

S.S. 67 "Tosco Romagnola"  
Lavori di adeguamento della S.S. 67 nel tratto tra la  
località S.Francesco in Comune di Pelago e l'abitato di  
Dicomano.  
Variante di Rufina (FI) – LOTTI 2A e 2B

**PROGETTO DEFINITIVO**

cod. FI462

PROGETTAZIONE:  
RAGGRUPPAMENTO  
TEMPORANEO PROGETTISTI

MANDATARIA:



MANDANTI:



**sinergo**



IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI  
SPECIALISTICHE:

Ing. Riccardo Formichi – Società Pro Iter Srl  
Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. 18045

IL GEOLOGO:

Geol. Massimo Mezzanatica – Società Pro Iter Srl  
Ordine Geologi della Lombardia n. 762

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Ing. Massimo Mangini – Società Erre.Vi.A Srl  
Ordine Ingegneri Provincia di Varese n. 1502

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Francesco Pisani

PROTOCOLLO:

DATA:

CANTIERIZZAZIONE – OPERE D'ARTE MINORI:

Ing. Marco Brugnerotto – Sinergo SpA  
Ordine Ingegneri Provincia di Venezia n. 4264



**ROTATORIA #1 SS67 MASSETO E RAMI DI RACCORDO SS67**  
**OPERE D'ARTE MINORI: SOTTOPASSO PODERALE (SV11 RAMO O 0+052)**  
**OPERE D'ARTE MINORI: SOTTOPASSO PODERALE (SV11 0+052): STRUTTURE**  
Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	V01-ST01-STR-RE01-A.pdf			
ACNO0113	D 20	CODICE ELAB.	V01ST01STRRE01	A	-
D					
C					
B					
A	EMISSIONE	10/2023	BRIGHENTI	GALANTE	FORMICHI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA                      MANDANTI		REV. A	FOGLIO 1 di 101
	 Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	 ZITVIA s.r.l.	 sinergo	 D_VA D_VisionArchitecture
			Data Ott' 23	

## I N D I C E

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>1</b>
1.1	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI .....	1
<b>2</b>	<b>NORME DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>4</b>
2.1	NORMATIVA NAZIONALE COGENTE .....	4
2.1.1	<i>Norme UNI</i> .....	4
2.2	EUROCODICI .....	4
2.3	NORME CNR .....	5
<b>3</b>	<b>VITA NOMINALE E CLASSI D'USO</b> .....	<b>6</b>
<b>4</b>	<b>ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO</b> .....	<b>9</b>
4.1	STRAUS7 R2.4.6 .....	9
<b>5</b>	<b>MATERIALI</b> .....	<b>10</b>
5.1	OPERE IN ELEVAZIONE .....	10
5.1.1	<i>Acciaio per calcestruzzo ordinario</i> .....	11
5.1.2	<i>Copriferro</i> .....	12
5.2	CALCESTRUZZO PER OPERE IN FONDAZIONE .....	12
5.2.1	<i>Acciaio per calcestruzzo ordinario</i> .....	13
5.2.2	<i>Copriferro</i> .....	13
<b>6</b>	<b>ANALISI STRUTTURALE E METODI DI VERIFICA</b> .....	<b>15</b>
6.1	CRITERI DI VERIFICA .....	15
6.2	METODO PSEUDO-STATICO .....	15
6.3	MODELLO DI CALCOLO .....	16
<b>7</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b> .....	<b>18</b>
7.1	PESI PROPRI STRUTTURALI ( $G_1$ ) .....	18
7.1.1	<i>Calcestruzzo</i> .....	18
7.2	CARICHI PERMANENTI PORTATI ( $G_2$ ) .....	18
7.2.1	<i>Pavimentazione</i> .....	18
7.2.2	<i>Guardrail</i> .....	18
7.2.3	<i>Cordoli</i> .....	18
7.2.4	<i>Veletta</i> .....	19
7.2.5	<i>Rilevati e spinta delle terre (<math>g_3</math>)</i> .....	19
7.2.5.1	Spinte agenti sui piedritti in condizioni statiche .....	19
7.2.5.2	Spinte agenti sul piedritto in condizioni sismiche .....	21
7.2.5.3	Riepilogo delle spinte agenti sui piedritti .....	22
7.3	DISTORSIONI E DEFORMAZIONI IMPRESSE .....	23
7.3.1	<i>Effetti reologici dovuti a ritiro (<math>\epsilon_2</math>) e viscosità del calcestruzzo (<math>\epsilon_3</math>)</i> .....	23
7.3.2	<i>Cedimenti vincolari (<math>\epsilon_4</math>)</i> .....	25
7.4	CARICHI VARIABILI .....	25
7.4.1	<i>Azioni variabili da traffico. Carichi verticali (<math>q_1</math>)</i> .....	25

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 2 di 101
	   		Data Ott' 23	

7.4.1.1	Schemi di carico.....	26
7.4.1.2	Diffusione dei carichi.....	26
7.4.1.3	Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose .....	27
7.4.2	<i>Azioni variabili da traffico. Incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità strutturali (<math>q_2</math>)</i> .....	28
7.4.3	<i>Azioni variabili da traffico. Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (<math>q_3</math>)</i> .....	28
7.4.4	<i>Azioni variabili da traffico. Azione centrifuga (<math>q_4</math>)</i> .....	29
7.4.5	<i>Azione del vento (<math>q_{5,1}</math>)</i> .....	29
7.4.6	<i>Azione della neve (<math>q_{5,2}</math>)</i> .....	29
7.4.7	<i>Azioni della temperatura (<math>q_7</math>)</i> .....	29
7.4.8	<i>Resistenze passive dei vincoli (<math>q_9</math>)</i> .....	31
7.5	AZIONE SISMICA.....	31
7.5.1	<i>Parametri sismici</i> .....	32
7.5.2	<i>Metodo pseudostatico</i> .....	34
7.6	RIEPILOGO DEI CARICHI AGENTI.....	36
7.7	COMBINAZIONI DI CARICO E FASI DI CALCOLO .....	37
7.7.1	<i>Combinazioni S.L.U.</i> .....	37
7.7.2	<i>Combinazioni S.L.E.</i> .....	37
7.7.3	<i>Casi di carico elementari</i> .....	38
7.7.4	<i>Combinazioni considerate</i> .....	41
7.7.4.1	<i>Combinazioni statiche</i> .....	41
7.7.4.2	<i>Combinazioni sismiche</i> .....	46
<b>8</b>	<b>SOLLECITAZIONI AGENTI E VERIFICHE</b> .....	<b>47</b>
8.1	SOLLECITAZIONI AGENTI .....	47
8.1.1	<i>Condizioni elementari di carico</i> .....	47
8.1.1.1	<i>Momento flettente</i> .....	47
8.1.1.2	<i>Taglio</i> .....	50
8.1.1.3	<i>Sforzo normale</i> .....	52
8.1.2	<i>Inviluppi</i> .....	54
8.1.2.1	<i>Inviluppo SLU</i> .....	55
8.1.2.2	<i>Inviluppo SLE</i> .....	55
8.1.2.3	<i>Inviluppo SLV</i> .....	57
8.2	VERIFICHE.....	57
8.2.1	<i>Soletta superiore</i> .....	57
8.2.2	<i>Soletta inferiore</i> .....	63
8.2.3	<i>Piedritti</i> .....	68
8.2.4	<b><i>Verifica di capacità portante verticale del terreno di fondazione</i></b> .....	73
8.3	VERIFICHE MURI DI IMBOCCO.....	79
8.3.1	<i>Richiami teorici</i> .....	79
8.3.2	<i>Verifica muro di imbocco, <math>H_{max} = 5,40</math> m</i> .....	85
8.3.2.1	<i>Verifica Sezione b-b (Soletta di base)</i> .....	93
8.3.2.2	<i>Verifica Sezione d-d (Paramento verticale)</i> .....	96

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 1 di 101
	 Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	 ZITVIA s.r.l.	 sinergo	 D_VA D_VisionArchitecture

Data  
Ott' 23

## 1 PREMESSA

La presente costituisce la relazione di calcolo relativa al progetto dei sottovia scatolari di sezione 4,50x5,00 metri nell'ambito dei lavori di realizzazione della nuova variante tra le località San Francesco e l'abitato di Dicomano alla strada statale n. 67 - Tosco-romagnola, ubicata nella provincia di Firenze, tra il comune di Pontassieve e il comune di Rufina.

La lunghezza dell'opera è approssimativamente di 3,474 km; la categoria stradale è del tipo extraurbano secondario C, con una corsia per senso di marcia e banchine laterali.

Si riportano nella tabella seguente le caratteristiche principali delle opere, le misure sono quelle nette della sezione senza considerare l'ingombro della pavimentazione interna

<u>PK</u>	<u>ID</u> <u>TOMBINO</u>	<u>NOME OPERA</u>	<u>BASE</u> <u>(m)</u>	<u>ALTEZZA</u> <u>(m)</u>
0+000	ST.01	Sottopasso agricolo 4.50 x 5.00	5.00	4.50
0+931	ST.02	Sottopasso agricolo 4.20 x 4.50	4.50	4.20

### 1.1 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

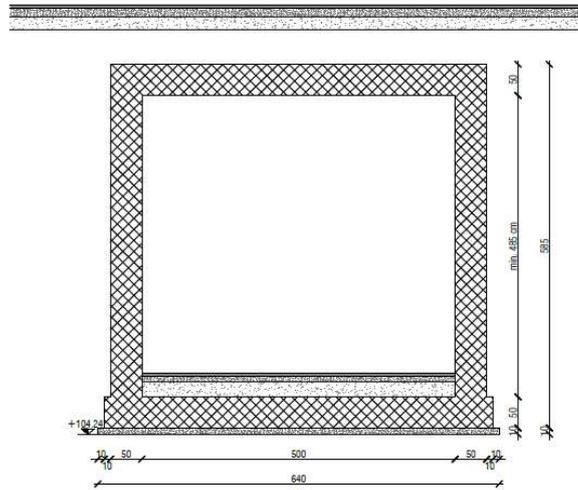
In questa relazione si affronterà il dimensionamento del Sottovia agricolo ST.01, posto sul Ramo Est della Rotonda #1 SS67 Masseto e con le seguenti caratteristiche geometriche:

- Sottovia 4,50 m x 5,00 m;

Trattasi di tombini scatolari in calcestruzzo armato gettati in opera; gli spessori dei piedritti e delle solette sono di 30 cm per tutte le tipologie in esame.

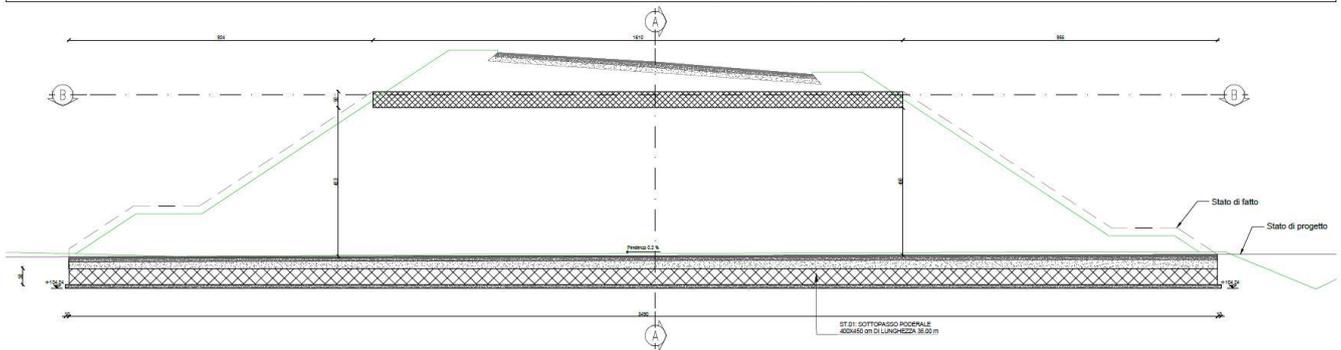
SEZIONE TRASVERSALE SOTTOPASSO ST.01 - Scala 1:50

Sezione A-A



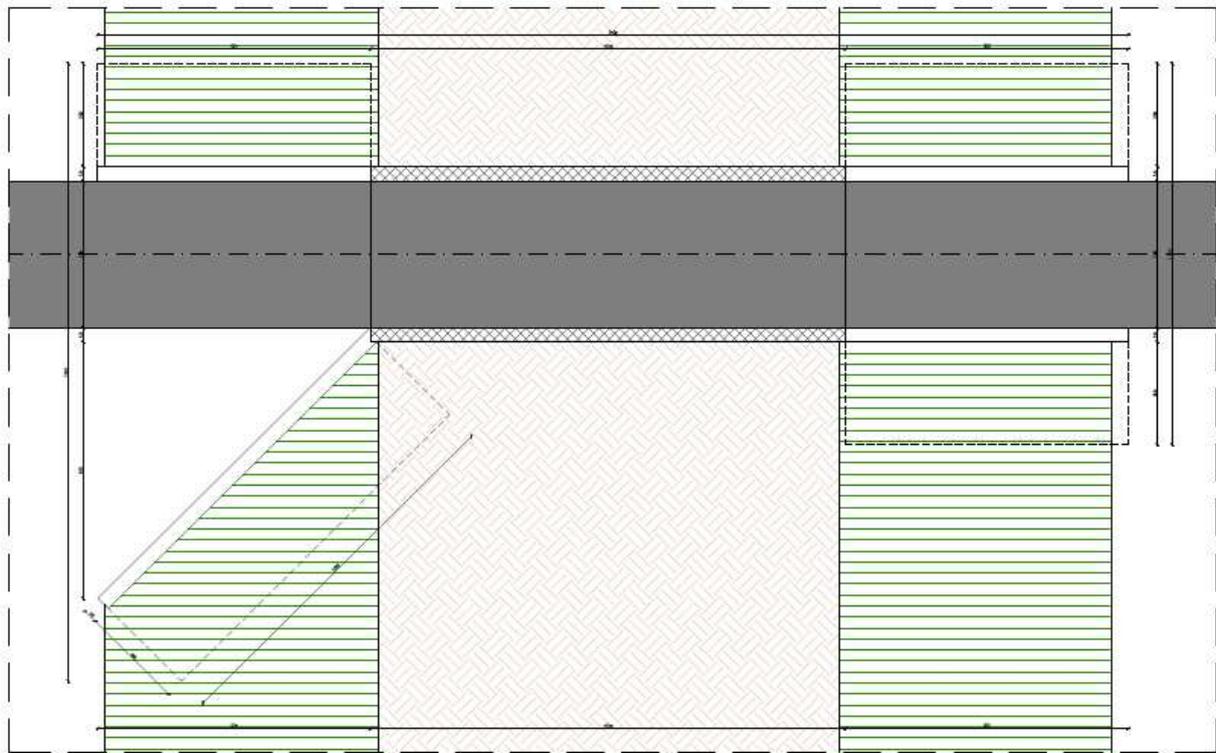
SEZIONE TRASVERSALE

SEZIONE LONGITUDINALE ASSE SOTTOPASSO PODERALE ST.01 - Scala 1:50



SEZIONE LONGITUDINALE

PIANTA SOTTOPASSO PODERALE ST.01 (Sezione B-B) - Scala 1:50



PIANTA ELEVAZIONI

Si rimanda agli elaborati grafici per ulteriori chiarimenti in merito alle opere oggetto della presente relazione.

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA                      MANDANTI		REV. A	FOGLIO 4 di 101
	   	Data Ott' 23		

## 2 NORME DI RIFERIMENTO

I seguenti codici sono presi a riferimento per la progettazione. La normativa di riferimento è il D.M. 17/01/2018; quando quest'ultima non sia sufficientemente esaustiva si fa riferimento agli Eurocodici, norme CNR e norme UNI / UNI-ISO / UNI-EN / UNI-EN-ISO.

### 2.1 NORMATIVA NAZIONALE COGENTE

Legge 5 novembre 1971, N. 1086 – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica

- [1] D.M. 17/01/2018 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC)
- [2] C.M. 21/01/2019 n.7 – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018
- [3] D.Lgs. 30/04/92, n. 285 e s.m.i. - "Nuovo Codice della Strada"
- [4] [2.19].D.P.R.16/12/92 n.495 e s.m.i. "Regolamento di esecuzione e di attuazione del Codice della Strada"

#### 2.1.1 Norme UNI

- [1] UNI 11104:2016 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206
- [2] UNI EN 206: 2017 "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- [3] UNI EN ISO 4016:2002;
- [4] UNI 5592:1968

### 2.2 EUROCODICI

(Con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali, la lista che segue è indicativa e non esaustiva dei codici eventualmente utilizzati nel seguito)

- [1] UNI EN 1991-1-5:2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- [2] UNI EN 1992-1-1:2015 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [3] UNI EN 1993-1-1:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [4] UNI EN 1993-1-5:2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA                      MANDANTI		REV. A	FOGLIO 5 di 101
	   	Data Ott' 23		

- [5] UNI EN 1993-1-8:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- [6] UNI EN 1993-2:2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 2: Ponti di acciaio
- [7] UNI EN 1993-1-10:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore
- [8] UNI EN 1993-1-11:2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi
- [9] UNI EN 1994-1-1:2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [10] UNI EN 1994-2:2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

## 2.3 NORME CNR

---

Per eventuali ulteriori riferimenti si sono considerate anche le Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.):

- [1] CNR-DT207-2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni
- [2] CNR-UNI 10011/97 Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione;
- [3] CNR-UNI 10016/98 Travi composte acciaio-calcestruzzo: istruzioni per il calcolo e l'esecuzione;
- [4] CNR-UNI 10030/87 Anime irrigidite di travi in parete piena

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA	MANDANTI	REV. A	FOGLIO 6 di 101
	   		Data Ott' 23	

### 3 VITA NOMINALE E CLASSI D'USO

La vita nominale  $V_N$  dell'opera strutturale in oggetto è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

L'effettiva durata della costruzione non è valutabile in sede progettuale, venendo a dipendere da eventi futuri fuori dal controllo del progettista. Di fatto, la grande maggioranza delle costruzioni ha avuto ed ha, anche attraverso successivi interventi di ripristino manutentivo, una durata effettiva molto maggiore della vita nominale quantificata nelle NTC.

La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella indicata nella Tab. 2.4.I del D.M.18 di seguito riportata.

**Tabella 2.4.I – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere**

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

#### VITA NOMINALE $V_N$ PER DIVERSI TIPI DI OPERE

Con riferimento alla tabella precedente si evidenzia che, ai sensi e per gli effetti del Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003 il carattere strategico di un'opera o la sua rilevanza per le conseguenze di un eventuale collasso, sono definiti dalla classe d'uso.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso, come definite nel D.M. 18.

<b>Classe I:</b> Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<b>Classe II:</b> Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<b>Classe III:</b> Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<b>Classe IV:</b> Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade",

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 7 di 101
	   	Data Ott' 23		

e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Tale valore riveste notevole importanza in quanto, assumendo che la legge di ricorrenza dell'azione sismica sia un processo Poissoniano, è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento  $P_{VR}$  corrispondente allo stato limite considerato (Tabella 3.2.1 della NTC), il periodo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica.

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

<b>CLASSE D'USO</b>	I	II	III	IV
<b>COEFFICIENTE <math>C_U</math></b>	0,7	1,0	1,5	2,0

**VALORI DEL COEFFICIENTE D'USO**

Nello specifico si considera quanto segue:

**VITA NOMINALE DI PROGETTO (TAB. 2.4.I §2.4.1 NTC 2018)**

Tipo di costruzione

**Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari**

Valore minimo vita nominale di progetto  $V_N$  (anni)

50

**CLASSI D'USO (§2.4.2 NTC 2018)**

Classe d'uso dell'opera

**Classe IV**

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	MANDANTI	A	8 di 101
	   		Data Ott' 23	

Descrizione:

*Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.*

**PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA (TAB. 2.4.II §2.4.3 NTC 2018)**

Classe d'uso dell'opera	Classe IV
Coefficiente d'uso $C_u$	2
Periodo di riferimento $V_R$ (anni)	100

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA                      MANDANTI		REV. A	FOGLIO 9 di 101
	 Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	 ZITEMA s.p.a.	 sinergo	 D_VA D_VisionArchitecture
			Data Ott' 23	

## 4 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

I codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo di seguito presentati sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle proprie 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);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- 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.

### 4.1 STRAUS7 R2.4.6

Strand7 (Straus7 in Italia) è un programma di calcolo agli elementi finiti di biblioteca tipo "general-purpose" costituito da un pre-processore, solutore and post-processore. (As the entire system has been designed, researched and developed by a single development team at G+D Computing Pty Ltd, Strand7 is a highly integrated system. © 1999 G+D Computing Pty Ltd). L'input (pre-processore) è grafico in ambiente Windows e comprende tools avanzati di meshing bi- e tridimensionale per applicazioni in ambito civile, geotecnico, meccanico, termomeccanico, navale e aeronautico, rappresentabili con elementi mono- e/o bi- e/o tri-dimensionali, elementi di contatto, gap, link, ecc... L'output (post-processore) è grafico e permette un report completo sia dal punto di vista numerico che grafico, con massima flessibilità e accuratezza. Strand7 è aperto in I/O nei confronti ai più diffusi pacchetti CAD e di modellazione FEM, come NASTRAN e non presenta limiti nella grandezza e complessità dei modelli. I solutori permettono la seguente gamma di analisi: statica lineare, frequenze naturali, stabilità dell'equilibrio, statica non lineare per geometria e materiale, dinamica in regime transitorio lineare e non lineare, risposta spettrale e armonica, trasmissione del calore.



CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 10 di 101
	   	Data Ott' 23		

## 5 MATERIALI

Si riportano nel seguito le principali caratteristiche dei materiali utilizzati.

### 5.1 OPERE IN ELEVAZIONE

Le opere in esame vengono realizzate con calcestruzzo le cui caratteristiche vengono riportate nel seguito.

#### Caratteristiche del calcestruzzo (§3.1 EN 1992-1-1:2005, §11.2.10 NTC 2018)

Classe di resistenza		<b>C32/40</b>	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} =$	40	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} =$	32	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	18.13	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione media	$f_{cm} =$	40	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	2.12	MPa
Resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} =$	1.41	MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	3.02	MPa
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctfm} =$	3.63	MPa
Modulo elastico medio	$E_{cm} =$	33346	N/mm <sup>2</sup>
Peso specifico	$w =$	25	kN/m <sup>3</sup>

#### Classe di resistenza minima raccomandata (Prospetto 4.3N EN 1992-1-1:2005)

##### Corrosione indotta da carbonatazione

Classe di esposizione (prospetto 4.1 EN 1992-1-1:2005)	<b>XC4</b>
Classe di resistenza minima	C32/40
Rapporto massimo a/c	0.5
Contenuto minimo di cemento (kg/m <sup>3</sup> )	340
Contenuto minimo di aria (%)	4
Altri requisiti	-

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA		REV. A	FOGLIO 11 di 101
	MANDANTI		Data Ott' 23	
				

### Corrosione indotta da cloruri

Classe di esposizione (prospetto 4.1 EN 1992-1-1:2005)	<b>XD1</b>
Classe di resistenza minima	C32/40
Rapporto massimo a/c	0.5
Contenuto minimo di cemento (kg/m <sup>3</sup> )	340
Contenuto minimo di aria (%)	4
Altri requisiti	-

### Corrosione da attacchi gelo-disgelo

Classe di esposizione (prospetto 4.1 EN 1992-1-1:2005)	<b>XF2</b>
Classe di resistenza minima	C32/40
Rapporto massimo a/c	0.5
Contenuto minimo di cemento (kg/m <sup>3</sup> )	340
Contenuto minimo di aria (%)	4

Altri requisiti

Aggregati in accordo alla EN  
12620 con sufficiente  
resistenza al gelo/disgelo

#### 5.1.1 Acciaio per calcestruzzo ordinario

##### Barre ad aderenza migliorata B450C

Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} =$	540	MPa
Resistenza caratteristica allo snervamento	$f_{yk} =$	450	MPa
Modulo elastico	$E_s =$	210000	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza allo snervamento di progetto	$f_{yd} =$	391.30	MPa

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA		MANDANTI		REV. A	FOGLIO 12 di 101
					Data Ott' 23	

### 5.1.2 Copriferro

Il copriferro e la classe minima di calcestruzzo da adottarsi vengono assunti in base al paragrafo §C4.1.6.1.3 C-NTC 2018.

