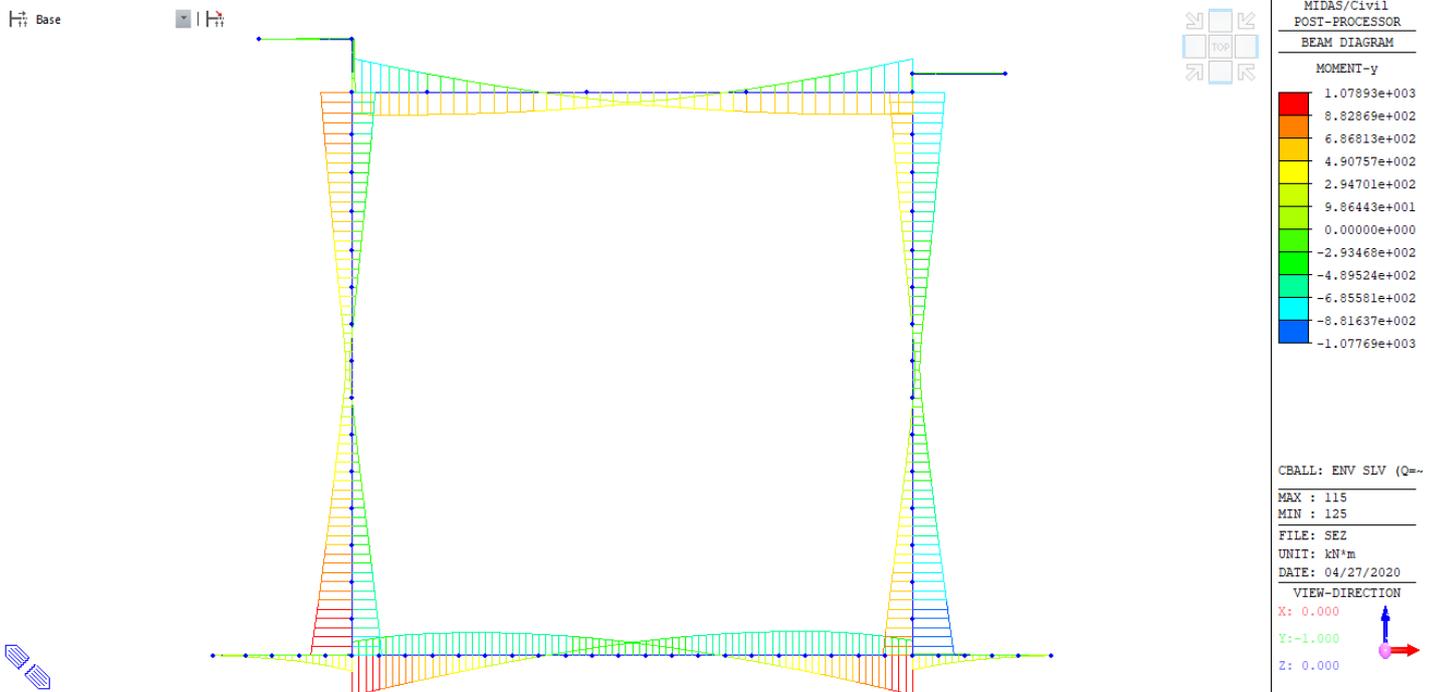


Figura 13 – Involuppo momenti flettenti SLV (q=1.5)

