

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



ASSE PRINCIPALE

OPERE D'ARTE MINORI: TOMBINO IDRAULICO 300x200 (0+925)
OPERE D'ARTE MINORI: TOMBINO IDRAULICO 300x200 (0+925): STRUTTURE
Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO

NOME FILE

P01-TO04-STR-RE01-A.pdf

REVISIONE

SCALA

PROGETTO

LIV. PROG.

ACNO0113 D 20

CODICE ELAB. P01TO04STRRE01

A

-

D

C

B

A

EMISSIONE

10/2023

BRIGHENTI

GALANTE

FORMICHI

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 2 di 94
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  ETREVA s.r.l. INGEGNERIA, VALUTAZIONE, AMBIENTE	 sinergo  D_VA D_VisionArchitecture	
				Data Ott '23

INDICE

1	PREMESSA.....	3
1.1	Descrizione degli interventi	3
2	NORME DI RIFERIMENTO.....	5
2.1	Normativa nazionale cogente.....	5
2.2	Eurocodici	5
2.3	Norme EN, UNI, ISO	6
2.4	Norme CNR	7
3	VITA NOMINALE E CLASSI D'USO	8
4	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	11
4.1	Straus7 R2.4.6.....	11
5	MATERIALI.....	12
5.1	Opere in elevazione	12
5.2	Calcestruzzo per opere in fondazione	13
6	ANALISI STRUTTURALE E METODI DI VERIFICA	16
6.1	Criteri di verifica	16
6.2	Modello di calcolo	25
7	ANALISI DEI CARICHI.....	29
7.1	Pesi propri strutturali (g_1).....	29
7.2	Carichi permanenti portati (g_2)	29
7.3	Distorsioni e deformazioni impresse.....	32
7.4	Carichi variabili	34
7.5	Azione sismica	38
7.6	Riepilogo dei carichi agenti	42
7.7	Combinazioni di carico e fasi di calcolo	43
8	SOLLECITAZIONI AGENTI E VERIFICHE	51
8.1	Sollecitazioni agenti	51
8.2	Verifiche.....	55
8.3	Verifica di capacità portante verticale della fondazione	69
9	MANUFATTI DI IMBOCCO	75
9.1	Materiale per opere in elevazione e fondaazione	75
9.2	Analisi dei carichi	77
9.3	Verifiche manufatto d'imbocco	78
9.4	Verifiche manufatto d'imbocco	86

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI errevia INGEGNERIA VALUTAZIONE AMBIENTALE	A	3 di 94
			Data Ott '23	

1 PREMESSA

La presente costituisce la relazione di calcolo relativa al progetto dei tombini idraulici di sezione 3x2 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.

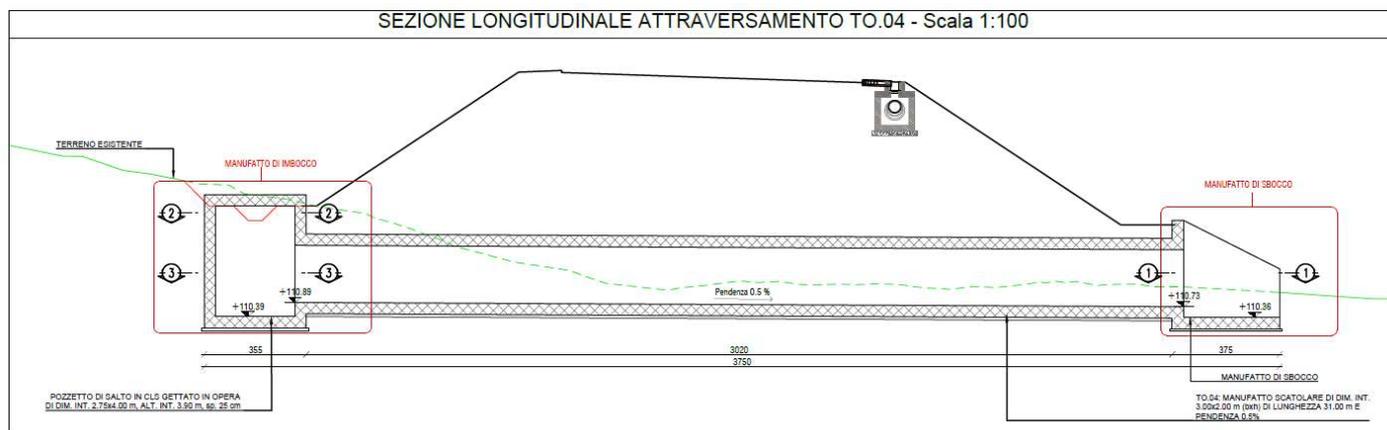
PK	ID TOMBINO	NOME OPERA	BASE (m)	ALTEZZA (m)	Ricoprimento
0+925,00	TO.04	Tombino rettangolare 3.00 x 2.00	3.00	2.00	5.50
1+295,00	TO.05	Tombino rettangolare 3.00 x 2.00	3.00	2.00	2.50
1+493,84	TO.06	Tombino rettangolare + prolungamento 1.00 x 0.75	1.00	0.75	0.70

1.1 Descrizione degli interventi

In questa relazione si affronterà il dimensionamento del Tombino TO.04, posto alla km 0+925 e con le seguenti caratteristiche geometriche:

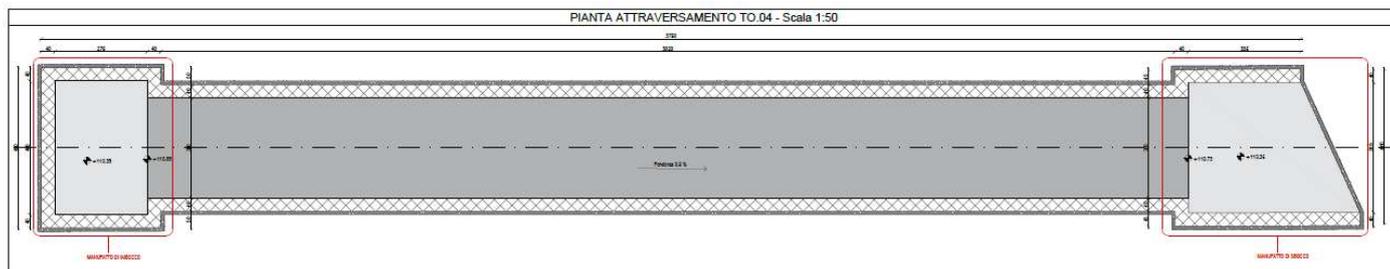
- Tombino 3 m x 2 m con ricoprimento di 5.50 m;

Trattasi di tombini scatolari in calcestruzzo armato gettati in opera; gli spessori dei piedritti e delle solette sono di 40 cm per tutte le tipologie in esame.



Sezione trasversale

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI entavia S.p.A. TECNOLOGIA. VIABILITÀ. AMBIENTE.		REV. A	FOGLIO 4 di 94	
	sinergo				D_VA D_VisionArchitecture		
						Data Ott '23	



Pianta elevazioni

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 	MANDANTI 	A	5 di 94
			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

D.M. 17/01/2018 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC)

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

D.Lgs. 30/04/92, n. 285 e s.m.i. - "Nuovo Codice della Strada"

D.P.R.16/12/92 n.495 e s.m.i. "Regolamento di esecuzione e di attuazione del Codice della Strada"

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)

Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale

[1] UNI EN 1990:2006

Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture

[2] UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici

[3] UNI EN 1991-1-4:2010 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

[4] UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche

[5] UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione

[6] UNI EN 1991-1-7:2014 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali

[7] UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti

[8] UNI EN 1991-3:2006 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari

Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

[9] UNI EN 1992-1-1:2015 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

[10] UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi

[11] UNI EN 1992-4:2018 Parte 4: Progettazione degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  entevia s.r.l. INGEGNERIA, VALUTAZIONE AMBIENTALE	  sinergo D_VA DivisionArchitecture	A
				Data Ott '23

Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio

- [12] UNI EN 1993-1-1:2014 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [13] UNI EN 1993-1-5:2019 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
- [14] UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- [15] UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica
- [16] UNI EN 1993-1-10:2005 Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore
- [17] UNI EN 1993-1-11:2007 Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi
- [18] UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio

Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo

- [19] UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [20] UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

- [21] UNI EN 1997-1:2013 Parte 1: Regole generali
- [22] UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

- [23] UNI EN 1998-1:2013 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- [24] UNI EN 1998-2:2011 Parte 2: Ponti
- [25] UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

2.3 Norme EN, UNI, ISO

Calcestruzzo:

- [1] EN 206:2016 “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- [2] UNI 11104:2016 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206

Acciaio per strutture metalliche e strutture composte:

- [3] EN 10025-1:2004
- [4] EN 10025-2:2019
- [5] EN 10025-3:2019
- [6] EN 10025-4:2019
- [7] EN 10025-5:2019

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	MANDANTI	A	7 di 94
   		Data		
		Ott '23		

[8] EN 10025-6:2019

[9] EN 10210-1

[10] EN 10219-1

Bulloni e chiodi:

[11] EN 15048

[12] EN 14399

[13] EN 10263

Saldature:

[14] EN ISO 4063:2011

[15] EN 1011

[16] EN ISO 9692

2.4 Norme CNR

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

CNR-DT 207 R1/2018 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni

CNR-UNI 10011/97 Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione;

CNR-UNI 10016/98 Travi composte acciaio-calcestruzzo: istruzioni per il calcolo e l'esecuzione;

CNR-UNI 10030/87 Anime irrigidite di travi in parete piena

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 ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 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.

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II: 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.
Classe III: 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.
Classe IV: 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", 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

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  ETREVA s.r.l. INGEGNERIA VALUTAZIONE AMBIENTE	 sinergo	A
			Data Ott '23	

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 PVR 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

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	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-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 10 di 94
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	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-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    Progettazione Valorizzazione Ambientale	A	11 di 94
			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-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  ETREVA s.r.l. INGEGNERIA VALUTAZIONE AMBIENTALE	A	12 di 94
			Data Ott '23	

5 MATERIALI

Si riportano nel seguito le principali caratteristiche dei materiali utilizzati sia per la progettazione del nuovo intervento che per la verifica dell'esistente.

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		C32/40	
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	$f_{ctm} =$	3.63	MPa
Modulo elastico medio	$E_{cm} =$	33346	N/mm ²
Peso specifico	$w =$	25	kN/m ³

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)	XC4
Classe di resistenza minima	C32/40
Rapporto massimo a/c	0.5
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	340
Contenuto minimo di aria (%)	4
Altri requisiti	-

Corrosione indotta da cloruri

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

Corrosione da attacchi gelo-disgelo

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	MANDANTI	A	13 di 94
			 	
	Data			Ott '23

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 ²
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza allo snervamento di progetto	$f_{yd} =$	391.30	MPa

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 - Copriferri 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:

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

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	C28/35
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} =$ 35 MPa

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  entevia s.r.l. INGEGNERIA, VALUTAZIONE, AMBIENTE	A	14 di 94
			Data Ott '23	

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
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 ²
Peso specifico	$w =$	25	kN/m ³

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 ³)	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 ²
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.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

C_{min}	C_o	ambiente	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	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
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. – elementi a piastra

Classe Calcestruzzo:	C28/35
Condizioni ambientali:	ordinarie

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	MANDANTI	A	15 di 94
   		Data Ott '23		

Vita nominale costruzione: 50 [anni]
Tolleranza di posa: 10 [mm]

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

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  ETREVA s.r.l. INGEGNERIA VALUTAZIONE AMBIENTALE	A	16 di 94
			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.

6.1.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

6.1.1.1 *Verifica per sollecitazioni di presso-flessione*

Come previsto dal DM 17.01.2018 al § 4.1.2.3.4.2 con riferimento alla generica sezione la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

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

dove:

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

6.1.1.2 *Verifiche a taglio*

Per la verifica a sollecitazione tagliante si fa riferimento al caso di elementi senza armature resistenti a taglio, secondo quanto previsto dal Ministero delle Infrastrutture nel D.M. 17.01.2018 al punto 4.1.2.3.5.1.

Indicato con V_{Ed} il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica controllando che risulti:

$$V_{Ed} < V_{Rd} = \max \left\{ \left(0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt[3]{100 \cdot \rho_\ell \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

dove:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

con l'altezza utile della sezione espressa in mm

$$v_{\min} = 0.035 \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$\rho_\ell = \frac{A_{sf}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

con b_w larghezza minima della sezione espressa in mm

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

tensione media di compressione nella sezione

I carichi applicati alla struttura possono essere considerati come carichi distribuiti, pertanto la verifica al taglio viene

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 17 di 94
	MANDATARIA 	MANDANTI   	Data Ott '23	

condotta nella sezione dell'elemento con distanza non minore di d dal bordo dell'appoggio in accordo al §6.2.1 dell'EC2.

Qualora la verifica non andasse a buon fine è necessario ricorrere ad elementi provvisti di armature resistenti a taglio secondo quanto previsto al punto 4.1.2.1.3.2 del già citato D.M.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio-trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio-compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \vartheta}{1 + \operatorname{ctg}^2 \vartheta}$$

La resistenza a taglio dell'elemento strutturale è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd} ; V_{Rcd})$$

Nelle precedenti espressioni, i nuovi parametri, introdotti rispetto al caso di elementi sprovvisti di armatura a taglio, assumono il seguente significato:

ϑ	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento con la limitazione $1.0 \leq \operatorname{ctg} \vartheta \leq 2.5$
α	inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento
A_{sw}	area dell'armatura trasversale
s	interasse tra due armature trasversali consecutive
$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
α_c	coefficiente maggiorativi pari a:
1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \times f_{cd}$
1.25	per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \times f_{cd}$
$2.5 \times (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0.5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

6.1.2 Verifiche agli Stati Limite di esercizio

Le verifiche agli SLE si risolvono nel controllare che i valori di tensione nei materiali siano inferiori ai limiti di normativa (punto 4.1.2.2.5 del D.M. 17.01.2018).

- Calcestruzzo compresso:

- Combinazione rara $\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$ per cls C32/40 $\rightarrow \sigma_c < 19.92 \text{ N/mm}^2$
- Combinazione quasi permanente $\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$ per cls C32/40 $\rightarrow \sigma_c < 14.94 \text{ N/mm}^2$

- Acciaio teso:

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  entevia s.r.l. INGEGNERIA VALUTA AMBIENTE	A	18 di 94
			Data Ott '23	

- Combinazione rara $\sigma_s < 0.80 \times f_{yk}$ per acciaio B450 $\rightarrow \sigma_s < 360.0 \text{ N/mm}^2$

1.1.1.1 Verifiche a fessurazione

Viene eseguita la verifica allo stato limite di apertura delle fessure con riferimento al D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (§ 4.1.2.2.4).

Prima di procedere alle verifiche a fessurazione è necessario definire delle apposite combinazioni di carico ed effettuare una valutazione relativa al grado di protezione delle armature metalliche contro la corrosione (in termini di condizioni ambientali e sensibilità delle armature stesse alla corrosione).

Si distinguono i seguenti casi:

- **Combinazioni di azioni:**
 - Frequente (indicata con FR);
 - Quasi Permanente (indicata con QP).
- **Condizioni ambientali:**
 - Ordinarie;
 - Aggressive;
 - Molto Aggressive.
- **Sensibilità delle armature alla corrosione:**
 - Sensibili (acciai da precompresso);
 - Poco sensibili (acciai ordinari).

Come criteri di scelta dello stato limite di fessurazione si fa riferimento alla tabella di seguito riportata.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi perman.	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Si considerano i seguenti valori limite di apertura delle fessure:

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

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

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 	MANDANTI   	A	19 di 94
			Data Ott '23	

Con l'ausilio del programma di calcolo "STS Stati Limite", si procede al calcolo del valore caratteristico dell'ampiezza della fessura w_d , confrontandolo con i valori limite precedentemente definiti.

Il calcolo è condotto attraverso i seguenti passaggi:

- Valutazione della distanza media tra le fessure (Δ_{sm});
- Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura (ϵ_{sm});
- Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo).

Per il calcolo di Δ_{sm} e ϵ_{sm} si utilizzano criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica: in particolare si fa riferimento alla Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n°7 del 21/01/2019 ("Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018").

L'ampiezza media delle fessure è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Si ricava quindi il valore di calcolo di apertura delle fessure, da confrontare con i valori nominali w_1 , w_2 e w_3 riportati precedentemente:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m$$

In base alla tabella 4.1.III del D.M. 17.01.2018, la classe di esposizione individuata per le parti in calcestruzzo rivolte all'interno dei tombini idraulici riconduce a condizione ambientale del tipo "Aggressiva". Pertanto, secondo la tabella 4.1.IV:

Elemento strutturale	Classe di esposizione	Condizioni ambientali	Combinazione	Armatura poco sensibile	
				Stato Limite	w_d
Gettato in opera	XC4 – XF3	Aggressive	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_3 = 0.3 \text{ mm}$
			Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.2 \text{ mm}$

Per quanto riguarda invece le parti in calcestruzzo perennemente a contatto con il terreno caratterizzanti quindi l'esterno dei tombini idraulici, si può far riferimento a una condizione ambientale del tipo "Ordinaria" dovuta alla classe di esposizione XC2 ("Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo") o XC3 ("Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta"). Ne risulta che i limiti di apertura delle fessure sono i seguenti:

Elemento strutturale	Classe di esposizione	Condizioni ambientali	Combinazione	Armatura poco sensibile	
				Stato Limite	w_d
Gettato in opera	XC2 – XF1	Ordinarie	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$
	XC3 – XF1		Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    DivisionArchitecture	A	20 di 94
			Data Ott '23	

6.1.3 Verifica della capacità portante

Come indicato da DM 17.01.2018 al § 6.4.2, viene condotta la verifica a capacità portante della fondazione seguendo la combinazione A1+M1+R3 dell'approccio 2.

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno sono assunti unitari come indicato dalla Tab.6.2.II per la combinazione M1.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_r	1,0	1,0

I coefficienti parziali per le azioni sono quelli considerati per le verifiche strutturali (A1) come indicato nella Tab. 5.1.V. riportata di seguito.

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

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

Il coefficiente γ_3 per la verifica della capacità portante viene assunto pari a 2.30 come indicato dalla Tab. 6.4.I

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

La verifica di capacità portante della fondazione risulta soddisfatta se il rapporto tra la pressione limite e la pressione massima sul terreno risulta maggiore di 1.00.