Tabella C4.1.IV - Copriferrini minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
$C_{min}$	$C_o$	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

#### Barre da C.A. – altri elementi

Classe Calcestruzzo:	C30/37
Condizioni ambientali:	aggressive
Vita nominale costruzione:	50 [anni]
Tolleranza di posa:	10 [mm]

Pertanto per il caso in esame il copriferro prescritto (ricoprimento) per le solette è pari a:

$$c = 30 (C > C_o) + 10 (\text{tolleranza}) = 40 \text{ mm}$$

## 5.2 CALCESTRUZZO PER OPERE IN FONDAZIONE

### Caratteristiche del calcestruzzo (§3.1 EN 1992-1-1:2005, §11.2.10 NTC 2018)

Classe di resistenza	<b>C28/35</b>		
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} =$	35	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} =$	28	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	15.87	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione media	$f_{cm} =$	36	MPa

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA		MANDANTI	REV. A	FOGLIO 13 di 101
					Data Ott' 23

Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1.94	MPa
Resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} =$	1.29	MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2.77	MPa
Resistenza a trazione per flessione	$f_{cfm} =$	3.32	MPa
Modulo elastico medio	$E_{cm} =$	32308	N/mm <sup>2</sup>
Peso specifico	$w =$	25	kN/m <sup>3</sup>

### **Classe di resistenza minima raccomandata (Prospetto 4.3N EN 1992-1-1:2005)**

#### **Corrosione indotta da carbonatazione**

Classe di esposizione (prospetto 4.1 EN 1992-1-1:2005)	XC2
Classe di resistenza minima	C25/30
Rapporto massimo a/c	0.55
Contenuto minimo di cemento (kg/m <sup>3</sup> )	320
Contenuto minimo di aria (%)	-
Altri requisiti	-

#### **5.2.1 Acciaio per calcestruzzo ordinario**

##### **Barre ad aderenza migliorata B450C**

Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} =$	540	MPa
Resistenza caratteristica allo snervamento	$f_{yk} =$	450	MPa
Modulo elastico	$E_s =$	210000	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza allo snervamento di progetto	$f_{yd} =$	391.30	MPa

#### **5.2.2 Copriferro**

Il copriferro e la classe minima di calcestruzzo da adottarsi vengono assunti in base al paragrafo §C4.1.6.1.3 C-NTC 2018.

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA		MANDANTI		REV. A	FOGLIO 14 di 101
					Data Ott' 23	

Tabella C4.1.IV - Copriferrì minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
$C_{min}$	$C_0$	ambiente	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
<del>C30/37</del>	<del>C40/50</del>	<del>aggressivo</del>	<del>25</del>	<del>30</del>	<del>30</del>	<del>35</del>	<del>35</del>	<del>40</del>	<del>40</del>	<del>45</del>
<del>C35/45</del>	<del>C45/55</del>	<del>molto ag.</del>	<del>35</del>	<del>40</del>	<del>40</del>	<del>45</del>	<del>45</del>	<del>50</del>	<del>50</del>	<del>50</del>

### Barre da C.A. – elementi a piastra

Classe Calcestruzzo:	C28/35
Condizioni ambientali:	ordinarie
Vita nominale costruzione:	50 [anni]
Tolleranza di posa:	10 [mm]

Pertanto per il caso in esame il copriferrò prescritto per la platea di fondazione è pari a:

$$c = 20 (C_{min} < C_0 < C) + 10 (\text{tolleranza}) = 30 \text{ mm} \rightarrow 40 \text{ mm}$$

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 15 di 101
	   		Data Ott' 23	

## 6 ANALISI STRUTTURALE E METODI DI VERIFICA

Si riporta nel seguito una breve descrizione dei metodi di calcolo e dei criteri di verifica adottati.

### 6.1 CRITERI DI VERIFICA

In accordo alla normativa vigente il metodo di verifica adottato è il Metodo Semiprobabilistico agli Stati limite.

### 6.2 METODO PSEUDO-STATICO

Il sisma per il caso in esame viene preso in conto secondo il metodo pseudostatico. L'analisi pseudo-statica lineare viene condotta applicando alla struttura un'azione sismica rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. I valori dei coefficienti sismici verticale e orizzontale vengono calcolati mediante le seguenti espressioni: coefficiente sismico orizzontale

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

coefficiente sismico verticale

$$k_v = \pm \frac{k_h}{2}$$

Essendo:

- $\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
- $a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito
- $g$  = accelerazione di gravità

Il valore del coefficiente di riduzione  $\beta_m$  assume i seguenti valori:

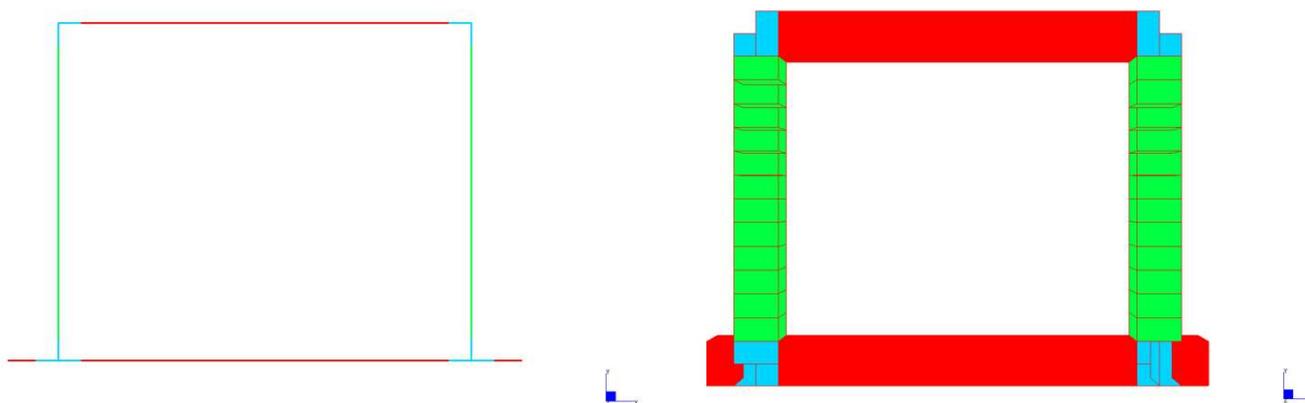
- $\beta_m = 0.38$  allo SLV
- $\beta_m = 0.47$  allo SLD.

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA		REV. A	FOGLIO 16 di 101
	MANDANTI		Data Ott' 23	
				
				

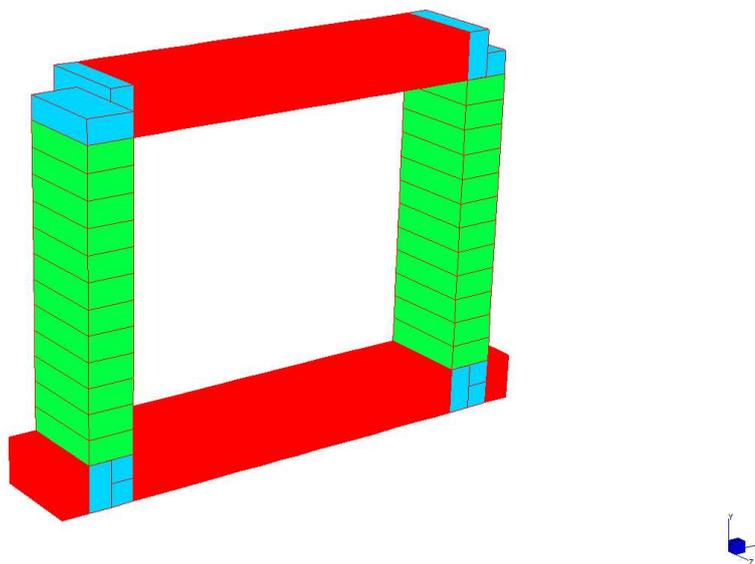
### 6.3 MODELLO DI CALCOLO

Viene realizzato un modello di calcolo agli elementi finiti attraverso elementi beam di base pari ad 1 m. Tale modellazione è giustificata dal fatto che il manufatto in esame è caratterizzato da uno stato piano di deformazione. Le zone nodali sono infinitamente rigide e pertanto modellate attraverso beam di elevata rigidità.

Si riporta nel seguito un'immagine del modello utilizzato.



**MODELLO DI CALCOLO: VISTA SOLIDA E FILIFORME**



**MODELLO DI CALCOLO**

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	MANDANTI	A	17 di 101
	   	Data Ott' 23		

La soletta inferiore poggia su molle alla Winkler, la cui costante è assunta, sulla base delle indagini e della caratterizzazione geologico-geotecnica effettuata, pari a:

$$k_w = 10000 \text{ kN/m}^3$$

Si riporta nel seguito un dettaglio delle molle inserite nel modello di calcolo.



**DETTAGLIO DELLE MOLLE ALLA WINKLER UTILIZZATE NEL MODELLO DI CALCOLO**

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA		REV. A	FOGLIO 18 di 101
	MANDANTI		Data Ott' 23	
				

## 7 ANALISI DEI CARICHI

Si riporta nel seguito l'analisi dei carichi relativa all'opera in esame.

### 7.1 PESI PROPRI STRUTTURALI (G<sub>1</sub>)

#### 7.1.1 Calcestruzzo

Il peso degli elementi in calcestruzzo è calcolato con il seguente valore per unità di volume:

$$\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

### 7.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G<sub>2</sub>)

I carichi permanenti da considerare vengono elencati nel seguito nel loro valore a metro di sviluppo di implacato. I carichi vengono espressi nel seguito per metro di larghezza del manufatto in esame; vengono poi moltiplicate per la larghezza dello stesso per ottenere i carichi da inserire nel modello di calcolo.

#### 7.2.1 Pavimentazione

Si considera un peso per unità di volume della pavimentazione di 24 kN/m<sup>3</sup> e uno spessore di 15 cm (per considerare eventuale riasfaltatura senza scarifica).

$$G_{2,1} = 0.15 \times 24 = 3.6 \text{ kN/m}$$

Si considera inoltre la pavimentazione interna al sottovia (pacchetto da 30 cm); si utilizza un peso per unità di volume della pavimentazione di 24 kN/m<sup>3</sup> e uno spessore di 30 cm.

$$G_{2,1} = 0.30 \times 24 = 7.2 \text{ kN/m}$$

#### 7.2.2 Guardrail

Si considera un peso per unità di lunghezza dei guard rail 1.5 kN/m per ciascun elemento.

$$G_{2,2} = 1.5 \text{ kN/m}$$

#### 7.2.3 Cordoli

Si considera un cordolo di dimensioni 75 x 220 cm. Pertanto si ottiene:

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	MANDANTI	A	19 di 101
	   		Data Ott' 23	

$$G_{2,3} = 2.2 \times 0.75 \times 25 = 41.25 \text{ kN/m}$$

#### 7.2.4 Veletta

Si considera un peso a metro lineare della veletta prefabbricata pari a:

$$G_{2,4} = 1.50 \text{ kN/m}$$

#### 7.2.5 Rilevati e spinta delle terre (g<sub>3</sub>)

Si riportano inoltre le caratteristiche del terreno assunte per il calcolo:

##### Caratteristiche del terreno a tergo della spalla

Peso proprio	Y =	<b>20</b>	kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	φ =	<b>35</b>	°
Coefficiente di spinta a riposo	k <sub>0</sub> =	<b>0.426</b>	

La geometria dei piedritti è invece la seguente:

##### Piedritti

Altezza piedritti	h =	<b>4.80</b>	m
Spessore piedritti	t =	<b>0.5</b>	m
Peso specifico materiale piedritti	Y =	<b>25</b>	kN/m <sup>3</sup>

#### 7.2.5.1 Spinte agenti sui piedritti in condizioni statiche

Si suppongono in questo caso condizioni di spinta a riposo:

$$k_0 = 1 - \text{sen}\varphi$$

##### 7.2.5.1.1 Carichi g<sub>2</sub> e g<sub>3</sub>

In considerazione delle incertezze relative alla determinazione dell'altezza del rilevato, si considera un'altezza dello stesso pari a 0.8 m. Per quanto riguarda la diffusione dei carichi tandem, a favore di sicurezza e per i motivi di sopra esposti, si considera invece un'altezza del rilevato pari a 0.3 m.

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA		MANDANTI	REV. A	FOGLIO 20 di 101
					Data Ott' 23

### Rilevato

Altezza terreno rilevato	$h_{ter} =$	<b>0.8</b>	m
Peso specifico terreno rilevato	$\gamma_{ter} =$	<b>20</b>	kN/m <sup>3</sup>
Spinta verticale terreno rilevato	$p_{ter,v} =$	16	kN/m
Spinta orizzontale terreno rilevato	$p_{ter,h} =$	6.82	kN/m

### Pavimentazione

Altezza pavimentazione	$h_{pav} =$	<b>0.15</b>	m
Peso specifico pavimentazione	$\gamma_{pav} =$	<b>24</b>	kN/m <sup>3</sup>
Spinta verticale pavimentazione	$p_{pav,v} =$	3.6	kN/m
Spinta orizzontale pavimentazione	$p_{pav,h} =$	1.41	kN/m

### Spinta delle terre (q<sub>3</sub>)

#### Terreno a monte del piedritto

Altezza terreno a monte del piedritto	$h =$	4.80	m
Spinta verticale terreno a monte	$p_{tm,v} =$	90	kN/m
Spinta orizzontale terreno a monte	$p_{tm,h} =$	38.34	kN/m

#### 7.2.5.1.2 Carichi da traffico

Si faccia riferimento al l'apposito paragrafo per la descrizione generale dei carichi da traffico utilizzati per il caso in esame.

Si riporta nel seguito il valore degli stessi, considerando un opportuno criterio di diffusione all'interno del rilevato. Si riporta inoltre la spinta sui piedritti dovuta ai carichi da traffico, quando questi stazionino al di fuori della soletta superiore, in prossimità del piedritto.

### Azioni variabili da traffico (q<sub>1</sub>)

Secondo quanto riportato al §C5.1.3.3.5.1 della CNTC18, per rilevati e terrapieni adiacenti al ponte "[...] si può considerare applicato lo schema di carico 1 in cui, per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,20 m. In un rilevato correttamente consolidato, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30°."

#### Area di diffusione carichi tandem

Larghezza impronta	$b_{tandem} =$	<b>3</b>	m
Lunghezza impronta	$L_{tandem} =$	<b>2.2</b>	m
Angolo di diffusione pavimentazione	$\alpha_{pav} =$	<b>45</b>	°

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA		MANDANTI	REV. A	FOGLIO 21 di 101
					Data Ott' 23

Angolo di diffusione rilevato	$\alpha_{ril} =$	<b>30</b>	°
Altezza pavimentazione	$h_{pav} =$	0	m
Altezza rilevato	$h_{ril} =$	0.3	m
Lunghezza diffusione carico tandem	$L_{diff} =$	2.55	m
Larghezza diffusione carico tandem	$b_{diff} =$	3.35	m

#### Area di diffusione carichi da traffico distribuito

Larghezza corsia	$b_{distr} =$	<b>3</b>	m
Larghezza diffusione carico distribuito	$b_{diff} =$	3.35	m

#### Schema di carico 1

Corsia	Larghezza (m)	Carico distribuito (kN/m <sup>2</sup> )	Carico tandem (kN)
Corsia 1	<b>3</b>	<b>9</b>	<b>600</b>

Area su cui agisce il carico tandem	$A_{diff} =$	8.52	m <sup>2</sup>
Carichi tandem agenti su $A_{diff}$	$q_{ik} =$	70.41	kN/m <sup>2</sup>
Carichi da traffico distribuiti	$q_{tr,q} =$	8.07	kN/m <sup>2</sup>
Spinta orizzontale tandem	$q_{tr,Q,h} =$	30.03	kN/m
Spinta orizzontale traffico distribuito	$q_{tr,q,h} =$	3.44	kN/m

#### 7.2.5.2 Spinte agenti sul piedritto in condizioni sismiche

Per valutare le spinte in condizioni sismiche si utilizza la teoria di Mononobe-Okabe.

#### Coefficienti di spinta di Mononobe-Okabe

Inclinazione paramento interno della spalla	$\psi =$	<b>90</b>	°
Angolo d'attrito efficace del terreno di riempimento a tergo della spalla	$\phi' =$	35	°

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	MANDANTI	A	22 di 101
	 <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	 <b>ZITEMA</b> S.p.A.	 <b>sinergo</b>	
			 <b>D_VA</b> D_VisionArchitecture	
			Data Ott' 23	

Angolo d'attrito terra-paramento	$\delta =$	23.3	°
Inclinazione del terreno a tergo della spalla	$\varepsilon =$	0	°
Accelerazione attesa al suolo	$a_g =$	<b>0.224</b>	g
Parametro S	$S =$	<b>1.2</b>	
Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	$a_{max} =$	0.268	g
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito	$\beta_m =$	<b>0.38</b>	
Coefficiente sismico orizzontale	$k_h =$	0.127	
Coefficiente sismico verticale	$k_v =$	0.063	
Angolo $\vartheta+$	$\vartheta+ =$	6.84	
Angolo $\vartheta-$	$\vartheta- =$	7.77	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche $k_{a+}$	$k_{a+} =$	0.304	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche $k_{a-}$	$k_{a-} =$	0.311	
Il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche utilizzato è quello che restituisce i valori di spinta maggiori e pari a	$k_a =$	0.311	

### Terreno di riporto

Spinta orizzontale in condizioni sismiche terreno di riporto	$p_{terr,sism,h} =$	4.54	kN/m
--	---------------------	------	------

### Pavimentazione

Spinta orizzontale in condizioni sismiche pavimentazione	$p_{pav,sism,h} =$	0.94	kN/m
--	--------------------	------	------

### Spinta delle terre ( $g_3$ )

#### **Terreno a monte del piedritto**

Spinta orizzontale in condizioni sismiche terreno a monte	$p_{tm,sism,h} =$	31.82	kN/m
---	-------------------	-------	------

#### 7.2.5.3 Riepilogo delle spinte agenti sui piedritti

Le spinte agenti sui piedritti in condizione statica e sismica vengono riportate nel seguito:

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 23 di 101
	   	Data Ott' 23		

### Riepilogo carichi agenti sul muro frontale della spalla

Spinta orizzontale dovuta a:	Condizioni statiche (kN/m)	Condizioni sismiche (kN/m)
Terreno di riporto	6.82	4.54
Pavimentazione	1.41	0.94
Terreno a monte	38.34	31.82
Terreno a valle	0.00	0.00
Traffico tandem	30.03	19.99
Traffico distribuito	3.44	2.29

## 7.3 DISTORSIONI E DEFORMAZIONI IMPRESSE

### 7.3.1 Effetti reologici dovuti a ritiro ( $\epsilon_2$ ) e viscosità del calcestruzzo ( $\epsilon_3$ )

Si riporta nel seguito il calcolo relative al coefficiente di viscosità del calcestruzzo, ricavato secondo i contenuti dell'Appendice B EN 1992-1-1:2004+A1. Il perimetro bagnato considerate nei calcoli è il seguente:

$$u = 1 + 1 = 2 \text{ m}$$

#### Calcolo del coefficiente di viscosità (Appendice B EN 1992-1-1:2004+A1)

Umidità relativa	$R_H =$	<b>80</b>	%
Coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa sul coefficiente nominale di viscosità	$\phi_{RH} =$	1.21	
	$\alpha_1 =$	0.87	
Coefficienti che prendono in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo	$\alpha_2 =$	0.96	
	$\alpha_3 =$	0.90	
Coefficiente che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità	$\beta(f_{cm}) =$	2.56	
Area della sezione trasversale	$A_c =$	<b>500000</b>	mm <sup>2</sup>
Perimetro dell'elemento a contatto con l'atmosfera (considerare anche un lato nelle sezioni di estremità)	$u =$	<b>2000</b>	mm
Dimensione fittizia dell'elemento	$h_0 =$	500.00	mm
Età del calcestruzzo, in giorni, al momento considerato	$t =$	<b>1000000</b>	giorni
Età del calcestruzzo, in giorni, al momento dell'applicazione del carico	$t_0 =$	<b>7</b>	giorni
Coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico sul coefficiente nominale di viscosità	$\beta(t_0) =$	0.63	
Coefficiente nominale di viscosità	$\phi_0 =$	1.97	
Coefficiente dipendente dall'umidità relativa ( $R_H$ in %) e dalla dimensione fittizia dell'elemento ( $h_0$ in millimetri)	$\beta_H =$	1335.25	<1500a <sup>3</sup> , OK

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA		MANDANTI	REV. A	FOGLIO 24 di 101
					Data Ott' 23

Coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo l'applicazione del carico

$$\beta_c(t, t_0) = 1.00$$

Coefficiente di viscosità

$$\varphi(t, t_0) = 1.97$$

Si assume pertanto una variazione di temperatura uniforme equivalente, applicata nel modello di calcolo su tutta la soletta:

$$\Delta T_{eq} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_{c,\infty}}{\alpha_c \cdot E_{c,0}}$$

Per il caso in esame si ottiene:

### **CALCOLO DELLA DEFORMAZIONE PER RITIRO (§11.2.10.6 NTC 2018)**

#### **Ritiro per essiccamento**

Resistenza caratteristica a compressione	$f_{ck} =$	<b>35</b>	MPa
Umidità relativa	$R_H =$	<b>70</b>	%
Ritiro per essiccamento a tempo $t = t_0$	$\varepsilon_{c0} =$	<b>-0.255</b>	%
Perimetro bagnato	$u =$	<b>2</b>	m
Area sezione soletta	$A_c =$	<b>0.5</b>	m <sup>2</sup>
$h_0 = 2A_c / u$	$h_0 =$	<b>500.00</b>	mm
Parametro $k_h$	$k_h =$	<b>0.700</b>	%
Valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento	$\varepsilon_{cd,\infty} =$	<b>-0.0001785</b>	

#### **Ritiro autogeno**

Valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno	$\varepsilon_{ca,\infty} =$	<b>-0.0000625</b>	
--	-----------------------------	-------------------	--

#### **Deformazione totale per ritiro**

Deformazione totale per ritiro a tempo $t = t_\infty$	$\varepsilon_{cs,\infty} =$	<b>-0.000241</b>	
---	-----------------------------	------------------	--

#### **Sollecitazioni dovute alla deformazione da ritiro**

Modulo di elasticità longitudinale $t = t_0$	$E_{c,0} =$	<b>34077</b>	MPa
Modulo di elasticità longitudinale $t = t_\infty$	$E_{c,\infty} =$	<b>11491</b>	MPa
Coefficiente di dilatazione termica calcestruzzo	$\alpha =$	<b>0.000012</b>	1/°C
Sforzo normale agente sulla soletta per ritiro (compressione)	$N_{rit} =$	<b>1384.7</b>	kN
Variazione termica equivalente	$\Delta T_{eq} =$	<b>-6.8</b>	°C

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA		REV. A	FOGLIO 25 di 101
	MANDANTI		Data Ott' 23	
	 Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	 ZIRMA s.p.a.	 sinergo	 D_VA D_VisionArchitecture

### 7.3.2 Cedimenti vincolari ( $\epsilon_4$ )

Non sono stati considerati cedimenti imposti come condizione di carico secondo quanto indicato dal § 5.1.3.2 delle NTC18, in quanto, visto lo schema statico (campate isostatiche in semplice appoggio), i loro effetti sono nulli ai fini della verifica delle strutture.

