

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 Mezzanica – 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
FABBRICATO TECNOLOGICO
FABBRICATO TENCNOLOGICO: OCCC
Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	P01-FA01-STR-RE01-A.pdf			
ACNO00113	D 20	CODICE ELAB.	P01FA01STRRE01	A	-
D					
C					
B					
A	EMISSIONE	10/2023	BRIGHENTI	GALANTE	FORMICHI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	INQUADRAMENTO GENERALE	1
1.1	Descrizione dell'opera	1
2	NORME DI RIFERIMENTO	4
2.1	Normativa nazionale cogente.....	4
2.2	Eurocodici	4
2.3	Norme EN, UNI, ISO.....	5
2.4	Norme CNR	6
3	VITA NOMINALE E CLASSI D'USO	7
4	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	10
5	MATERIALI	10
5.1	Opere in elevazione.....	11
5.1.1	<i>Acciaio per calcestruzzo ordinario</i>	12
5.1.2	<i>Copriferro</i>	12
5.2	Calcestruzzo per opere in fondazione.....	13
5.2.1	<i>Acciaio per calcestruzzo ordinario</i>	14
5.2.2	<i>Copriferro</i>	14
6	ANALISI DEI CARICHI	16
6.1	Pesi propri strutturali (g_1).....	16
6.1.1	<i>Travi e pilastri</i>	16
6.1.2	<i>Solaio di copertura</i>	16
6.2	Carichi permanenti non strutturali (g_2)	16
6.2.1	<i>Solaio di copertura</i>	16
6.2.2	<i>Tamponature</i>	17
6.2.3	<i>Peso proprio dei macchinari</i>	17
6.3	Sovraccarico accidentale	17
6.4	Carico neve (q_s)	17
6.5	Azioni del vento	18
6.6	Azione sismica.....	19
6.6.1	<i>Parametri sismici</i>	21
6.7	Combinazioni di carico	23
6.7.1	<i>Combinazioni SLU</i>	23
6.7.2	<i>Combinazioni SLE</i>	23
6.7.3	<i>Combinazioni Sismiche</i>	24
6.7.4	<i>Combinazioni considerate</i>	24
7	MODELLO DI CALCOLO ED ANALISI DEI RISULTATI.....	26

7.1	Criteri di modellazione e analisi di riferimento	26
7.2	Criteri di verifica	30
7.2.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi	31
7.2.1.1	Verifica per sollecitazioni di presso-flessione	31
7.2.1.2	Verifiche a taglio.....	31
7.2.2	Verifiche agli Stati Limite di esercizio.....	32
7.2.2.1	Verifiche a fessurazione	33
7.2.2.1.1	Premessa	33
7.2.2.1.2	Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo)	34
7.2.2.1.3	Ampiezza delle fessure	35
7.2.3	Verifica della capacità portante	35
7.3	Convenzioni di segno	41
7.4	Sollecitazioni agenti.....	44
7.4.1	Inviluppi SLU/SLV	44
7.5	Analisi modale	48
7.6	Criteri di regolarità strutturale	50
7.7	Comportamento strutturale, tipologia strutturale, fattore di comportamento	51
7.7.1	Verifica deformabilità torsionale	53
7.8	Effetti torsionali accidentali	54
7.9	Verifica instabilità globale (effetti del secondo ordine).....	54
8	VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI.....	57
8.1	Solaio di copertura	57
8.2	Travi	71
8.2.1	Riepilogo verifiche	71
8.2.1.1	Verifica a flessione.....	71
8.2.1.2	Verifica a taglio.....	72
8.2.2	Verifiche SLU	73
8.2.3	Verifiche SLE	75
8.3	Pilastri.....	77
8.3.1	Riepilogo verifiche	77
8.3.1.1	Verifica a flessione.....	77
8.3.1.2	Verifica a taglio.....	78
8.3.2	Verifiche SLU	80
8.3.3	Verifiche SLE	81
8.4	Solette orizzontali (Fondazione e Locale impianti).....	82
8.4.1	Verifiche SLU	82
8.4.1.1	Verifica a flessione.....	82
8.4.1.2	Verifica a taglio/punzonamento	87
8.4.2	Verifiche SLE	90
8.4.2.1	Limitazione delle tensioni	90

8.4.2.2	<i>Fessurazione</i>	94
8.5	Verifiche muri laterali	96
8.5.1	Verifiche SLU	96
8.5.1.1	Verifiche a flessione.....	96
8.5.1.2	Verifiche a taglio.....	97
8.5.2	Verifica di capacità portante	99
8.5.3	Verifiche dei cedimenti	104
8.6	Verifiche di rigidezza.....	107
9	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....	108

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 1 di 111
	   		Data Ott' 23	

1 INQUADRAMENTO GENERALE

La presente costituisce la relazione di calcolo relativa al il dimensionamento dell'edificio impianti posto all'uscita della Galleria Montebonello 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.