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    Progettazione e Direzione Lavori	A	21 di 94
			Data Ott '23	

$$q_{lim} / q_{max} \geq 1.00$$

dove: q_{max} = pressione massima sul terreno;

q_{lim} = pressione limite della fondazione, calcolata secondo Brinch-Hansen, ridotta di un fattore di sicurezza F_s pari a 2.30

Calcolo della pressione limite della fondazione

La capacità portata della fondazione è stata calcolata attraverso l'espressione proposta da Brinch-Hansen per le fondazioni superficiali; poiché la fondazione ed il piano campagna risultano orizzontali, si sono trascurati i corrispondenti fattori correttivi. Il carico limite è pertanto fornito dalle seguenti espressioni:

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c^0 \cdot d_c^0 \cdot i_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 + q' \quad (*)$$

dove: γ' = peso specifico terreno di fondazione (sommerso, se in presenza di falda);

B = larghezza equivalente della fondazione (in presenza di carichi eccentrici);

c' = coesione del terreno di fondazione in condizioni drenate;

c_u = coesione del terreno di fondazione in condizioni non drenate;

q' = sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione;

N_{γ}, N_c, N_q = coefficienti di capacità portante;

$s_{\gamma}, s_c, s_q, s_c^0$ = coefficienti di forma;

$d_{\gamma}, d_c, d_q, d_c^0$ = coefficienti correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa;

$i_{\gamma}, i_c, i_q, i_c^0$ = coefficienti correttivi dovuti alla presenza di carichi orizzontali;

$b_{\gamma}, b_c, b_q, b_c^0$ = coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione del piano di fondazione;

$g_{\gamma}, g_c, g_q, g_c^0$ = coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione del piano campagna.

(*) nel caso di piano campagna inclinato, all'espressione di q_{lim} per terreno puramente coesivo va aggiunto il termine:

$$- 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot \left(1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot 2\beta$$

con β inclinazione del piano del piano campagna rispetto all'orizzontale e L lunghezza della fondazione.

Di seguito vengono riepilogate le espressioni utilizzate per determinare la larghezza equivalente della fondazione, l'entità sovraccarico e i valori dei diversi coefficienti.

a) *Larghezza equivalente della fondazione:*

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  entevia s.r.l. INGEGNERIA, VALUTAZIONE AMBIENTALE	A	22 di 94
			Data Ott '23	

$$B = B_R - 2 \cdot \frac{M}{N}$$

- dove: B_R = larghezza reale della fondazione;
 M = momento risultante sulla fondazione;
 N = azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione.

b) *Sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione:*

$$q' = \gamma_t \cdot D$$

- dove: γ_t = peso del terreno di ricoprimento;
 D = profondità del piano di posa della fondazione.

Nel presente caso, il carico q' è stato trascurato nel calcolo della capacità portante della fondazione.

c) *Coefficienti di capacità portante:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$N_q = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\phi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi')$$

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg}(\phi')$$

- dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione.

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$N_c = 2 + \pi$$

d) *Coefficienti di forma (per $B < L$):*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$s_\gamma = 1 + 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg}(\phi')$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$s_c^0 = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

- dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;
 B = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);
 L = lunghezza della fondazione.

e) *Coefficienti dipendenti dalla profondità del piano di posa:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  ENTREVIA S.p.A. INGEGNERIA, VALUTAZIONE AMBIENTALE	A	23 di 94
			Data Ott '23	

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\phi') \cdot [1 - \operatorname{sen}(\phi')]^2 \cdot \frac{D}{B_R} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\phi') \cdot [1 - \operatorname{sen}(\phi')]^2 \cdot \operatorname{ctg}\left(\frac{D}{B_R}\right) \quad \text{per } D/B > 1$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B_R} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \operatorname{ctg}\left(\frac{D}{B_R}\right) \quad \text{per } D/B > 1$$

$$d_\gamma = 1$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$d_c^0 = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B_R} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_c^0 = 1 + 0.4 \cdot \operatorname{ctg}\left(\frac{D}{B_R}\right) \quad \text{per } D/B > 1$$

- dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;
 B_R = larghezza reale della fondazione;
 D = profondità del piano di posa della fondazione;

f) *Coefficienti correttivi dovuti alla presenza di carichi orizzontali:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \operatorname{ctg}(\phi')} \right]^5$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \operatorname{ctg}(\phi')} \right]^5$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - d_q}{N_q - 1}$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$i_c^0 = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_u \cdot N_c} \quad m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

- dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;
 c' = coesione del terreno di fondazione in condizioni drenate;
 c_u = coesione del terreno di fondazione in condizioni non drenate;
 B = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);
 L = lunghezza della fondazione;
 N = azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione;
 H = azione parallela al piano di posa sulla fondazione;
 N_q = coefficiente di capacità portante (definito in precedenza);

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 	MANDANTI 	A	24 di 94
			Data Ott '23	

g) *Coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione del piano di fondazione:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$b_{\gamma} = \exp [- 2.7 \cdot \eta \cdot \operatorname{tg}(\phi')]$$

$$b_{q} = \exp [- 2 \cdot \eta \cdot \operatorname{tg}(\phi')]$$

$$b_{c} = 1 - \frac{\eta^{\circ}}{147^{\circ}}$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$b_{c} = 1 - \frac{\eta^{\circ}}{147^{\circ}}$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;

η = angolo di inclinazione del piano di fondazione rispetto all'orizzontale.

h) *Coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione del piano campagna:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$g_{q} = g_{\gamma} = [1 - 0.5 \cdot \operatorname{tg}(\beta)]^5$$

$$g_{c} = 1 - \frac{\beta^{\circ}}{147^{\circ}}$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo

$$b_{c} = 1 - \frac{\beta^{\circ}}{147^{\circ}}$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;

β = angolo di inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale.

6.1.4 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:

- β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 25 di 94
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI entevia s.r.l. INGEGNERIA, VALUTAZIONE, AMBIENTE	sinergo D_VA DivisionArchitecture	
			Data Ott '23	

- g = accelerazione di gravità

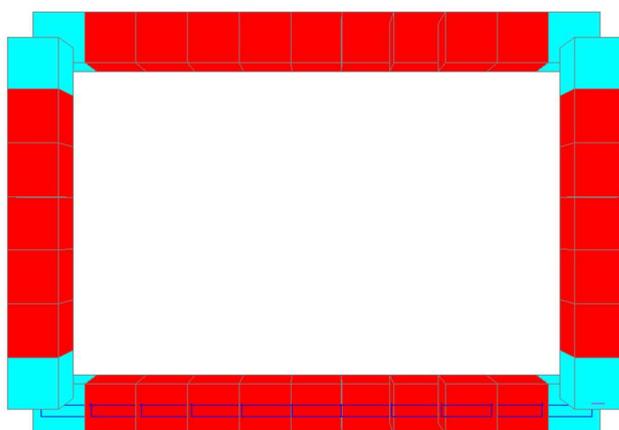
Il valore del coefficiente di riduzione β_m assume i seguenti valori:

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

6.2 Modello di calcolo

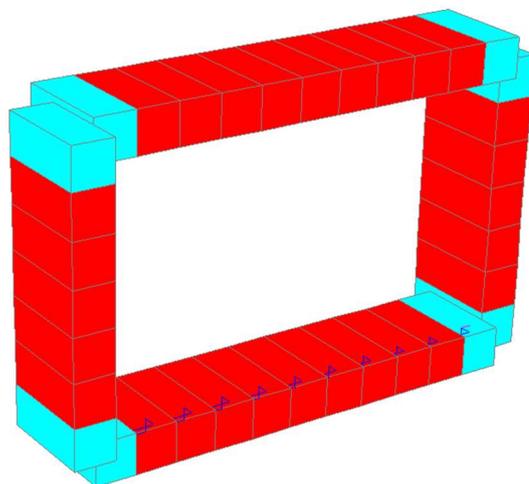
Viene realizzato un modello di calcolo agli elementi finiti attraverso elementi beam di base pari ad 1 m. Tale modellazione è giustificata dal fatto che il manufatto in esame è caratterizzato da uno stato piano di deformazione. Le zone nodali sono infinitamente rigide e pertanto modellate attraverso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

Si riporta nel seguito un'immagine del modello utilizzato.



Modello di calcolo: vista solida e filiforme

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 26 di 94
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  entevia s.r.l. INGEGNERIA, VALUTAZIONE, AMBIENTE	 sinergo  D_VA DivisionArchitecture	



Modello di calcolo: vista isometrica

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:

$$k_w = 2000 \text{ kN/m}^3$$

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

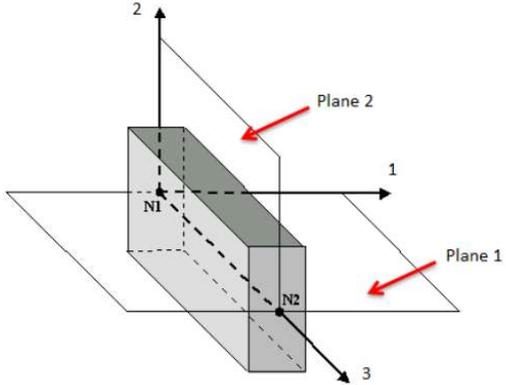


Dettaglio delle molle alla Winkler utilizzate nel modello di calcolo

6.2.1 Convenzioni di segno adottate

Per quanto riguarda i risultati riportati nella presente relazione, si faccia riferimento alle seguenti convenzioni di segno adottate dal programma di calcolo.

Per quanto riguarda gli elementi beam, le sollecitazioni vengono calcolate nei due piani indicati nella figura sottostante:

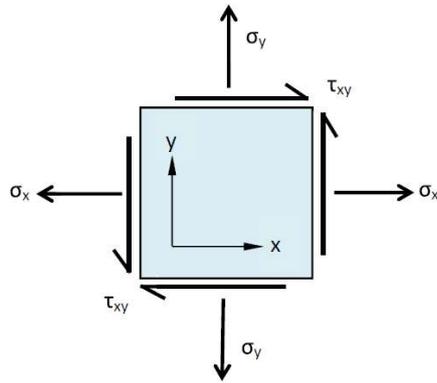
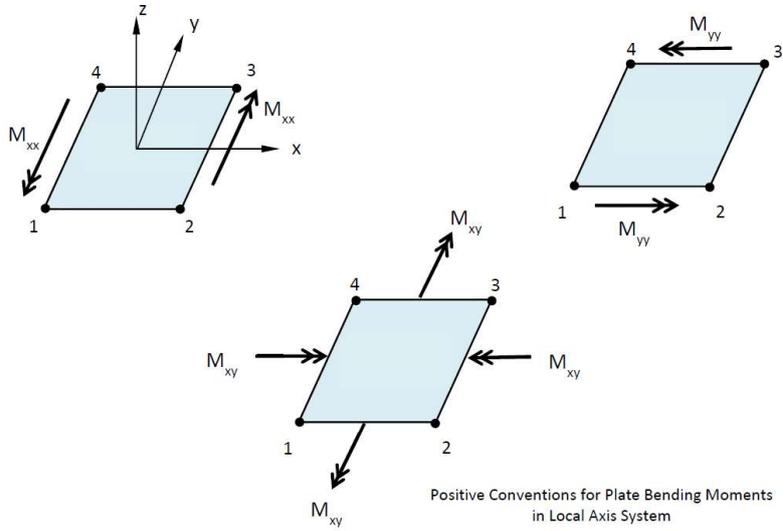


Le convenzioni di segno adottate per i parametri della sollecitazione sono le seguenti:

	Positive	Negative
Plane 1 		
Plane 2 		

Per gli elementi plates si faccia invece riferimento a quanto riportato nel seguito:

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI errevia s.r.l. <small>INGEGNERIA VALUTA AMBIENTE</small>		REV. A	FOGLIO 28 di 94	
	sinergo				D_VA <small>DVisionArchitecture</small>		
						Data Ott '23	



In particolare i momenti e le forze agenti sugli elementi plates verranno riferite al sistema di riferimento globale.

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  entevia s.r.l. INGEGNERIA VALUTAZIONE AMBIENTALE	A	29 di 94
			Data Ott '23	

7 ANALISI DEI CARICHI

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

7.1 Pesì propri strutturali (g_1)

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_2)

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.

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

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

7.2.1 Rilevati e spinta delle terre (g_3) - Statica

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

Caratteristiche del terreno a tergo della spalla

Peso proprio	$\gamma =$	20	kN/m^3
Angolo di attrito	$\phi =$	35	$^\circ$
Coefficiente di spinta a riposo	$k_0 =$	0.426	

La geometria dei piedritti è invece la seguente:

Piedritti

Altezza piedritti	$h =$	2.8	m
Spessore piedritti	$t =$	0.4	m
Peso specifico materiale piedritti	$\gamma =$	25	kN/m^3

Si suppongono in questo caso condizioni di spinta a riposo:

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  entevia s.r.l. INGEGNERIA, VALUTAZIONE, AMBIENTE	  D_VA DivisionArchitecture	A
			Data Ott '23	

Altezza rilevato	$h_{ril} =$	5.5	m
Lunghezza diffusione carico tandem	$L_{diff} =$	9.37	m
Larghezza diffusione carico tandem	$b_{diff} =$	10.17	m

Schema di carico 1

Corsia	Larghezza (m)	Carico distribuito (kN/m ²)	Carico tandem (kN)
Corsia 1	3	9	600
Corsia 2	3	2.5	400
Corsia 3	3	2.5	200

Area su cui agisce il carico tandem	$A_{diff} =$	95.37	m ²
Carichi tandem agenti su A_{diff}	$q_{ik} =$	12.58	kN/m ²
Carichi da traffico distribuiti	$q_{tr,q} =$	4.67	kN/m ²
Somma carichi da traffico	$q_{tr} =$	17.25	kN/m ²
Spinta orizzontale tandem	$q_{tr,Q,h} =$	5.35	kN/m
Spinta orizzontale traffico distribuito	$q_{tr,q,h} =$	1.99	kN/m
Spinta orizzontale carichi da traffico	$q_{tr,h} =$	7.33	kN/m

7.2.2 Rilevati e spinta delle terre (q_3) - Sismica

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovraspinta sismica è calcolata secondo la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H si determina come da espressione seguente:

$$\Delta S_E = k_h \cdot \gamma \cdot H^2 = (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2$$

Per il caso in esame:

Coefficiente di spinta di Wood

Accelerazione attesa al suolo	$a_g =$	0.224	g
Parametro S	$S =$	1.2	
Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	$a_{max} =$	0.268	g
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito	$\beta_m =$	1	
Coefficiente sismico orizzontale	$k_h =$	0.268	
Coefficiente sismico verticale	$k_h =$	0.134	

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  entevia s.r.l. INGEGNERIA VALUTA. AMBIENTE	 sinergo	A
			Data Ott '23	

Sovrappinta delle terre (g_3)

Terreno a monte del muro frontale

Spinta orizzontale in condizioni sismiche terreno a monte $p_{tm,sism,h} = 20.83$ kN/m

7.3 Distorsioni e deformazioni impresse

7.3.1 Effetti reologici dovuti a ritiro (ϵ_2) e viscosità del calcestruzzo (ϵ_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	$R_H =$	80	%
Coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa sul coefficiente nominale di viscosità	$\phi_{RH} =$	1.24	
Coefficienti che prendono in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo	$\alpha_1 =$	0.91	
	$\alpha_2 =$	0.97	
	$\alpha_3 =$	0.94	
Coefficiente che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità	$\beta(f_{cm}) =$	2.66	
Area della sezione trasversale	$A_c =$	400000	mm ²
Perimetro dell'elemento a contatto con l'atmosfera (considerare anche un lato nelle sezioni di estremità)	$u =$	2000	mm
Dimensione fittizia dell'elemento	$h_0 =$	400.00	mm
Età del calcestruzzo, in giorni, al momento considerato	$t =$	100000	giorni
Età del calcestruzzo, in giorni, al momento dell'applicazione del carico	$t_0 =$	7	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	$\phi_0 =$	2.09	
Coefficiente dipendente dall'umidità relativa (R_H in %) e dalla dimensione fittizia dell'elemento (h_0 in millimetri)	$\beta_H =$	1121.6	<1500a ₃ , 2 OK
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	$\varphi(t, t_0) =$	2.08	

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  ETREVA s.r.l. INGEGNERIA, VALUTAZIONE AMBIENTALE	A	33 di 94
			Data Ott '23	

Per quanto riguarda la deformazione totale da ritiro:

CALCOLO DELLA DEFORMAZIONE PER RITIRO (§11.2.10.6 NTC 2018)

Ritiro per essiccamento

Resistenza caratteristica a compressione	$f_{ck} =$	32	MPa
Umidità relativa	$R_H =$	80	%
Ritiro per essiccamento a tempo $t = t_0$	$\epsilon_{c0} =$	-0.264	%
Perimetro bagnato	$u =$	2	m
Area sezione soletta	$A_c =$	0.4	m ²
$h_0 = 2A_c / u$	$h_0 =$	400.00	mm
Parametro k_h	$k_h =$	0.725	%
Valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento	$\epsilon_{cd,\infty} =$	-0.0001914	

Ritiro autogeno

Valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno	$\epsilon_{ca,\infty} =$	-0.000055	
--	--------------------------	-----------	--

Deformazione totale per ritiro

Deformazione totale per ritiro a tempo $t = t_\infty$	$\epsilon_{cs,\infty} =$	-0.0002464	
---	--------------------------	------------	--

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

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

Sollecitazioni dovute alla deformazione da ritiro

Modulo di elasticità longitudinale $t = t_0$	$E_{c,0} =$	33346	MPa
Modulo di elasticità longitudinale $t = t_\infty$	$E_{c,\infty} =$	10811	MPa
Coefficiente di dilatazione termica calcestruzzo	$\alpha =$	0.000012	1/°C
Sforzo normale agente sulla soletta per ritiro (compressione)	$N_{rit} =$	1065.5	kN
Variazione termica equivalente	$\Delta T_{eq} =$	-6.7	°C

7.3.2 Cedimenti vincolari (ϵ_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.

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 34 di 94
	MANDATARIA 	MANDANTI   	Data Ott '23	

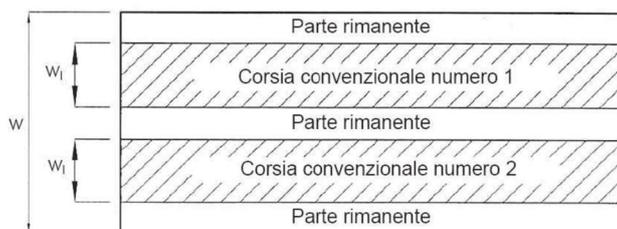
7.4 Carichi variabili

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
$6,0$ m $\leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 35 di 94
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  ERREVEIA s.r.l. INGEGNERIA VALUTA AMBIENTE	 sinergo  D_VA DivisionArchitecture	
			Data Ott '23	

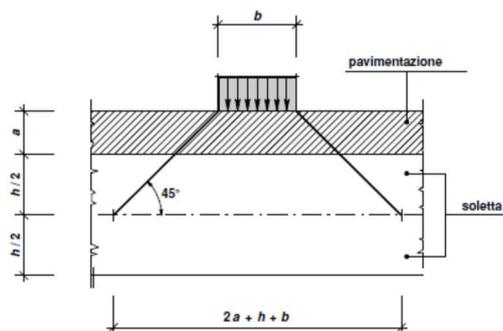
numerazione per le due parti. Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale si applicano gli Schemi di Carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

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

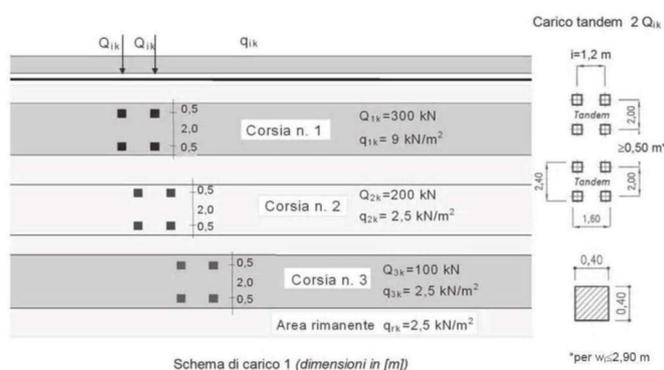
Schema di carico 5

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

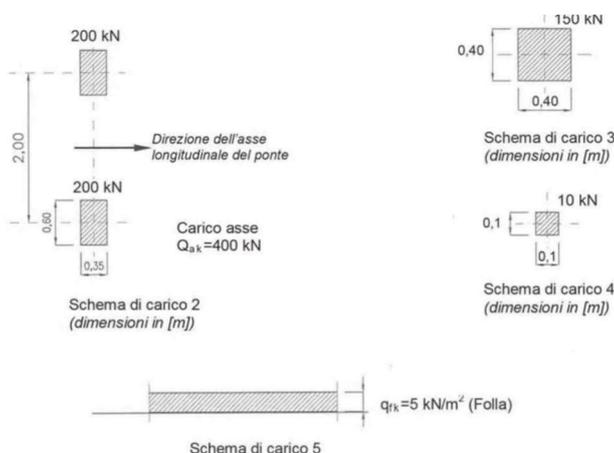
I carichi concentrati si considerano uniformemente ripartiti sulla relativa impronta con una diffusione a 45° fino al piano medio della soletta; nel caso di elementi monodimensionali il carico si diffonde solo nel senso del suo asse.