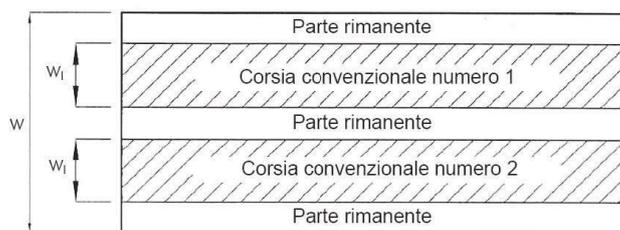
## 7.4 CARICHI VARIABILI

### 7.4.1 Azioni variabili da traffico. Carichi verticali ( $q_1$ )

I carichi verticali da traffico sono definiti dai seguenti schemi di carico comprensivi degli effetti dinamici, disposti su corsie convenzionali. Le larghezze  $w_1$  delle corsie convenzionali sulla superficie carrabile ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente.

Se non diversamente specificato, qualora la piattaforma di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

- se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.
- se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.



ESEMPIO DI NUMERAZIONE DELLE CORSIE

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA		REV. A	FOGLIO 26 di 101
	MANDANTI		Data Ott' 23	
				

#### NUMERO E LARGHEZZA DELLE CORSIE

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla superficie carrabile e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc. Quando la superficie carrabile è costituita da due parti separate portate da uno stesso impalcato, le corsie sono numerate considerando l'intera superficie carrabile, cosicché vi è solo una corsia 1, solo una corsia 2 ecc., che possono appartenere alternativamente ad una delle due parti. Quando la superficie carrabile consiste di due parti separate portate da due impalcati indipendenti, per il progetto di ciascun impalcato si adottano numerazioni indipendenti. Quando, invece, gli impalcati indipendenti sono portati da una singola pila o da una singola spalla, per il progetto della pila o della spalla si adotta un'unica numerazione per le due parti. Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale si applicano gli Schemi di Carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

##### 7.4.1.1 Schemi di carico

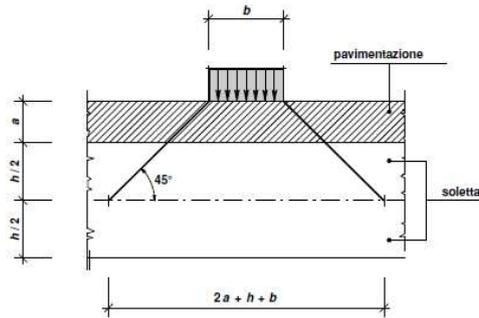
Nel seguito si considerano gli schemi di carico sotto riportati. Sull'allargamento in esame grava il solo carico da folla.

##### **Schema di carico 5**

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

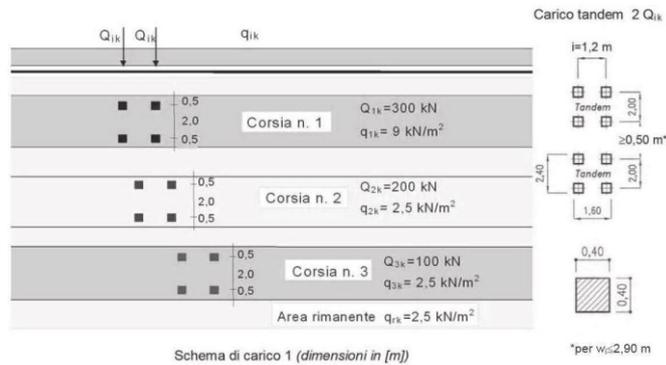
##### 7.4.1.2 Diffusione dei carichi

I carichi concentrati si considerano uniformemente ripartiti sulla relativa impronta con una diffusione a 45° fino al piano medio della soletta; nel caso di elementi monodimensionali il carico si diffonde solo nel senso del suo asse.

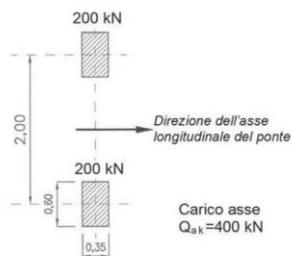


**7.4.1.3** Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose

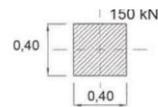
Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della superficie carrabile, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna corsia in 3,00 m.



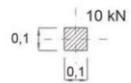
Schema di carico 1 (dimensioni in [m])



Schema di carico 2 (dimensioni in [m])



Schema di carico 3 (dimensioni in [m])



Schema di carico 4 (dimensioni in [m])



Schema di carico 5

**SCHEMI DI CARICO 1 – 5 (DIMENSIONI IN M)**

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE	REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	A	28 di 101
	MANDANTI	Data	
	   	Ott' 23	

In ogni caso il numero delle corsie non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della superficie carrabile sia inferiore a 5,40 m. La disposizione dei carichi ed il numero delle corsie sulla superficie carrabile saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata. Si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi:

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

**INTENSITÀ DEI CARICHI  $Q_{ik}$  E  $q_{ik}$  PER LE DIVERSE CORSIE**

**7.4.2 Azioni variabili da traffico. Incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità strutturali ( $q_2$ )**

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità. In casi particolari, come ad esempio in prossimità dei giunti di dilatazione, può essere necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale  $q_2$ , da valutare in riferimento alla specifica situazione considerata.

Per il caso in esame non è necessario tenere in conto di tali effetti.

**7.4.3 Azioni variabili da traffico. Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione ( $q_3$ )**

La forza di frenamento o di accelerazione  $q_3$  è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2Q_{1k}) + 0.1q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Dove  $w_1$  è larghezza della corsia e  $L$  la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

Per il caso in esame:

**Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione  $q_3$**

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA		MANDANTI	REV. A	FOGLIO 29 di 101
					Data Ott' 23

Larghezza della corsia	$w_l =$	<b>3</b>	m
Lunghezza della zona caricata	$L =$	<b>5.2</b>	m
Carico asse corsia 1	$Q_{1k} =$	<b>300</b>	kN
Carico distribuito corsia 1	$q_{1k} =$	<b>9</b>	kN/m <sup>2</sup>
Azione frenamento/accelerazione	$q_3 =$	374.04	kN
		$180 \text{ kN} < q_3 < 900 \text{ kN} ?$	✓

#### 7.4.4 Azioni variabili da traffico. Azione centrifuga ( $q_4$ )

L'impalcato del ponte in esame è ad asse rettilineo, pertanto viene trascurata l'azione centrifuga.

#### 7.4.5 Azione del vento ( $q_{5,1}$ )

L'azione del vento non è dimensionante per il caso in esame.

#### 7.4.6 Azione della neve ( $q_{5,2}$ )

Secondo normativa, il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti. Poiché il carico neve risulta essere di intensità inferiore ai carichi mobili, viene trascurato.

#### 7.4.7 Azioni della temperatura ( $q_7$ )

La variazione di temperatura riguarda principalmente la soletta superiore, in quanto elemento meno protetto termicamente della struttura, e maggiormente esposto all'irraggiamento e alla convezione.

Si considerano, secondo la norma, un effetto di variazione uniforme nello spessore della soletta (espansione/contrazione) e un gradiente di temperatura fra intradosso ed estradosso (estradosso caldo/estradosso freddo).

- Variazione termica uniforme:

La massima escursione di temperatura viene ricavata in base a quanto prescritto al paragrafo 3.5.2 NTC 2018, essendo questa funzione dell'altitudine e della zona su cui sorge la costruzione.

#### Azione termica uniforme

Quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione  $a_s =$  **115** m

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA		MANDANTI	REV. <b>A</b>	FOGLIO 30 di 101
					Data Ott' 23

Regione di appartenenza del sito in esame	<b>Toscana</b>		
Zona	Zona II		
Temperatura minima dell'aria esterna	$T_{min} =$	-15.46	°C
Temperatura massima dell'aria esterna	$T_{max} =$	41.31	°C
Temperatura iniziale	$T_0 =$	<b>15</b>	°C
Differenza di temperatura negativa	$\Delta T^- =$	-30.46	°C
Differenza di temperatura positiva	$\Delta T^+ =$	26.31	°C
Differenza di temperatura usato nei calcoli (arrotond.)	$\Delta T =$	31	°C

- Variazione termica differenziale

#### **Azione termica differenziale (Tab. 6.1 EN 1991-1-5)**

Tipo di impalcato	<b>Impalcato a solettone in c.a.</b>		
Variazione termica differenziale (estradosso caldo)	$\Delta T_{M,heat} =$	15	°C
Variazione termica differenziale (intradosso caldo)	$\Delta T_{M,cool} =$	8	°C
Spessore strato di ricoprimento	$h =$	<b>70</b>	cm
Coefficiente $k_{sur}$	$k_{sur} =$	<b>0.6</b>	
Variazione termica differenziale con ricoprimento (estradosso caldo)	$\Delta T_{M,heat} =$	9	°C
Variazione termica differenziale con ricoprimento (intradosso caldo)	$\Delta T_{M,cool} =$	4.8	
Spessore elemento	$h_{sol} =$	<b>0.5</b>	m
Gradiente di temperatura (estradosso caldo)	$grad.^+ =$	18	°C/m
Gradiente di temperatura (intradosso caldo)	$grad.^- =$	9.60	°C/m

*A favore di sicurezza si userà, sia per il gradiente termico positivo che per quello negativo, il valore di calcolo più gravoso tra i due*

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA		REV. A	FOGLIO 31 di 101
	MANDANTI		Data Ott' 23	
				

#### 7.4.8 Resistenze passive dei vincoli ( $q_9$ )

Non presenti nel caso in esame.

### 7.5 AZIONE SISMICA

L'azione sismica è definita dagli spettri di risposta elastici in accelerazioni orizzontali, definiti in base al §3.2.3.2.2 delle NTC18. In particolare lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T \leq T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T} \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}
 \end{aligned}$$

nelle quali  $T$  e  $S_e$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

Inoltre:

- $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima al sito su suolo rigido, determinata in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ ;
- $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente  $S = S_S \cdot S_T$ , essendo  $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vd. *Tabella 3.2.V*) e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica (vd. *Tab. 3.2.V*);
- $\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione  $\eta = 10/(5 + \xi) \geq 0.55$ , dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- $F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2;
- $T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da  $T_C = C_C \cdot T_C^*$  dove  $T_C^*$  è definito al §3.2 e  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vd. *Tabella 3.2.IV*);
- $T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,  $T_B = T_C/3$ ;

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 32 di 101
	   		Data Ott' 23	

- $T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:  $T_D = 4.0 \cdot (a_g/g) + 1.6$ .

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

#### ESPRESSIONI DI $S_s$ E $C_c$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

#### VALORI DEL COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA $S_T$

La categoria sismica è la categoria di sottosuolo B.

#### 7.5.1 Parametri sismici

In base a quanto descritto nel D.M. 17/01/2018 la *pericolosità sismica* in un generico sito deve essere descritta:

- in termini di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo, denominato reticolo di riferimento, i cui nodi non distano più di 10 km.

Le forme spettrali previste dal D.M. 17/01/2018 sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F^0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA		REV. A	FOGLIO 33 di 101
	MANDANTI		Data Ott' 23	
				

Nelle norme tecniche NTC 2018 sono forniti, secondo un reticolo di riferimento e per differenti intervalli di riferimento, i parametri sismici  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_c$  per un sito rigido orizzontale (come definiti al paragrafo 3.2) necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Qualora l'area in esame non ricada in corrispondenza dei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri di interesse possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento, mediante la seguente espressione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 p_i}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

in cui:

- $p$  è il valore del parametro di interesse nel punto in esame;
- $p_i$  è il valore del parametro di interesse nell' $i$ -esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;
- $d_i$  è la distanza del punto in esame dall' $i$ -esimo punto della maglia suddetta.

Di seguito si riportano i valori dei parametri sismici  $a_g$  agli SLV, ricavati mediante il programma "Spettri NTC ver.1.0.3.xls", disponibile sul sito <http://www.cslp.it/cslp/>, inserendo le coordinate geografiche di inizio tracciato, fine tracciato e dei punti più significativi in corrispondenza delle principali opere d'arte maggiori.

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 34 di 101
	   	Data Ott' 23		

Comune	Zona sismica	Opera	ag [SLV; TR=949]
Rufina	2 [ag=0.216]	Inizio tracciato	0,207
Pontassieve	3 [ag=0.183]	Viadotto 1 - Spalla Nord	0,208
		Rotatoria	0,210
		Viadotto 2 - Spalla Nord	0,220
		Galleria - Imbocco Sud	0,220
		Galleria	0,222
		Galleria - Imbocco Nord	0,223
Rufina	2 [ag=0.216]	Viadotto 3 - Spalla Nord	0,224
		<b>Fine tracciato</b>	<b>0,224</b>

I valori riportati sono stati ottenuti in funzione del periodo di ritorno  $T_R$  e di una vita di riferimento  $V_R=100$  anni.

Nell'ottica di una caratterizzazione sismica adeguata, sulla base della tipologia di rilievo e delle opere attraversate dal tracciato, si è scelto di utilizzare i dati dei parametri sismici relativi a fine tracciato, che forniscono, per l'area in esame, i valori di  $a_g$  più elevati. In particolare, si riportano di seguito i valori dei parametri sismici  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_{c(s)}$  ricavati mediante il programma "Spettri NTC ver.1.0.3.xls" da utilizzare in fase progettuale:

#### Fine tracciato (11.498576- 43.837345)

	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$	$T^*_{c}$ (s)
SLO	60	0,079	2,461	0,272
SLD	101	0,098	2,441	0,278
SLV	949	0,224	2,377	0,303
SLC	1950	0,280	2,409	0,314

#### 7.5.2 Metodo pseudostatico

Si riportano nel seguito le forze da applicare al modello di calcolo secondo quanto previsto dal metodo pseudostatico.

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 35 di 101
	   	Data Ott' 23		

### **METODO PSEUDOSTATICO**

Accelerazione attesa al suolo	$a_g = 0.226$ g
Parametro S	$S = 1.200$
Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	$a_{max} = 0.268$ g
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito	$\beta_m = 0.380$
Coefficiente sismico orizzontale	$k_h = 0.127$
Coefficiente sismico verticale $k_v$	$k_v = 0.063$

### **- Soletta superiore**

#### **Azione inerziale peso proprio $g_1$**

Base sezione soletta	$b = 1$ m
Altezza sezione soletta	$h = 0.5$ m
Peso specifico materiale soletta	$Y = 25$ kN/m <sup>3</sup>
Peso soletta	$g_1 = 12.5$ kN/m
Azione inerziale orizzontale peso proprio soletta	$p_{g1,sol,h} = 1.58$ kN/m
Azione inerziale verticale peso proprio soletta	$p_{g1,sol,v} = 0.79$ kN/m

#### **Azione inerziale carico permanente $g_2$**

Altezza terreno di riporto	$h_{ter} = 0.8$ m
Peso specifico terreno di riporto	$Y_{ter} = 20$ kN/m <sup>3</sup>
Altezza pavimentazione	$h_{pav} = 0.15$ m
Peso specifico pavimentazione	$Y_{pav} = 22$ kN/m <sup>3</sup>
Azione inerziale orizzontale carichi $g_2$	$p_{g2,sol,h} = 2.45$ kN/m
Azione inerziale verticale carichi $g_2$	$p_{g2,sol,v} = 1.24$ kN/m

#### **Azione inerziale carico da traffico $q_1$**

Carichi tandem agenti su $A_{diff}$	$q_{ik} = 70.41$ kN/m <sup>2</sup>
Carichi da traffico distribuiti agenti su $b_{diff}$	$q_{tr,q} = 8.07$ kN/m <sup>2</sup>
Azione inerziale orizzontale carichi da traffico (tandem)	$p_{Q1,h} = 8.94$ kN/m
Azione inerziale verticale carichi da traffico (tandem)	$p_{Q1,v} = 4.47$ kN/m
Azione inerziale orizzontale carichi da traffico (distribuiti)	$p_{q1,h} = 1.02$ kN/m
Azione inerziale verticale carichi da traffico (distribuiti)	$p_{q1,v} = 0.51$ kN/m

### **Piedritti**

#### **Azione inerziale peso proprio $g_1$**

Base sezione piedritti	$b = 1$ m
Altezza sezione piedritti	$h = 0.5$ m
Peso specifico materiale piedritti	$Y = 25$ kN/m <sup>3</sup>
Peso piedritti	$g_1 = 12.5$ kN/m
Azione inerziale orizzontale peso proprio piedritti	$p_{g1,sol,h} = 1.58$ kN/m
Azione inerziale verticale peso proprio piedritti	$p_{g1,sol,v} = 0.79$ kN/m

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	MANDANTI	A	36 di 101
	 <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	 <b>ZITEMA</b> INGEGNERIA, ARCHITETTURA, AMBIENTE	 <b>sinergo</b>	
			 <b>D_VA</b> D_VisionArchitecture	
			Data Ott' 23	

## 7.6 RIEPILOGO DEI CARICHI AGENTI

Si riporta nel seguito un riassunto dei carichi agenti sul manufatto in esame.

### SOLETTA SUPERIORE

#### Carichi statici

##### **Peso proprio $g_1$**

Calcolato automaticamente dal software. Non dà luogo a spinte sui piedritti

##### **Carichi permanenti portati $g_2$**

##### ***Pavimentazione + Terreno di riporto***

Spinta verticale pavimentazione  $g_2 = 19.3 \text{ kN/m}$

#### **Carichi accidentali**

##### ***Carichi da traffico $q_1$***

Lunghezza impronta carico  $L_{imp} = 2.55 \text{ m}$

Carichi tandem  $Q_1 = 70.41 \text{ kN/m}$

Carichi distribuiti  $q_1 = 8.07 \text{ kN/m}$

#### **Carichi sismici (da metodo pseudo-statico)**

##### **Peso proprio $g_1$**

Azione inerziale orizzontale peso proprio soletta  $p_{g1,sol,h} = 1.58 \text{ kN/m}$

Azione inerziale verticale peso proprio soletta  $p_{g1,sol,v} = 0.79 \text{ kN/m}$

##### **Carichi permanenti portati $g_2$**

Azione inerziale orizzontale carichi  $g_2$   $p_{g2,sol,h} = 2.45 \text{ kN/m}$

Azione inerziale verticale carichi  $g_2$   $p_{g2,sol,v} = 1.24 \text{ kN/m}$

#### **Carichi accidentali**

Azione inerziale orizzontale carichi da traffico (tandem)  $p_{Q1,h} = 8.94 \text{ kN/m}$

Azione inerziale verticale carichi da traffico (tandem)  $p_{Q1,v} = 4.47 \text{ kN/m}$

Azione inerziale orizzontale carichi da traffico (distribuiti)  $p_{q1,h} = 1.02 \text{ kN/m}$

Azione inerziale verticale carichi da traffico (distribuiti)  $p_{q1,v} = 0.51 \text{ kN/m}$

### PIEDRITTI

##### **Peso proprio $g_1$**

Azione inerziale orizzontale peso proprio piedritti  $p_{g1,sol,h} = 1.58 \text{ kN/m}$

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA                      MANDANTI		REV. A	FOGLIO 37 di 101
	 Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	 ZITEMA s.p.a.		 D_VA D_VisionArchitecture

Azione inerziale verticale peso proprio piedritti  $p_{g1,sol,v} = 0.79 \text{ kN/m}$

### Riepilogo carichi agenti sul muro frontale della spalla

Spinta orizzontale dovuta a:	Condizioni statiche (kN/m)	Condizioni sismiche (kN/m)
Terreno di riporto	6.82	4.54
Pavimentazione	1.41	0.94
Terreno a monte	38.34	31.82
Terreno a valle	0.00	0.00
Traffico tandem	30.03	19.99
Traffico distribuito	3.44	2.29

## 7.7 COMBINAZIONI DI CARICO E FASI DI CALCOLO

### 7.7.1 Combinazioni S.L.U.

Allo Stato Limite Ultimo la combinazione di riferimento è quella fondamentale:

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

dove:

$G_1$	valore caratt. delle azioni da peso proprio;
$G_2$	valore caratt. delle azioni da carichi permanenti portati;
$Q_{k1}$	valore caratt. dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
$Q_{ki}$	valore caratt. delle azioni variabili tra loro indipendenti;
$P$	valore caratt. delle deformazioni impresse;
$\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$	coefficienti parziali per le azioni;
$\psi_{0i}$	coefficienti di comb. per le verifiche allo stato limite ultimo.

### 7.7.2 Combinazioni S.L.E.

Agli Stati limite di Esercizio si considerano invece le seguenti:

- Combinazione caratteristica (rara)

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

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 38 di 101
	   		Data Ott' 23	

- Combinazione frequente

$$G1 + G2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente

$$G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

### 7.7.3 Casi di carico elementari

I casi di carico elementari inseriti nel modello sono quelle riportate nel seguito.