Nel seguito vengono descritte le caratteristiche generali dell'opera e vengono esposte le modalità di calcolo, i risultati delle analisi e le verifiche degli elementi strutturali.

1.1 Descrizione dell'opera

L'edificio si sviluppa su un solo piano per un'altezza di circa 4.14 m, con dimensioni in pianta di 10.8x22.9 m. La struttura portante è a telaio in c.a. con pilastri di sezione 40x40 cm e travi 40x50 cm.

Il solaio di copertura è realizzato in laterocemento, ed è dotato di soletta collaborante avente spessore di 5 cm, per un'altezza complessiva pari a 25 cm.

Per le tamponature esterne e le tramezzature si utilizzano blocchi forati in calcestruzzo.

La soletta di base è costituita da una platea di spessore di 45 cm: al di sotto si ritrovano i vani sotterranei adibiti a raccolta acque di piattaforma e vasca antincendio. Le pareti sono in c.a. gettato di spessore 40 cm, mentre la soletta di fondazione ha spessore 60 cm.

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 2 di 111
	   		Data Ott' 23	

Pianta fondazione
1 : 50

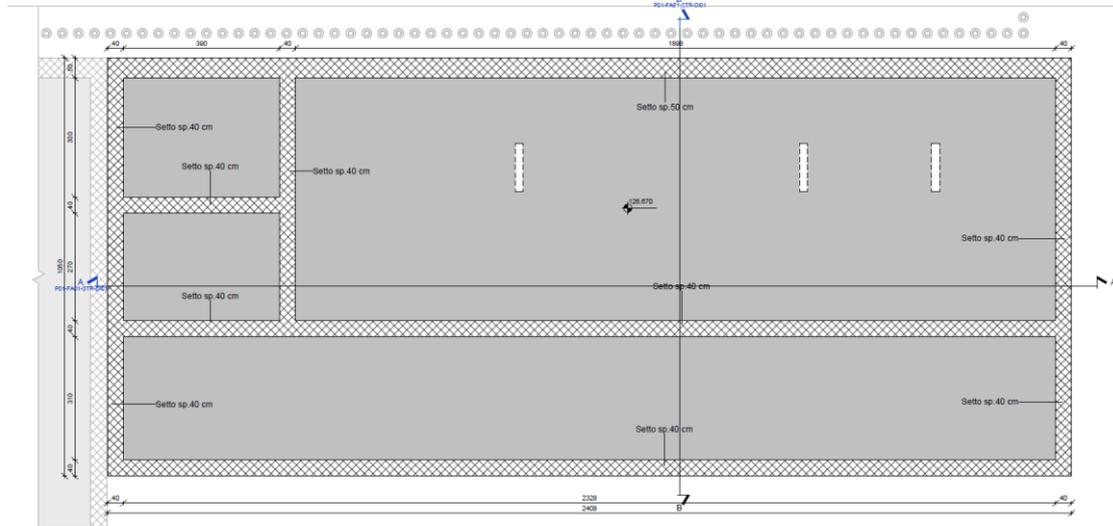


Figura 1: Pianta fondazioni

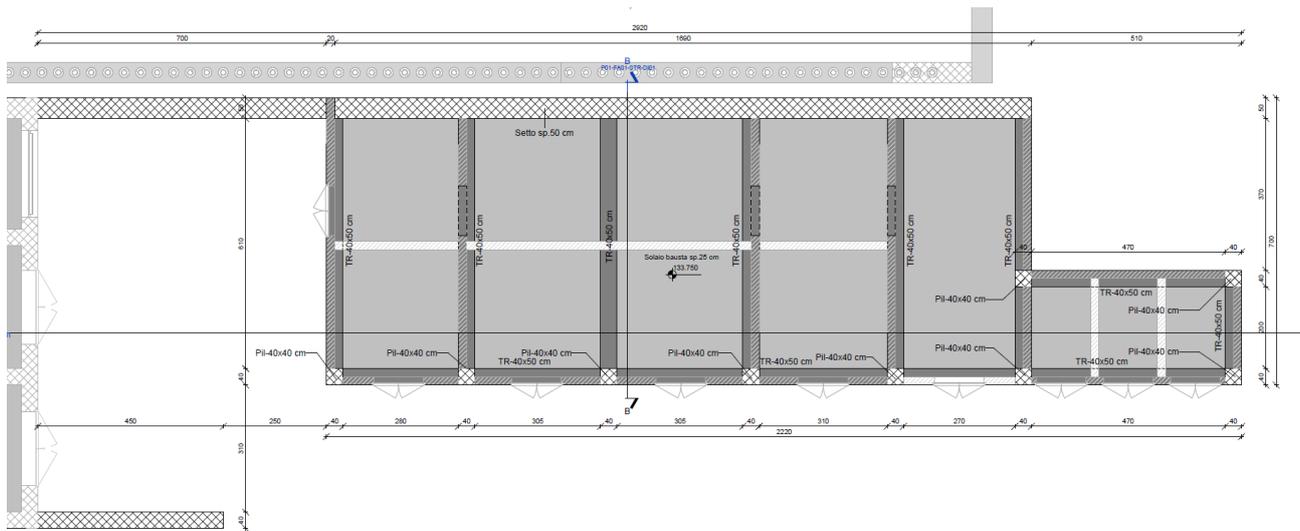


Figura 2: Pianta copertura

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 3 di 111
				

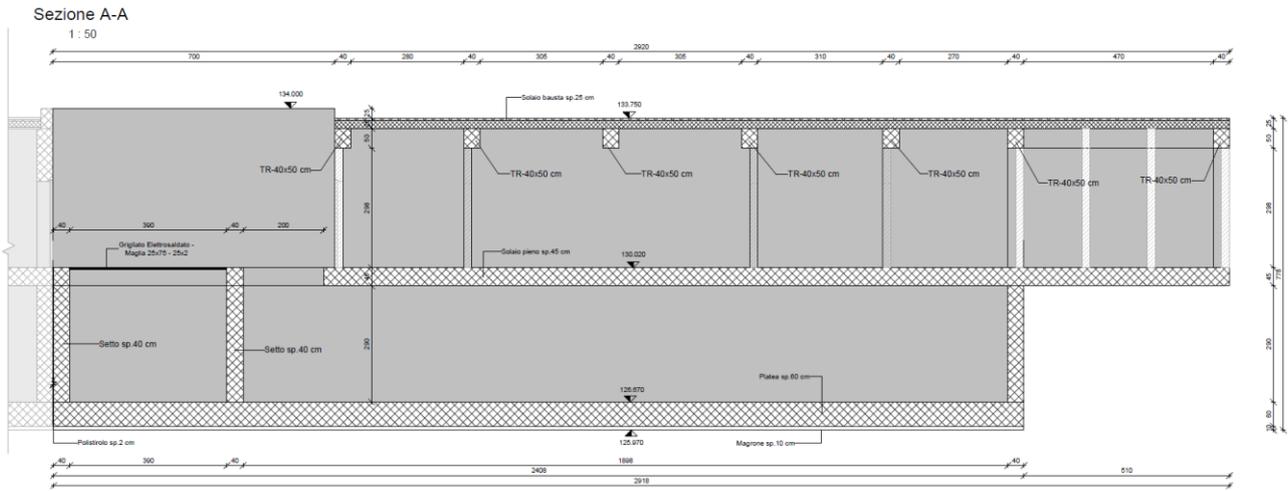


Figura 3: Sezione AA

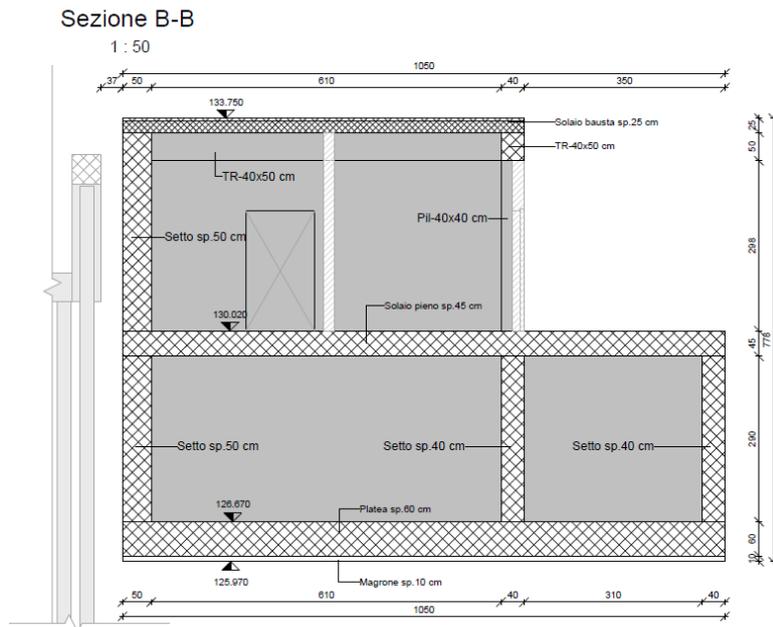


Figura 4: Sezione BB

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 4 di 111
	   		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

- [1] Legge 5 novembre 1971, N. 1086 – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- [2] D.M. 17/01/2018 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC)
- [3] 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
- [4] D.Lgs. 30/04/92, n. 285 e s.m.i. - “Nuovo Codice della Strada”
- [5] 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

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 5 di 111
	   		Data Ott' 23	

[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

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”.