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.



CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI ERREVA s.r.l. INGEGNERIA VALUTAZIONE AMBIENTE	sinergo	D_VA D_VisionArchitecture
				Data Ott '23



Schemi di carico 1 – 5 (dimensioni in m)

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 ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 	MANDANTI 	A	37 di 94
			Data Ott '23	

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

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:

AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione q_3

Larghezza della corsia	$w_1 =$	4.8	m
Lunghezza della zona caricata	$L =$	48	m
Carico asse corsia 1	$Q_{1k} =$	300	kN
Carico distribuito corsia 1	$q_{1k} =$	9	kN/m ²
Azione frenamento/accelerazione	$q_3 =$	567.36	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.

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  entevia s.r.l. INGEGNERIA VALUTAZIONE AMBIENTALE	 sinergo	A
			Data Ott '23	

Azione termica uniforme

Quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione	$a_s =$	115	m
Regione di appartenenza del sito in esame		Toscana	
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	$T_0 =$	15	°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	Impalcato a solettone in c.a.
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	$h = 700$ cm
Coefficiente k_{sur}	$k_{sur} = 0.6$
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	$h_{sol} = 1$ m
Gradiente di temperatura (estradosso caldo)	$grad.^+ = 9$ °C/m
Gradiente di temperatura (intradosso caldo)	$grad.^- = 4.80$ °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

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:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 39 di 94
	MANDATARIA 	MANDANTI   	Data Ott '23	

$$T_B \leq T \leq T_C \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \leq T \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$$

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*);
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione $\eta = 10/(5 + \xi) \geq 0.55$, dove ξ (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, $T_B = T_C/3$;
- 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	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Espressioni di S_s e C_C

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 	MANDANTI   	A	40 di 94
			Data Ott '23	

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;
- F⁰ 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.

Nelle norme tecniche NTC 2018 sono forniti, secondo un reticolo di riferimento e per differenti intervalli di riferimento, i parametri sismici a_g, F₀ 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:

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

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.

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
Rufina	2 [ag=0.216]	Galleria - Imbocco Nord	0,223
		Viadotto 3 - Spalla Nord	0,224
		Fine tracciato	0,224

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.

► METODO PSEUDOSTATICO

Accelerazione attesa al suolo	$a_g =$	0.224 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	$\beta_m =$	1.000
Coefficiente sismico orizzontale	$k_h =$	0.268

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 	MANDANTI  	A	42 di 94
			Data Ott '23	

Coefficiente sismico verticale k_v

$$k_v = 0.134$$

Soletta superiore

Azione inerziale peso proprio g_1

Base sezione soletta	$b = 1$ m
Altezza sezione soletta	$h = 0.4$ m
Peso specifico materiale soletta	$Y = 25$ kN/m ³
Peso soletta	$g_1 = 10$ kN/m
Azione inerziale orizzontale peso proprio soletta	$p_{g1,sol,h} = 2.52$ kN/m
Azione inerziale verticale peso proprio soletta	$p_{g1,sol,v} = 1.26$ kN/m

Azione inerziale carico permanente g_2

Altezza terreno di riporto	$h_{ter} = 5.50$ m
Peso specifico terreno di riporto	$Y_{ter} = 20$ kN/m ³
Altezza pavimentazione	$h_{pav} = 0.25$ m
Peso specifico pavimentazione	$Y_{pav} = 24$ kN/m ³
Azione inerziale orizzontale carichi g_2	$p_{g2,sol,h} = 31.08$ kN/m
Azione inerziale verticale carichi g_2	$p_{g2,sol,v} = 15.54$ kN/m

Piedritti

Azione inerziale peso proprio g_1

Base sezione piedritti	$b = 1$ m
Altezza sezione piedritti	$h = 0.4$ m
Peso specifico materiale piedritti	$Y = 25$ kN/m ³
Peso piedritti	$g_1 = 7.5$ kN/m
Azione inerziale orizzontale peso proprio piedritti	$p_{g1,sol,h} = 2.52$ kN/m
Azione inerziale verticale peso proprio piedritti	$p_{g1,sol,v} = 1.26$ kN/m

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  ETREVA s.r.l. INGEGNERIA VALUTA AMBIENTE	 sinergo	A
			Data Ott '23	

Carichi permanenti portati g_2

Pavimentazione + Terreno di riporto

Spinta verticale pavimentazione $g_2 = 116 \text{ kN/m}$

Carichi accidentali

Carichi da traffico q_1

Lunghezza impronta carico tandem $L_{imp} = 9.37 \text{ m}$

Carichi tandem $Q_1 = 12.58 \text{ kN/m}$

Carichi distribuiti $q_1 = 4.67 \text{ kN/m}$

Carichi sismici (da metodo pseudo-statico)

Peso proprio g_1

Azione inerziale orizzontale peso proprio soletta $p_{g1,sol,h} = 2.52 \text{ kN/m}$

Azione inerziale verticale peso proprio soletta $p_{g1,sol,v} = 1.26 \text{ kN/m}$

Carichi permanenti portati g_2

Azione inerziale orizzontale carichi g_2 $p_{g2,sol,h} = 31.08 \text{ kN/m}$

Azione inerziale verticale carichi g_2 $p_{g2,sol,v} = 15.54 \text{ kN/m}$

► PIEDRITTI

Peso proprio g_1

Azione inerziale orizzontale peso proprio piedritti $p_{g1,sol,h} = 2.52 \text{ kN/m}$

Azione inerziale verticale peso proprio piedritti $p_{g1,sol,v} = 1.26 \text{ kN/m}$

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:

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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;

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  ENTREVIA s.r.l. INGEGNERIA, VALUTAZIONE, AMBIENTE	 sinergo	A
			Data Ott '23	

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;
ψ_{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)

$$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi_{02} \cdot Qk2 + \psi_{03} \cdot Qk3 + \dots$$

- Combinazione frequente

$$G1 + G2 + P + \psi_{11} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \psi_{23} \cdot Qk3 + \dots$$

- Combinazione quasi permanente

$$G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \psi_{23} \cdot Qk3 + \dots$$

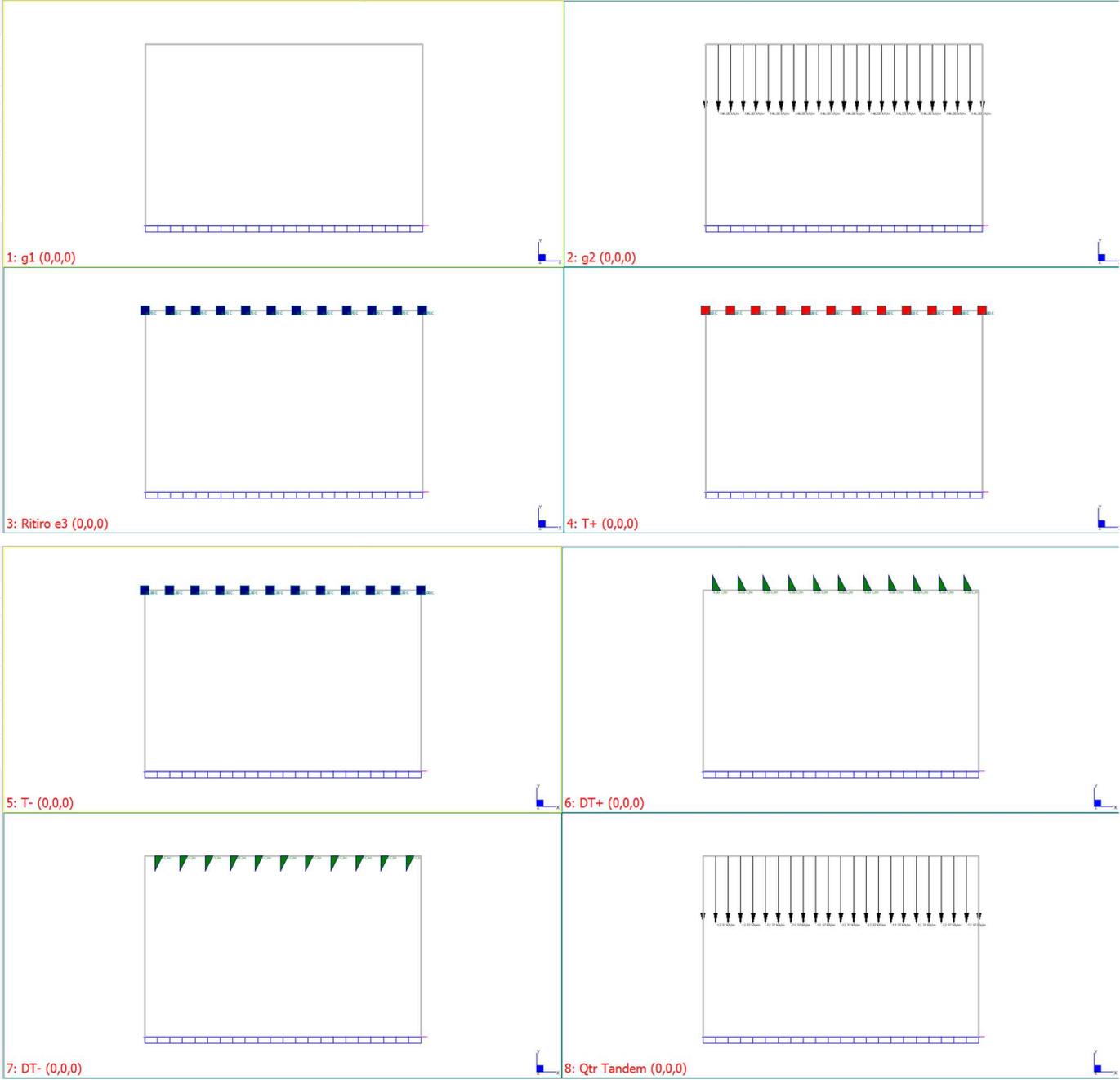
7.7.3 Casi di carico elementari

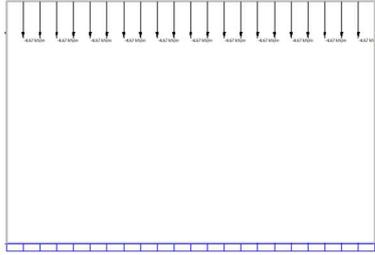
I casi di carico elementari inseriti nel modello sono quelle riportate nel seguito.

- 1: g1
- 2: g2
- 3: Ritiro e3
- 4: T+
- 5: T-
- 6: DT+
- 7: DT-
- 8: Qtr Tandem
- 9: Qtr distr
- 10: Spinta g2
- 11: Spinta terreno a monte
- 12: Spinta Qtr tandem
- 13: Spinta Qtr distr
- 14: Pseudostatico G1 - ORIZZ
- 15: Pseudostatico G1 - VERT
- 16: Pseudostatico G2 - ORIZZ
- 17: Pseudostatico G2 - VERT
- 18: Spinta Wood

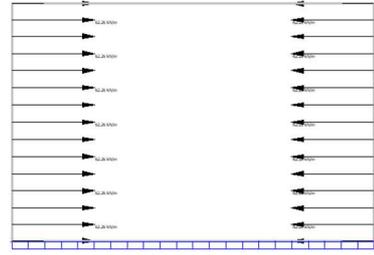
CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI  entevia s.r.l. <small>INGEGNERIA. VALUTAZIONE. AMBIENTE.</small>		REV. A	FOGLIO 45 di 94
	 sinergo				 D_VA <small>DIVISIONArchitecture</small>	
Data Ott '23						

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

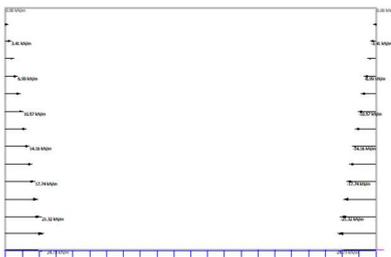




9: Qtr distr (0,0,0)



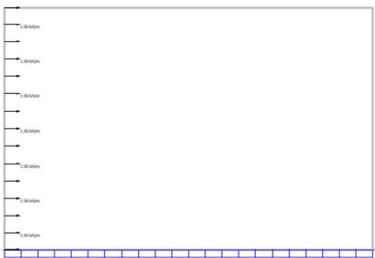
10: Spinta g2 (0,0,0)



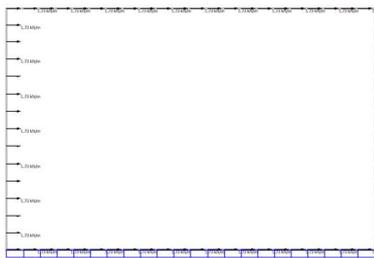
11: Spinta terreno a monte (0,0,0)



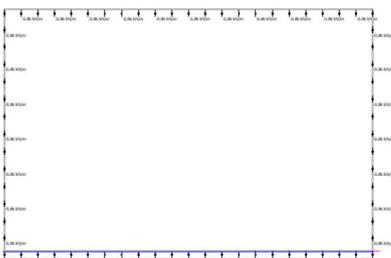
12: Spinta Qtr tandem (0,0,0)



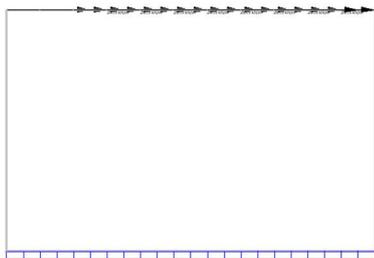
13: Spinta Qtr distr (0,0,0)



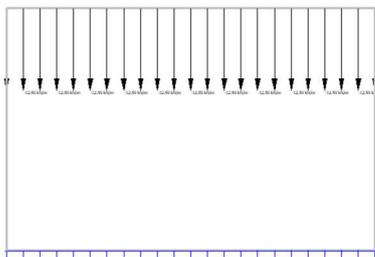
14: Pseudostatico G1 - ORIZZ (0,0,0)



15: Pseudostatico G1 - VERT (0,0,0)



16: Pseudostatico G2 - ORIZZ (0,0,0)



17: Pseudostatico G2 - VERT (0,0,0)



18: Spinta Wood (0,0,0)

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 47 di 94
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  ETREVA s.r.l. INGEGNERIA VALUTAZIONE AMBIENTALE	  D_VA DivisionArchitecture	
			Data Ott '23	

7.7.4 Combinazioni considerate

La definizione delle combinazioni maggiormente restrittive per i diversi elementi costituenti la struttura in oggetto allo stato limite ultimo e di esercizio, è stata sviluppata facendo uso dei “**Factor Envelopes**” presenti in Straus7. In tale procedura le combinazioni di carico vengono generate automaticamente dal programma che determina le combinazioni stesse moltiplicando i contributi derivanti dalle singole condizioni di carico tramite i fattori di combinazione riportati nel seguito per i diversi stati limite presi in considerazione. Il risultato conduce alla massimizzazione/minimizzazione dei valori di tutte le combinazioni in ogni elemento componente il modello di calcolo. In questo modo il software cicla tutte le possibili combinazioni, definendo come risultato finale l'involuppo massimo e minimo di un determinato parametro in un dato elemento, con i relativi valori concomitanti.

Si richiede inoltre la creazione di SET di condizioni elementari di carico che all'interno raggruppano carichi simili (per esempio si raggruppano i carichi accidentali su un set, i carichi permanenti su un altro e così via). Ad ogni set si possono attribuire proprietà esclusive (comando OR che considera che all'interno di quel set la singola condizione di carico non potrà coesistere con le altre) o multiple (comando AND che considera che all'interno di quel set la singola condizione di carico potrà coesistere con le altre).

Si schematizzano nel seguito i diversi “Factor Envelopes” utilizzati.