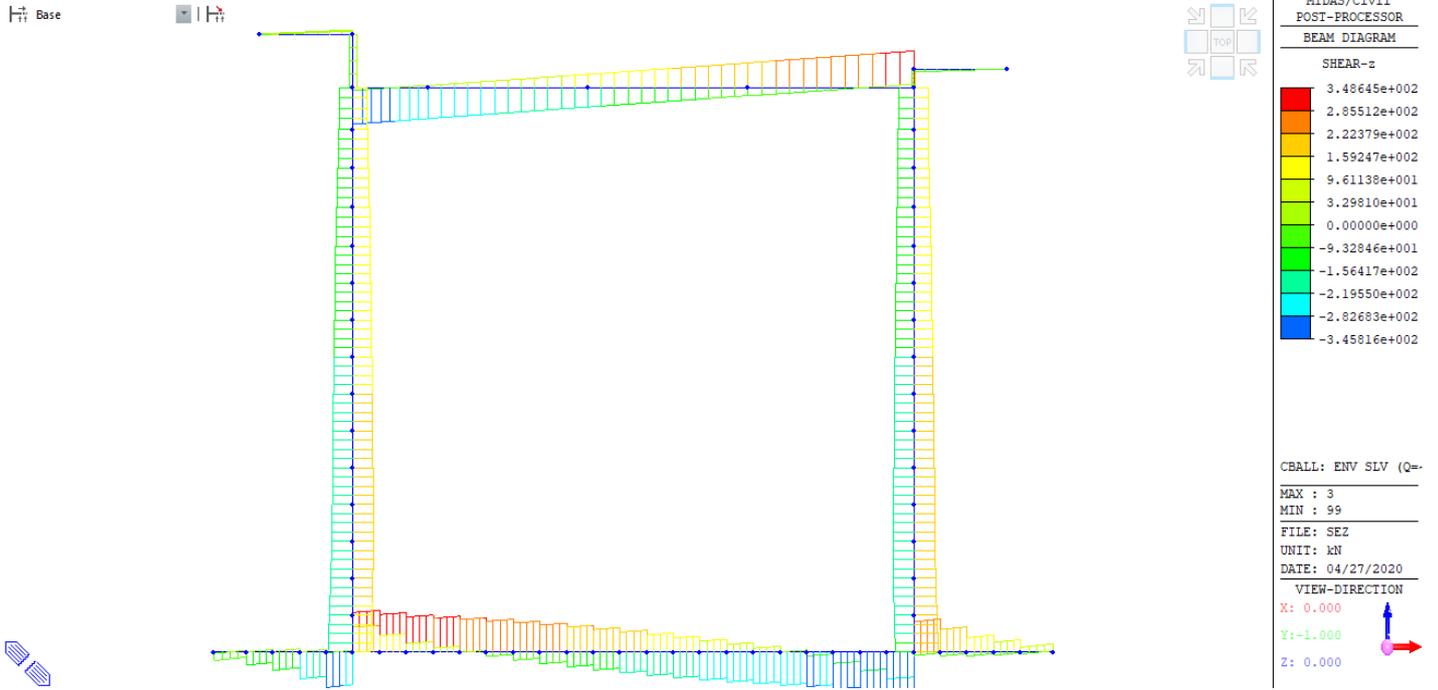


Figura 14 – Involuppo sforzi taglienti SLV(q=1.5)

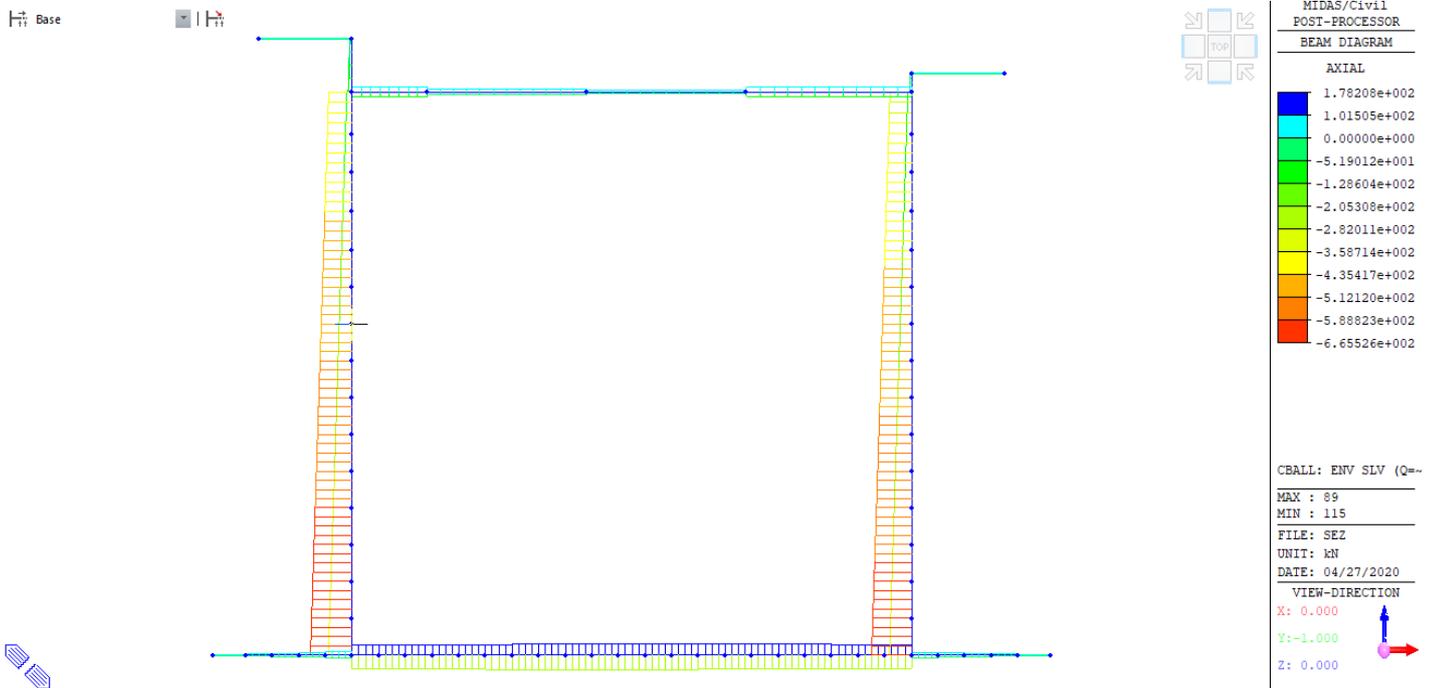


Figura 15 – Involuppo azioni assiali SLV(q=1.5)