---

permanenti g1

Permanenti portati g2

ritiro e2

---

Traffico distribuito

Tandem 1

Tandem 2

Tandem 3

Tandem 4

Tandem 5

---

temperatura uniforme e3 (contrazione)

temperatura uniforme e3 (espansione)

gradiente temperatura e3 (estradosso caldo)

gradiente temperatura e3 (intradosso caldo)

---

Spinta statica: Terreno di riporto

Spinta statica: pavimentazione

Spinta statica: terreno

Spinta statica: traffico distribuito

Spinta statica: Tandem

---

SISMICA PSEUDOST.: PP soletta + piedritti orizzontale

SISMICA PSEUDOST.: PP Soletta + piedritti verticale

SISMICA PSEUDOST.: G2 orizzontale

SISMICA PSEUDOST.: G2 verticale

---

SISMICA PSEUDOST.: TANDEM ORIZZONTALE

SISMICA PSEUDOST.: TANDEM VERTICALE

SISMICA PSEUDOST.: TRAFFICO DISTRIBUITO ORIZZONTALE

SISMICA PSEUDOST.: TRAFFICO DISTRIBUITO VERTICALE

---

SPINTA SISMICA PIEDRITTI: RILEVATO (G2)

SPINTA SISMICA PIEDRITTI: PAVIMENTAZIONE (G2)

SPINTA SISMICA PIEDRITTI; TERRENO

---

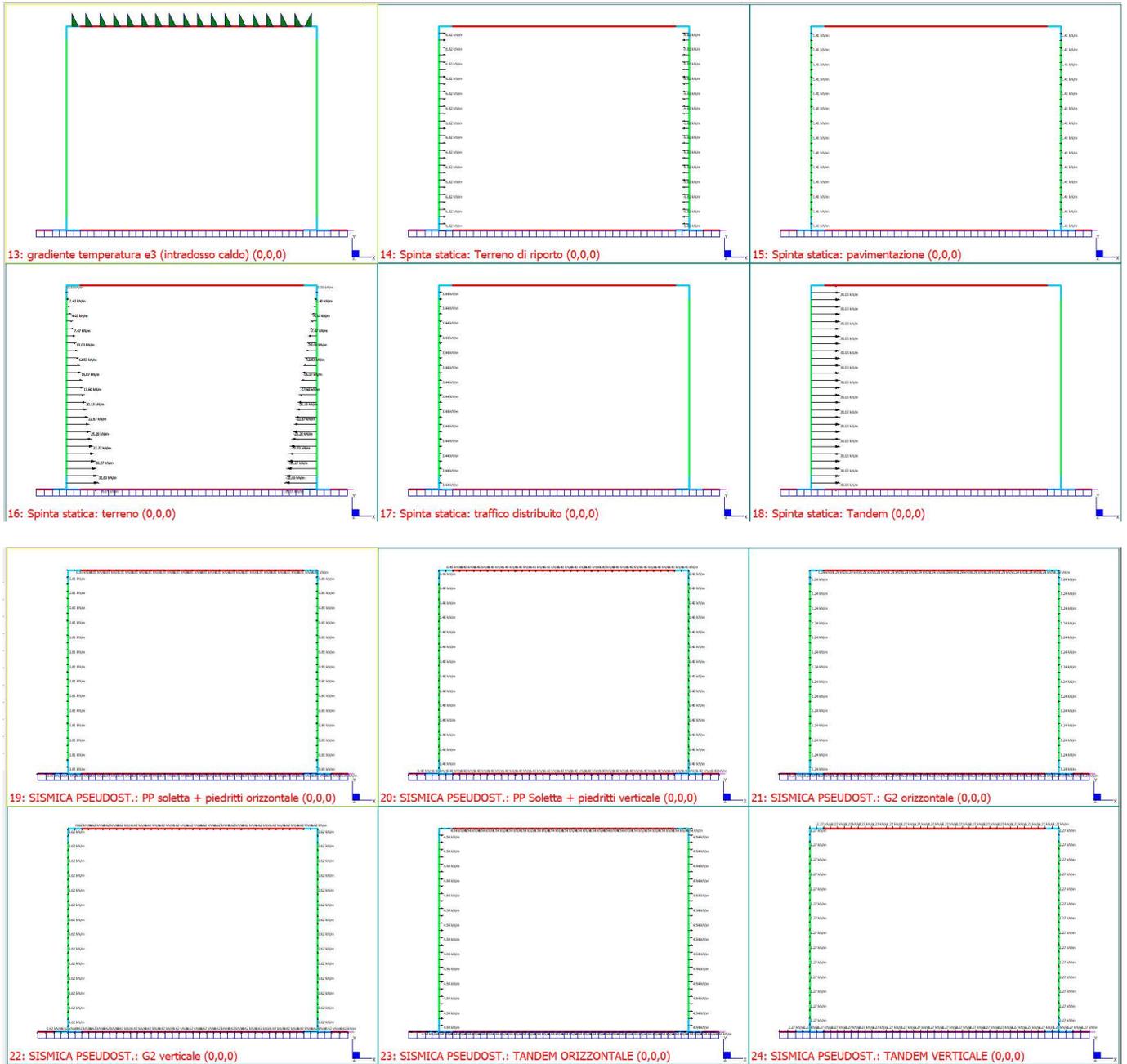
SPINTA SISMICA PIEDRITTI: TANDEM

SPINTA SISMICA PIEDRITTI: TRAFFICO DISTRIBUITO

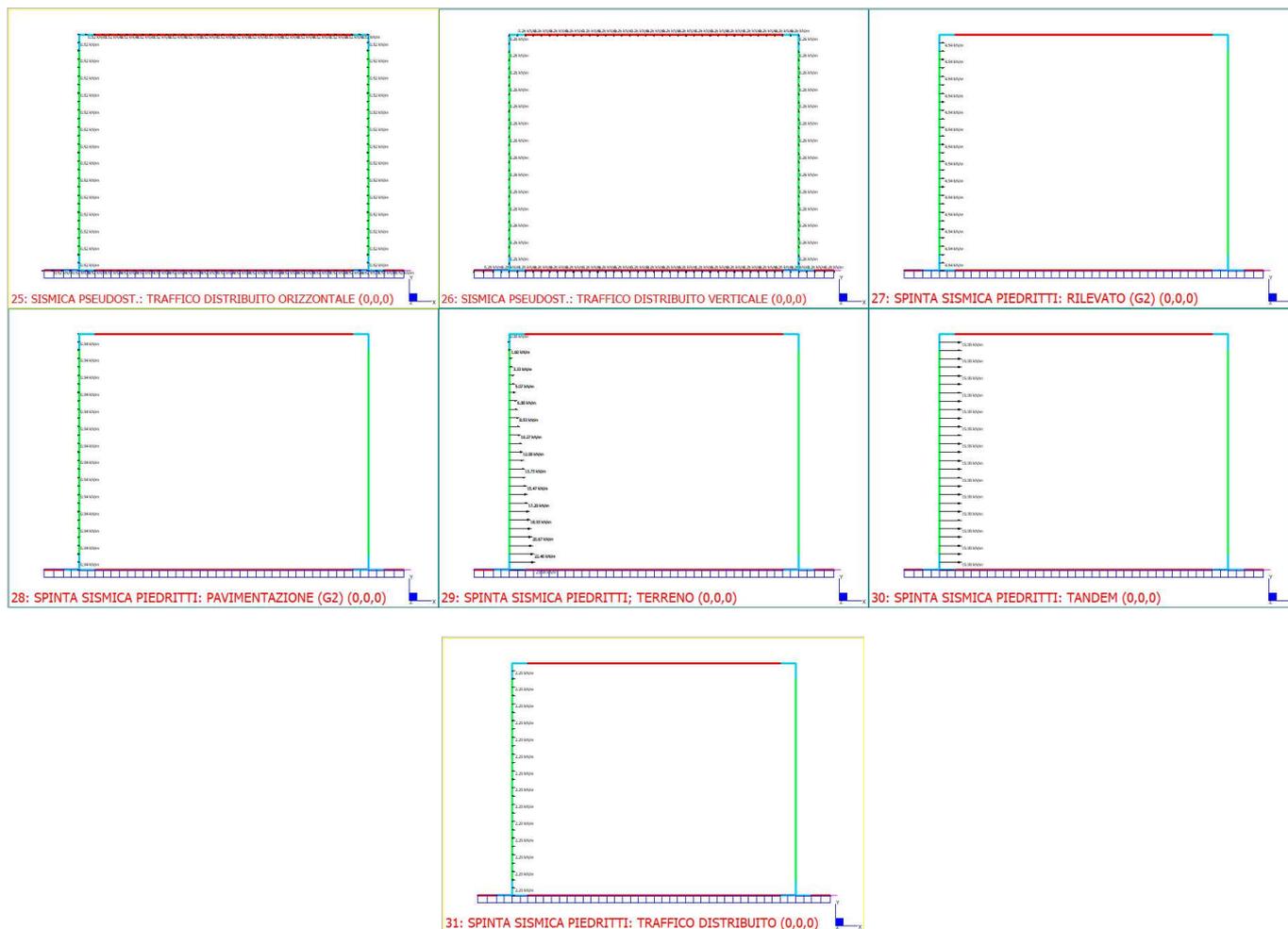
---

Si riportano inoltre nel seguito i carichi così come inseriti nel modello di calcolo.





CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA		REV. A	FOGLIO 41 di 101
	MANDANTI		Data Ott' 23	
	 <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	 <b>ZITEMA</b> <small>INGEGNERIA, CONSULTING, ASSISTENZA</small>	 <b>sinergo</b>	 <b>D_VA</b> <small>DVisionArchitecture</small>



## 7.7.4 Combinazioni considerate

Le combinazioni considerate per il caso in esame sono pertanto quelle riportate nel seguito.

### 7.7.4.1 Combinazioni statiche

#### 7.7.4.1.1 Stati Limite Ultimi



	permanent ig1	Permanent i portaf g2	ritiro e2	Traffico distribuito	Tandem 1	Tandem 2	Tandem 3	Tandem 4	Tandem 5	temperatura uniforme e3 (contrazione)	temperatura uniforme e3 (espansione)	gradiente temperatura e3 (estradosso o caldo)	gradiente temperatura e3 (intradosso o caldo)	Spinta statica: Terreno di riporto	Spinta statica: pavimentazione	Spinta statica: terreno	Spinta statica: traffico distribuito	Spinta statica: Tandem
SLU 1	1.35	1.35	1.2	1.35	1.35					0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	
SLU 2	1.35	1.35	1.2	1.35		1.35				0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	
SLU 3	1.35	1.35	1.2	1.35			1.35			0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	
SLU 4	1.35	1.35	1.2	1.35				1.35		0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	
SLU 5	1.35	1.35	1.2	1.35					1.35	0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	
SLU 6	1.35	1.35	1.2	1.35	1.35						0.6			1.35	1.35	1.35	1.35	
SLU 7	1.35	1.35	1.2	1.35		1.35				0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	
SLU 8	1.35	1.35	1.2	1.35			1.35			0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	
SLU 9	1.35	1.35	1.2	1.35				1.35		0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	
SLU 10	1.35	1.35	1.2	1.35					1.35	0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	
SLU 11	1.35	1.35	1.2	1.35	1.35						0.6			1.35	1.35	1.35	1.35	
SLU 12	1.35	1.35	1.2	1.35		1.35				0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	
SLU 13	1.35	1.35	1.2	1.35			1.35			0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	
SLU 14	1.35	1.35	1.2	1.35				1.35		0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	
SLU 15	1.35	1.35	1.2	1.35					1.35	0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	
SLU 16	1.35	1.35	1.2	1.35	1.35						0.6			1.35	1.35	1.35	1.35	
SLU 17	1.35	1.35	1.2	1.35		1.35				0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	
SLU 18	1.35	1.35	1.2	1.35			1.35			0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	
SLU 19	1.35	1.35	1.2	1.35				1.35		0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	
SLU 20	1.35	1.35	1.2	1.35					1.35	0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	
SLU 21	1.35	1.35	1.2	1.35						0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SLU 22	1.35	1.35	1.2	1.35						0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SLU 23	1.35	1.35	1.2	1.35						0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SLU 24	1.35	1.35	1.2	1.35						0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SLU 25	1.35	1.35	1.2	1.35						0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SLU 26	1.35	1.35	1.2	1.35							0.6			1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SLU 27	1.35	1.35	1.2	1.35		1.35				0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SLU 28	1.35	1.35	1.2	1.35			1.35			0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SLU 29	1.35	1.35	1.2	1.35				1.35		0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SLU 30	1.35	1.35	1.2	1.35					1.35	0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SLU 31	1.35	1.35	1.2	1.35							0.6			1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SLU 32	1.35	1.35	1.2	1.35						0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SLU 33	1.35	1.35	1.2	1.35						0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SLU 34	1.35	1.35	1.2	1.35						0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SLU 35	1.35	1.35	1.2	1.35						0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SLU 36	1.35	1.35	1.2	1.35							0.6			1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SLU 37	1.35	1.35	1.2	1.35						0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SLU 38	1.35	1.35	1.2	1.35						0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SLU 39	1.35	1.35	1.2	1.35						0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SLU 40	1.35	1.35	1.2	1.35						0.6				1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SLU 41	1.35	1.35	1.2	0.4	0.75					1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 42	1.35	1.35	1.2	0.4		0.75				1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 43	1.35	1.35	1.2	0.4			0.75			1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 44	1.35	1.35	1.2	0.4				0.75		1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 45	1.35	1.35	1.2	0.4					0.75	1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 46	1.35	1.35	1.2	0.4	0.75						1.5			1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 47	1.35	1.35	1.2	0.4		0.75				1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 48	1.35	1.35	1.2	0.4			0.75			1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 49	1.35	1.35	1.2	0.4				0.75		1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 50	1.35	1.35	1.2	0.4					0.75	1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 51	1.35	1.35	1.2	0.4	0.75						1.5			1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 52	1.35	1.35	1.2	0.4		0.75				1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 53	1.35	1.35	1.2	0.4			0.75			1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 54	1.35	1.35	1.2	0.4				0.75		1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 55	1.35	1.35	1.2	0.4					0.75	1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 56	1.35	1.35	1.2	0.4	0.75						1.5			1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 57	1.35	1.35	1.2	0.4		0.75				1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 58	1.35	1.35	1.2	0.4			0.75			1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 59	1.35	1.35	1.2	0.4				0.75		1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 60	1.35	1.35	1.2	0.4					0.75	1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 61	1.35	1.35	1.2	0.4						1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 62	1.35	1.35	1.2	0.4						1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 63	1.35	1.35	1.2	0.4						1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 64	1.35	1.35	1.2	0.4						1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 65	1.35	1.35	1.2	0.4						1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 66	1.35	1.35	1.2	0.4							1.5			1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 67	1.35	1.35	1.2	0.4						1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 68	1.35	1.35	1.2	0.4						1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 69	1.35	1.35	1.2	0.4						1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 70	1.35	1.35	1.2	0.4						1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 71	1.35	1.35	1.2	0.4						1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 72	1.35	1.35	1.2	0.4						1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 73	1.35	1.35	1.2	0.4						1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 74	1.35	1.35	1.2	0.4						1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 75	1.35	1.35	1.2	0.4						1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 76	1.35	1.35	1.2	0.4							1.5			1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 77	1.35	1.35	1.2	0.4						1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 78	1.35	1.35	1.2	0.4						1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 79	1.35	1.35	1.2	0.4						1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 80	1.35	1.35	1.2	0.4						1.5				1.35	1.35	1.35	1.35	0.4
SLU 81	1.35	1.35	1.2	1.35	1.35					1				1	1	1	1	0.75
SLU 82	1.35	1.35	1.2	1.35		1.35				1				1	1	1	1	0.75
SLU 83	1.35	1.35	1.2	1.35			1.35			1				1	1	1	1	0.75
SLU 84	1.35	1.35	1.2	1.35				1.35		1				1	1	1	1	0.75
SLU 85	1.35	1.35	1.2	1.35					1.3									

<p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>P01-ST01-STR-RE01-A</p>	<p>PROGETTAZIONE</p> <p>MANDATARIA                      MANDANTI</p>    	<p>REV.</p> <p>A</p>	<p>FOGLIO</p> <p>43 di 101</p>
		<p>Data</p> <p>Ott' 23</p>	

**7.7.4.1.2 Stati Limite di Esercizio**



	permanent ig1	Permanent i portati g2	ri tiro e2	Traffico distribuito	Tandem 1	Tandem 2	Tandem 3	Tandem 4	Tandem 5	temperatur a uniforme e3 (contrazio ne)	temperatur a uniforme e3 (espansio ne)	gradiente temperatur a e3 (estrados o caldo)	gradiente temperatur a e3 (infrados o caldo)	Spinta statica: Terreno di riporto	Spinta statica: pavimenta zione	Spinta statica: terreno	Spinta statica: traffico distribuito	Spinta statica: Tandem
SLE RARA 1	1	1	1	1	1					0.6				1	1	1	1	
SLE RARA 2	1	1	1	1	1	1				0.6				1	1	1	1	
SLE RARA 3	1	1	1	1	1		1			0.6				1	1	1	1	
SLE RARA 4	1	1	1	1	1			1		0.6				1	1	1	1	
SLE RARA 5	1	1	1	1	1				1	0.6				1	1	1	1	
SLE RARA 6	1	1	1	1	1	1					0.6			1	1	1	1	
SLE RARA 7	1	1	1	1	1	1					0.6			1	1	1	1	
SLE RARA 8	1	1	1	1	1		1				0.6			1	1	1	1	
SLE RARA 9	1	1	1	1	1			1			0.6			1	1	1	1	
SLE RARA 10	1	1	1	1	1				1		0.6			1	1	1	1	
SLE RARA 11	1	1	1	1	1	1						0.6		1	1	1	1	
SLE RARA 12	1	1	1	1	1		1					0.6		1	1	1	1	
SLE RARA 13	1	1	1	1	1			1				0.6		1	1	1	1	
SLE RARA 14	1	1	1	1	1			1				0.6		1	1	1	1	
SLE RARA 15	1	1	1	1	1				1			0.6		1	1	1	1	
SLE RARA 16	1	1	1	1	1	1							0.6	1	1	1	1	
SLE RARA 17	1	1	1	1	1		1						0.6	1	1	1	1	
SLE RARA 18	1	1	1	1	1			1					0.6	1	1	1	1	
SLE RARA 19	1	1	1	1	1			1					0.6	1	1	1	1	
SLE RARA 20	1	1	1	1	1				1				0.6	1	1	1	1	
SLE RARA 21	1	1	1	1	1					0.6				1	1	1	1	1
SLE RARA 22	1	1	1	1	1					0.6				1	1	1	1	1
SLE RARA 23	1	1	1	1	1					0.6				1	1	1	1	1
SLE RARA 24	1	1	1	1	1					0.6				1	1	1	1	1
SLE RARA 25	1	1	1	1	1					0.6				1	1	1	1	1
SLE RARA 26	1	1	1	1	1						0.6			1	1	1	1	1
SLE RARA 27	1	1	1	1	1						0.6			1	1	1	1	1
SLE RARA 28	1	1	1	1	1						0.6			1	1	1	1	1
SLE RARA 29	1	1	1	1	1						0.6			1	1	1	1	1
SLE RARA 30	1	1	1	1	1						0.6			1	1	1	1	1
SLE RARA 31	1	1	1	1	1							0.6		1	1	1	1	1
SLE RARA 32	1	1	1	1	1							0.6		1	1	1	1	1
SLE RARA 33	1	1	1	1	1							0.6		1	1	1	1	1
SLE RARA 34	1	1	1	1	1							0.6		1	1	1	1	1
SLE RARA 35	1	1	1	1	1							0.6		1	1	1	1	1
SLE RARA 36	1	1	1	1	1								0.6	1	1	1	1	1
SLE RARA 37	1	1	1	1	1								0.6	1	1	1	1	1
SLE RARA 38	1	1	1	1	1								0.6	1	1	1	1	1
SLE RARA 39	1	1	1	1	1								0.6	1	1	1	1	1
SLE RARA 40	1	1	1	1	1								0.6	1	1	1	1	1
SLE RARA 41	1	1	1	0.4	0.75					1				1	1	1	0.4	
SLE RARA 42	1	1	1	0.4	0.75		0.75			1				1	1	1	0.4	
SLE RARA 43	1	1	1	0.4	0.75			0.75		1				1	1	1	0.4	
SLE RARA 44	1	1	1	0.4	0.75			0.75		1				1	1	1	0.4	
SLE RARA 45	1	1	1	0.4	0.75				0.75	1				1	1	1	0.4	
SLE RARA 46	1	1	1	0.4	0.75						1			1	1	1	0.4	
SLE RARA 47	1	1	1	0.4	0.75						1			1	1	1	0.4	
SLE RARA 48	1	1	1	0.4	0.75						1			1	1	1	0.4	
SLE RARA 49	1	1	1	0.4	0.75				0.75		1			1	1	1	0.4	
SLE RARA 50	1	1	1	0.4	0.75					0.75	1			1	1	1	0.4	
SLE RARA 51	1	1	1	0.4	0.75							1		1	1	1	0.4	
SLE RARA 52	1	1	1	0.4	0.75							1		1	1	1	0.4	
SLE RARA 53	1	1	1	0.4	0.75							1		1	1	1	0.4	
SLE RARA 54	1	1	1	0.4	0.75				0.75			1		1	1	1	0.4	
SLE RARA 55	1	1	1	0.4	0.75					0.75		1		1	1	1	0.4	
SLE RARA 56	1	1	1	0.4	0.75								1	1	1	1	0.4	
SLE RARA 57	1	1	1	0.4	0.75								1	1	1	1	0.4	
SLE RARA 58	1	1	1	0.4	0.75								1	1	1	1	0.4	
SLE RARA 59	1	1	1	0.4	0.75				0.75				1	1	1	1	0.4	
SLE RARA 60	1	1	1	0.4	0.75					0.75			1	1	1	1	0.4	
SLE RARA 61	1	1	1	0.4	0.75						1			1	1	1	0.4	0.75
SLE RARA 62	1	1	1	0.4	0.75					1				1	1	1	0.4	0.75
SLE RARA 63	1	1	1	0.4	0.75					1				1	1	1	0.4	0.75
SLE RARA 64	1	1	1	0.4	0.75					1				1	1	1	0.4	0.75
SLE RARA 65	1	1	1	0.4	0.75					1				1	1	1	0.4	0.75
SLE RARA 66	1	1	1	0.4	0.75						1			1	1	1	0.4	0.75
SLE RARA 67	1	1	1	0.4	0.75						1			1	1	1	0.4	0.75
SLE RARA 68	1	1	1	0.4	0.75						1			1	1	1	0.4	0.75
SLE RARA 69	1	1	1	0.4	0.75						1			1	1	1	0.4	0.75
SLE RARA 70	1	1	1	0.4	0.75						1			1	1	1	0.4	0.75
SLE RARA 71	1	1	1	0.4	0.75							1		1	1	1	0.4	0.75
SLE RARA 72	1	1	1	0.4	0.75							1		1	1	1	0.4	0.75
SLE RARA 73	1	1	1	0.4	0.75							1		1	1	1	0.4	0.75
SLE RARA 74	1	1	1	0.4	0.75							1		1	1	1	0.4	0.75
SLE RARA 75	1	1	1	0.4	0.75							1		1	1	1	0.4	0.75
SLE RARA 76	1	1	1	0.4	0.75								1	1	1	1	0.4	0.75
SLE RARA 77	1	1	1	0.4	0.75								1	1	1	1	0.4	0.75
SLE RARA 78	1	1	1	0.4	0.75								1	1	1	1	0.4	0.75
SLE RARA 79	1	1	1	0.4	0.75								1	1	1	1	0.4	0.75
SLE RARA 80	1	1	1	0.4	0.75								1	1	1	1	0.4	0.75

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE										REV. A	FOGLIO 45 di 101
	MANDATARIA		MANDANTI								Data Ott' 23	
												