SLU (azione variabile dominante: temperatura)

1: g1	1	1.35	<None>
2: g2	1	1.35	<None>
3: Ritiro e3	1	1.2	<None>
4: T+	0	1.5	OR {Temperature}
5: T-	0	1.5	OR {Temperature}
6: DT+	0	1.5	OR {Temperature}
7: DT-	0	1.5	OR {Temperature}
8: Qtr Tandem	0	0.75	AND {Traffic}
9: Qtr distr	0	0.4	AND {Traffic}
10: Spinta g2	1	1.35	<None>
11: Spinta terreno a monte	1	1.35	<None>
12: Spinta Qtr tandem	0	0.75	AND {Traffic}
13: Spinta Qtr distr	0	0.4	AND {Traffic}
14: Pseudostatico G1 - ORIZZ	0	0	<None>
15: Pseudostatico G1 - VERT	0	0	<None>
16: Pseudostatico G2 - ORIZZ	0	0	<None>
17: Pseudostatico G2 - VERT	0	0	<None>
18: Spinta Wood	0	0	<None>

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 48 di 94
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  entevia s.r.l. INGEGNERIA, VALUTAZIONE, AMBIENTE	 sinergo  D_VA D_VisionArchitecture	
			Data Ott '23	

SLU (azione variabile dominante: traffico)

1: g1	1	1.35	<None>
2: g2	1	1.35	<None>
3: Ritiro e3	1	1.2	<None>
4: T+	0	0.9	OR {Temperature}
5: T-	0	0.9	OR {Temperature}
6: DT+	0	0.9	OR {Temperature}
7: DT-	0	0.9	OR {Temperature}
8: Qtr Tandem	0	1.35	AND {Traffic}
9: Qtr distr	0	1.35	AND {Traffic}
10: Spinta g2	1	1.35	<None>
11: Spinta terreno a monte	1	1.35	<None>
12: Spinta Qtr tandem	0	1.35	AND {Traffic}
13: Spinta Qtr distr	0	1.35	AND {Traffic}
14: Pseudostatico G1 - ORIZZ	0	0	<None>
15: Pseudostatico G1 - VERT	0	0	<None>
16: Pseudostatico G2 - ORIZZ	0	0	<None>
17: Pseudostatico G2 - VERT	0	0	<None>
18: Spinta Wood	0	0	<None>

SLE Rara

1: g1	1	1	<None>
2: g2	1	1	<None>
3: Ritiro e3	1	1	<None>
4: T+	0	0.6	OR {Temperature}
5: T-	0	0.6	OR {Temperature}
6: DT+	0	0.6	OR {Temperature}
7: DT-	0	0.6	OR {Temperature}
8: Qtr Tandem	0	1	AND {Traffic}
9: Qtr distr	0	1	AND {Traffic}
10: Spinta g2	1	1	<None>
11: Spinta terreno a monte	1	1	<None>
12: Spinta Qtr tandem	0	1	AND {Traffic}
13: Spinta Qtr distr	0	1	AND {Traffic}
14: Pseudostatico G1 - ORIZZ	0	0	<None>
15: Pseudostatico G1 - VERT	0	0	<None>
16: Pseudostatico G2 - ORIZZ	0	0	<None>
17: Pseudostatico G2 - VERT	0	0	<None>

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 49 di 94
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  entevia s.r.l. INGEGNERIA, VALUTAZIONE, AMBIENTE	 sinergo  D_VA DivisionArchitecture	

18: Spinta Wood	0	0	<None>
<u>SLE Frequente</u>			
1: g1	1	1	<None>
2: g2	1	1	<None>
3: Ritiro e3	1	1	<None>
4: T+	0	0.5	OR {Temperature}
5: T-	0	0.5	OR {Temperature}
6: DT+	0	0.5	OR {Temperature}
7: DT-	0	0.5	OR {Temperature}
8: Qtr Tandem	0	1	AND {Traffic}
9: Qtr distr	0	1	AND {Traffic}
10: Spinta g2	1	1	<None>
11: Spinta terreno a monte	1	1	<None>
12: Spinta Qtr tandem	0	1	AND {Traffic}
13: Spinta Qtr distr	0	1	AND {Traffic}
14: Pseudostatico G1 - ORIZZ	0	0	<None>
15: Pseudostatico G1 - VERT	0	0	<None>
16: Pseudostatico G2 - ORIZZ	0	0	<None>
17: Pseudostatico G2 - VERT	0	0	<None>
18: Spinta Wood	0	0	<None>
<u>SLE Quasi Permanente</u>			
1: g1	1	1	<None>
2: g2	1	1	<None>
3: Ritiro e3	1	1	<None>
4: T+	0	0.5	OR {Temperature}
5: T-	0	0.5	OR {Temperature}
6: DT+	0	0.5	OR {Temperature}
7: DT-	0	0.5	OR {Temperature}
8: Qtr Tandem	0	0	AND {Traffic}
9: Qtr distr	0	0	AND {Traffic}
10: Spinta g2	1	1	<None>
11: Spinta terreno a monte	1	1	<None>
12: Spinta Qtr tandem	0	0	AND {Traffic}
13: Spinta Qtr distr	0	0	AND {Traffic}
14: Pseudostatico G1 - ORIZZ	0	0	<None>
15: Pseudostatico G1 - VERT	0	0	<None>
16: Pseudostatico G2 - ORIZZ	0	0	<None>

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 50 di 94
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  entrevia S.p.A. TECNOLOGIA. VAGHITA'. AMBIENTE.	 sinergo  D_VA D_VisionArchitecture	

17: Pseudostatico G2 - VERT	0	0	<None>
18: Spinta Wood	0	0	<None>
<u>SLV</u>			
1: g1	1	1	<None>
2: g2	1	1	<None>
3: Ritiro e3	1	1	<None>
4: T+	0	0.5	OR {Temperature}
5: T-	0	0.5	OR {Temperature}
6: DT+	0	0.5	OR {Temperature}
7: DT-	0	0.5	OR {Temperature}
8: Qtr Tandem	0	0.3	AND {Traffic}
9: Qtr distr	0	0.3	AND {Traffic}
10: Spinta g2	1	0	<None>
11: Spinta terreno a monte	1	0	<None>
12: Spinta Qtr tandem	0	0	AND {Traffic}
13: Spinta Qtr distr	0	0	AND {Traffic}
14: Pseudostatico G1 - ORIZZ	-1	1	<None>
15: Pseudostatico G1 - VERT	-0.3	0.3	<None>
16: Pseudostatico G2 - ORIZZ	-1	1	<None>
17: Pseudostatico G2 - VERT	-0.3	0.3	<None>
18: Spinta Wood	0	1	<None>

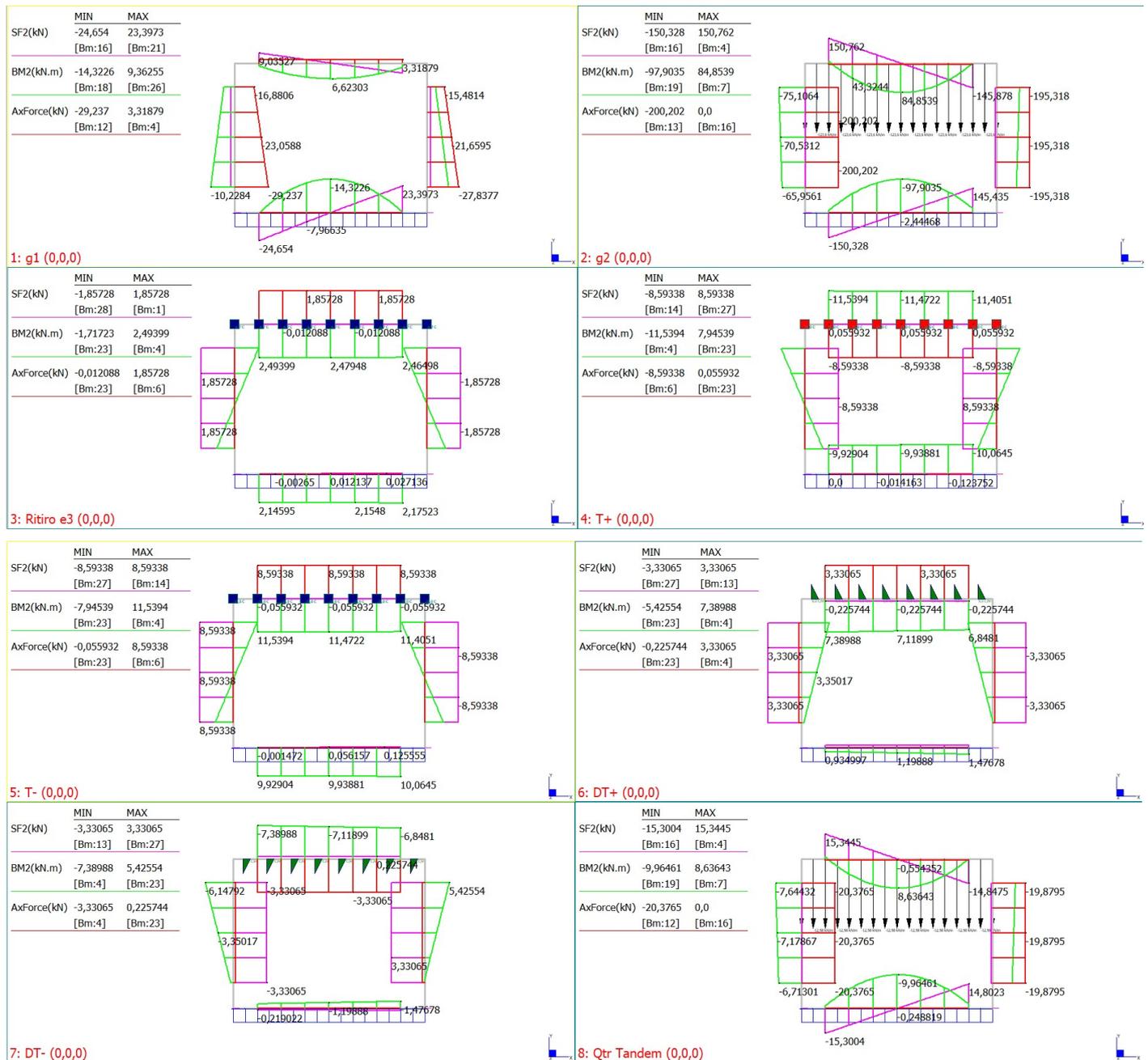
8 SOLLECITAZIONI AGENTI E VERIFICHE

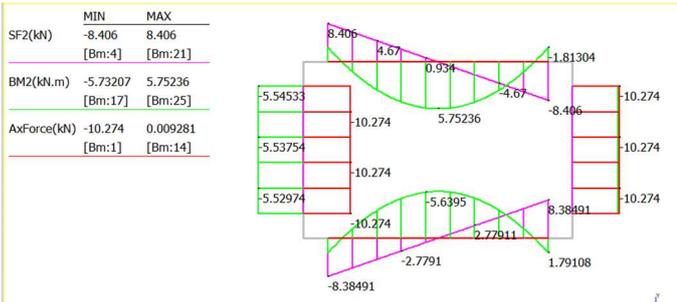
Si riportano nel seguito gli esiti delle verifiche condotte per il manufatto in esame.

8.1 Sollecitazioni agenti

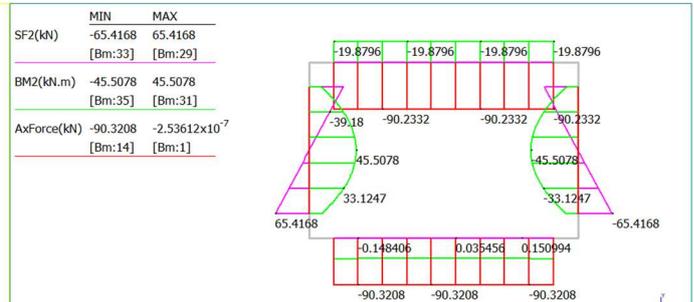
Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni ottenuti sia per le condizioni elementari di carico che per le combinazioni ed i relativi involucpi.

8.1.1 Condizioni elementari di carico

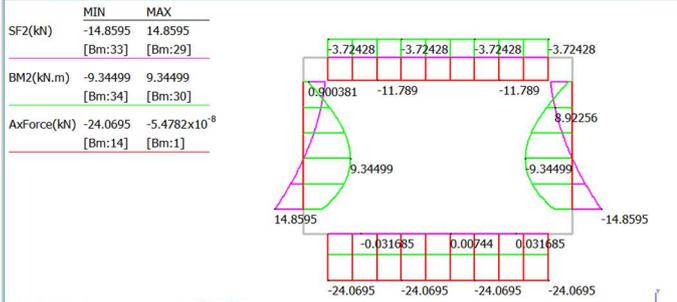




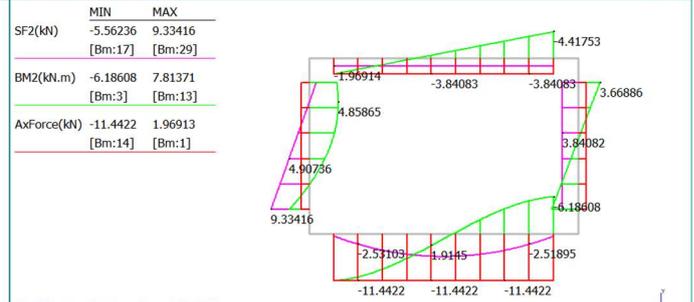
9: Qtr distr (0,0,0)



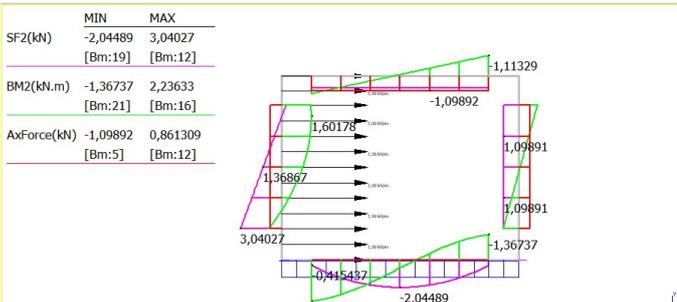
10: Spinta g2 (0,0,0)



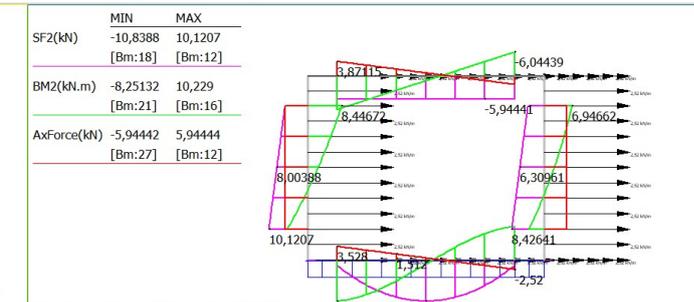
11: Spinta terreno a monte (0,0,0)



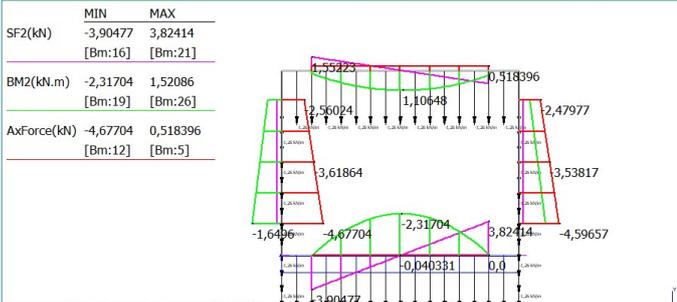
12: Spinta Qtr tandem (0,0,0)



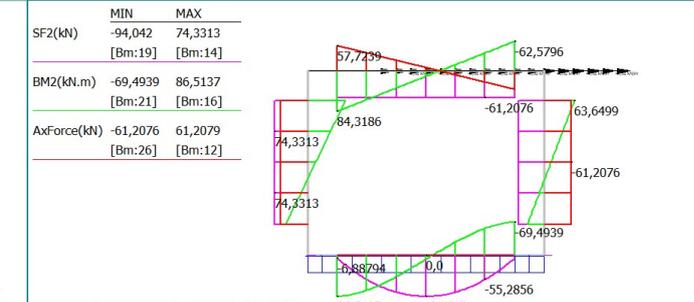
13: Spinta Qtr distr (0,0,0)



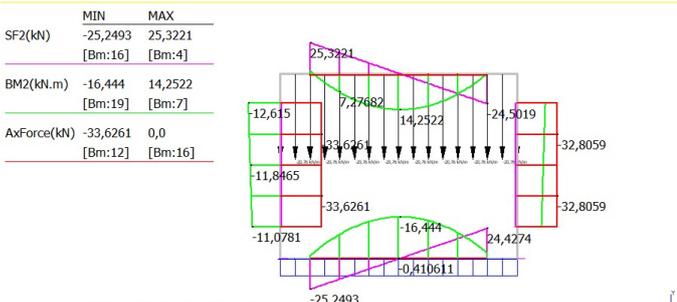
14: Pseudostatico G1 - ORIZZ (0,0,0)



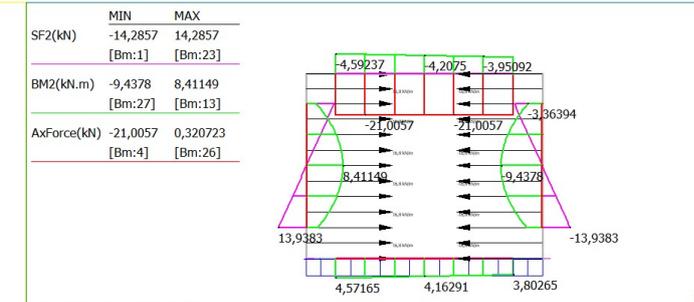
15: Pseudostatico G1 - VERT (0,0,0)



16: Pseudostatico G2 - ORIZZ (0,0,0)



17: Pseudostatico G2 - VERT (0,0,0)

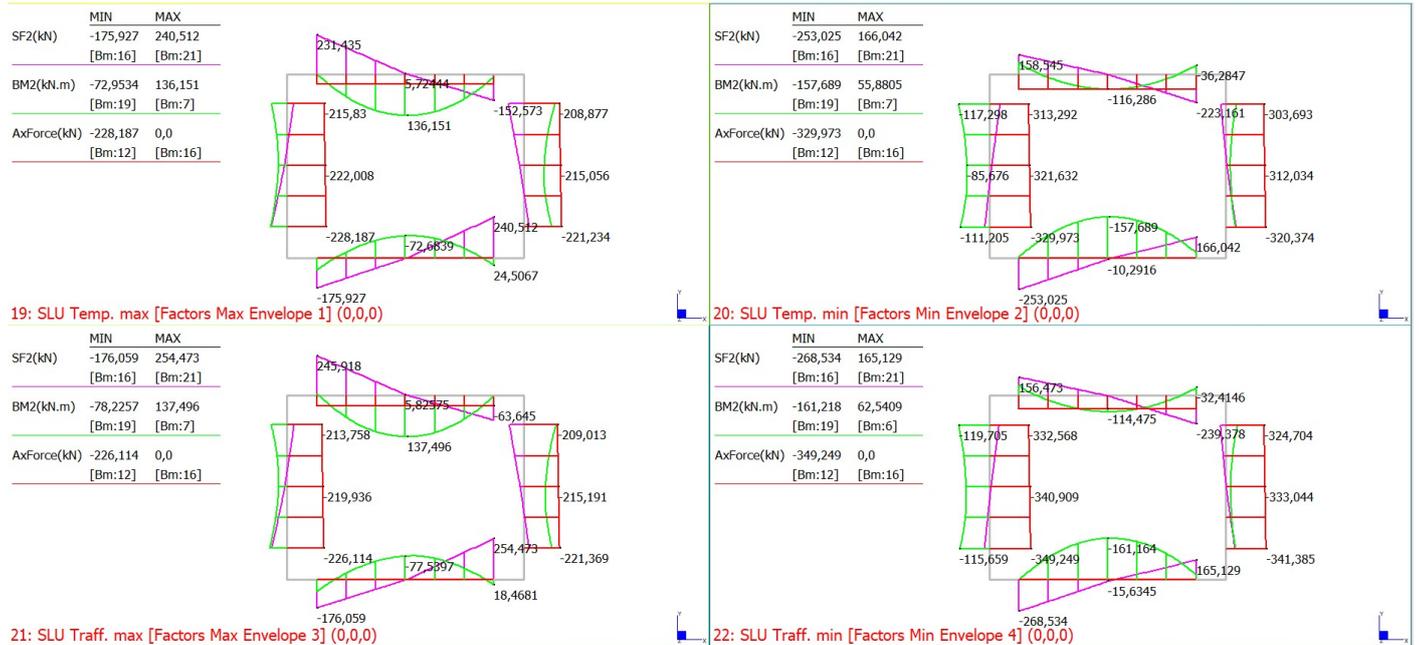


18: Spinta Wood (0,0,0)