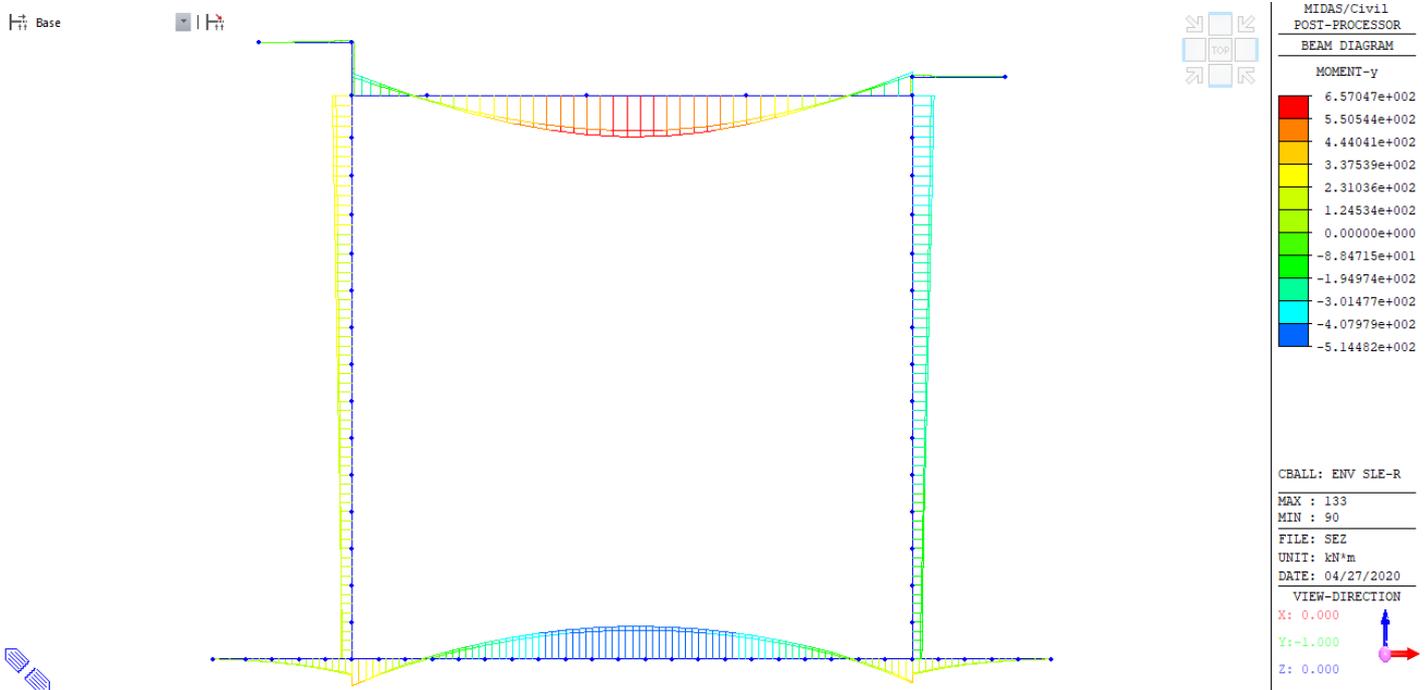


Figura 16 – Involuppo momenti flettenti SLE rara

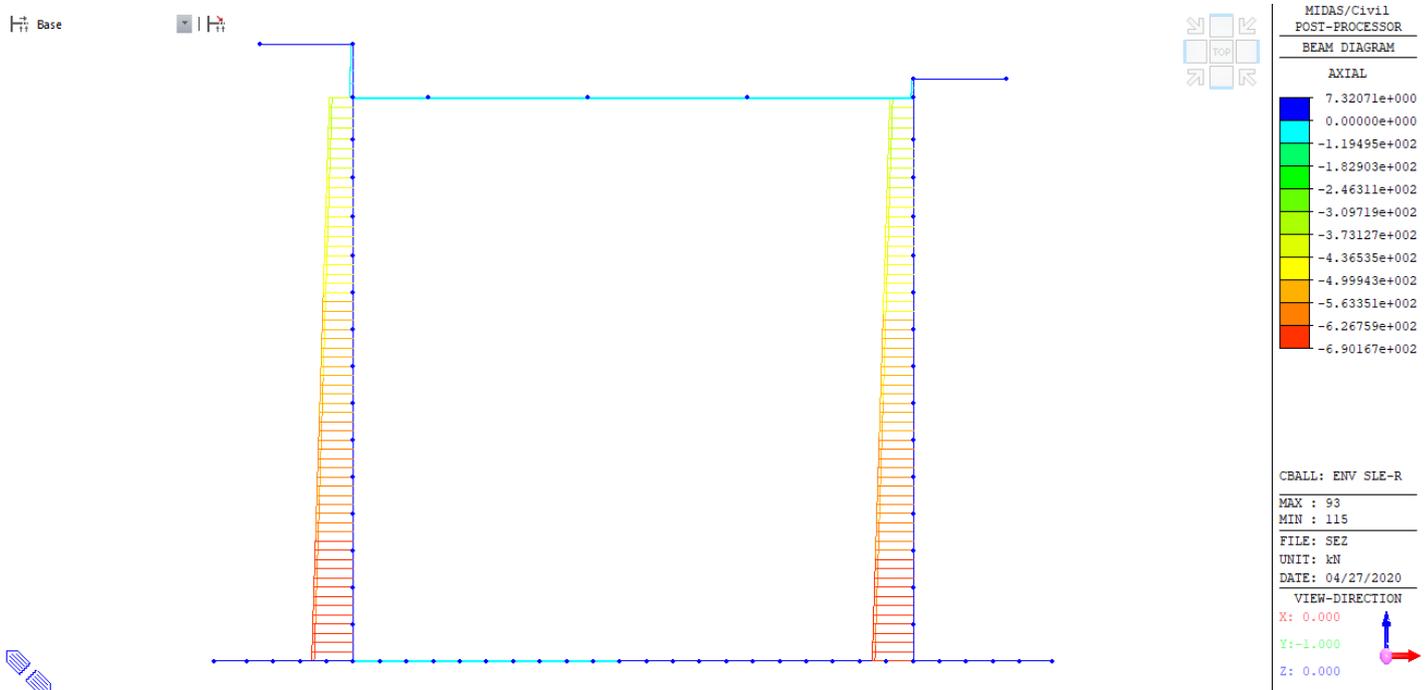


Figura 17 – Involuppo azioni assiali SLE rara

## 10 VERIFICHE

Nelle pagine che seguono si riportano le verifiche strutturali previste dalla Normativa di riferimento allo SLU e allo SLE.

### 10.1 Verifica agli SLU: Pressoflessione e Taglio

Le verifiche a pressoflessione vengono condotte confrontando le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando il corrispondente fattore di sicurezza (CS) come rapporto tra la sollecitazione resistente e la massima agente.

#### 10.1.1 Verifica a pressoflessione

Le verifiche flessionali allo SLU sono state eseguite adottando le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono state dedotte a partire dalle deformazioni utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

Per quanto attiene la legge  $\sigma$ - $\epsilon$  del calcestruzzo si è utilizzata una curva parabola-rettangolo, considerando solo la porzione compressa e con  $\epsilon_{c2}=0,2\%$  ed  $\epsilon_{cu}=0,35\%$ .

Per quanto riguarda l'acciaio si è assunto un diagramma bilineare elastico-perfettamente elastico finito con  $\epsilon_{cu}=1,0\%$ .

#### 10.1.2 Verifica a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1992-1-1:2005, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- $V_{Rd,c} = \max \left\{ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ , resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio
- $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$ , valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento

- $$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$$
 , valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$
 con d in mm
- $$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$$
- $A_{sl}$  è l'area dell'armatura tesa
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione in zona tesa
- $$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$$
- $N_{Ed}$  è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi
- $A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo
- $$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$$
- $k_1 = 0,15$
- $$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$
- $v = 0,5$  per calcestruzzi fino a C70/85
- $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$