SLE FREQUENTE 1	1	1	1	0.4	0.75					0.5				1	1	1	0.4	
SLE FREQUENTE 2	1	1	1	0.4		0.75				0.5				1	1	1	0.4	
SLE FREQUENTE 3	1	1	1	0.4			0.75			0.5				1	1	1	0.4	
SLE FREQUENTE 4	1	1	1	0.4				0.75		0.5				1	1	1	0.4	
SLE FREQUENTE 5	1	1	1	0.4					0.75	0.5				1	1	1	0.4	
SLE FREQUENTE 6	1	1	1	0.4	0.75						0.5			1	1	1	0.4	
SLE FREQUENTE 7	1	1	1	0.4		0.75					0.5			1	1	1	0.4	
SLE FREQUENTE 8	1	1	1	0.4			0.75				0.5			1	1	1	0.4	
SLE FREQUENTE 9	1	1	1	0.4				0.75			0.5			1	1	1	0.4	
SLE FREQUENTE 10	1	1	1	0.4					0.75		0.5			1	1	1	0.4	
SLE FREQUENTE 11	1	1	1	0.4	0.75							0.5		1	1	1	0.4	
SLE FREQUENTE 12	1	1	1	0.4		0.75						0.5		1	1	1	0.4	
SLE FREQUENTE 13	1	1	1	0.4			0.75					0.5		1	1	1	0.4	
SLE FREQUENTE 14	1	1	1	0.4				0.75				0.5		1	1	1	0.4	
SLE FREQUENTE 15	1	1	1	0.4					0.75			0.5		1	1	1	0.4	
SLE FREQUENTE 16	1	1	1	0.4	0.75								0.5	1	1	1	0.4	
SLE FREQUENTE 17	1	1	1	0.4		0.75							0.5	1	1	1	0.4	
SLE FREQUENTE 18	1	1	1	0.4			0.75						0.5	1	1	1	0.4	
SLE FREQUENTE 19	1	1	1	0.4				0.75					0.5	1	1	1	0.4	
SLE FREQUENTE 20	1	1	1	0.4					0.75				0.5	1	1	1	0.4	
SLE FREQUENTE 21	1	1	1	0.4						0.5				1	1	1	0.4	0.75
SLE FREQUENTE 22	1	1	1	0.4						0.5				1	1	1	0.4	0.75
SLE FREQUENTE 23	1	1	1	0.4						0.5				1	1	1	0.4	0.75
SLE FREQUENTE 24	1	1	1	0.4						0.5				1	1	1	0.4	0.75
SLE FREQUENTE 25	1	1	1	0.4						0.5				1	1	1	0.4	0.75
SLE FREQUENTE 26	1	1	1	0.4							0.5			1	1	1	0.4	0.75
SLE FREQUENTE 27	1	1	1	0.4							0.5			1	1	1	0.4	0.75
SLE FREQUENTE 28	1	1	1	0.4							0.5			1	1	1	0.4	0.75
SLE FREQUENTE 29	1	1	1	0.4							0.5			1	1	1	0.4	0.75
SLE FREQUENTE 30	1	1	1	0.4							0.5			1	1	1	0.4	0.75
SLE FREQUENTE 31	1	1	1	0.4								0.5		1	1	1	0.4	0.75
SLE FREQUENTE 32	1	1	1	0.4								0.5		1	1	1	0.4	0.75
SLE FREQUENTE 33	1	1	1	0.4								0.5		1	1	1	0.4	0.75
SLE FREQUENTE 34	1	1	1	0.4								0.5		1	1	1	0.4	0.75
SLE FREQUENTE 35	1	1	1	0.4								0.5		1	1	1	0.4	0.75
SLE FREQUENTE 36	1	1	1	0.4									0.5	1	1	1	0.4	0.75
SLE FREQUENTE 37	1	1	1	0.4									0.5	1	1	1	0.4	0.75
SLE FREQUENTE 38	1	1	1	0.4									0.5	1	1	1	0.4	0.75
SLE FREQUENTE 39	1	1	1	0.4									0.5	1	1	1	0.4	0.75
SLE FREQUENTE 40	1	1	1	0.4									0.5	1	1	1	0.4	0.75
SLE FREQUENTE 41	1	1	1							0.5				1	1	1		
SLE FREQUENTE 42	1	1	1							0.5				1	1	1		
SLE FREQUENTE 43	1	1	1							0.5				1	1	1		
SLE FREQUENTE 44	1	1	1							0.5				1	1	1		
SLE FREQUENTE 45	1	1	1							0.5				1	1	1		
SLE FREQUENTE 46	1	1	1								0.5			1	1	1		
SLE FREQUENTE 47	1	1	1								0.5			1	1	1		
SLE FREQUENTE 48	1	1	1								0.5			1	1	1		
SLE FREQUENTE 49	1	1	1								0.5			1	1	1		
SLE FREQUENTE 50	1	1	1								0.5			1	1	1		
SLE FREQUENTE 51	1	1	1									0.5		1	1	1		
SLE FREQUENTE 52	1	1	1									0.5		1	1	1		
SLE FREQUENTE 53	1	1	1									0.5		1	1	1		
SLE FREQUENTE 54	1	1	1									0.5		1	1	1		
SLE FREQUENTE 55	1	1	1									0.5		1	1	1		
SLE FREQUENTE 56	1	1	1										0.5	1	1	1		
SLE FREQUENTE 57	1	1	1										0.5	1	1	1		
SLE FREQUENTE 58	1	1	1										0.5	1	1	1		
SLE FREQUENTE 59	1	1	1										0.5	1	1	1		
SLE FREQUENTE 60	1	1	1										0.5	1	1	1		
SLE FREQUENTE 61	1	1	1							0.5				1	1	1		
SLE FREQUENTE 62	1	1	1							0.5				1	1	1		
SLE FREQUENTE 63	1	1	1							0.5				1	1	1		
SLE FREQUENTE 64	1	1	1							0.5				1	1	1		
SLE FREQUENTE 65	1	1	1							0.5				1	1	1		
SLE FREQUENTE 66	1	1	1								0.5			1	1	1		
SLE FREQUENTE 67	1	1	1								0.5			1	1	1		
SLE FREQUENTE 68	1	1	1								0.5			1	1	1		
SLE FREQUENTE 69	1	1	1								0.5			1	1	1		
SLE FREQUENTE 70	1	1	1								0.5			1	1	1		
SLE FREQUENTE 71	1	1	1									0.5		1	1	1		
SLE FREQUENTE 72	1	1	1									0.5		1	1	1		
SLE FREQUENTE 73	1	1	1									0.5		1	1	1		
SLE FREQUENTE 74	1	1	1									0.5		1	1	1		
SLE FREQUENTE 75	1	1	1									0.5		1	1	1		
SLE FREQUENTE 76	1	1	1										0.5	1	1	1		
SLE FREQUENTE 77	1	1	1										0.5	1	1	1		
SLE FREQUENTE 78	1	1	1										0.5	1	1	1		
SLE FREQUENTE 79	1	1	1										0.5	1	1	1		
SLE FREQUENTE 80	1	1	1										0.5	1	1	1		
SLE Q.P. 1	1	1	1							0.5				1	1	1		
SLE Q.P. 2	1	1	1								0.5			1	1	1		
SLE Q.P. 3	1	1	1									0.5		1	1	1		
SLE Q.P. 4	1	1	1										0.5	1	1	1		

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI			REV. A	FOGLIO 46 di 101
	   	Data Ott' 23			

### 7.7.4.2 Combinazioni sismiche

#### 7.7.4.2.1 Stati ILimite di Salvaguardia della Vita

	permanent ig1	Permanent i portat g2	ri tiro e2	Traffico distribuito	Tandem1	Tandem2	Tandem3	Tandem4	Tandem5	SISMICA PSEUDO ST.: PP soletta + piedritti orizzontale	SISMICA PSEUDO ST.: PP Soletta + piedritti verticale	SISMICA PSEUDO ST.: G2 orizzontale	SISMICA PSEUDO ST.: G2 verticale	SISMICA PSEUDO ST.: TANDEM ORIZZON TALE	SISMICA PSEUDO ST.: TANDEM VERTICA LE	SISMICA PSEUDO ST.: TRAFFIC O DISTRIBU ITO ORIZZON TALE	SISMICA PSEUDO ST.: TRAFFIC O DISTRIBU ITO VERTICA LE	SPINTA SISMICA PIEDRITT I: RILEVAT O (G2)	SPINTA SISMICA PIEDRITT I: PAVIMEN TAZIONE (G2)	SPINTA SISMICA PIEDRITT I: TERREN O	SPINTA SISMICA PIEDRITT I: TANDEM	SPINTA SISMICA PIEDRITT I: TRAFFIC O DISTRIBU ITO
SLV 1	1	1		0.2	0.2					1	1					0.2		1	1	1		0.2
SLV 2	1	1		0.2		0.2				1	1					0.2		1	1	1		0.2
SLV 3	1	1		0.2			0.2			1	1					0.2		1	1	1		0.2
SLV 4	1	1		0.2				0.2		1	1					0.2		1	1	1		0.2
SLV 5	1	1		0.2					0.2	1	1					0.2		1	1	1		0.2
SLV 6	1	1		0.2	0.2					1	0.3	1	0.3	0.2	0.06	0.2	0.06	1	1	1		0.2
SLV 7	1	1		0.2		0.2				1	0.3	1	0.3	0.2	0.06	0.2	0.06	1	1	1		0.2
SLV 8	1	1		0.2			0.2			1	0.3	1	0.3	0.2	0.06	0.2	0.06	1	1	1		0.2
SLV 9	1	1		0.2				0.2		1	0.3	1	0.3	0.2	0.06	0.2	0.06	1	1	1		0.2
SLV 10	1	1		0.2					0.2	1	0.3	1	0.3	0.2	0.06	0.2	0.06	1	1	1		0.2
SLV 11	1	1		0.2	0.2					1	-0.3	1	-0.3	0.2	-0.06	0.2	-0.06	1	1	1		-0.2
SLV 12	1	1		0.2		0.2				1	-0.3	1	-0.3	0.2	-0.06	0.2	-0.06	1	1	1		-0.2
SLV 13	1	1		0.2			0.2			1	-0.3	1	-0.3	0.2	-0.06	0.2	-0.06	1	1	1		-0.2
SLV 14	1	1		0.2				0.2		1	-0.3	1	-0.3	0.2	-0.06	0.2	-0.06	1	1	1		-0.2
SLV 15	1	1		0.2					0.2	1	-0.3	1	-0.3	0.2	-0.06	0.2	-0.06	1	1	1		-0.2
SLV 16	1	1		0.2	0.2					1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	1	1	1		0.2	
SLV 17	1	1		0.2		0.2				1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	1	1	1		0.2	
SLV 18	1	1		0.2			0.2			1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	1	1	1		0.2	
SLV 19	1	1		0.2				0.2		1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	1	1	1		0.2	
SLV 20	1	1		0.2					0.2	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2	1	1	1		0.2	
SLV 21	1	1		0.2	0.2					0.3	1	0.3	1	0.06	0.2	0.06	0.2	1	1	1		0.2
SLV 22	1	1		0.2		0.2				0.3	1	0.3	1	0.06	0.2	0.06	0.2	1	1	1		0.2
SLV 23	1	1		0.2			0.2			0.3	1	0.3	1	0.06	0.2	0.06	0.2	1	1	1		0.2
SLV 24	1	1		0.2				0.2		0.3	1	0.3	1	0.06	0.2	0.06	0.2	1	1	1		0.2
SLV 25	1	1		0.2					0.2	0.3	1	0.3	1	0.06	0.2	0.06	0.2	1	1	1		0.2
SLV 26	1	1		0.2	0.2					0.3	-1	0.3	-1	-0.06	0.2	-0.06	0.2	1	1	1		-0.2
SLV 27	1	1		0.2		0.2				0.3	-1	0.3	-1	-0.06	0.2	-0.06	0.2	1	1	1		-0.2
SLV 28	1	1		0.2			0.2			0.3	-1	0.3	-1	-0.06	0.2	-0.06	0.2	1	1	1		-0.2
SLV 29	1	1		0.2				0.2		0.3	-1	0.3	-1	-0.06	0.2	-0.06	0.2	1	1	1		-0.2
SLV 30	1	1		0.2					0.2	0.3	-1	0.3	-1	-0.06	0.2	-0.06	0.2	1	1	1		-0.2

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 47 di 101
	   	Data Ott' 23		

## 8 SOLLECITAZIONI AGENTI E VERIFICHE

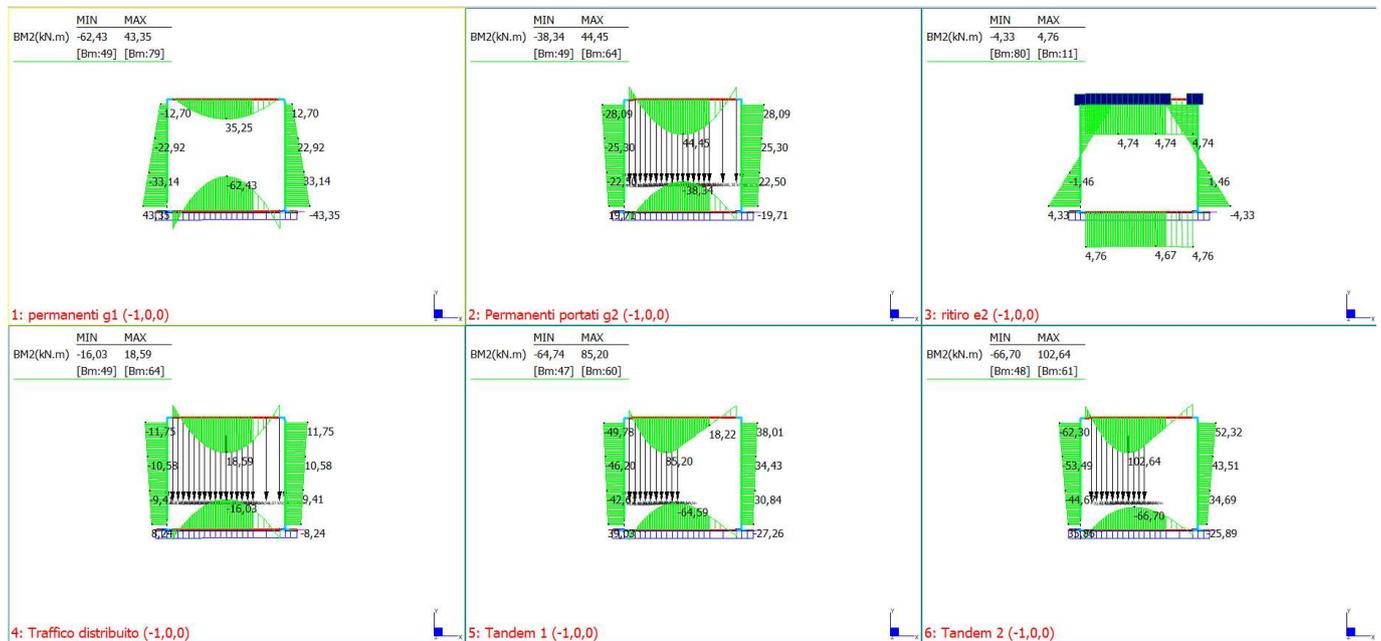
Si riportano nel seguito gli esiti delle verifiche condotte per il manufatto in esame.

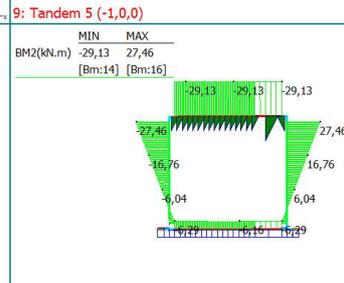
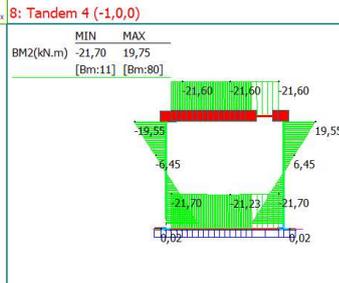
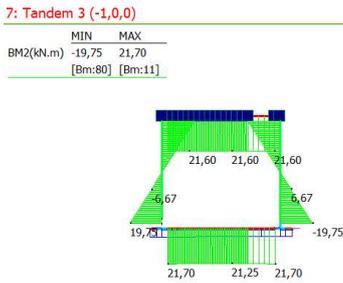
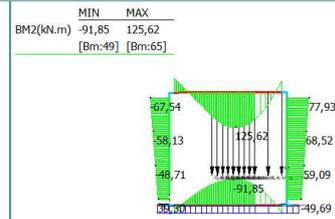
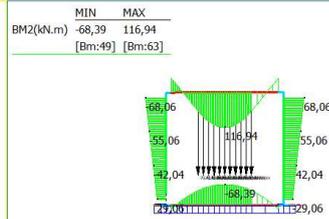
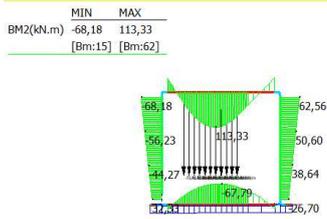
### 8.1 SOLLECITAZIONI AGENTI

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni ottenuti sia per le condizioni elementari di carico che per le combinazioni ed i relativi involuppi.

#### 8.1.1 Condizioni elementari di carico

##### 8.1.1.1 Momento flettente

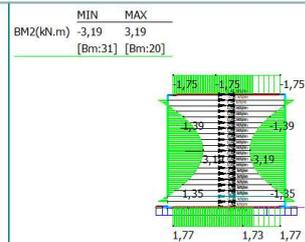
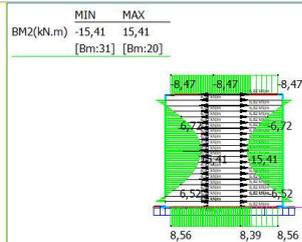
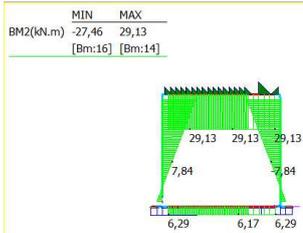




10: temperatura uniforme e3 (contrazione) (-1,0,0)

11: temperatura uniforme e3 (espansione) (-1,0,0)

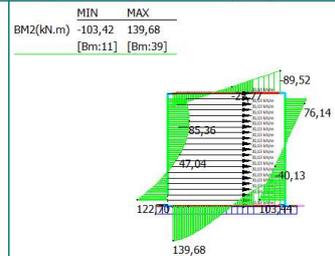
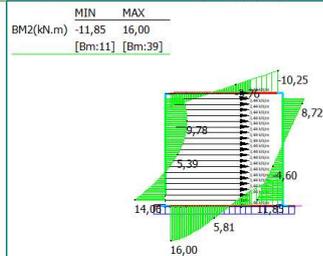
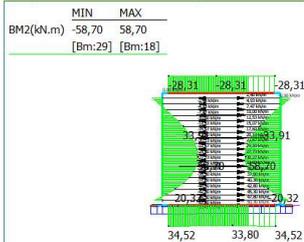
12: gradiente temperatura e3 (estradosso caldo) (-1,0,0)



13: gradiente temperatura e3 (intradosso caldo) (-1,0,0)

14: Spinta statica: Terreno di riporto (-1,0,0)

15: Spinta statica: pavimentazione (-1,0,0)



16: Spinta statica: terreno (-1,0,0)

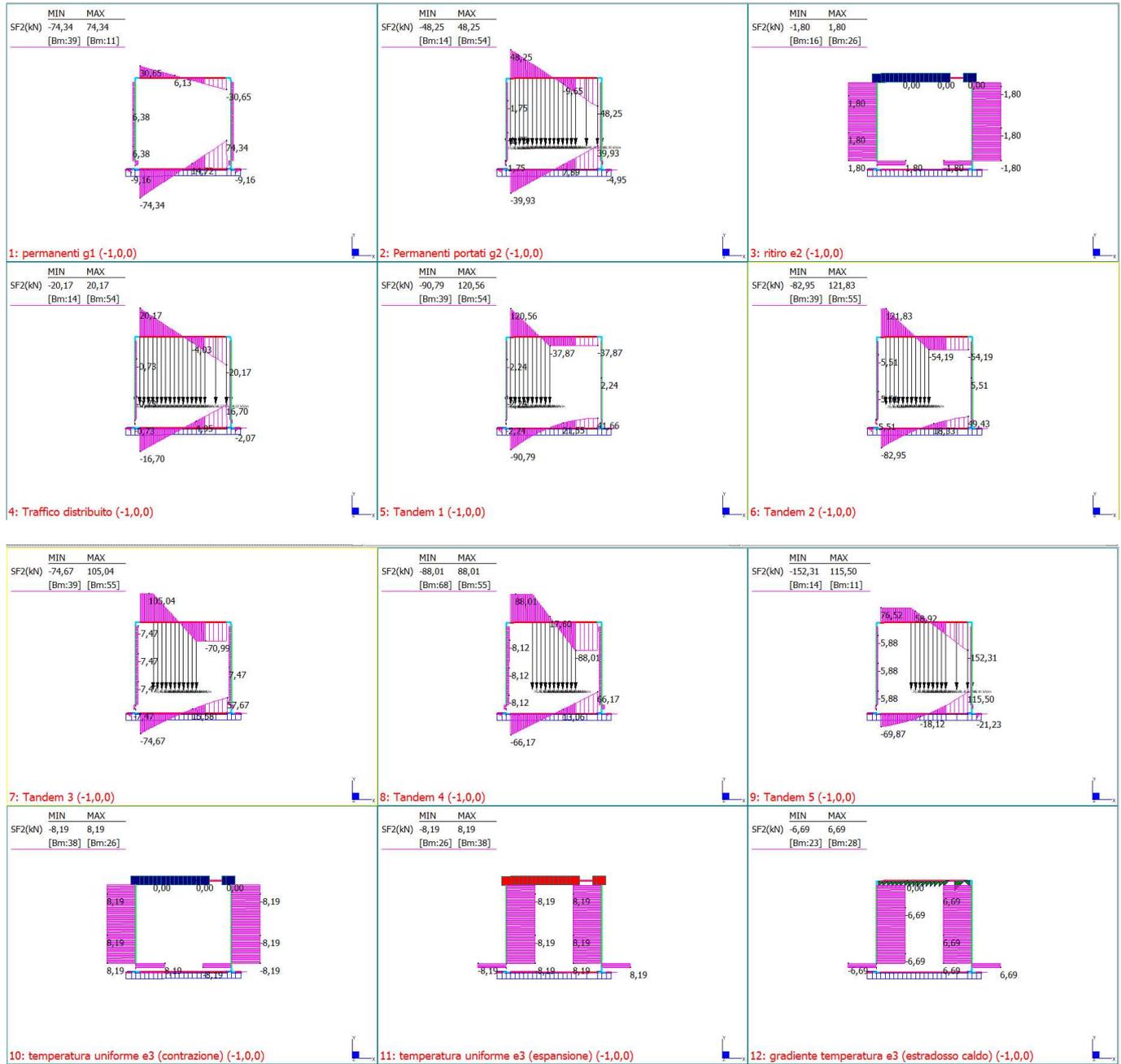
17: Spinta statica: traffico distribuito (-1,0,0)

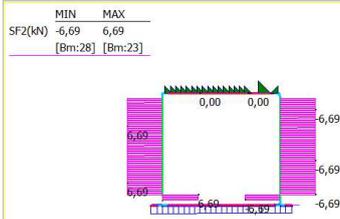
18: Spinta statica: Tandem (-1,0,0)



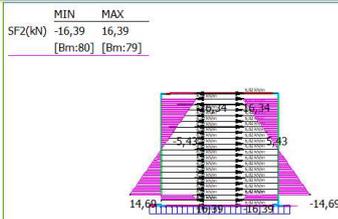


8.1.1.2 Taglio

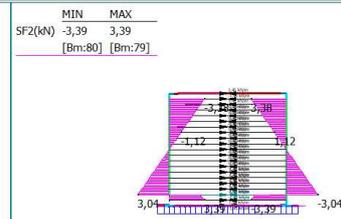




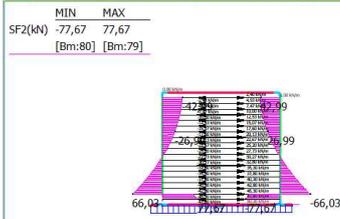
13: gradiente temperatura e3 (intradosso caldo) (-1,0,0)



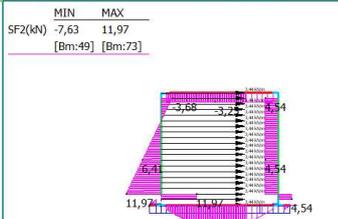
14: Spinta statica: Terreno di riporto (-1,0,0)



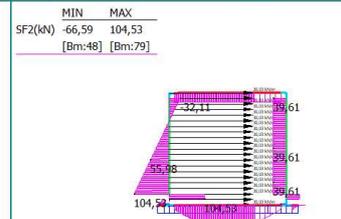
15: Spinta statica: pavimentazione (-1,0,0)



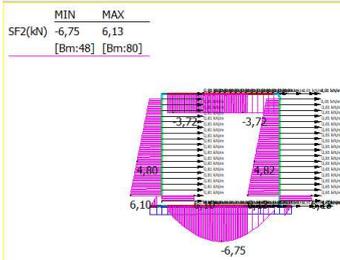
16: Spinta statica: terreno (-1,0,0)



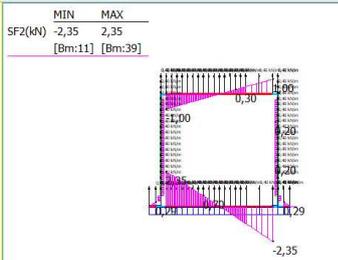
17: Spinta statica: traffico distribuito (-1,0,0)



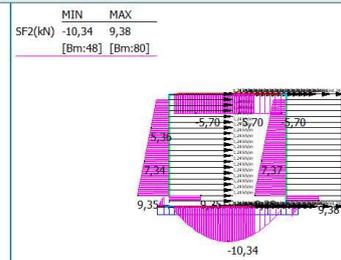
18: Spinta statica: Tandem (-1,0,0)



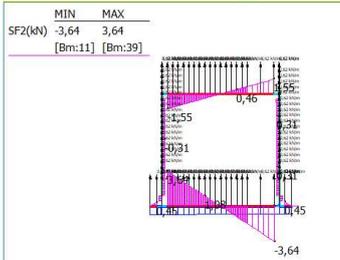
19: SISMICA PSEUDOST.: PP soletta + piedritti orizzontale (-1,0,0)



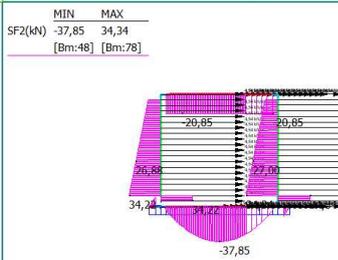
20: SISMICA PSEUDOST.: PP Soletta + piedritti verticale (-1,0,0)