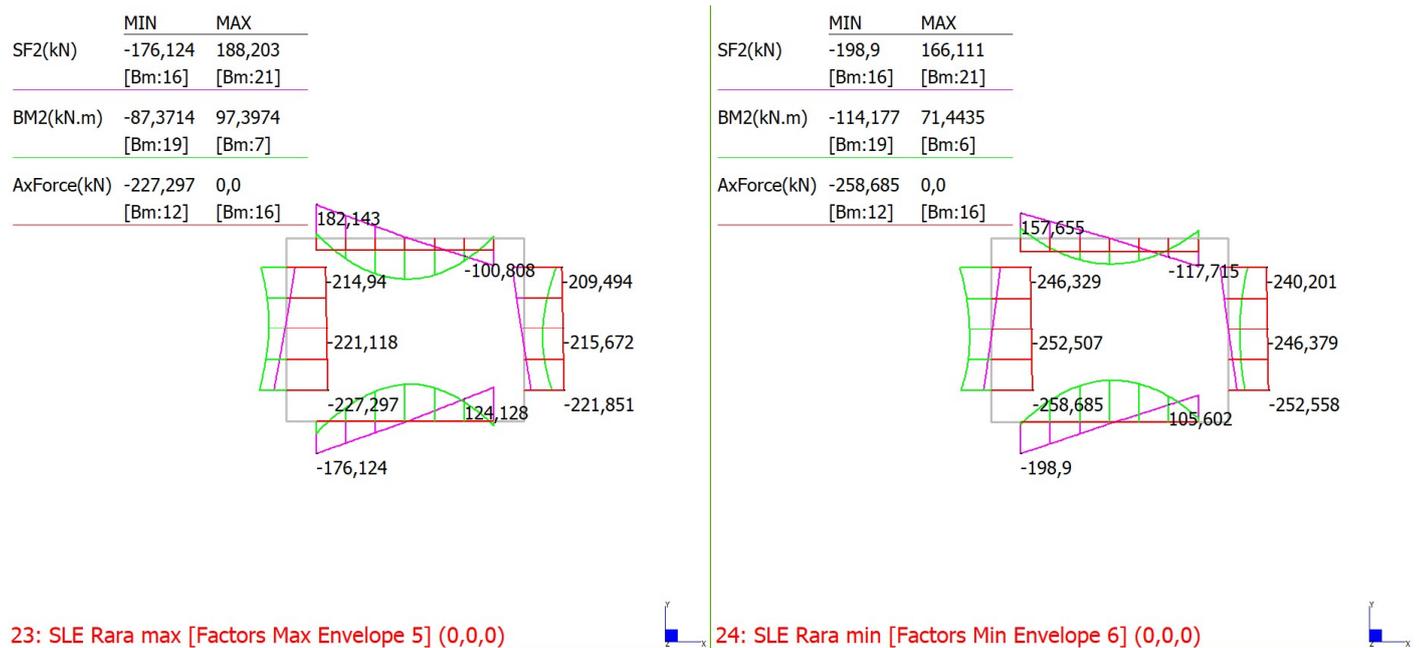
8.1.2 Involuppi

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

Involuppo SLU

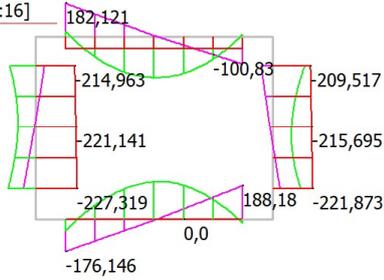


Involuppo SLE Rara



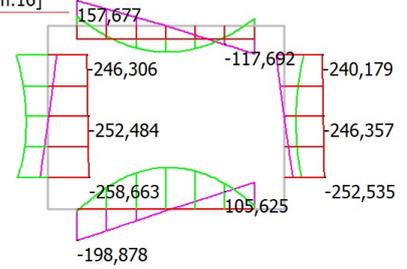
Involuppo SLE Frequente

	MIN	MAX
SF2(kN)	-176,146	188,18
	[Bm:16]	[Bm:21]
BM2(kN.m)	-88,3658	96,2503
	[Bm:19]	[Bm:7]
AxForce(kN)	-227,319	0,0
	[Bm:12]	[Bm:16]



25: SLE Freq. max [Factors Max Envelope 7] (0,0,0)

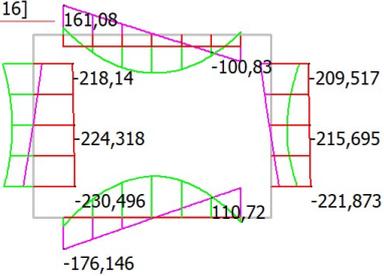
	MIN	MAX
SF2(kN)	-198,878	166,134
	[Bm:16]	[Bm:21]
BM2(kN.m)	-113,183	72,5907
	[Bm:19]	[Bm:6]
AxForce(kN)	-258,663	0,0
	[Bm:12]	[Bm:16]



26: SLE Freq. min [Factors Min Envelope 8] (0,0,0)

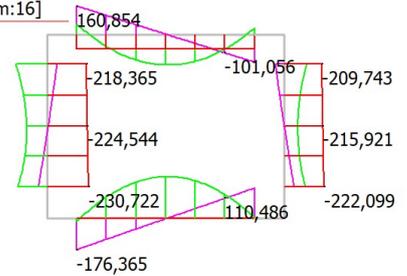
Inviluppo SLE Quasi Permanente

	MIN	MAX
SF2(kN)	-176,146	167,882
	[Bm:16]	[Bm:21]
BM2(kN.m)	-89,5795	84,4078
	[Bm:19]	[Bm:7]
AxForce(kN)	-230,496	0,0
	[Bm:12]	[Bm:16]



27: SLE QP max [Factors Max Envelope 9] (0,0,0)

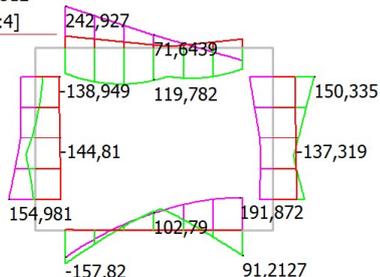
	MIN	MAX
SF2(kN)	-176,365	167,649
	[Bm:16]	[Bm:21]
BM2(kN.m)	-99,5195	72,9368
	[Bm:19]	[Bm:7]
AxForce(kN)	-230,722	0,0
	[Bm:12]	[Bm:16]



28: SLE QP min [Factors Min Envelope 10] (0,0,0)

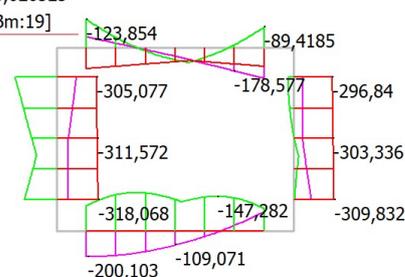
Inviluppo SLV

	MIN	MAX
SF2(kN)	-157,82	242,927
	[Bm:16]	[Bm:4]
BM2(kN.m)	-78,9451	150,335
	[Bm:19]	[Bm:23]
AxForce(kN)	-150,671	66,0512
	[Bm:12]	[Bm:4]



29: SLV max [Factors Max Envelope 11] (0,0,0)

	MIN	MAX
SF2(kN)	-235,672	150,663
	[Bm:9]	[Bm:21]
BM2(kN.m)	-176,744	62,3383
	[Bm:1]	[Bm:7]
AxForce(kN)	-318,068	-0,026525
	[Bm:12]	[Bm:19]



30: SLV min [Factors Min Envelope 12] (0,0,0)

8.2 Verifiche

8.2.1 Piedritti

Si prevedono barre $\Phi 20/20$ cm superiori ed inferiori. Le verifiche sono pertanto soddisfatte:

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\Tombini scatolari\TO.04\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
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	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

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 56 di 94
	MANDATARIA 	MANDANTI 	 	
			Data Ott '23	

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	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

Base:	100.0	cm
Altezza:	40.0	cm
Barre inferiori:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Barre superiori:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	4.8	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	4.8	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	1.0	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	150.00	116.00	0.00	0.00
2	309.00	-138.00	0.00	0.00
3	215.00	103.00	0.00	0.00
4	332.00	-119.00	0.00	0.00
5	331.00	-117.00	0.00	0.00
6	215.00	207.00	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	246.00	-85.00
2	209.00	75.00

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	209.00	75.00 (124.45)
2	246.00	-84.00 (-126.05)

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	MANDANTI	A	57 di 94
   		Data Ott '23		

N°Comb.	N	Mx
1	218.00	-66.00 (-130.50)
2	218.00	72.00 (127.20)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 0.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 22.5 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 ≥ 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 [cm²] 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	150.00	116.00			1.881	30.0	0.28	0.80	15.7 (6.3)
2	S	309.00	-138.00			1.750	10.9	0.31	0.83	15.7 (6.3)
3	S	215.00	103.00			2.212	29.6	0.30	0.81	15.7 (6.3)
4	S	332.00	-119.00			2.058	11.0	0.31	0.83	15.7 (6.3)
5	S	331.00	-117.00			2.092	11.0	0.31	0.83	15.7 (6.3)
6	S	215.00	207.00			1.101	29.6	0.30	0.81	15.7 (6.3)

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	0.00078	40.0	0.00041	35.2	-0.00196	4.8
2	0.00088	0.0	0.00049	4.8	-0.00196	35.2
3	0.00082	40.0	0.00044	35.2	-0.00196	4.8
4	0.00089	0.0	0.00050	4.8	-0.00196	35.2
5	0.00089	0.0	0.00050	4.8	-0.00196	35.2
6	0.00082	40.0	0.00044	35.2	-0.00196	4.8

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)

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	MANDANTI	A	58 di 94
   		Data Ott '23		

Dw Eff. Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] 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	4.59	0.0	0.00	14.4	-99.7	4.8	8.5	854	15.7	22.6
2	S	4.05	40.0	0.00	25.8	-90.1	35.2	8.6	861	15.7	22.6

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	-0.00061	0.00034	0.50	0.60	0.000299 (0.000299)	314 0.094 (990.00)	-125.66	
2	S	-0.00055	0.00030	0.50	0.60	0.000270 (0.000270)	315 0.085 (990.00)	124.45	

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	4.05	40.0	0.00	25.8	-90.1	35.2	8.6	861	15.7	22.6
2	S	4.54	0.0	0.00	14.5	-97.7	4.8	8.5	852	15.7	22.6

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00055	0.00030	0.50	0.60	0.000270 (0.000270)	315 0.085 (0.30)	124.45	
2	S	-0.00060	0.00034	0.50	0.60	0.000293 (0.000293)	314 0.092 (0.30)	-126.05	

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	3.57	0.0	0.00	15.3	-70.3	4.8	8.3	827	15.7	22.6
2	S	3.89	40.0	0.00	25.4	-81.9	35.2	8.5	845	15.7	22.6

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	-0.00044	0.00027	0.50	0.40	0.000211 (0.000211)	308 0.065 (0.20)	-130.50	
2	S	-0.00051	0.00029	0.50	0.40	0.000246 (0.000246)	312 0.077 (0.20)	127.20	

A taglio la sezione è verificata senza armatura specifica; si prevede comunque armatura di cucitura in ganci phi 10 passo orizzontale e verticale di 40 cm.

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

• Caratteristiche della sezione

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 	MANDANTI 	A	59 di 94
			Data Ott '23	

$b_w = 1000$ mm larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa	resist. caratteristica
$h = 400$ mm altezza	$\gamma_s = 1,15$	coeff. sicurezza
$c = 48$ mm copriferro	$f_{yd} = 391,3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 40$ MPa caratteristica	Armadura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1,50$ coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0 = 0,00$	cm ²
$\alpha_{cc} = 0,85$ coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0 = 0,00$	cm ²
$d = 352$ mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0 = 0,00$	cm ²
$f_{cd} = 22,67$ MPa resist. di calcolo		0,00 cm ²
$f_{ctd} = 1,64$ MPa resist. di calcolo		

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

$$N_{ed} = 0,0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 154,0 \text{ kN}$$

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

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1,754 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 \quad v_{min} = 0,514$$

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

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

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

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

$$V_{Rd} = 0,0 \text{ kN}; \quad (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 181,0 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 181,0 \text{ kN} \text{ assunto pari alla resistenza minima}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

8.2.2 Soletta superiore

Si prevedono barre $\Phi 20/20$ cm superiori ed inferiori. Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

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\Tombini scatolari\TO.04\Verifiche soletta superiore 40 cm.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Normativa di riferimento:

Resistenze in campo sostanzialmente elastico

N.T.C.

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	MANDANTI	A	60 di 94
   		Data Ott '23		

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 ϵ_{c2} : 0.0020
 Deformazione unitaria ultima ϵ_{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: B450C
 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 ϵ_{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

Base: 100.0 cm
 Altezza: 40.0 cm
 Barre inferiori: 5Ø20 (15.7 cm²)
 Barre superiori: 5Ø20 (15.7 cm²)
 Coprif.Inf.(dal baric. barre): 4.8 cm
 Coprif.Sup.(dal baric. barre): 4.8 cm
 Coprif.Lat. (dal baric.barre): 1.0 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	136.00	0.00	0.00
2	0.00	-74.00	0.00	0.00
3	0.00	134.00	0.00	0.00
4	0.00	-123.00	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

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 	MANDANTI  	A	61 di 94
			Data Ott '23	

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	97.00
2	0.00	-28.00

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	96.00 (99.54)
2	0.00	-21.00 (-99.54)

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	84.00 (99.54)
2	0.00	-16.00 (-99.54)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 0.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 22.5 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 ≥ 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 [cm²] 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	136.00			1.437	30.9	0.26	0.76	15.7 (6.3)
2	S	0.00	-74.00			2.641	9.1	0.26	0.76	15.7 (6.3)
3	S	0.00	134.00			1.459	30.9	0.26	0.76	15.7 (6.3)
4	S	0.00	-123.00			1.589	9.1	0.26	0.76	15.7 (6.3)

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
--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 	MANDANTI 	A	62 di 94
			Data Ott '23	
			 	

1	0.00068	40.0	0.00032	35.2	-0.00196	4.8
2	0.00068	0.0	0.00032	4.8	-0.00196	35.2
3	0.00068	40.0	0.00032	35.2	-0.00196	4.8
4	0.00068	0.0	0.00032	4.8	-0.00196	35.2

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 ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] 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	5.02	40.0	0.00	30.2	-195.2	35.2	10.1	1007	15.7	22.6
2	S	1.45	0.0	0.00	9.8	-56.4	4.8	10.1	1007	15.7	22.6

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	-0.00116	0.00038	0.50	0.60	0.000586 (0.000586)	347 0.203 (990.00)		99.54
2	S	-0.00034	0.00011	0.50	0.60	0.000169 (0.000169)	347 0.059 (990.00)		-99.54

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	4.97	40.0	0.00	30.2	-193.2	35.2	10.1	1007	15.7	22.6
2	S	1.10	0.0	0.00	9.9	-42.3	4.8	10.1	1007	15.7	22.6

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00115	0.00037	0.50	0.60	0.000580 (0.000580)	347 0.201 (0.30)		99.54
2	S	-0.00025	0.00008	0.50	0.60	0.000127 (0.000127)	347 0.044 (0.30)		-99.54

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	4.35	40.0	0.00	30.2	-169.1	35.2	10.1	1007	15.7	22.6
2	S	0.84	0.0	0.00	9.9	-32.2	4.8	10.1	1007	15.7	22.6

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 	MANDANTI 		A	63 di 94
				Data Ott '23	

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00101	0.00033	0.50	0.40	0.000507 (0.000507)	347	0.176 (0.20)	99.54
2	S	-0.00019	0.00006	0.50	0.40	0.000097 (0.000097)	347	0.034 (0.20)	-99.54

A taglio la sezione non è verificata senza armatura specifica; si prevede armatura di cucitura in ganci phi 12 passo orizzontale e verticale di 20 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
$h = 400$ mm	altezza	$\gamma_s = 1,15$	coeff. sicurezza
$c = 48$ mm	copriferro	$f_{yd} = 3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 40$ a	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	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset$	$0 = 0,00 \text{ cm}^2$
$d = 352$ mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset$	$0 = 0,00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 22,67$ a	resist. di calcolo		$0,00 \text{ cm}^2$
$f_{ctd} = 1,64$ a	resist. di calcolo		

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

$$N_{ed} = 0,0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 245,0 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1,754 < 2$$

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

$$k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0,514$$

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

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

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

(con

$$(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 181,0 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 0,0 \text{ kN}; \quad = 0 \text{ kN})$$

$V_{Rd} = 181,0 \text{ kN}$ assunto pari alla resistenza minima

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

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 64 di 94
	MANDATARIA 	MANDANTI   	Data Ott '23	

$(\theta = 18,2^\circ$ inclinaz. bielle cls per rottura bilanciata acciaio-cls: *angolo non ammissibile)*
 $\alpha = 90,0^\circ$ inclinaz. staffe

Armatura a taglio (staffatura):

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

$V_{Rsd} =$ $V_{Rsd} =$ 350,5 N

$0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cotg\alpha + \cotg\theta) \times \text{sen}\alpha$
MP resist. di calcolo

$f_{cd} = 11,33$ a ridotta

$\alpha_c = 1,000$ coeff. maggiorativo

$V_{Rcd} = 1795, k$
 $= 3 N$

$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\alpha)$

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

$V_{Rsd})$ $V_{Rd} =$ 350,5 > 245,0 N c.s. = 1,43

la sezione armata a taglio risulta verificata.