- $A_{sw}$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio
- $s$  è il passo delle staffe
- $f_{ywd}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio
- $v_1 = v$  è il coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio
- $\alpha_{cw}$  è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

## 10.2 Verifica agli SLE: Limitazione delle Tensioni e Fessurazione

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato

Il controllo delle tensioni nei materiali viene effettuato supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare.

### 10.2.1 Verifica di fessurazione

In accordo con quanto riportato al paragrafo 4, si adotta il limite  $w_1 = 0.2$  mm per tutti gli elementi strutturali analizzati nella presente relazione.

### 10.2.2 Verifica delle tensioni di esercizio

In accordo con la normativa ferroviaria, che pone limiti tensionali più severi rispetto a quanto prescritto dal D.M., la massima tensione di compressione del cls deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_c < 0.55 f_{ck}$  per combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_s < 0.75 f_{yk}$  per combinazione caratteristica (rara).

### 10.3 Risultati verifica

Nelle tabelle seguenti sono indicati i valori delle sollecitazioni massime e i valori delle sollecitazioni per la verifica a fessurazione risultanti dalle combinazioni di cui al capitolo precedente.

Per le verifiche in corrispondenza dei nodi si considerano le sollecitazioni a filo elemento.

SOLLECITAZIONI MAX SLU-SLV				VERIFICA A METRO LINEARE								
sez.	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	h [m]	c [cm]	Af <sub>sup</sub>	Af <sub>inf</sub>	FS <sub>M</sub>	V <sub>Rct</sub> (KN)	Af, taglio	V <sub>Rd</sub> (KN)	FS <sub>V</sub>
Soletta mezz.	888	36	257	1,10	7	5Φ20	10Φ20	<b>1,24</b>	365,4	-	365,40	<b>1,47</b>
Soletta estr.	874	77	542	1,10	7	10Φ20	10Φ20	<b>1,15</b>	365,4	spilliΦ8/20x20cm (per 2,5 metri)	1029,00	<b>1,50</b>
Sbalzo superiore sx/dx	60	11	107	0,60	7	5Φ16	5Φ16	<b>3,60</b>	219,2	-	276,91	<b>2,05</b>
Piedritti	1079	-379	209	1,10	7	10Φ20	10Φ20	<b>1,23</b>	365,4	-	412,50	<b>1,80</b>
Fondazione mezz.	701	0	288	1,30	7	10Φ20	5Φ24	<b>1,79</b>	434,6	-	434,64	<b>1,61</b>
Fondazione estr.	1411	0	548	1,30	7	10Φ20	10Φ24	<b>1,29</b>	434,6	spilliΦ8/20x40cm (per 2,5 metri)	570,00	<b>1,14</b>
Mensole Fondazione sx/dx	512	0	347	1,30	7	5Φ20	5Φ20	<b>1,28</b>	359,2	-	359,18	<b>1,14</b>