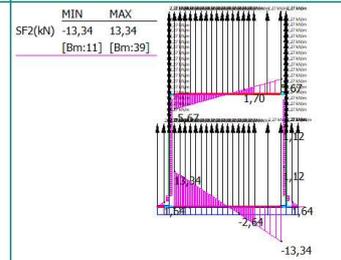
21: SISMICA PSEUDOST.: G2 orizzontale (-1,0,0)



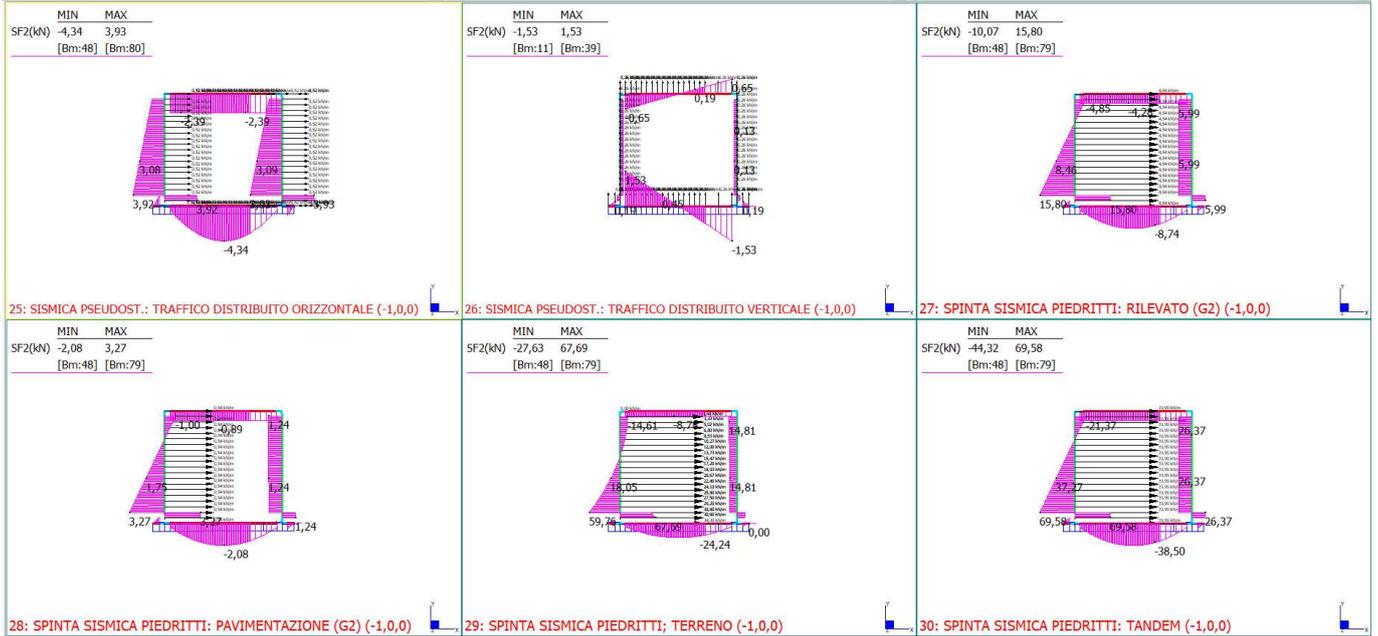
22: SISMICA PSEUDOST.: G2 verticale (-1,0,0)



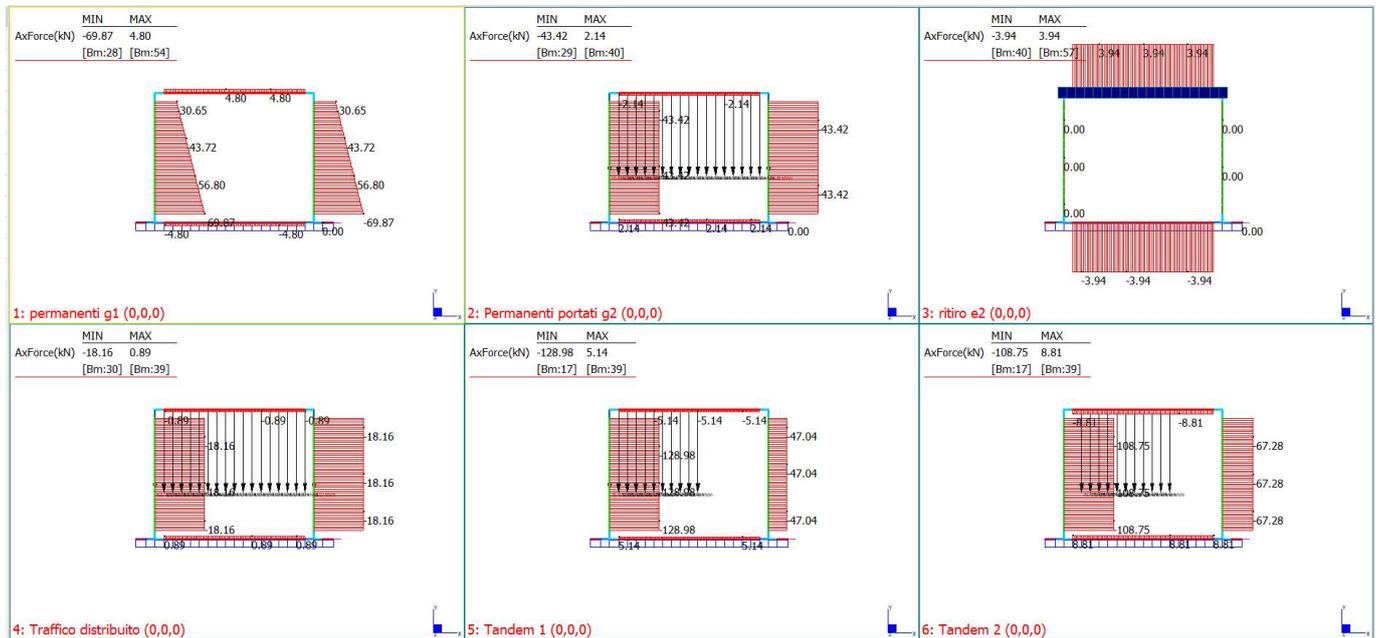
23: SISMICA PSEUDOST.: TANDEM ORIZZONTALE (-1,0,0)

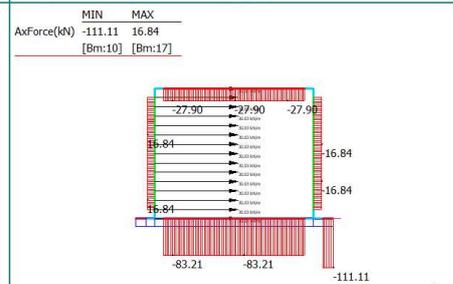
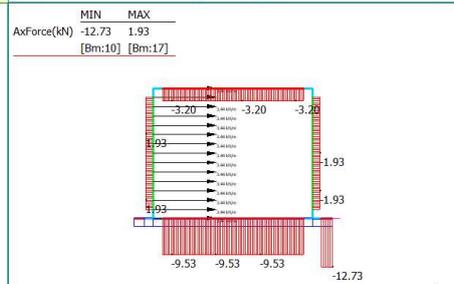
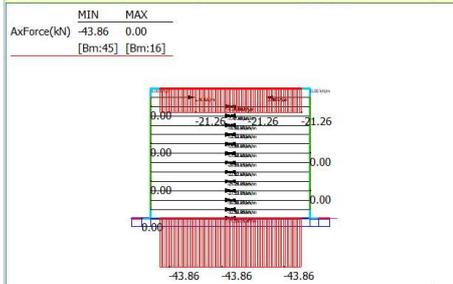
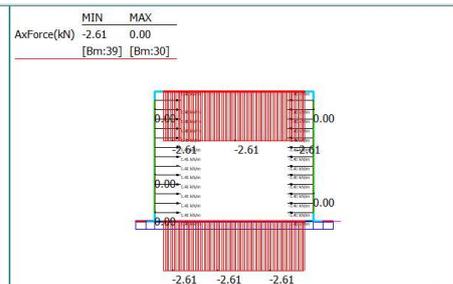
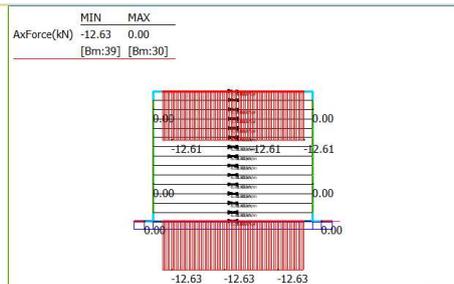
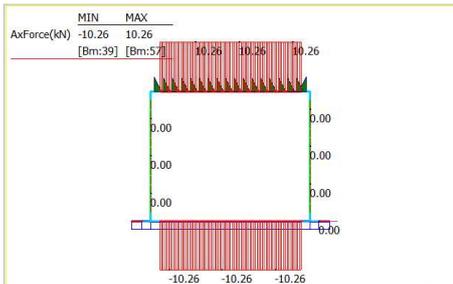
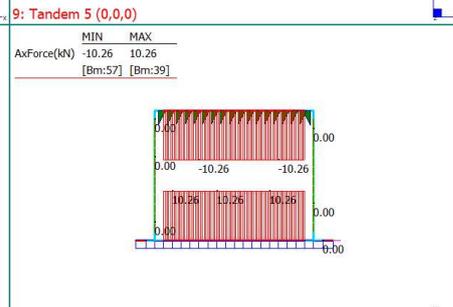
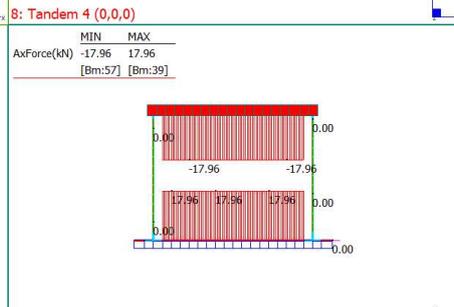
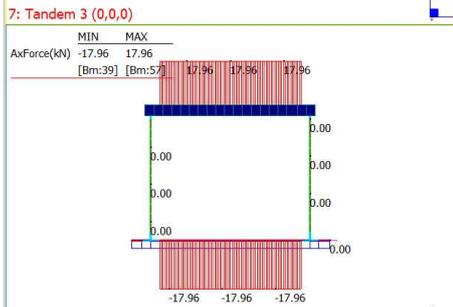
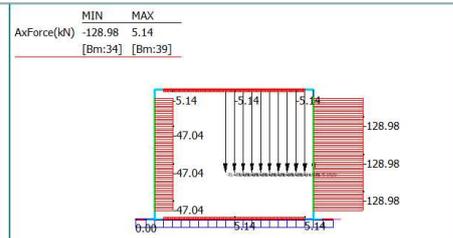
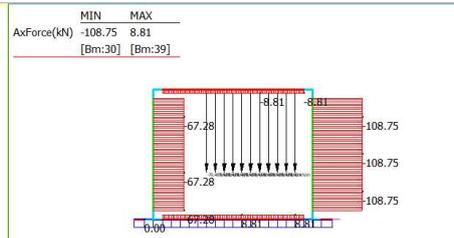
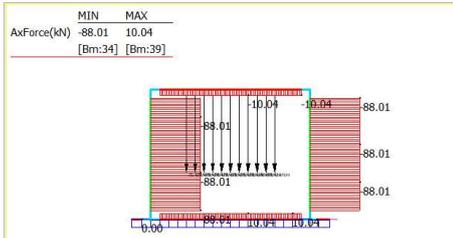


24: SISMICA PSEUDOST.: TANDEM VERTICALE (-1,0,0)



8.1.1.3 Sforzo normale

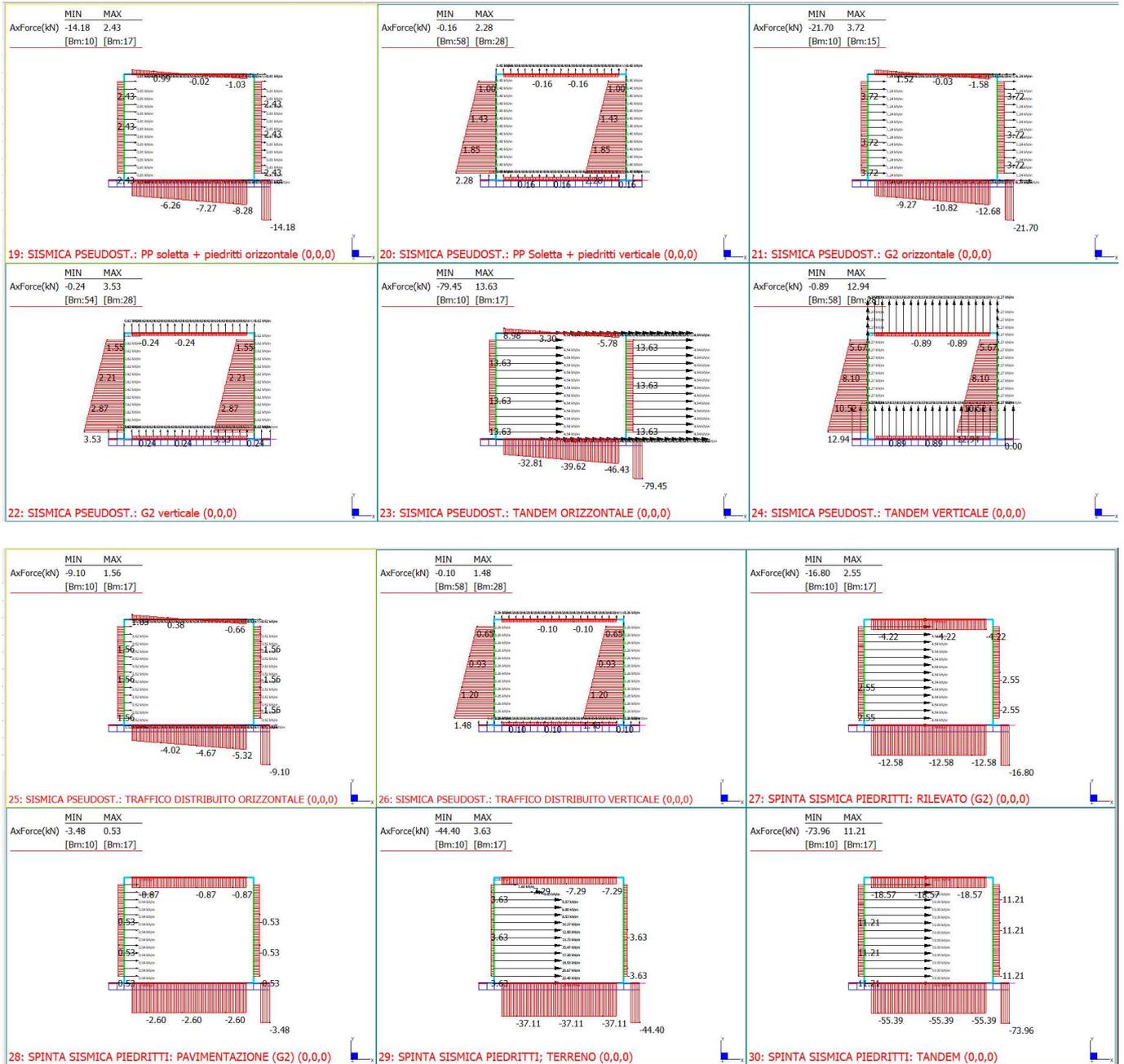




16: Spinta statica: terreno (0,0,0)

17: Spinta statica: traffico distribuito (0,0,0)

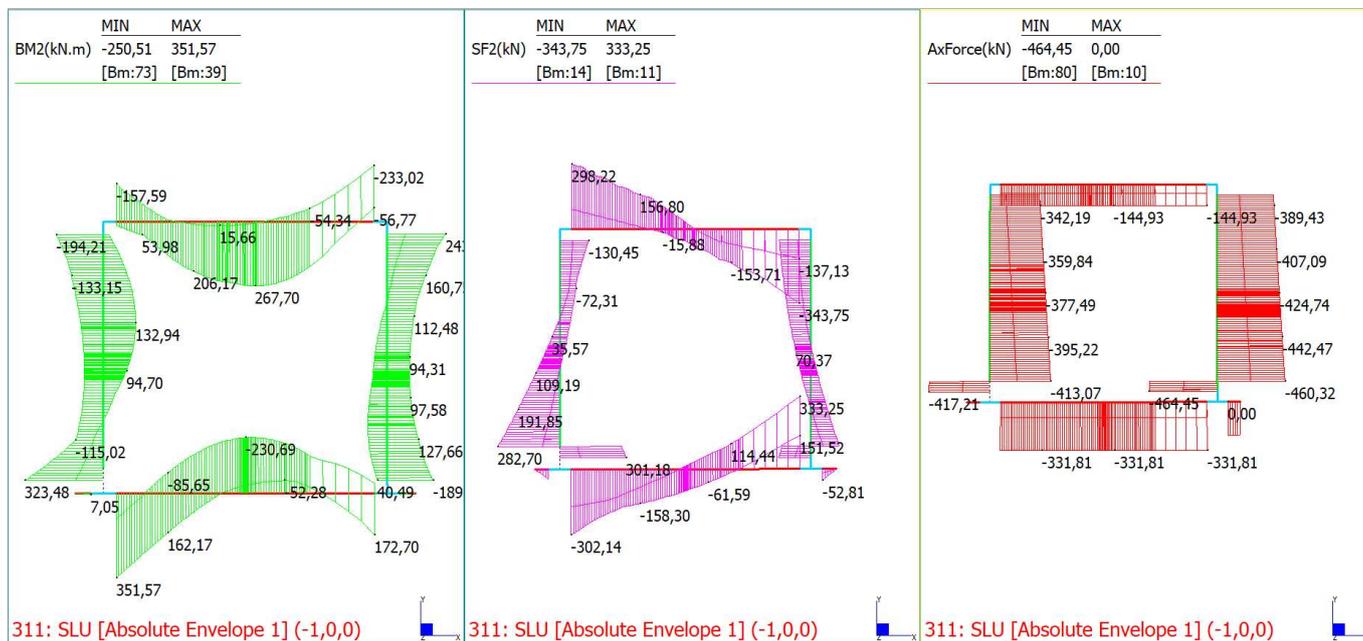
18: Spinta statica: Tandem (0,0,0)



### 8.1.2 Involuppi

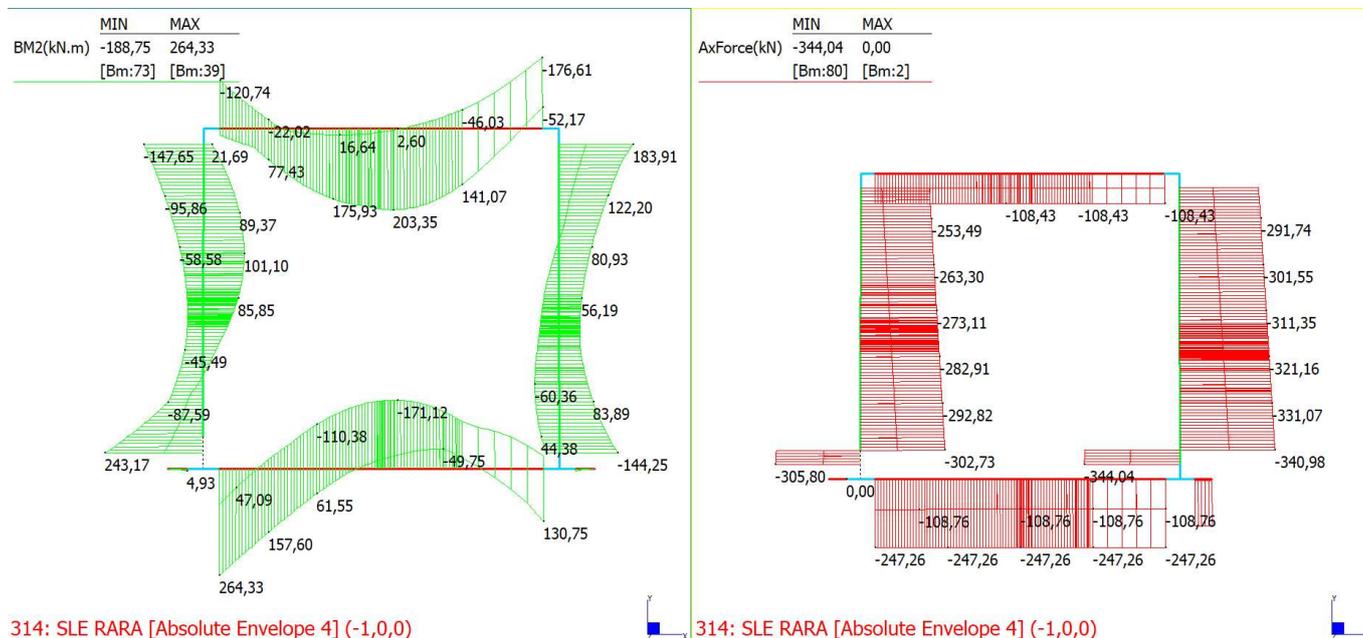
A favore di sicurezza si eseguono le verifiche con sollecitazioni di involuppo. Si riportano pertanto i diagrammi delle stesse.

### 8.1.2.1 Inviluppo SLU



### 8.1.2.2 Inviluppo SLE

#### 8.1.2.2.1 Inviluppo SLE Rara

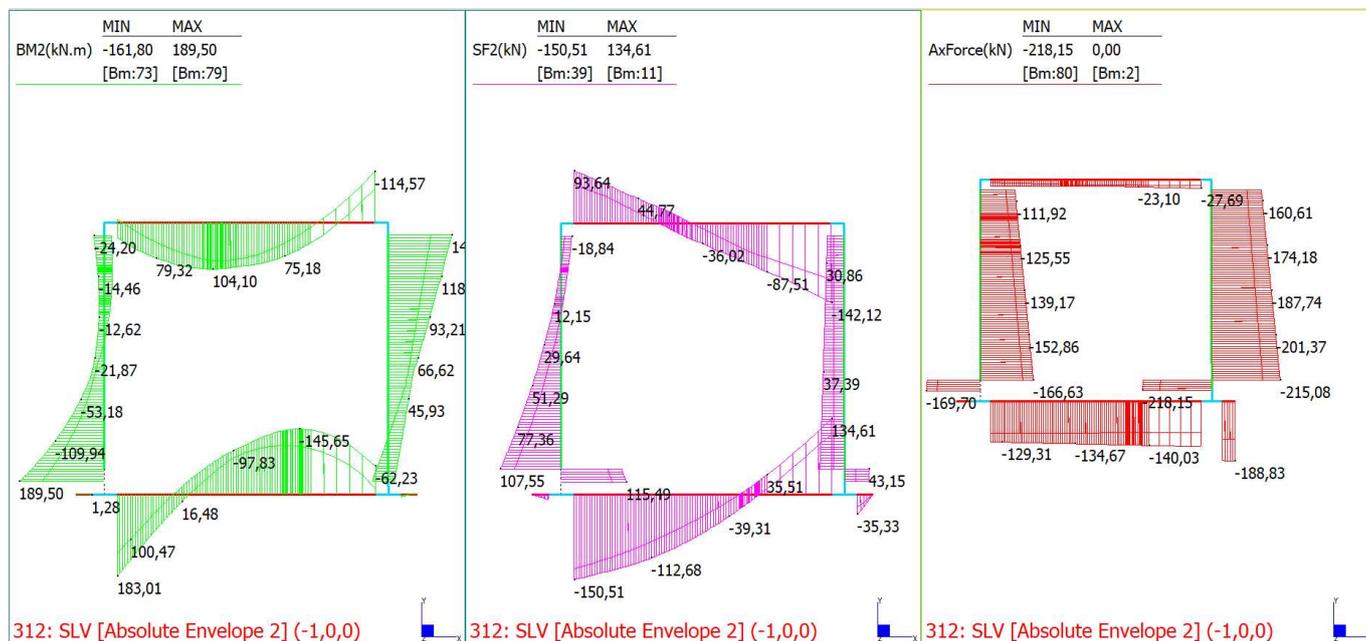


#### 8.1.2.2.2 Inviluppo SLE Frequente



CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 57 di 101
	   		Data Ott' 23	

### 8.1.2.3 Inviluppo SLV



## 8.2 VERIFICHE

### 8.2.1 Soletta superiore

Si riportano nel seguito le verifiche a momento flettente, taglio e sforzo normale per la soletta superiore. A favore di sicurezza la verifica viene condotta con le sollecitazioni di inviluppo supposte agenti simultaneamente sulla medesima sezione. Per la soletta superiore si trascura la presenza di sforzo normale.