8.2.3 Soletta inferiore

Si prevedono barre $\Phi 20/20$ cm superiori ed inferiori. Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

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\Tombini scatolari\TO.04\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 sismicit�:	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
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 f_{yk} :	450.0 MPa
Resist. caratt. a rottura f_{tk} :	450.0 MPa

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	MANDANTI	A	65 di 94
   		Data		Ott '23

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:	40.0	cm
Barre inferiori:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Barre superiori:	5Ø20	(15.7 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	4.8	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	4.8	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	1.0	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	-72.00	0.00	0.00
2	0.00	-157.00	0.00	0.00
3	0.00	-161.00	0.00	0.00
4	0.00	-77.00	0.00	0.00
5	0.00	-161.00	0.00	0.00
6	0.00	77.00	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	-114.00
2	0.00	27.00

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	-113.00 (-88.62)
2	0.00	26.00 (88.62)

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	-99.00 (-88.62)

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 	MANDANTI  	A	66 di 94
			Data Ott '23	

2 0.00 -89.00 (-88.62)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 0.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 22.5 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 ≥ 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 [cm²] 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	-72.00			2.696	9.7	0.27	0.78	15.7 (5.6)
2	S	0.00	-157.00			1.237	9.7	0.27	0.78	15.7 (5.6)
3	S	0.00	-161.00			1.206	9.7	0.27	0.78	15.7 (5.6)
4	S	0.00	-77.00			2.521	9.7	0.27	0.78	15.7 (5.6)
5	S	0.00	-161.00			1.206	9.7	0.27	0.78	15.7 (5.6)
6	S	0.00	77.00			2.521	30.3	0.27	0.78	15.7 (5.6)

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	0.00074	0.0	0.00037	4.8	-0.00196	35.2
2	0.00074	0.0	0.00037	4.8	-0.00196	35.2
3	0.00074	0.0	0.00037	4.8	-0.00196	35.2
4	0.00074	0.0	0.00037	4.8	-0.00196	35.2
5	0.00074	0.0	0.00037	4.8	-0.00196	35.2
6	0.00074	40.0	0.00037	35.2	-0.00196	4.8

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. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] 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)

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 	MANDANTI  	A	67 di 94
			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	5.90	0.0	0.00	9.8	-229.4	4.8	10.1	1007	15.7	22.6
2	S	1.40	40.0	0.00	30.2	-54.3	35.2	10.1	1007	15.7	22.6

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	-0.00136	0.00044	0.50	0.60	0.000688 (0.000688)	347	0.239 (990.00)	-88.62
2	S	-0.00032	0.00010	0.50	0.60	0.000163 (0.000163)	347	0.057 (990.00)	88.62

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	5.85	0.0	0.00	9.8	-227.4	4.8	10.1	1007	15.7	22.6
2	S	1.35	40.0	0.00	30.2	-52.3	35.2	10.1	1007	15.7	22.6

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00135	0.00044	0.50	0.60	0.000682 (0.000682)	347	0.237 (0.40)	-88.62
2	S	-0.00031	0.00010	0.50	0.60	0.000157 (0.000157)	347	0.054 (0.40)	88.62

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	5.13	0.0	0.00	9.8	-199.3	4.8	10.1	1007	15.7	22.6
2	S	4.61	0.0	0.00	9.8	-179.1	4.8	10.1	1007	15.7	22.6

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	-0.00118	0.00038	0.50	0.40	0.000608 (0.000598)	347	0.211 (0.30)	-88.62
2	S	-0.00106	0.00035	0.50	0.40	0.000537 (0.000537)	347	0.187 (0.30)	-88.62

A taglio la sezione non è verificata senza armatura specifica; si prevede armatura di cucitura in ganci phi 12 passo orizzontale e verticale di 20 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
coeff.

$h = 400$ mm altezza

$\gamma_s = 1,15$ sicurezza

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 	MANDANTI 	A	68 di 94
			Data Ott '23	

$c = 48$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 35$	a	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1,50$		coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 0$	\emptyset	$0 = 0,00$ cm ²
$\alpha_{cc} = 0,85$		coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	\emptyset	$0 = 0,00$ cm ²
$d = 352$	mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	\emptyset	$0 = 0,00$ cm ²
$f_{cd} = 19,83$	a	resist. di calcolo			0,00 cm ²
$f_{ctd} = 1,50$	a	resist. di calcolo			

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

$N_{ed} = 0,0$ kN $V_{ed} = 268,0$ kN

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

$k = 1+(200/d)^{1/2} < 2$ $k = 1,754$ < 2
 $v_{min} = 0,035$
 $k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ $v_{min} = 0,481$
 $\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d)$
 $< 0,02$ $\rho_1 = 0,000$ $< 0,02$
 $\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c$
 $< 0,2 f_{cd}$ $\sigma_{cp} = 0,00$ MPa fcd

$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$
(con
 $(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 169,3$ kN)

$V_{Rd} = 0,0$ kN;

$V_{Rd} = 169,3$ kN assunto pari alla resistenza minima

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

• **Elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

$\theta = 45,0$ ° inclinaz. bielle cls angolo ammissibile

$(\theta = 19,5$ ° inclinaz. bielle cls per rottura bilanciata acciaio-cls: *angolo non ammissibile)*
 $\alpha = 90,0$ ° inclinaz. staffe

Armatura a taglio (staffatura):

A_{sw}/s staffe mm con n° bracci pass c cm²/c
= \emptyset 12 (trasv) 5 20 m = 0,283 m

$V_{Rsd} = 0,90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha$ $V_{Rsd} = 350,5$ N

MP resist. di calcolo

$f_{cd} = 9,92$ a ridotta

$\alpha_c = 1,000$ coeff. maggiorativo

$V_{Rcd} = 0,90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \alpha)$ $V_{Rcd} = 1570$, k
= 9 N

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 69 di 94
	MANDATARIA 	MANDANTI   	Data Ott '23	

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 350,5 > 268,0 \quad \frac{k}{N} \quad c.s. = 1,31$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

8.3 Verifica di capacità portante verticale della fondazione

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

Beam React: FY (kN)

75,8407 [Bm:21,Nd:22]
71,849
59,8742
47,8993
35,9245
23,9497
11,9748
-4,04483x10⁻⁵ [Bm:10,Nd:11]

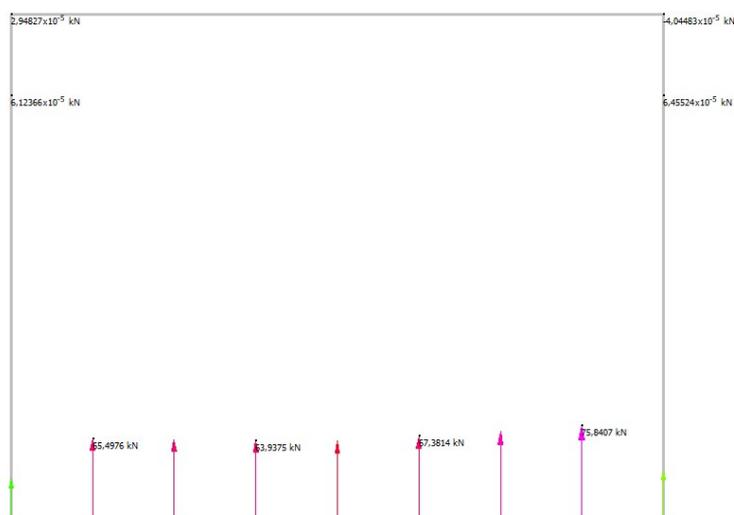


Figura 1: Reazioni vincolari nodali

I nodi sono posti ad un interasse di 0,40 m; per cui si ottiene uno carico verticale al metro pari a $75/0,4 = 187.5$ kN/m. Moltiplicando tale valore per la larghezza totale della soletta di base, si ottiene il carico totale sul metro di sezione, pari a $187.5 \cdot 3.8 \text{ m} = 712.5$ 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	Depositi alluvionali terrazzati	Coltre eluvio-colluviale	Depositi di frana	Argille e calcari di Canetolo alterati	Argille e calcari di Canetolo
r	bn	b2	fa	ACC alt	ACC
$\gamma_N = 19 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_N = 18 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_N = 19 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_N = 19 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_N = 20 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_N = 21 \text{ KN/m}^3$
-	$\gamma_{\text{sat}} = 21 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_{\text{sat}} = 21 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_{\text{sat}} = 22 \text{ KN/m}^3$
$c' = 0 \text{ KPa}$	$c' = 5 \text{ KPa}$	$c' = 14 \text{ KPa}$	$c' = 7 \text{ KPa}$	$c' = 7 \text{ KPa}$	$c' = 40 \text{ KPa}$
$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 20^\circ$	$\phi' = 28^\circ$	$\phi' = 23^\circ$	$\phi' = 30^\circ$
-	-	-	$c_r = 0 \text{ KPa}$	-	-
-	-	-	$\phi'_r = 25^\circ$	-	-
-	-	-	$c_u = 60 \div 120 \text{ KPa}$	$c_u = 100 \div 200 \text{ KPa}$	-
$E' = 20 \text{ MPa}$	$E' = 10+2z \text{ MPa}$	$E' = 15 \text{ MPa}$	$E' = 10 \div 20 \text{ MPa}$	$E' = 10+2z \text{ MPa}$	$E' = 60 \div 80 \text{ MPa}$

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c^*Nc^* sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*Nq^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5^*\gamma^*B^*N\gamma^*s\gamma^*d\gamma^*i\gamma^*b\gamma^*g\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

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

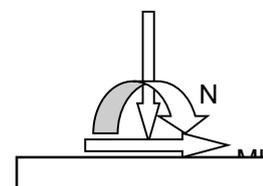
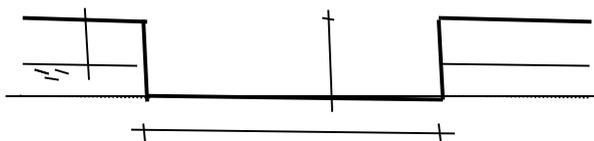
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2^*e_L$)

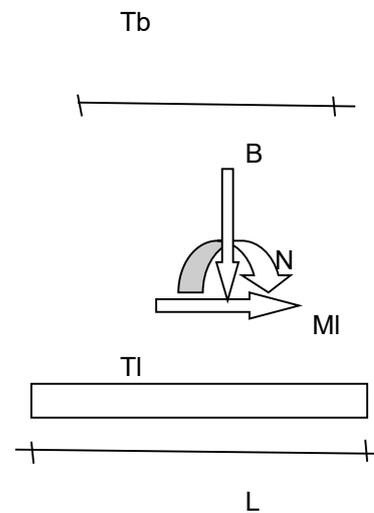
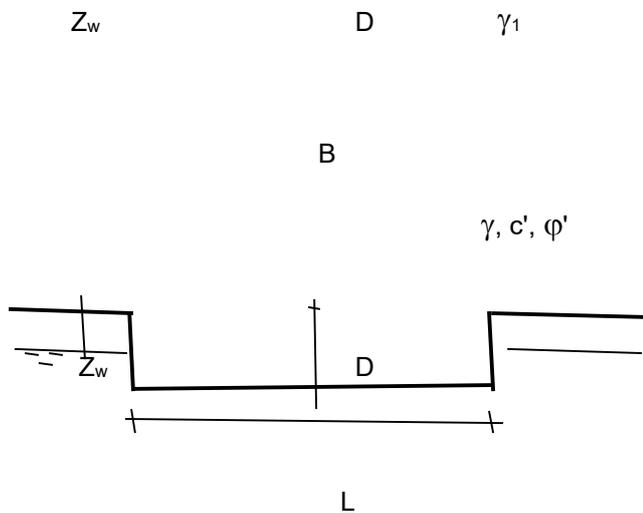
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	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

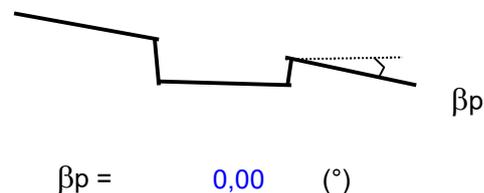
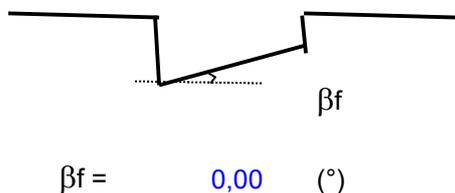
valori suggeriti dall'EC7





(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 3,80 (m)
 L = 100,00 (m)
 D = 1,00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	712,50	0,00	712,50
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

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 20,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 7,00$ (kN/mq)
 $\phi' = 28,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 3,00$ (m)

$e_B = 0,00$ (m)

$B^* = 3,80$ (m)

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 72 di 94
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  entevia S.p.A. INGEGNERIA. VALUTAZIONE. AMBIENTE.	 sinergo  D_VA DivisionArchitecture	
				Data Ott '23

$$e_L = 0,00 \quad (m)$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

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

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 15,26 \quad (kN/mc)$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 14,72$$

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

$$N_c = 25,80$$

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

$$N_\gamma = 16,72$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,00$$

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

$$s_q = 1,00$$

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

$$s_\gamma = 1,00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

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

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

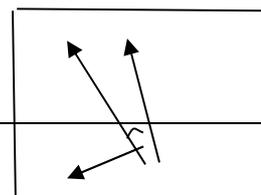
$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

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

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

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

$$i_q = 1,00$$



CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 73 di 94
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  entevia s.r.l. INGEGNERIA, VALUTAZIONE, AMBIENTE	 sinergo  D_VA D_VisionArchitecture	
				Data Ott '23

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

$$i_c = 1,00$$

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

$$i_\gamma = 1,00$$

d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_q = 1,08$$

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

$$d_c = 1,08$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi')^2$$

$$\beta_f + \beta_p =$$

$$0,00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$$

$$\beta_f + \beta_p =$$

$$0,00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  entevia s.r.l. INGEGNERIA VABUTA AMBIENTE		A
			Data Ott '23	

$$g_{\gamma} = g_q$$

$$g_{\gamma} = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 998,26 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 187,50 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 5,32$$

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

9 MANUFATTI DI IMBOCCO

Nel seguente capitolo si riporta la verifica strutturale dell'imbocco e sbocco del tombino TO.04, realizzati in strutture in c.a. gettato in opera con le seguenti geometrie:

- Manufatto d'imbocco: struttura a pozzo di profondità 3.9 m, dimensioni in pianta interne di 4 m x 2.75 m, muri e soletta di base di spessore 40 cm.
- Manufatto di sbocco: struttura ad U di muri laterali altezza massima 3.9 m, larghezza 3,8 m, muri e soletta di base di spessore 40 cm.

Di seguito si riportano le immagini delle carpenterie degli elementi:

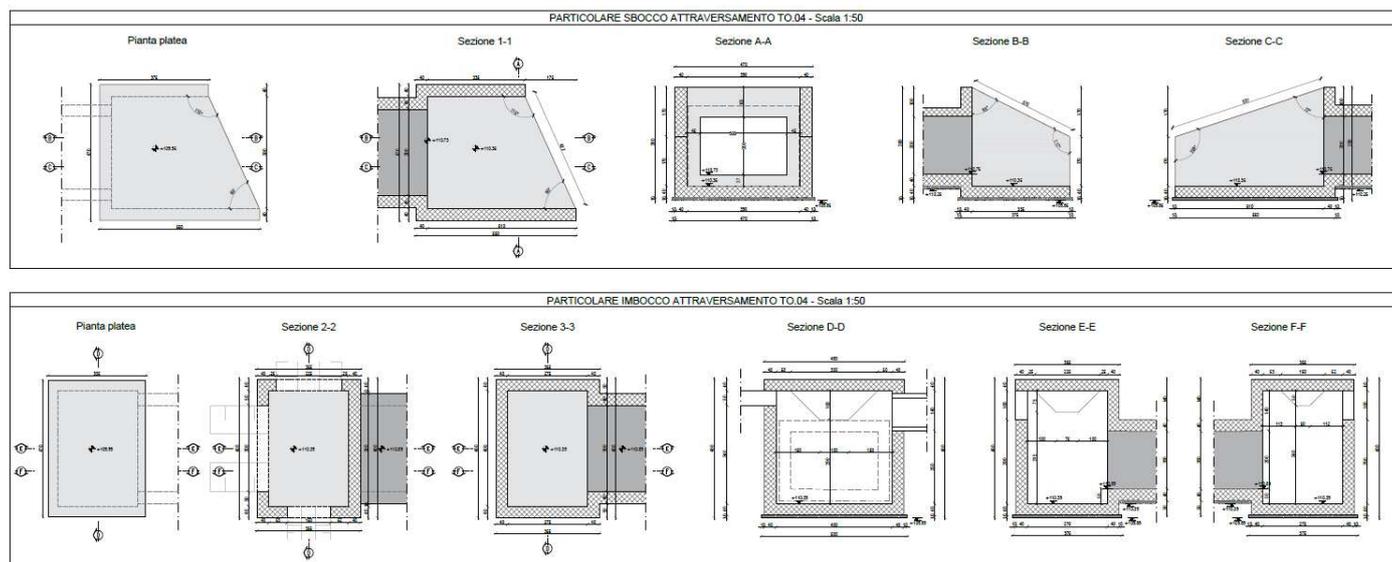


Figura 2: carpenterie elementi di sbocco/imbocco

Si riportano nel seguito le principali caratteristiche dei materiali utilizzati sia per la progettazione del nuovo intervento che per la verifica dell'esistente.

9.1 Materiale per opere in elevazione e fondazione

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		C32/40	
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

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  entevia s.r.l. INGEGNERIA, VALUTAZIONE, AMBIENTE	 sinergo	A
			Data Ott '23	

Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	3.02	MPa
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.63	MPa
Modulo elastico medio	$E_{cm} =$	33346	N/mm ²
Peso specifico	$w =$	25	kN/m ³

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)	XC4
Classe di resistenza minima	C32/40
Rapporto massimo a/c	0.5
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	340
Contenuto minimo di aria (%)	4
Altri requisiti	-

Corrosione indotta da cloruri

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

Corrosione da attacchi gelo-disgelo

Classe di esposizione (prospetto 4.1 EN 1992-1-1:2005)	XF2
Classe di resistenza minima	C32/40
Rapporto massimo a/c	0.5
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	340
Contenuto minimo di aria (%)	4
Altri requisiti	Aggregati in accordo alla EN 12620 con sufficiente resistenza al gelo/disgelo

9.1.1 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 ²
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza allo snervamento di progetto	$f_{yd} =$	391.30	MPa

9.1.2 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.

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 	MANDANTI 	A	77 di 94
			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_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:

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

9.2 Analisi dei carichi

Per i carichi applicati, si faccia riferimento a quanto considerato al Capitolo 7.

I carichi considerati sono:

- Peso Proprio G1
- Peso permanente portato G2: peso del battente idraulico all'imbocco/sbocco e finiture
- Spinta orizzontale del terreno G3
- Spinta sismica (Wood)
- Ritiro e viscosità
- Temperatura
- Carico da traffico: si è considerato un carico uniformemente distribuito di 10 kPa ai bordi dei muri verticali, assimilabile ad un mezzo di manutenzione.