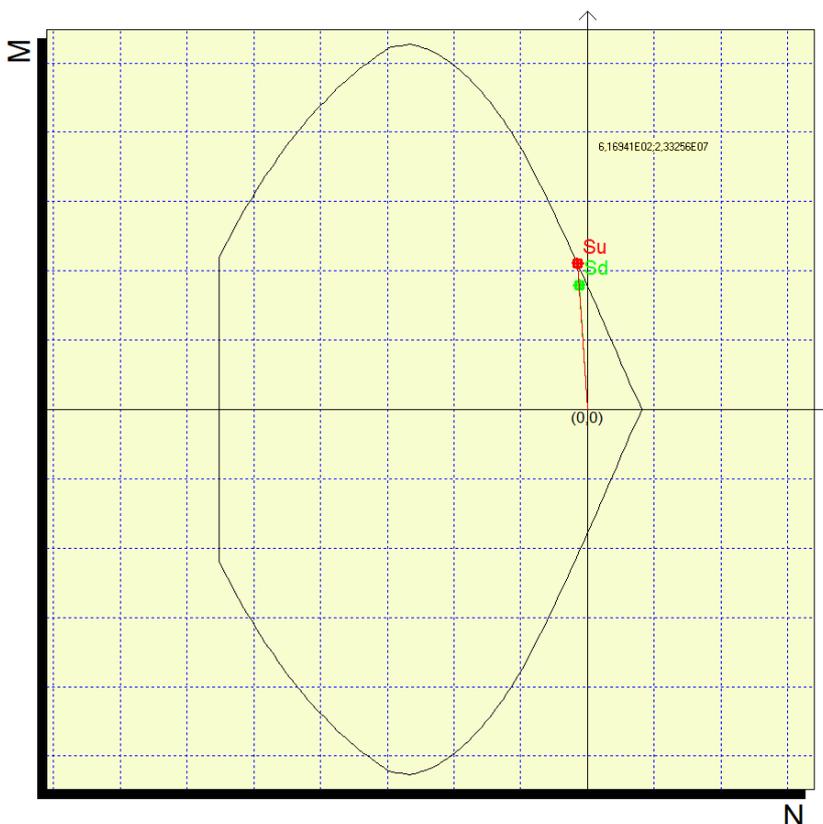
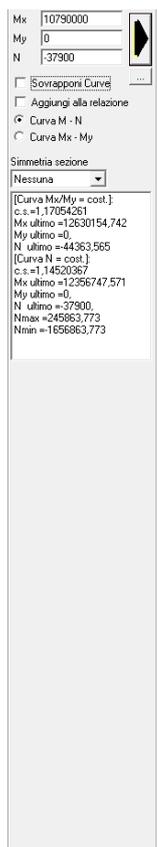


Figura 18 – Dominio M-N – Pressoflessione piedritto H=1.10m (Unità di misura: M in daNcm/m; N in daN/m)

Mx: -8880000  
 My: 0  
 N: 3600

Sovrapposti Curve  
 Aggiungi alla relazione  
 Curva M - N  
 Curva Mx - My

Sinmetria sezione  
 Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]  
 c.x.=1,19556399  
 Mx ultimo =10572208,192  
 My ultimo =0  
 N ultimo =4286,03

[Curva N = cost.]  
 c.x.=1,19391749  
 Mx ultimo =-10601987,302  
 My ultimo =0  
 N ultimo =3600  
 Nmax=194397,83  
 Nmin=-1635037,83