Le sollecitazioni di verifica agli stati limite ultimi sono:

Momento flettente	$M_{Ed} =$	267.7	kNm
Taglio	$V_{Ed} =$	343.7	kN
Sforzo normale	$N_{Ed,min} =$	-144.9	kN (compressione)

Le sollecitazioni in combinazione sismica non sono dimensionanti per il caso in esame, come mostrato in precedenza.

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 58 di 101
	   		Data Ott' 23	

Agli stati limite di esercizio invece si trova:

		SLE Rara	SLE Freq.	SLE Q.P.	
Momento flettente	$M_{Ed} =$	176.6	141.1	67.3	kNm
Sforzo normale	$N_{Ed,min} =$	-108.4	-94.7	-71.6	kN (compressione)

La sezione è pertanto verificata con armatura phi 22 passo 20 cm:

### DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.

**NOME SEZIONE:** Verifiche soletta superiore 40 cm

(Percorso File: L:\da 20001\20073 Rufina Lotti2A-2B\20073 Mat di Lav\20073 Bozze JB\Calcolo\Sottovia\ST.01\Verifiche soletta superiore 40 cm.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai)senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto $f_{cd}$ :	18.80 MPa
	Deform. unitaria max resistenza $\epsilon_{c2}$ :	0.0020
	Deformazione unitaria ultima $\epsilon_{cu}$ :	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale $E_c$ :	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione $f_{ctm}$ :	3.10 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
	ACCIAIO -	Tipo:
Resist. caratt. a snervamento $f_{yk}$ :		450.0 MPa
Resist. caratt. a rottura $f_{tk}$ :		450.0 MPa
Resist. a snerv. di progetto $f_{yd}$ :		391.3 MPa
Resist. ultima di progetto $f_{td}$ :		391.3 MPa
Deform. ultima di progetto $E_{pu}$ :		0.068
Modulo Elastico $E_f$ :		200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:		Bilineare finito
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$ :		1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :		0.50
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa	

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	MANDANTI	A	59 di 101
				
			Data Ott' 23	

Base:	100.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	5Ø22	(19.0 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø22	(19.0 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.1	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.1	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	2.0	cm

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	267.70	0.00	0.00
2	0.00	-233.02	0.00	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	176.60

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	141.10 (157.17)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	67.30 (157.17)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	0.9	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	21.8	cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 60 di 101
	   		Data Ott' 23	

N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re	Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]; deve essere $< 0.45$
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]
As Tesa	Area armature long. trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	267.70			1.134	38.8	0.25	0.75	19.0 (8.0)
2	S	0.00	-233.02			1.303	11.2	0.25	0.75	19.0 (8.0)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X, Y, O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00065	50.0	0.00035	44.9	-0.00196	5.1
2	0.00065	0.0	0.00035	5.1	-0.00196	44.9

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X, Y, O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X, Y, O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X, Y, O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace (verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\emptyset/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	5.64	50.0	0.00	37.9	-228.7	44.9	12.6	1263	19.0	22.5

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
--------	-----	----	----	----	----	------	-----	----	---------

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI			REV. A	FOGLIO 61 di 101
				 D_VA DivisionArchitecture	
					Data Ott' 23

1 S -0.00132 0.00042 0.50 0.60 0.000686 (0.000686) 384 0.264 (990.00) 157.17

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.50	50.0	0.00	37.9	-182.7	44.9	12.6	1263	19.0	22.5

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00106	0.00034	0.50	0.60	0.000548 (0.000548)	384	0.211 (0.30)	157.17

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.15	50.0	0.00	37.9	-87.1	44.9	12.6	1263	19.0	22.5

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00050	0.00016	0.50	0.40	0.000261 (0.000261)	384	0.101 (0.20)	157.17

A taglio si necessita armatura specifica, individuata in ganci phi 12 passo 20x20 cm.

### VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO T.U. 14/01/2018 § 4.1.2.1.3

#### • Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$ mm larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa	resist. caratteristica
$h = 500$ mm altezza	$\gamma_s = 1,15$	coeff. sicurezza
$c = 51$ mm copriferro	391,	resist. di
$f_{ck} = 40$ a resist. caratteristica	$f_{yd} = 3$ MPa	calcolo
$\gamma_c = 1,50$ coeff. sicurezza	Armatura longitudinale tesa:	
$\alpha_{cc} = 0,85$ coeff. riduttivo	$A_{sl,1} = 0 \emptyset 0 = 0,00$ cm <sup>2</sup>	
$d = 449$ mm altezza utile	$A_{sl,2} = 0 \emptyset 0 = 0,00$ cm <sup>2</sup>	
$f_{cd} = 22,67$ a resist. di calcolo	$A_{sl,3} = 0 \emptyset 0 = 0,00$ cm <sup>2</sup>	
$f_{ctd} = 1,64$ a resist. di calcolo		0,00 cm <sup>2</sup>

#### • Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$N_{ed} = 0,0$  kN  $V_{ed} = 343,0$  kN

#### • Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 62 di 101
	   	Data Ott' 23		

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1,667 \quad < 2$$

$$v_{\min} = 0,035$$

$$k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{\min} = 0,477$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d) < 0,02 \quad \rho_1 = 0,000 \quad < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0,00 \quad \text{MPa} \quad f_{cd} < 0,2$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{\min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

(con

$$V_{Rd} = 0,0 \text{ kN}; \quad (v_{\min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 214,0 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 214,0 \text{ kN} \quad \text{assunto pari alla resistenza minima}$$

**la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio**

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 45,0^\circ \quad \text{inclinaz. bielle cls} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$(\theta = 18,2^\circ \quad \text{inclinaz. bielle cls per rottura bilanciata acciaio-cls:}$$

$$\alpha = 90,0^\circ \quad \text{inclinaz. staffe}$$

*angolo non ammissibile)*

Armatura a taglio (staffatura):

$A_{sw}/s$ staffe	mm con n° bracci	pass	c	$\text{cm}^2/c$
= $\emptyset$ 12 (trasv)	5	o 20	m = 0,283	m

$$V_{Rsd} = 0,90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) \times \sin \alpha$$

$$V_{Rsd} = 447,1 \text{ N}$$

MP resist. di calcolo

$$f_{cd} = 11,33 \text{ a} \quad \text{ridotta}$$

$$\alpha_c = 1,000 \quad \text{coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0,90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha)$$

$$V_{Rcd} = 2290,0 \text{ k}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd},$$

$$V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 447,1 > 343,0 \text{ N} \quad \text{c.s.} = 1,30$$

*la sezione armata a taglio risulta verificata.*

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 63 di 101
	   	Data Ott' 23		

### 8.2.2 Soletta inferiore

Si riportano nel seguito le verifiche a momento flettente, taglio e sforzo normale per la soletta inferiore. A favore di sicurezza la verifica viene condotta con le sollecitazioni di involuppo supposte agenti simultaneamente sulla medesima sezione.

Le sollecitazioni di verifica agli stati limite ultimi sono:

Momento flettente	$M_{Ed} =$	351	kNm	
Taglio	$V_{Ed} =$	302	kN	
	$N_{Ed,max} =$	-331	kN	(compressione)

Le sollecitazioni in combinazione sismica non sono dimensionanti per il caso in esame.

Agli stati limite di esercizio invece si trova:

		SLE Rara	SLE Freq.	SLE Q.P.	
Momento flettente	$M_{Ed} =$	264	214	101	kNm
Sforzo normale	$N_{Ed} +=$	-247	-211	-122	kN (compressione)

La sezione è pertanto verificata con armatura phi 22 passo 20 cm:

### DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.

**NOME SEZIONE:** Verifiche soletta inferiore 40 cm

(Percorso File: L:\da 20001\20073 Rufina Lotti2A-2B\20073 Mat di Lav\20073 Bozze JB\Calcolo\Sottovia\ST.01\Verifiche soletta inferiore 40 cm.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C28/35
Resistenza compress. di progetto $f_{cd}$ :	15.86 MPa
Deform. unitaria max resistenza $ε_{c2}$ :	0.0020
Deformazione unitaria ultima $ε_{cu}$ :	0.0035
Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale $E_c$ :	32308.0 MPa
Resis. media a trazione $f_{ctm}$ :	2.76 MPa
Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 64 di 101
	   		Data Ott' 23	

Sc limite S.L.E. comb. Rare:	16.8	MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	16.8	MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	12.6	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto fid:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 * \beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 * \beta_2$ :	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	5Ø22	(19.0 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø22	(19.0 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.1	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.1	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	2.0	cm

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	331.00	351.00	0.00	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	264.00	-247.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	211.00	214.00 (153.72)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 65 di 101
	   		Data Ott' 23	

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	122.00	101.00 (157.21)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 0.9 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 21.8 cm

## VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx re Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]  
As Tesa Area armature long. trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	331.00	351.00			1.035	35.9	0.31	0.83	19.0 (7.2)

## DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X, Y, O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00090	50.0	0.00057	44.9	-0.00196	5.1

## COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X, Y, O)  
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])  
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X, Y, O)  
Ss min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X, Y, O)  
Dw Eff. Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace (verifica fess.)  
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a  $5(c+\varnothing/2)$  e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 66 di 101
	   		Data Ott' 23	

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	8.19	0.0	0.00	14.6	-255.2	5.1	11.8	1180	19.0	22.5

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00149	0.00061	0.50	0.60	0.000766 (0.000766)	368	0.282 (990.00)	-155.01

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	7.08	50.0	0.00	35.6	-225.3	44.9	11.9	1187	19.0	22.5

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00131	0.00053	0.50	0.60	0.000676 (0.000676)	370	0.250 (0.40)	153.72

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	3.36	50.0	0.00	35.1	-101.0	44.9	11.7	1169	19.0	22.5

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00059	0.00025	0.50	0.40	0.000303 (0.000303)	366	0.111 (0.30)	157.21

A taglio si necessita armatura specifica, individuata in ganci phi 12 passo 20x20 cm.

#### VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO T.U. 14/01/2018 § 4.1.2.1.3

##### • Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$ mm larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa	resist. caratteristica
$h = 500$ mm altezza	$\gamma_s = 1,15$	coeff. sicurezza
$c = 51$ mm copriferro	391,	resist. di calcolo
$f_{ck} = 35$ MPa	$f_{yd} = 3$ MPa	
a resist. caratteristica Armatura longitudinale tesa:		



CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 68 di 101
	   	Data Ott' 23		

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 447,1 > 302,0 \quad \frac{k}{N} \quad c.s. = 1,48$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

### 8.2.3 Piedritti

Si riportano nel seguito le verifiche a momento flettente, taglio e sforzo normale dei piedritti del manufatto in esame. A favore di sicurezza la verifica viene condotta con le sollecitazioni di involucro supposte agenti simultaneamente sulla medesima sezione.

Le sollecitazioni di verifica agli stati limite ultimi sono:

Momento flettente	$M_{Ed} =$	323	kNm
Taglio	$V_{Ed} =$	282	kN
Sforzo normale	$N_{Ed,min} =$	-413	kN (compressione)

Le sollecitazioni in combinazione sismica non sono dimensionanti per il caso in esame.

Agli stati limite di esercizio invece si trova:

		SLE Rara	SLE Freq.	SLE Q.P.	
Momento flettente	$M_{Ed} =$	243	197	96	kNm
Sforzo normale	$N_{Ed,min} =$	-302	-256	-145	kN (compressione)

La sezione è pertanto verificata con armatura phi 22 passo 20 cm:

#### **DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.**

**NOME SEZIONE: Verifiche piedritti 40 cm**

(Percorso File: L:\da 20001\20073 Rufina Lotti2A-2B\20073 Mat di Lav\20073 Bozze JB\Calcolo\Sottovia\ST.01\Verifiche piedritti 40 cm.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 69 di 101
	   		Data Ott' 23	

Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia  
Riferimento alla sismicità: Comb. non sismiche

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :	0.50
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa	

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	5Ø22	(19.0 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø22	(19.0 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.1	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.1	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	2.0	cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	413.00	323.00	0.00	0.00

### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	302.00	243.00

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 70 di 101
	   	Data Ott' 23		

### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	256.00	197.00 (178.25)

### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	145.00	96.00 (182.22)

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 0.9 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 21.8 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx re	Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC: deve essere $< 0.45$									
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]									
As Tesa	Area armature long. trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)									
N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	413.00	323.00			1.181	36.3	0.31	0.82	19.0 (8.0)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione					
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)					
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)					
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)					
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)					
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)					
N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00086	50.0	0.00054	44.9	-0.00196	5.1

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 71 di 101
	   		Data Ott' 23	

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	8.09	50.0	0.00	35.0	-241.1	44.9	11.7	1166	19.0	22.5

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2) in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00141	0.00061	0.50	0.60	0.000723 (0.000723)	365 0.264 (990.00)		177.21

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	6.56	50.0	0.00	34.8	-192.8	44.9	11.6	1161	19.0	22.5

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00113	0.00049	0.50	0.60	0.000578 (0.000578)	364 0.211 (0.30)		178.25

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	3.21	50.0	0.00	34.3	-89.3	44.9	11.4	1142	19.0	22.5

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00052	0.00024	0.50	0.40	0.000268 (0.000268)	361 0.097 (0.20)		182.22

A taglio si necessita armatura specifica, individuata in ganci phi 12 passo 20x20 cm.

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 72 di 101
	   	Data Ott' 23		

## VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO T.U. 14/01/2018 § 4.1.2.1.3

### • Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$ mm larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa	resist. caratteristica
$h = 500$ mm altezza	$\gamma_s = 1,15$	coeff. sicurezza
$c = 51$ mm copriferro	$f_{yd} = 3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 40$ MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1,50$ coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 0 \text{ } \emptyset$	$0 = 0,00 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0,85$ coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset$	$0 = 0,00 \text{ cm}^2$
$d = 449$ mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset$	$0 = 0,00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 22,67$ MPa resist. di calcolo		$0,00 \text{ cm}^2$
$f_{ctd} = 1,64$ MPa resist. di calcolo		

### • Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0,0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 282,0 \text{ kN}$$

### • Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1,667 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 \quad v_{min} = 0,477$$

$$k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad \rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d)$$

$$\rho_1 = 0,000 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0,00 \text{ MPa} < 0,2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 0,0 \text{ kN}; \quad (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 214,0 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 214,0 \text{ kN} \text{ assunto pari alla resistenza minima}$$

**la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio**

### • Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 45,0 \text{ } ^\circ \text{ inclinaz. bielle cls \quad angolo ammissibile}$$

$$(\theta = 18,2 \text{ } ^\circ \text{ inclinaz. bielle cls per rottura bilanciata acciaio-cls:}$$

$$\alpha = 90,0 \text{ } ^\circ \text{ inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

*angolo non ammissibile)*

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA		MANDANTI	REV. A	FOGLIO 73 di 101
	 Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	 ZIRMA s.p.a.			 D_VA D_VisionArchitecture

$A_{sw}/s$  staffe mm con n° bracci pass o c cm<sup>2</sup>/c  
 $= \emptyset$  12 (trasv) 5 20 m = 0,283 m  
 $V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cotg\alpha + \cotg\theta) \times \text{sen}\alpha$   
 $V_{Rsd} = 447,1$  N k  
MP resist. di calcolo  
 $f_{cd} = 11,33$  a ridotta  
 $\alpha_c = 1,000$  coeff. maggiorativo  
 $V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\alpha)$   
 $V_{Rcd} = 2290,0$  k  
 $V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$   
 $V_{Rd} = 447,1 > 282,0$  N k  
c.s. = 1,59  
*la sezione armata a taglio risulta verificata.*

#### 8.2.4 Verifica di capacità portante verticale del terreno di fondazione

Si esegue la verifica della capacità portante verticale del terreno costituente lo scatolare; come sollecitazione massima si considera quella di inviluppo relativa alla Combinazione SLU Traffico:

Beam React: FY (kN)

131,49 [Bm:11,Nd:51]
124,57
103,81
83,05
62,29
41,52
20,76
0,00 [Bm:32,Nd:40]

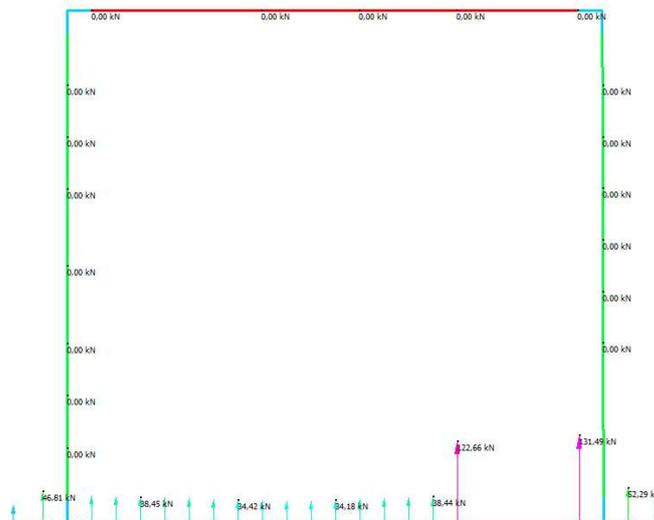


FIGURA 1: REAZIONI VINCOLARI NODALI

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 74 di 101
	   		Data Ott' 23	

I nodi sono posti ad un interasse di 0,40 m; per cui si ottiene uno carico verticale al metro pari a  $35/0,25 = 140$  kN/m. Moltiplicando tale valore per la larghezza totale della soletta di base, si ottiene il carico totale sul metro di sezione, pari a  $140*6,40$  m = 896 kN. Si considera l'approfondimento medio della fondazione pari a 1,00 m, e si trascurano le azioni orizzontali (e quindi la verifica allo scorrimento) in quanto le spinte orizzontali del terreno sono perfettamente bilanciate.

Come caratteristiche del terreno di fondazione si considera l'Unità dei depositi di frana "fa", in base all'ubicazione dell'opera sul profilo geotecnico. La falda si attesta a -3.00 m dal p.c.

Depositi antropici <b>r</b>	Depositi alluvionali terrazzati <b>bn</b>	Coltre eluvio-colluviale <b>b2</b>	Depositi di frana <b>fa</b>	Argille e calcari di Canetolo alterati <b>ACC alt</b>	Argille e calcari di Canetolo <b>ACC</b>
$\gamma_N = 19$ KN/m <sup>3</sup>	$\gamma_N = 18$ KN/m <sup>3</sup>	$\gamma_N = 19$ KN/m <sup>3</sup>	$\gamma_N = 19$ KN/m <sup>3</sup>	$\gamma_N = 20$ KN/m <sup>3</sup>	$\gamma_N = 21$ KN/m <sup>3</sup>
-	$\gamma_{sat} = 21$ KN/m <sup>3</sup>	$\gamma_{sat} = 20$ KN/m <sup>3</sup>	$\gamma_{sat} = 20$ KN/m <sup>3</sup>	$\gamma_{sat} = 21$ KN/m <sup>3</sup>	$\gamma_{sat} = 22$ KN/m <sup>3</sup>
$c' = 0$ KPa	$c' = 5$ KPa	$c' = 14$ KPa	$c' = 7$ KPa	$c' = 7$ KPa	$c' = 40$ KPa
$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 20^\circ$	$\phi' = 28^\circ$	$\phi' = 23^\circ$	$\phi' = 30^\circ$
-	-	-	$c_r = 0$ KPa	-	-
-	-	-	$\phi'_r = 25^\circ$	-	-
-	-	-	$c_u = 60 \div 120$ KPa	$c_u = 100 \div 200$ KPa	-
$E' = 20$ MPa	$E' = 10+2z$ MPa	$E' = 15$ MPa	$E' = 10 \div 20$ MPa	$E' = 10+2z$ MPa	$E' = 60 \div 80$ MPa

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

$$q_{lim} = c^*N_c^* sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*N_q^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5^*\gamma^*B^*N_\gamma^*s_\gamma^*d_\gamma^*i_\gamma^*b_\gamma^*g_\gamma$$

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 ( $B^* = B - 2^*e_B$ )

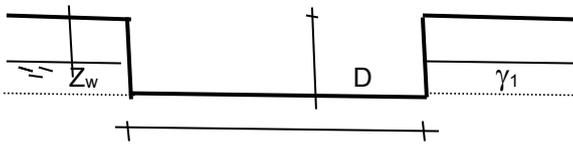
$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2^*e_L$ )

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

**coefficienti parziali**

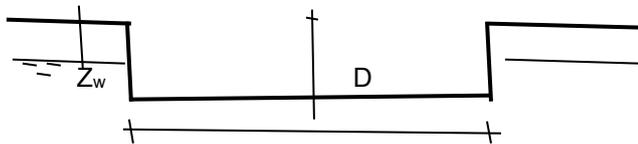
Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	
	permanenti	temporanee variabili	tan $\varphi'$	c'
Stato limite ultimo	1,00	1,30	1,25	1,60
Tensioni ammissibili	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente	1,10	1,10	1,10	1,10

valori suggeriti dall'EC7



B

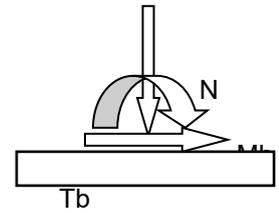
$\gamma, c', \varphi'$



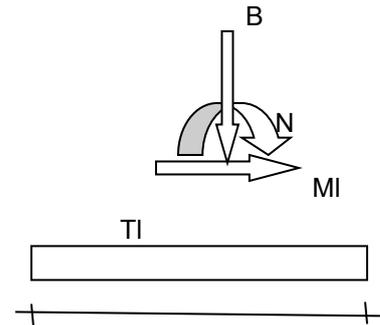
L

(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

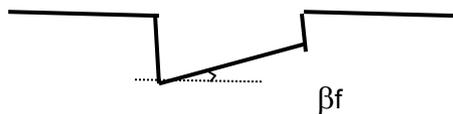
B = 6,40 (m)  
 L = 100,00 (m)  
 D = 1,00 (m)



Tb



L



$\beta_f = 0,00$  (°)



$\beta_p = 0,00$  (°)

**AZIONI**

valori di input		Valori di calcolo
permanenti	temporanee	

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	MANDANTI	A	76 di 101
	 PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	 ZITEMA s.r.l. INGEGNERIA, ARCHITETTURA, AMBIENTE	 VA D_VisionArchitecture	
				Data Ott' 23

N [kN]	896,00	0,00	896,00
Mb [kNm]		0,00	0,00
MI [kNm]		0,00	0,00
Tb [kN]		0,00	0,00
TI [kN]		0,00	0,00
H [kN]	0,00	0,00	0,00

**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**

$$c' = 7,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 28,00 \quad (^\circ)$$

**Profondità della falda**

$$Z_w = 3,00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 6,40 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 20,00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\gamma = 13,13 \quad (\text{kN/mc})$$

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

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

$$N_q = 14,72$$

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

$$N_c = 25,80$$

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

$$N_\gamma = 16,72$$

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

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

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA		MANDANTI	REV. A	FOGLIO 77 di 101
				 D_VisionArchitecture	
				Data Ott' 23	

$$s_c = 1,00$$

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

$$s_q = 1,00$$

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

$$s_\gamma = 1,00$$

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

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_I) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

$$m = 2,00 \quad (-)$$

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

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

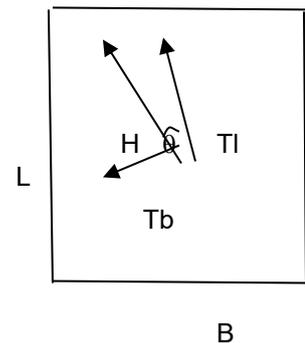
$$i_q = 1,00$$

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

$$i_c = 1,00$$

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

$$i_\gamma = 1,00$$



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

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

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

$$d_q = 1,05$$

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

$$d_c = 1,05$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 78 di 101
	   		Data Ott' 23	

**$b_c, b_q, b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

**$g_c, g_q, g_\gamma$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 1199,96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 140,00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Coefficiente di sicurezza**

$$F_s = q_{lim} / q = 8,57$$

Il fattore FS è maggiore di 2,3, quindi la verifica è soddisfatta.