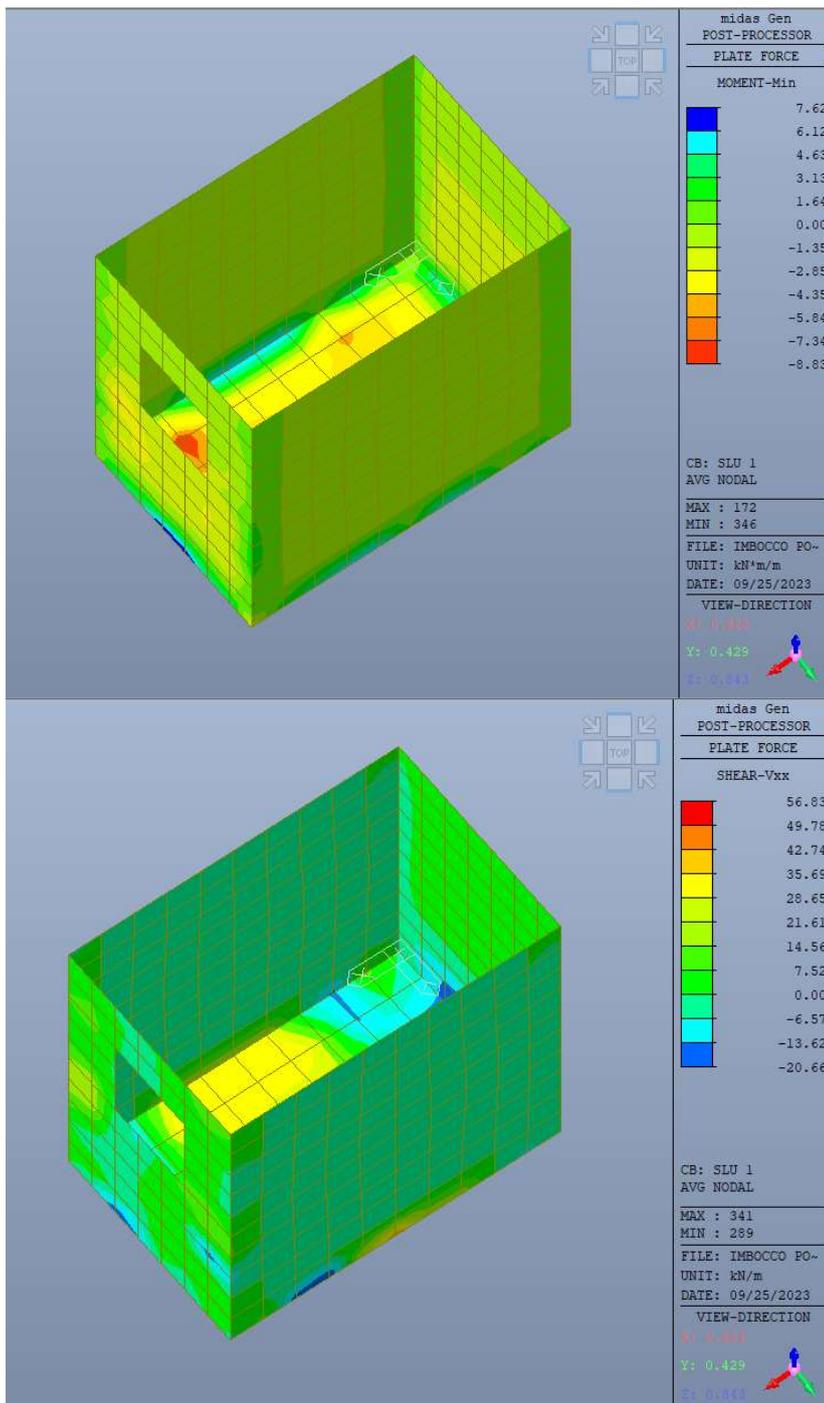
9.3 Verifiche manufatto d'imbocco

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

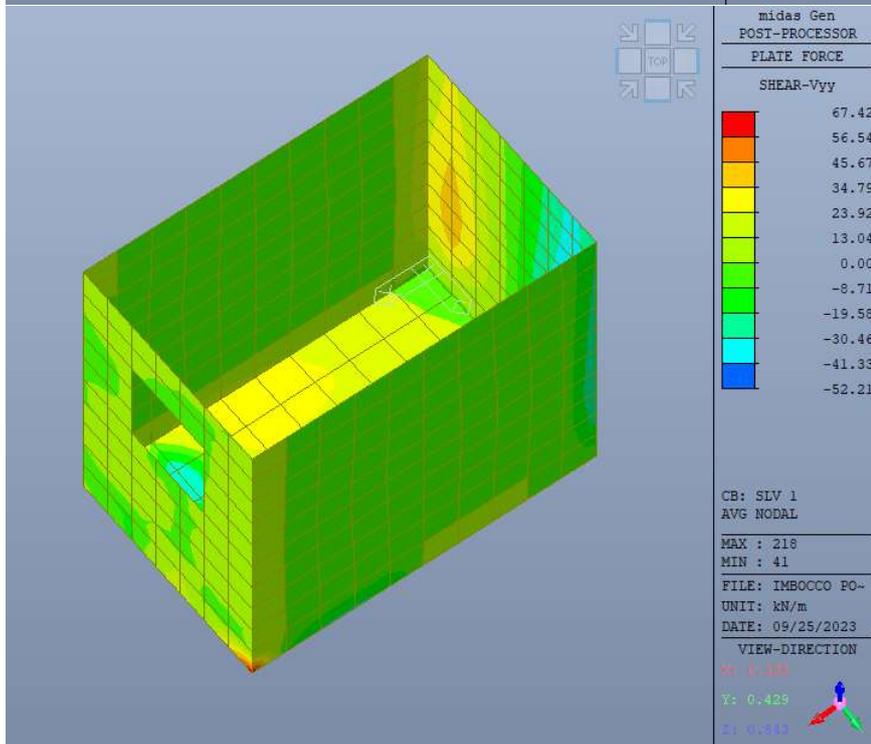
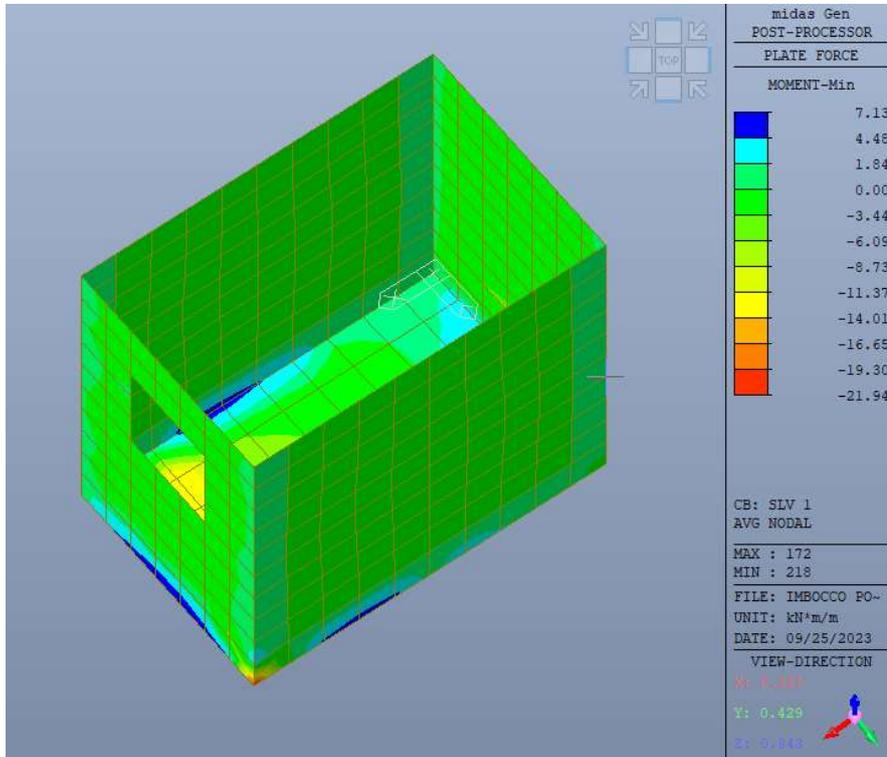
9.3.1 Sollecitazioni agenti

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

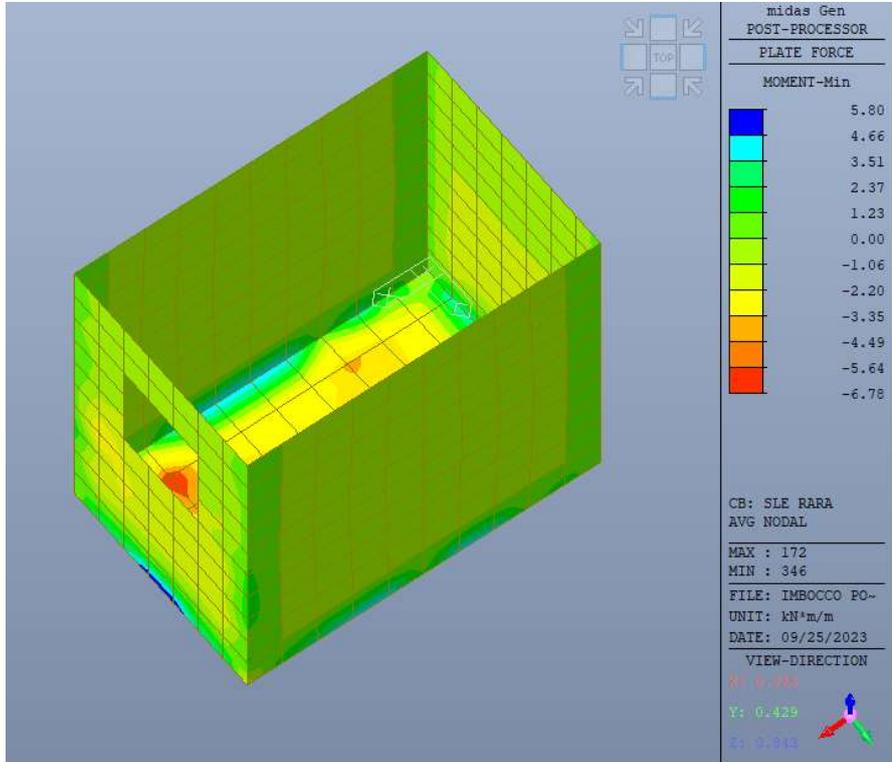
Involuppo SLU



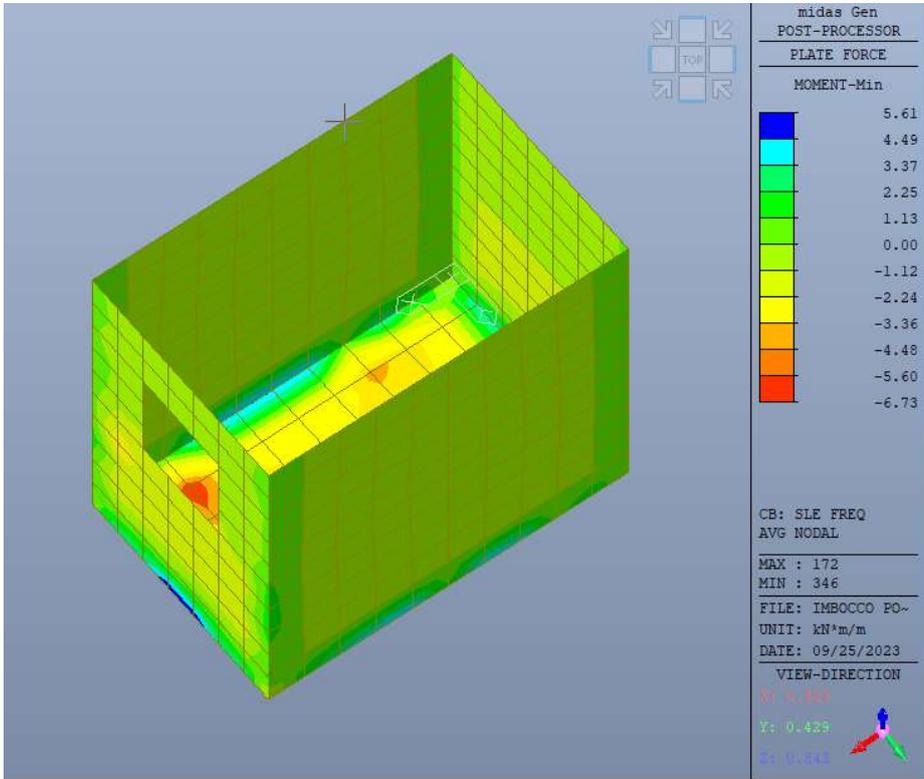
Inviluppo SLV



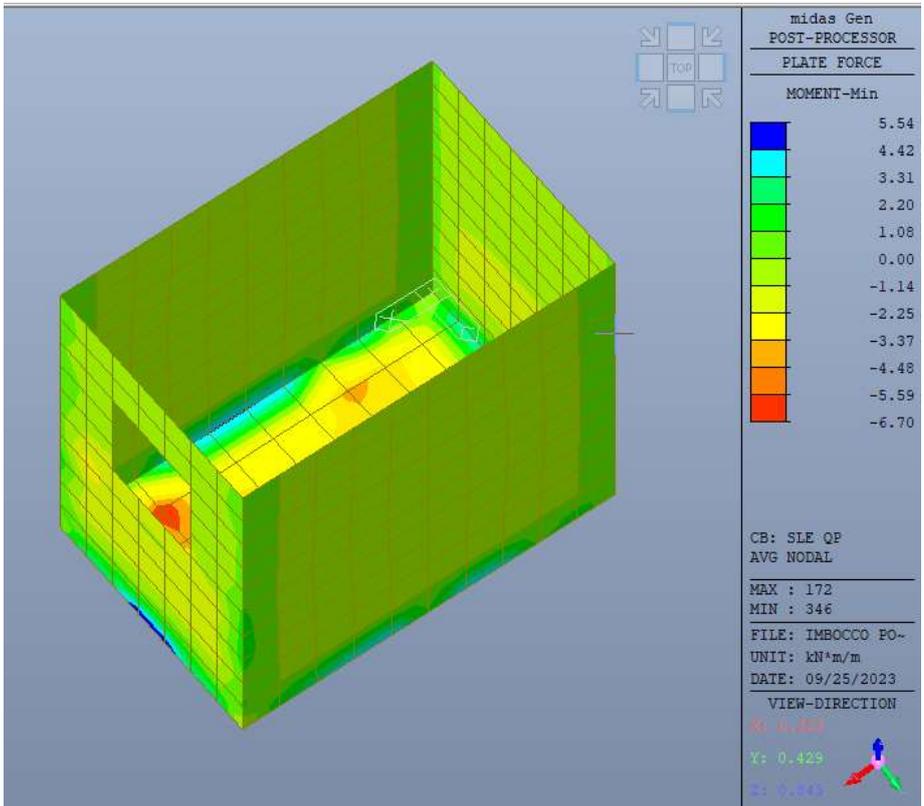
Inviluppo SLE Rara



Inviluppo SLE Frequente



Inviluppo SLE QP



CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 	MANDANTI 	A	82 di 94
			Data Ott '23	

9.3.2 Verifiche strutturali

Si prevedono barre $\Phi 16/20$ cm superiori ed inferiori su tutti gli elementi. Le verifiche sono pertanto soddisfatte:

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\Tombini scatolari\TO.04\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
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	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 ϵ_{c2} :	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ϵ_{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:	B450C
	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 ϵ_{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

Base:	100.0	cm
Altezza:	40.0	cm
Barre inferiori:	5 $\Phi 16$	(10.1 cm ²)
Barre superiori:	5 $\Phi 16$	(10.1 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	4.8	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	4.8	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	1.0	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]

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 	MANDANTI  	A	83 di 94
			Data Ott '23	

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	8.83	0.00	0.00
2	0.00	-21.94	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	6.78

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	6.73 (93.47)

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	6.70 (93.47)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 0.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 22.9 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 ≥ 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 [cm²] 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	8.83			14.422	32.4	0.22	0.71	10.1 (6.3)
2	S	0.00	-21.94			5.804	7.6	0.22	0.71	10.1 (6.3)

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)

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 	MANDANTI  	A	84 di 94
			Data Ott '23	

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	0.00054	40.0	0.00020	35.2	-0.00196	4.8
2	0.00054	0.0	0.00020	4.8	-0.00196	35.2

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. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] 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	0.44	40.0	0.00	31.6	-21.0	35.2	10.5	1054	10.1	22.6

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	-0.00012	0.00003	0.50	0.60	0.000063 (0.000063)	421	0.027 (990.00)	93.47

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	0.43	40.0	0.00	31.6	-20.8	35.2	10.5	1054	10.1	22.6

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00012	0.00003	0.50	0.60	0.000062 (0.000062)	421	0.026 (0.30)	93.47

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	0.43	40.0	0.00	31.6	-20.7	35.2	10.5	1054	10.1	22.6

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

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 85 di 94
	MANDATARIA 	MANDANTI 			
				Data Ott '23	

1 S -0.00012 0.00003 0.50 0.40 0.000062 (0.000062) 421 0.026 (0.20) 93.47

A taglio la sezione è verificata senza armatura specifica; si prevede comunque armatura di cucitura in ganci phi 12 passo orizzontale e verticale di 40 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
$h = 400$ mm	altezza	$\gamma_s = 1,15$	coeff. sicurezza
$c = 48$ mm	copriferro	$f_{yd} = 391,3$ 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	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset$	$0 = 0,00 \text{ cm}^2$
$d = 352$ 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)

$N_{ed} = 0,0$ kN $V_{ed} = 67.42$ kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1+(200/d)^{1/2} < 2$	$k = 1,754$	< 2
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$v_{min} = 0,514$	
$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$	$\rho_1 = 0,000$	< 0.02
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0,00$	MPa f_{cd}

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

(con
 $(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 181,0 \text{ kN}$)

$V_{Rd} = 0,0 \text{ kN};$

$V_{Rd} = 181,0 \text{ kN}$ assunto pari alla resistenza minima

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 86 di 94
	MANDATARIA 	MANDANTI 	 	
			Data Ott '23	