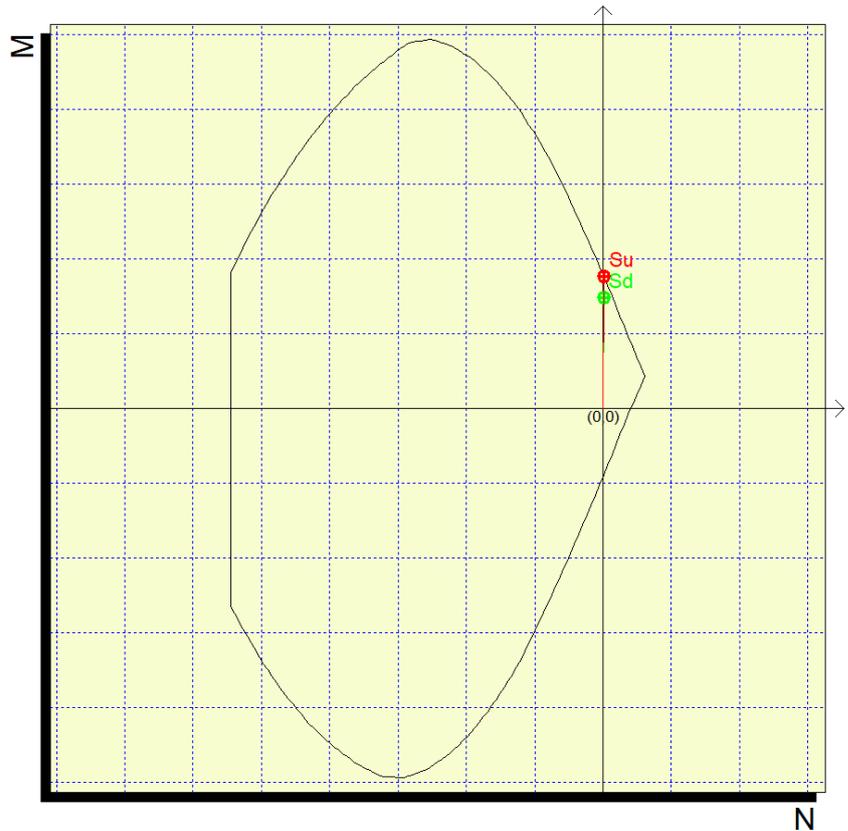


Figura 19 – Dominio M-N – Pressoflessione soletta H=1.10m (Unità di misura: M in daNcm/m; N in daN/m)

SOLLECITAZIONI MAX SLE			VERIFICA A METRO LINEARE						
sez.	M [kNm]	N [kN]	h [m]	c [cm]	Af <sub>sup</sub>	Af <sub>inf</sub>	σ <sub>C,max</sub> [MPa]	σ <sub>s,max</sub> [MPa]	w [mm]
Soletta mezz.	657	36	1.10	7	5Φ20	10Φ20	-5	249	0,2
Soletta estr.	370	77	1.10	7	10Φ20	10Φ20	-3,3	140,1	0,09
Sbalzo superiore sx/dx	34	11	0,60	7	5Φ20	5Φ20	-1	45,7	0
Piedritti	342	-379	1.10	7	10Φ20	10Φ20	-2,8	129,1	0,08
Fondazione mezz.	515	0	1,30	7	10Φ20	5Φ24	-3,85	175	0,11
Fondazione estr.	427	0	1,30	7	10Φ20	10Φ24	-2,9	145	0,089
Mensole Fondazione sx/dx	259	0	1,30	7	5Φ20	5Φ20	-2,55	173	0

## 11 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche sono state condotte con riferimento alla combinazione più gravosa.

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

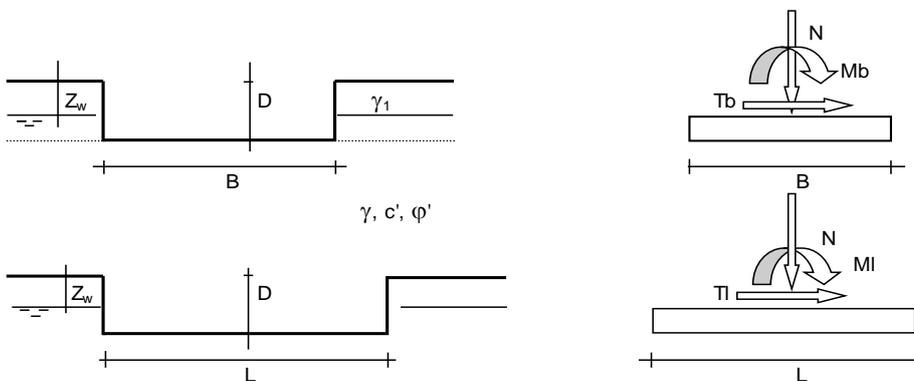
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme  $L = 100$  m)

B = 15.70 (m)  
L = 100.00 (m)  
D = 2.30 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1589.20		1589.20
Mb [kNm]	4990.45		4990.45
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	601.09		601.09
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	601.09	0.00	601.09

*Peso unità di volume del terreno*

$\gamma_1 = 20.00$  (kN/mc)  
 $\gamma = 20.00$  (kN/mc)

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$c' = 10.00$  (kN/mq)  
 $\varphi' = 30.00$  (°)

*Valori di progetto*

$c' = 10.00$  (kN/mq)  
 $\varphi' = 30.00$  (°)

*Profondità della falda*

$Z_w = 3.00$  (m)

$e_B = 3.14$  (m)

$e_L = 0.00$  (m)

$B^* = 9.42$  (m)

$L^* = 1.00$  (m)

**q : sovraccarico alla profondità D**

$q = 46.00$  (kN/mq)

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$\gamma = 10.45$  (kN/mc)

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$

$N_q = 18.40$

$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$

$N_c = 30.14$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$

$N_\gamma = 22.40$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.00$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 1.00$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