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA		REV. A	FOGLIO 79 di 101
	MANDANTI		Data Ott' 23	
   				

## 8.3 VERIFICHE MURI DI IMBOCCO

### 8.3.1 Richiami teorici

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Se il muro è in calcestruzzo armato: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

Se il muro è a gravità: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione e verifica in diverse sezioni al ribaltamento, allo scorrimento ed allo schiacciamento.

#### Calcolo della spinta sul muro

##### **Valori caratteristici e valori di calcolo**

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali  $\gamma$ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

##### **Metodo di Culmann**

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE	REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	A	80 di 101
	MANDANTI	Data	
	   	Ott' 23	

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione  $r$  rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio ( $W$ ), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura ( $R$  e  $C$ ) e resistenza per coesione lungo la parete ( $A$ );
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta  $S$  sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta  $S$  rispetto all'ordinata  $z$ . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

### ***Spinta in presenza di falda***

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni 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 efficace

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove  $\gamma_{\text{sat}}$  è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e  $\gamma_w$  è il peso specifico 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 esercitata dall'acqua.

### ***Spinta in presenza di sisma***

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta  $e$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $b$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 81 di 101
	   	Data Ott' 23		

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

dove  $q = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$  essendo  $k_h$  il coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di  $k_h$ .

In presenza di falda a monte,  $q$  assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Detta  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$DS = AS' - S$$

dove il coefficiente  $A$  vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cos \theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente  $A$  si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di  $q$ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente  $A$  viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove  $W$  è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 82 di 101
	   	Data Ott' 23		

### **Verifica a ribaltamento**

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante  $M_r$ ) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante  $M_s$ ) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto  $M_s/M_r$  sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_r$ .

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante  $M_r$  è dato dalla componente orizzontale della spinta  $S$ , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro  $d$  è positivo, ribaltante se  $d$  è negativo.  $d$  è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

### **Verifica a scorrimento**

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_s$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella  $F_s$  sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta  $N$  la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con  $d_f$  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  $c_a$  l'adesione terreno-fondazione e con  $B_r$  la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_r$$

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE	REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	A	83 di 101
	MANDANTI	Data	
	   	Ott' 23	

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione,  $d_f$ , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di  $d_f$  pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

### **Verifica al carico limite**

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a  $\eta_q$ . Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite ed  $R$  la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

- c coesione del terreno in fondazione
- f angolo di attrito del terreno in fondazione
- g peso di volume del terreno in fondazione
- B larghezza della fondazione
- D profondità del piano di posa
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa
- N fattori di capacità portante
- d fattori di profondità del piano di posa
- i fattori di inclinazione del carico

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 84 di 101
	   	Data Ott' 23		

Fattori di capacità portante		$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$	$N_q = e^{\pi \tan \varphi} K_p$	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$
Fattori di forma	$\varphi = 0$	$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1$	$s_\gamma = 1$
	$\varphi > 0$	$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1 + 0.1 K_p \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B'}{L'}$
Fattori di profondità	$\varphi = 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1$	$d_\gamma = 1$
	$\varphi > 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$
Fattori di inclinazione del carico	$\varphi = 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = 0$
	$\varphi > 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_g = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\varphi^\circ}\right)^2$

Indichiamo con  $K_p$  il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

### Riduzione per eccentricità del carico

Nel caso in cui il carico al piano di posa della fondazione risulta eccentrico, Meyerhof propone di moltiplicare la capacità portante ultima per un fattore correttivo  $R_e$

$R_e = 1.0 - 2.0 \frac{e}{B}$	per terreni coesivi
$R_e = 1.0 - \sqrt{\frac{e}{B}}$	per terreni incoerenti

con  $e$  eccentricità del carico e  $B$  la dimensione minore della fondazione.

### Riduzione per effetto piastra

Per valori elevati di  $B$  (dimensione minore della fondazione), Bowles propone di utilizzare un fattore correttivo  $r_g$  del solo termine sul peso di volume ( $0.5 B$  g  $N_g$ ) quando  $B$  supera i 2 m.

$$r_\gamma = 1.0 - 0.25 \log \frac{B}{2.0}$$

Il termine sul peso di volume diventa:

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 85 di 101
	   	Data Ott' 23		

$$0.5B\gamma N_{\gamma} r_{\gamma}$$

### Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a  $h_g$ .

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_{i=0}^n \left[ \frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi_i}{m} \right]}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine  $m$  è espresso da

$$m = \left( 1 + \frac{\tan \varphi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $a_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima,  $c_i$  e  $f_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed  $u_i$  è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine  $m$  che è funzione di  $h$ . Quindi essa è risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per  $h$  da inserire nell'espressione di  $m$  ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

### 8.3.2 Verifica muro di imbocco, Hmax = 5,40 m

Di seguito si riportano le verifiche del muro di sostegno a mensola costituente i luri d'ala del Sottovia ST.01; viene verificata la sezione di altezza maggiore, in corrispondenza dell'unione con lo scatolare gettato in opera.

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 86 di 101
	   		Data Ott' 23	

Si realizza un muro di altezza variabile da 5,40 m a 0,80 m, con una mensola continua su tutto il muro di 3,50 m. Lo spessore dei paramenti è pari a 50 cm.

**OPERA** VS02\_Muro di sostegno

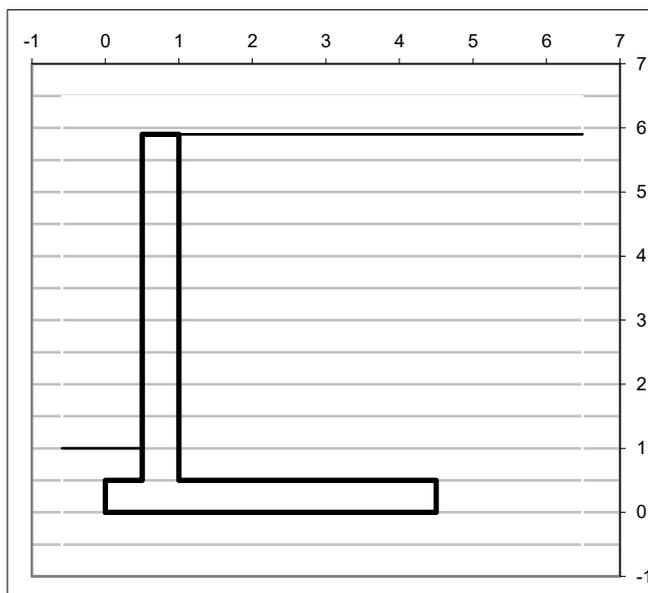
**DATI DI PROGETTO:**

**Geometria del Muro**

Elevazione	H3	5,40	(m)
Aggetto Valle	B2	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	0,50	(m)
Aggetto monte	B4	0,00	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B	4,50	(m)
Spessore Fondazione	H2	0,50	(m)
Suola Lato Valle	B1	0,50	(m)
Suola Lato Monte	B5	3,50	(m)
Altezza dente	Hd	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	2,25	(m)



Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$	25,00	( $\text{kN/m}^3$ )
---------------------------------	----------------	-------	---------------------

**Dati Geotecnici**

			Valori caratteristici	Valori di progetto	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	$\varphi'$	35,00	35,00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	$\gamma'$	20,00	26,00	( $\text{kN/m}^3$ )
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	$\varepsilon$	0,00	0,00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	$\delta_{muro}$	20,00	20,00	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup\ id}$	20,00	20,00	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	$c_1'$	7,00	7,00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	$\varphi_1'$	28,00	28,00	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	$\gamma_1$	20,00	20,00	( $\text{kN/m}^3$ )
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	$\gamma_d$	20,00	20,00	( $\text{kN/m}^3$ )
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	1,00		(m)
	Profondità Falda	Zw	3,00		(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata $H = 2*B$ )	Hs	7,00		(m)
Modulo di deformazione	E	50000	50000	( $\text{kN/m}^2$ )	

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 87 di 101
	   		Data Ott' 23	

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a <sub>g</sub> /g	0,23		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1,20		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0,1356		(-)
	coefficiente sismico verticale	kv	0,0678		(-)
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0,25	0,25	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0,32	0,32	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0,34	0,34	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	2,77	2,77	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	2,55	2,55	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	2,51	2,51	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0,32	0,25	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0,54	0,32	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0,70	0,34	(-)

<b>Carichi Agenti</b>			Valori caratteristici	Valori di progetto	
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	0,00	0,00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	0,00	0,00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	0,00	0,00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	0,00	0,00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	0,00	0,00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	0,00	0,00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	0,00	0,00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	0,00	0,00	(kNm/m)

## CONDIZIONE STATICA

### Azioni orizzontali

Spinta terreno	104,20 (kN/m)
Spinta sovraccarico	0,00 (kN/m)
Spinta passiva	0,00 (kN/m)
Azioni esterne	0,00 (kN/m)

### Azioni verticali

PP muro	123,75 (kN/m)
PP terreno a monte	378,00 (kN/m)
Spinta terreno	37,92 (kN/m)
Spinta sovraccarico	0,00 (kN/m)
Azioni esterne	0,00 (kN/m)

### Momenti ribaltanti

Spinta terreno	204,92 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	0,00 (kNm/m)
Spinta passiva	0,00 (kNm/m)
Azioni esterne	0,00 (kNm/m)

### Momenti stabilizzanti

PP muro	177,19 (kNm/m)
PP terreno a monte	1039,5 (kNm/m)
Spinta terreno	0 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	170,66 (kNm/m)
Azioni esterne	0,00 (kNm/m)

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 88 di 101
	   	Data Ott' 23		

### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)	N	=	539,67	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	104,20	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f	=	0,53	(-)
<b>F<sub>s</sub></b>	<b>= (N*f + S<sub>p</sub>) / T</b>		<b>2,75</b>	<b>(-)</b>

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	1387,3	5 (kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	204,92	(kNm/m)
<b>Fr</b>	<b>= Ms / Mr</b>		<b>6,77</b>	<b>(-)</b>

### VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N	=	539,67	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	104,20	(kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	31,84	(kNm/m)
eccentricità	e	=	0,06	(m)
larghezza equivalente	B*	=	4,38	(m)
Coefficienti di carico limite		Coefficienti di inclinazione del carico		
N <sub>q</sub>	14,72	(-)	i <sub>q</sub>	0,68 (-)
N <sub>c</sub>	25,80	(-)	i <sub>c</sub>	0,66 (-)
N <sub>γ</sub>	16,72	(-)	i <sub>γ</sub>	0,56 (-)
q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	=	731,75	(kN/m <sup>2</sup> )
<b>F</b>	<b>q<sub>lim</sub>*B* / N</b>		<b>5,94</b>	<b>(-)</b>

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 89 di 101
	   	Data Ott' 23		

### CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

$\delta$  5,76 (mm)

### CONDIZIONE SISMICA +

#### Azioni orizzontali

Spinta terreno	147,15 (kN/m)
Spinta sovraccarico	0,00 (kN/m)
Spinta passiva	0,00 (kN/m)
Azioni esterne	0,00 (kN/m)
Inerzia muro	16,78 (kN/m)
Inerzia terrapieno	51,26 (kN/m)

#### Azioni verticali

PP muro	123,75 (kN/m)
PP terreno a monte	378,00 (kN/m)
Spinta terreno	53,56 (kN/m)
Spinta sovraccarico	0,00 (kN/m)
Azioni esterne	0,00 (kN/m)
Inerzia terrapieno	25,63 (kN/m)

#### Momenti ribaltanti

Spinta terreno	289,40 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	0,00 (kNm/m)
Spinta passiva	0,00 (kNm/m)
Azioni esterne	0,00 (kNm/m)
Inerzia muro	31,20 (kNm/m)
Inerzia terrapieno	93,54 (kNm/m)

#### Momenti stabilizzanti

PP muro	177,19 (kNm/m)
PP terreno a monte	1039,5 (kNm/m)
Spinta terreno	0 (kNm/m)
Spinta sovraccarico	241,01 (kNm/m)
Azioni esterne	0,00 (kNm/m)

### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) = N = 580,94 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) = T = 215,19 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) = f = 0,53 (-)

$F_s = (N \cdot f + S_p) / T$  = 1,44 (-)

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) = Ms = 1457,70 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) = Mr = 414,14 (kNm/m)

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 90 di 101
	   	Data Ott' 23		

$$Fr = Ms / Mr \quad 3,52 \quad (-)$$

### VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N	=	580,94	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	215,19	(kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	263,54	(kNm/m)
eccentricità	e	=	0,45	(m)
larghezza equivalente	B*	=	3,59	(m)

Coefficients di carico limite			Coefficients di inclinazione del carico		
Nq	14,72	(-)	iq	0,43	(-)
Nc	25,80	(-)	ic	0,39	(-)
N <sub>γ</sub>	16,72	(-)	i <sub>γ</sub>	0,28	(-)

$$q_{lim} \quad (\text{carico limite unitario}) \quad = \quad 368,55 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$F \quad q_{lim} * B^* / N \quad 2,28 \quad (-)$$

### CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

$$\delta \quad 7,16 \quad (\text{mm})$$

### CONDIZIONE SISMICA -

#### Azioni orizzontali

Spinta terreno	133,82	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kN/m)
Spinta passiva	0,00	(kN/m)
Azioni esterne	0,00	(kN/m)
Inerzia muro	16,78	(kN/m)
Inerzia terrapieno	51,26	(kN/m)

#### Azioni verticali

PP muro	123,75	(kN/m)
PP terreno a monte	378,00	(kN/m)
Spinta terreno	48,70	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0,00	(kN/m)
Azioni esterne	0,00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-25,63	(kN/m)

#### Momenti ribaltanti

Spinta terreno	263,17	(kNm/ m)
----------------	--------	----------

#### Momenti stabilizzanti

PP muro	177,19	(kNm/ m)
---------	--------	----------

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	MANDANTI	A	91 di 101
	 <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	 <b>ZIRVIA</b> INGEGNERIA, ARCHITETTURA, AMBIENTE	 <b>VA</b> D_VisionArchitecture	
			Data Ott' 23	

Spinta sovraccarico	0,00	(kNm/ m)	PP terreno a monte	1039,5 0	(kNm/ m)
Spinta passiva	0,00	(kNm/ m)	Spinta terreno	219,17	(kNm/ m)
Azioni esterne	0,00	(kNm/ m)	Spinta sovraccarico	0,00	(kNm/ m)
Inerzia muro	31,20	(kNm/ m)	Azioni esterne	0,00	(kNm/ m)
Inerzia terrapieno	234,50	(kNm/ m)			

### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)	N	=	524,83	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	201,85	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)	f	=	0,53	(-)
<b>Fs</b>	<b>= (N*f + Sp) / T</b>	<b>1,38</b>	<b>(-)</b>	

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	1435,8 6	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	528,87	(kNm/m)
<b>Fr</b>	<b>= Ms / Mr</b>	<b>2,71</b>	<b>(-)</b>	

### VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N	=	524,83	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	201,85	(kN/m)
Momento rispetto al baric. della fond. (M)	M	=	273,87	(kNm/m)
eccentricità	e	=	0,52	(m)
larghezza equivalente	B*	=	3,46	(m)

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 92 di 101
	   	Data Ott' 23		

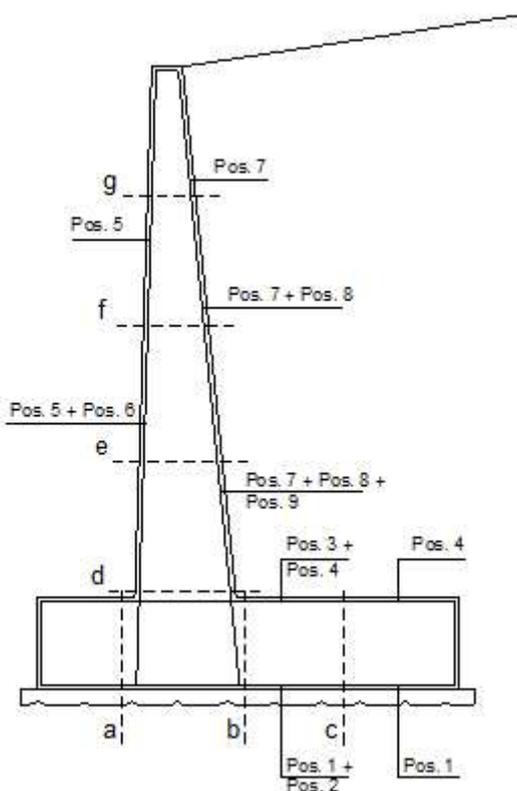
Coefficients di carico limite			Coefficients di inclinazione del carico		
Nq	14,72	(-)	iq	0,42	(-)
Nc	25,80	(-)	ic	0,37	(-)
N <sub>γ</sub>	16,72	(-)	i <sub>γ</sub>	0,27	(-)

q<sub>lim</sub> (carico limite unitario) = 346,43 (kN/m<sup>2</sup>)

F q<sub>lim</sub>\*B\*/ N 2,28 (-)

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE δ 6,64 (mm)

Di seguito si riportano le verifiche strutturali del muro, utilizzando le sollecitazioni ottenute dal foglio di calcolo excel per le varie sezioni di interesse. Si riporta il calcolo delle sezioni b



### VERIFICHE SLU

Sez.	M	N
(-)	(kNm)	(kN)

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	MANDANTI	A	93 di 101
	 <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	 <b>ZIRMA</b> INGEGNERIA, ARCHITETTURA, AMBIENTE	 <b>VA</b> D_VisionArchitecture	
	 <b>sinergo</b>		Data Ott' 23	

a - a	21,83	0,00
b - b	-354,63	0,00
c - c	-151,12	0,00
d - d	291,39	94,31
e - e	126,41	64,85
f - f	39,51	39,31
g - g	5,71	17,69

**VERIFICHE SLE  
RARA – FREQ- QP**

Sez.	M	N
(-)	(kNm)	(kN)
a - a	14,69	0,00
b - b	-155,21	0,00
c - c	-65,94	0,00
d - d	157,83	99,41
e - e	66,59	68,58
f - f	19,73	41,73
g - g	2,47	18,87

8.3.2.1 Verifica Sezione b-b (Soletta di base)

**DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.**

NOME SEZIONE: Verifiche paramento 40 cm\_muro (1)

(Percorso File: L:\da 20001\20073 Rufina Lotti2A-2B\20073 Mat di Lav\20073 Bozze JB\Calcolo\Sottovia\ST.01\Verifiche paramento 40 cm\_muro (1).sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai)senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO - Classe:	C28/35
Resistenza compress. di progetto fcd:	15.86 MPa
Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0 MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.76 MPa
Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	16.8 MPa

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 94 di 101
	   		Data Ott' 23	

Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	16.8	MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	12.6	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 * \beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 * \beta_2$ :	0.50
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	5Ø22	(19.0 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø22 + 4Ø16	(27.0 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.1	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.1	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	2.0	cm

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	-354.00	0.00	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	157.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	157.00 (142.68)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)	

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 95 di 101
	   		Data Ott' 23	

con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	157.00 (142.68)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 0.9 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 10.1 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx re Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]  
As Tesa Area armature long. trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	-354.00			1.195	14.0	0.31	0.83	27.0 (7.2)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X, Y, O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00089	0.0	0.00057	5.1	-0.00196	44.9

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X, Y, O)  
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])  
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X, Y, O)  
Ss min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X, Y, O)  
Dw Eff. Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace (verifica fess.)  
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a  $5(c+\emptyset/2)$  e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11) NTC / (7.14) EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	---------

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI						REV. A	FOGLIO 96 di 101
								
Data Ott' 23								

1 S 4.76 50.0 0.00 38.3 -203.1 44.9 12.8 1275 19.0 22.5

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica  
e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
e2 Massima deformazione unitaria (compressione: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
K2 = 0.5 per flessione;  $= (e1 + e2) / (2 * e2)$  in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC  
Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2  
e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es  
srm Distanza massima in mm tra le fessure  
wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00117	0.00036	0.50	0.60	0.000609 (0.000609)	387 0.236 (990.00)		142.68

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.76	50.0	0.00	38.3	-203.1	44.9	12.8	1275	19.0	22.5

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00117	0.00036	0.50	0.60	0.000609 (0.000609)	387 0.236 (0.40)		142.68

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.76	50.0	0.00	38.3	-203.1	44.9	12.8	1275	19.0	22.5

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00117	0.00036	0.50	0.40	0.000611 (0.000609)	387 0.236 (0.30)		142.68

### 8.3.2.2 Verifica Sezione d-d (Paramento verticale)

#### DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.

NOME SEZIONE: Verifiche soletta inferiore 40 cm\_muro (2)

(Percorso File: L:\da 20001\20073 Rufina Lotti2A-2B\20073 Mat di Lav\20073 Bozze JB\Calcolo\Sottovia\ST.01\Verifiche soletta inferiore 40 cm\_muro (2).sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Normativa di riferimento:

Tipologia sezione:

Forma della sezione:

Percorso sollecitazione:

Condizioni Ambientali:

Riferimento Sforzi assegnati:

Resistenze in campo sostanzialmente elastico

N.T.C.

Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe

Rettangolare

A Sforzo Norm. costante

Moderat. aggressive

Assi x,y principali d'inerzia

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 97 di 101
	   		Data Ott' 23	

Riferimento alla sismicità: Comb. non sismiche

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C32/40
Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80 MPa
Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO - Tipo:	B450C
Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 * \beta_2$ :	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 * \beta_2$ :	0.50
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0 MPa

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	5Ø22 + 4Ø16	(27.0 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø22	(19.0 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.1	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.1	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	2.0	cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	94.00	291.00	0.00	0.00

### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	78.00	157.00

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 98 di 101
	   		Data Ott' 23	

### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	78.00	157.00 (173.50)

### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	78.00	157.00 (173.50)

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 0.9 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 10.1 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx re	Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere $< 0.45$									
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]									
As Tesa	Area armature long. trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)									
N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	94.00	291.00			1.522	36.3	0.31	0.82	27.0 (8.0)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione					
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)					
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)					
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)					
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)					
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)					
N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00086	50.0	0.00054	44.9	-0.00196	5.1

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

CODIFICA DOCUMENTO  P01-ST01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 99 di 101
	   		Data Ott' 23	

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.54	50.0	0.00	34.7	-131.4	44.9	11.6	1156	27.0	11.2

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2)in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00077	0.00034	0.50	0.60	0.000394 (0.000394)	284	0.112 (990.00)	173.50

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.54	50.0	0.00	34.7	-131.4	44.9	11.6	1156	27.0	11.2

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00077	0.00034	0.50	0.60	0.000394 (0.000394)	284	0.112 (0.30)	173.50

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.54	50.0	0.00	34.7	-131.4	44.9	11.6	1156	27.0	11.2

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00077	0.00034	0.50	0.40	0.000394 (0.000394)	284	0.112 (0.20)	173.50