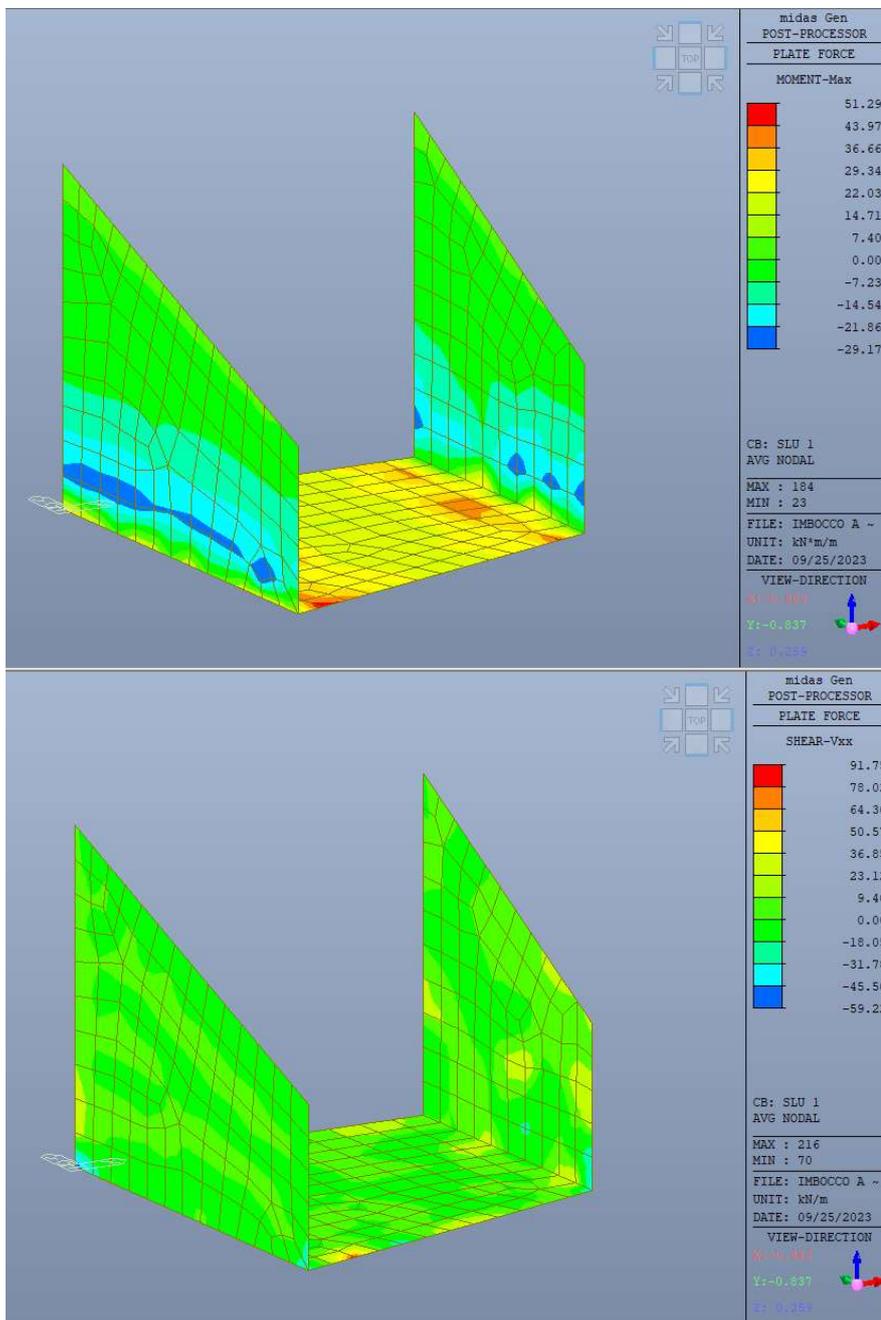
9.4 Verifiche manufatto d'imbocco

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

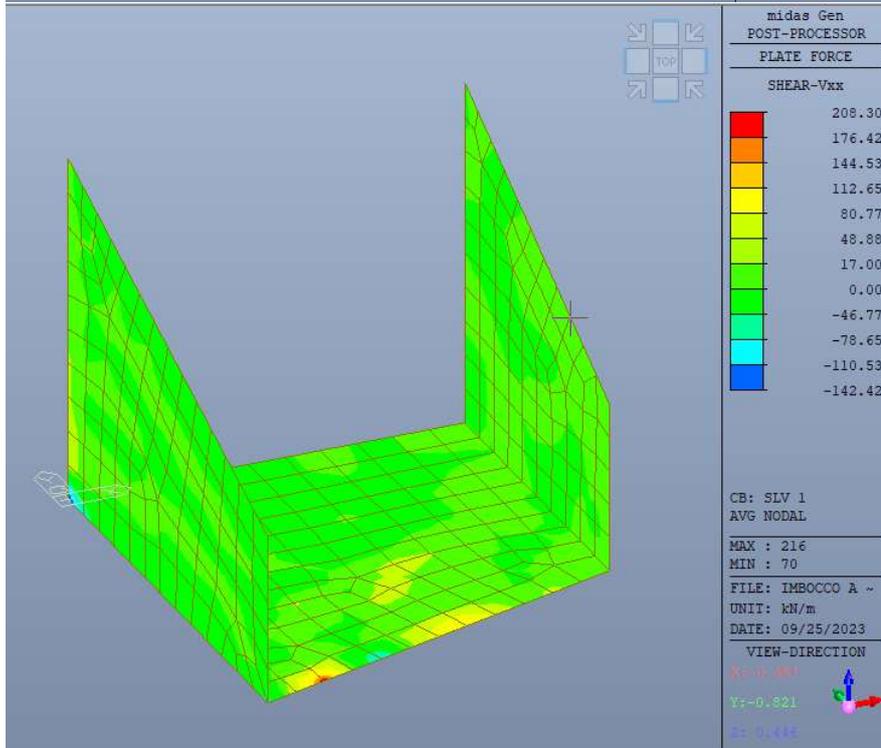
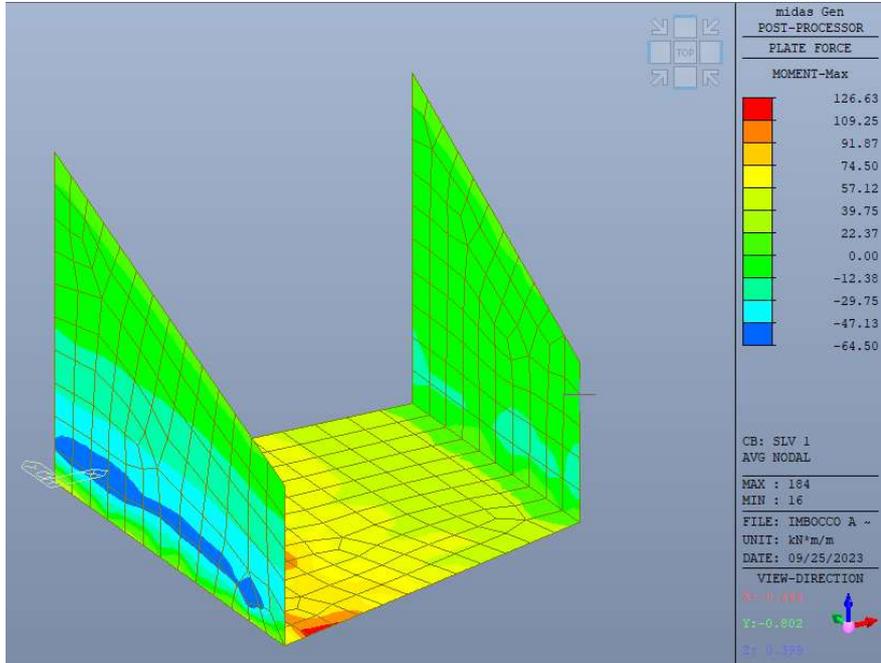
9.4.1 Sollecitazioni agenti

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

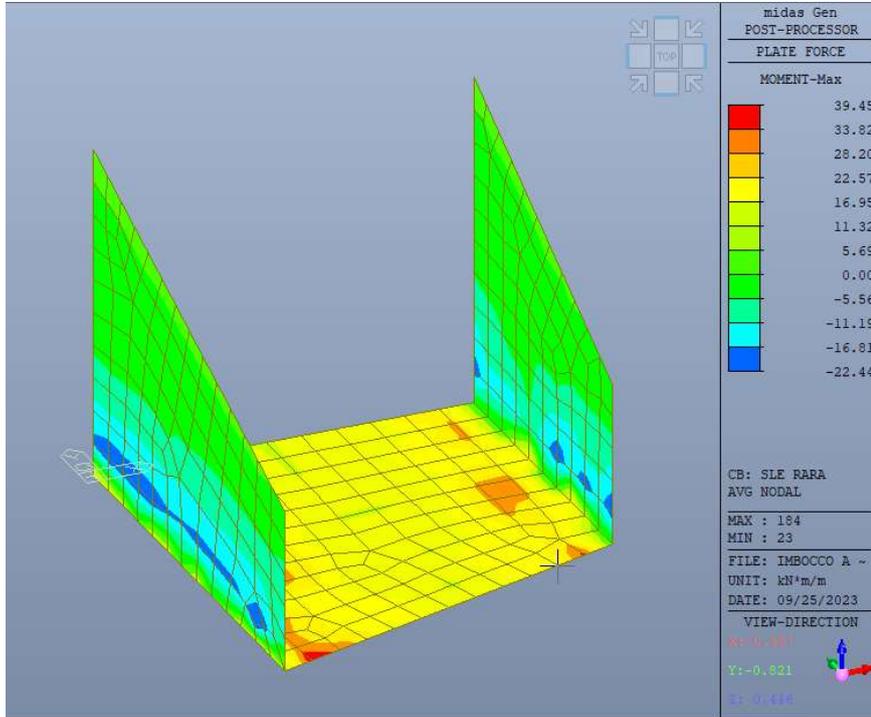
Involuppo SLU



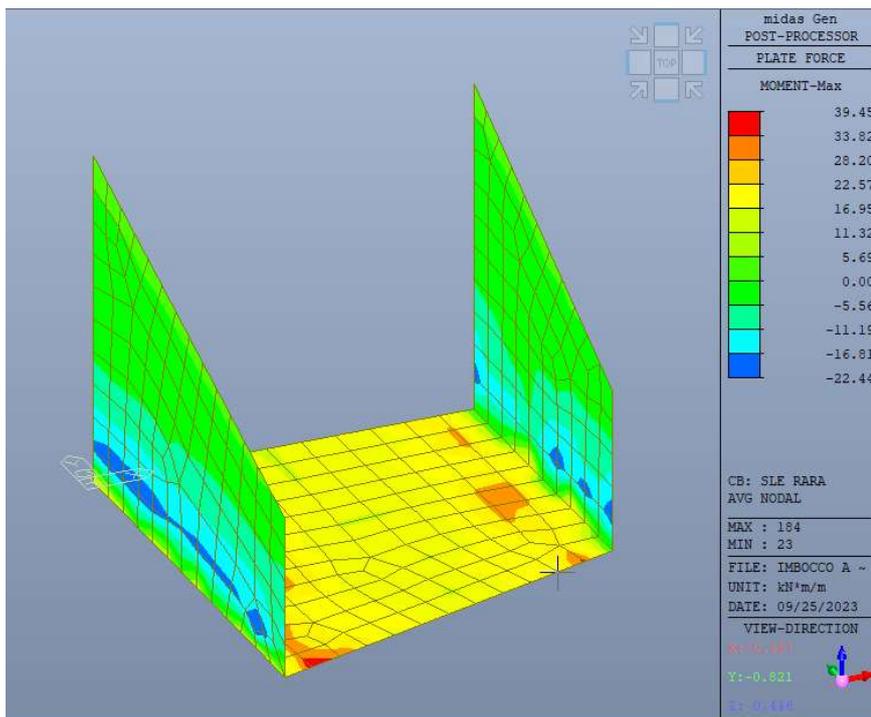
Inviluppo SLV



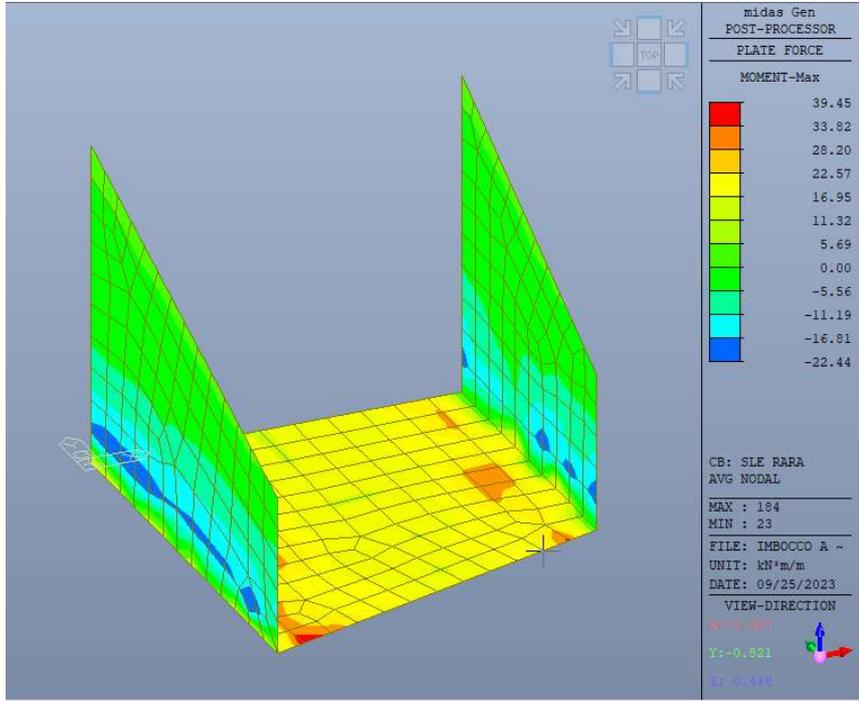
Inviluppo SLE Rara



Inviluppo SLE Frequente



Inviluppo SLE QP



CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 90 di 94
	MANDATARIA 	MANDANTI   	Data Ott '23	

9.4.2 Verifiche strutturali

Si prevedono barre $\Phi 16/20$ cm superiori ed inferiori su tutti gli elementi. Le verifiche sono pertanto soddisfatte:

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

NOME SEZIONE: Verifiche soletta 40 cm_U

(Percorso File: L:\da 20001\20073 Rufina Lotti2A-2B\20073 Mat di Lav\20073 Bozze JB\Calcolo\Tombini scatolari\TO.04\Imbocchi\Verifiche soletta 40 cm_U.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 sismicit�:	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:	40.0	cm
Barre inferiori:	5 $\Phi 16$	(10.1 cm ²)
Barre superiori:	5 $\Phi 16$	(10.1 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	4.8	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	4.8	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	1.0	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]

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	MANDANTI	A	91 di 94
   		Data Ott '23		

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	51.00	0.00	0.00
2	0.00	91.00	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	39.00

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	39.00 (93.47)

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	39.00 (93.47)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 0.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 22.9 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 ≥ 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 [cm²] 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	51.00			2.497	32.4	0.22	0.71	10.1 (6.3)
2	S	0.00	91.00			1.399	32.4	0.22	0.71	10.1 (6.3)

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.)

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 	MANDANTI  	A	92 di 94
			Data Ott '23	

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	0.00054	40.0	0.00020	35.2	-0.00196	4.8
2	0.00054	40.0	0.00020	35.2	-0.00196	4.8

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. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] 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)

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	2.51	40.0	0.00	31.6	-120.7	35.2	10.5	1054	10.1	22.6

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	-0.00071	0.00019	0.50	0.60	0.000362 (0.000362)	421	0.153 (990.00)	93.47

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	2.51	40.0	0.00	31.6	-120.7	35.2	10.5	1054	10.1	22.6

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00071	0.00019	0.50	0.60	0.000362 (0.000362)	421	0.153 (0.30)	93.47

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	2.51	40.0	0.00	31.6	-120.7	35.2	10.5	1054	10.1	22.6

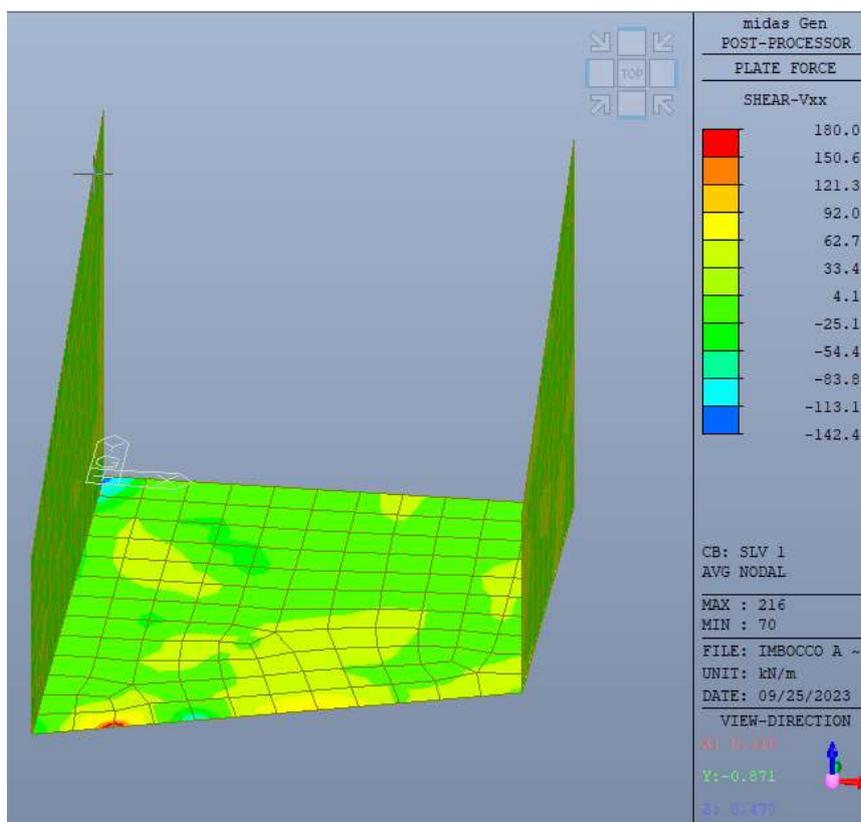
COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  entevia s.r.l. INGEGNERIA, VALUTAZIONE, AMBIENTE	 sinergo	A
			Data Ott '23	

1 S -0.00071 0.00019 0.50 0.40 0.000362 (0.000362) 421 0.153 (0.20) 93.47

A taglio la sezione è verificata senza armatura specifica a meno di un punto nodale sulla soletta inferiore; si prevede comunque armatura di cucitura in ganci phi 12 passo orizzontale e verticale di 40 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
$h = 400$ mm	altezza	$\gamma_s = 1,15$	coeff. sicurezza
$c = 48$ mm	copriferro	$f_{yd} = 391,3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 40$ MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1,50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0 = 0,00$	cm ²
$\alpha_{cc} = 0,85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0 = 0,00$	cm ²
$d = 352$ mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0 = 0,00$	cm ²
$f_{cd} = 22,67$ MPa	resist. di calcolo		0,00 cm ²
$f_{ctd} = 1,64$ MPa	resist. di calcolo		

CODIFICA DOCUMENTO P01-TO04-STR-RE 01	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  entevia s.r.l. INGEGNERIA VALUTA AMBIENTE	 sinergo	A
			Data Ott '23	

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

$$N_{ed} = 0,0 \text{ kN} \qquad V_{ed} = 181 \text{ kN}$$

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

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \qquad k = 1,754 \qquad < 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \qquad v_{min} = 0,514$$

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

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

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

(con

$$V_{Rd} = 0,0 \text{ kN}; \qquad (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 181,0 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 181,0 \text{ kN} \qquad \text{assunto pari alla resistenza minima}$$