( $m=2$  nel caso di fondazione nastriforme e  $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

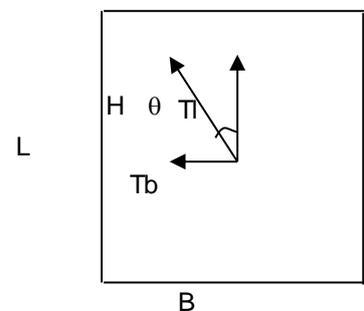
$$i_q = 0.39$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0.36$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.25$$



**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.34$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.35$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	IR 03 00 001	A	52 di 57

### Verifica a scorrimento

#### AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1589.20		1589.20
Mb [kNm]	4990.45		4990.45
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	601.09		601.09
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	601.09	0.00	601.09

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 30.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 30.00 \quad (^\circ)$$

#### VERIFICA A SCORRIMENTO

##### Carico agente

$$H_d = 601.09 \quad (\text{kN})$$

##### Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 917.53 \quad (\text{kN})$$

##### Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 834.12 \geq H_d = 601.09 \quad (\text{kN})$$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	IR 03 00 001	A	53 di 57

**Verifica a ribaltamento**

VERIFICA RIBALTAMENTO ALLO SLV									
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	M	Tipo	γG	M <sub>A1-M1-R3</sub>	Minstab	Mstab
G1	0.00	0	1541.98	-12198.35	Fav	1	-12198.3	0.0	-12198.3
G2	0.00	0	57.95	-504.21	Fav	1	-504.2	0.0	-504.2
Spsx	-20.17	0	0.00	18.70	Sfav	1	18.7	18.7	0.0
Spdx	15.13	0	0.00	-10.52	Fav	0	0.0	0.0	0.0
Qtraffico	0.00	0	339.39	-2599.37	Fav	0	0.0	0.0	0.0
Qtraffico laterale	0.00	0	343.29	-2113.08	Fav	0	0.0	0.0	0.0
Qf	0.00	0	8.75	-68.69	Fav	0	0.0	0.0	0.0
Vento	-11.44	0	0.00	83.91	Sfav	0	0.0	0.0	0.0
Spdx-wood	9.91	0	0.00	-10.34	Fav	0	0.0	0.0	0.0
Spsx-wood	-9.91	0	0.00	10.34	Sfav	1	10.3	10.3	0.0
Ex (q=1)	-596.24	0	-2.39	5144.32	Sfav	1	5144.3	5144.3	0.0

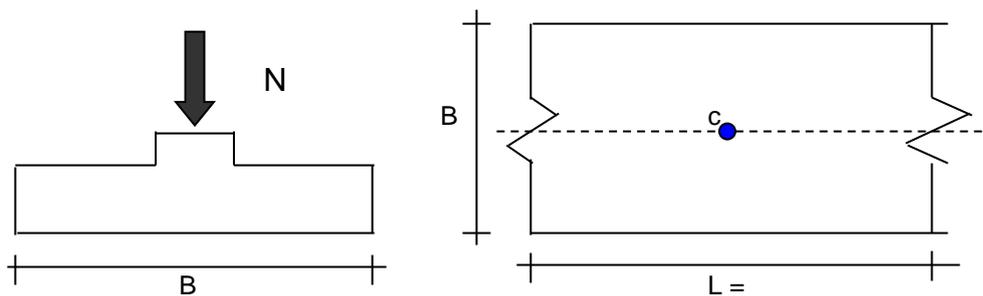
5173.4 -12702.6 **2.46** > 1

### 11.1 Valutazione dei cedimenti

La pressione agente per la combinazione rara risulta pari a circa 124.08 kPa. Il cedimento risultante è pari a 2.91 cm.

#### CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME

#### LAVORO:



#### Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (2q/\pi) * (\alpha + \text{sen}\alpha\text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (2q/\pi) * (\alpha - \text{sen}\alpha\text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (4q/\pi) * (v\alpha)$$

$$\alpha = \tan^{-1}((B/2)/z)$$

$$\delta_{ot} = \Sigma\delta_i = \Sigma(((\Delta\sigma_{zi} - v_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i / E_i)$$

Il cedimento istantaneo è stato calcolato considerando la pressione agente in fondazione dovuta al peso proprio della struttura G1, da cui, considerando la stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici:

**DATI DI INPUT:**

B = 15.70 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 1542.00 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 98.22 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

ns = 5 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z <sub>i</sub>	a z <sub>i+1</sub>	Δz <sub>i</sub>	E	v	δ <sub>ci</sub>
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	Rilevato	3.00	0.0	3.0	1.0	30000	0.50	0.17
2	Cap-c	9.50	3.0	12.5	1.5	1400000	0.50	0.03
3	Cap-c1	5.00	12.5	17.5	1.5	1400000	0.50	0.02
4	TRVb z<25m	10.50	17.5	28.0	1.0	90000	0.50	0.35
5	TRVb z>25m	25.00	28.0	53.0	1.0	160000	0.50	0.72
-			0.0	0.0				-

$$\delta_{ctot} = 1.27 \text{ (cm)}$$

Il cedimento totale è stato calcolato considerando la pressione agente in fondazione dovuta alla combinazione RARA da cui, considerando la stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici:

**DATI DI INPUT:**

B = 15.70 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 1948.00 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 124.08 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

ns = 5 (-) (numero strati) (massimo 6)

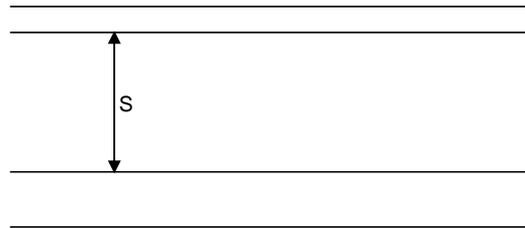
Strato	Litologia	Spessore	da z <sub>i</sub>	a z <sub>i+1</sub>	Δz <sub>i</sub>	E	v	δ <sub>ci</sub>
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	Rilevato	3.00	0.0	3.0	1.0	30000	0.30	0.75
2	Cap-c	9.50	3.0	12.5	1.5	1400000	0.30	0.05
3	Cap-c1	5.00	12.5	17.5	1.5	1400000	0.30	0.03
4	TRVb z<25m	10.50	17.5	28.0	1.0	50000	0.30	0.98
5	TRVb z>25m	25.00	28.0	53.0	1.0	160000	0.30	1.11
-			0.0	0.0				-

$$\delta_{ctot} = 2.91 \text{ (cm)}$$

Pertanto il cedimento di consolidazione, dato dalla differenza dei due, è pari a 1,64 .

**DECORSO DEI CEDIMENTI DI CONSOLIDAZIONE**

**LAVORO:**



**Formulazione Teorica (Lancellotta: 1987)**

$$U_m = (4Tv/\pi)^{0,5} / ((1 + (4Tv/\pi)^{2,8})^{0,179})$$

$$Tv = ((\pi/4)(U_m)^2 / (1 - (U_m)^{5,6})^{0,357})$$

$$Tv = cv \cdot t / h^2$$

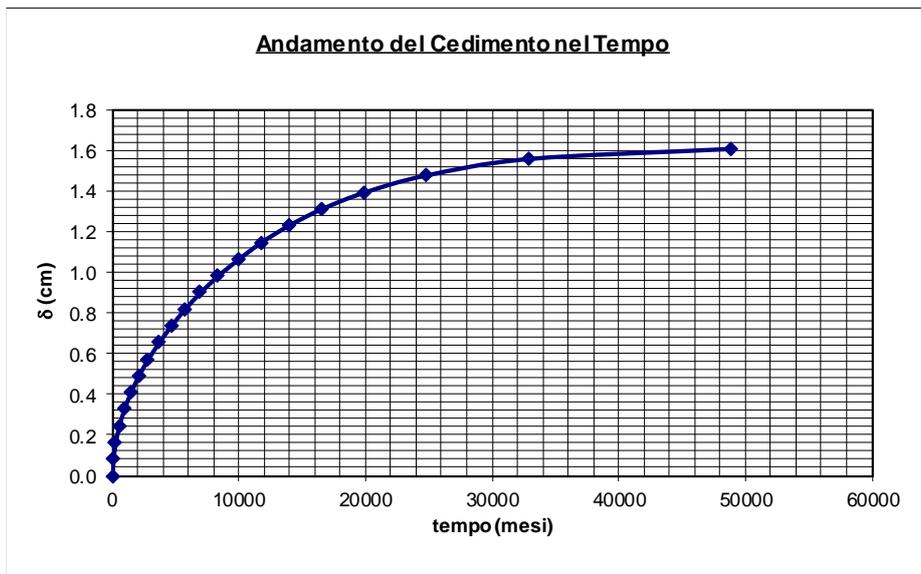
$$U_m = \delta_t / \delta_{tmax}$$

**DATI DI INPUT:**

$\delta_{tmax} = 1.64$  (cm) (Cedimento massimo)

$h = 55.00$  (m) (Massimo Percorso di Drenaggio)

$cv = 4.00.E-08$  (m<sup>2</sup>/sec) (Coeff. di Consolidazione)



$t = 900$ (mesi)	$U_m = 19.8$ (%)	$\delta_t = 0.32$ (cm)
$\delta_t = 1.2$ (cm)	$U_m = 70.7$ (%)	$t = 12120.80$ (mesi)
$U_m = 95$ (%)	$t = 33939.67$ (mesi)	$\delta_t = 1.56$ (cm)

Dall'analisi del decorso del cedimento di consolidazione nel tempo, emerge un tempo di circa 33940 mesi necessari per il raggiungimento di un grado di consolidazione medio del 95%, corrispondente ad un cedimento di 1.56 cm.

## 12 INCIDENZA ARMATURE

OPERA - NV01	incidenza
	[kg/mc]
soletta	100
mensola	100
pedritto	100
fondazione	100

(per il quantitativo di armatura secondaria si assume il 30% di quella principale; si aggiunge al quantitativo di armatura principale e secondaria un 20% per sovrapposizioni/legature).