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 6 di 111
	   		Data Ott' 23	

- [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
[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.):

- [1] CNR-DT 207 R1/2018 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni
[2] CNR-UNI 10011/97 Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione;
[3] CNR-UNI 10016/98 Travi composte acciaio-calcestruzzo: istruzioni per il calcolo e l'esecuzione;

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 7 di 111
	   		Data Ott' 23	

[4] 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.

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 8 di 111
	   		Data Ott' 23	

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 critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

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

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

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

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 9 di 111
	   		Data Ott' 23	

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**

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-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI    	REV. A	FOGLIO 10 di 111
		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.

I calcoli presentati in relazione sono stati sviluppati con modelli di calcolo, realizzati con l'ausilio di fogli di calcolo in Microsoft Excel e con il software di calcolo agli elementi finiti MidasGEN, di cui si allega la licenza d'uso.



5 MATERIALI

Si riportano nel seguito le principali caratteristiche dei materiali utilizzati.

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 11 di 111
	   		Data Ott' 23	

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 12 di 111
		  	Data Ott' 23	

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

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.

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI			REV. A	FOGLIO 13 di 111
	   	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 _{≥C_o}	C _{min≤C<C_o}	C _{≥C_o}	C _{min≤C<C_o}	C _{≥C_o}	C _{min≤C<C_o}	C _{≥C_o}	C _{min≤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 copriferrò prescritto (ricoprimento) per le solette e travi e pilastri è pari a:

$$c = 35 (C > C_0) + 10 (\text{tolleranza}) = 45 \text{ mm}$$

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
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

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 14 di 111
	   		Data Ott' 23	

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.

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI			REV. A	FOGLIO 15 di 111
	   	Data Ott' 23			

Tabella C4.1.IV - Copriferrì 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 _{≥C_o}	C _{min≤C<C_o}	C _{≥C_o}	C _{min≤C<C_o}	C _{≥C_o}	C _{min≤C<C_o}	C _{≥C_o}	C _{min≤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
Vita nominale costruzione:	50 [anni]
Tolleranza di posa:	10 [mm]

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

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 16 di 111
	   		Data Ott' 23	

6 ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi agenti è condotta sulla base delle prescrizioni di norma (D.M. 17/01/2018) e dell'effettiva geometria e destinazione d'uso dell'opera oggetto della presente relazione.

6.1 Pesi propri strutturali (g_1)

6.1.1 Travi e pilastri

Il peso proprio degli elementi strutturali in c.a. è computato automaticamente dal software di calcolo considerando per il calcestruzzo armato un peso specifico pari a $\gamma=25.0 \text{ kN/m}^3$.

6.1.2 Solaio di copertura

► SOLAIO DI COPERTURA

Tipologia solaio	Bausta		
	[m]	[kN/m ²] [kN/m ³]	[kN/m ²]
Altezza travetti	0.2	25	0.6
Spessore travetti	0.12		
Altezza alleggerimenti	0.2	5	0.38
Larghezza alleggerimenti	0.38		
Larghezza totale	0.5		
Altezza cappa	0.05	25	0.625
Pesi permanenti strutturali G_1			3.21

6.2 Carichi permanenti non strutturali (g_2)

6.2.1 Solaio di copertura

► SOLAIO DI COPERTURA

Isolamento / guaine / barriera al vapore	0.01	0.1	0.001
Massetto distribuzione	0.1	20	2
Tramezze			0
Impianti			0.5
Pesi permanenti non strutturali G_2			2.50

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI			REV. A	FOGLIO 17 di 111
					Data Ott' 23

6.2.2 Tamponature

Si utilizzano pareti in blocchi forati di calcestruzzo, spessore 25 cm.

$$g_2 = 1.36 \text{ kN/m}^2$$

$$H = 2.84 \text{ m}$$

$$G_2 = 3,86 \text{ kN/m}$$

6.2.3 Peso proprio dei macchinari

Per simulare la presenza degli impianti sopra la soletta di base, si è inserito un carico pari a 18 kN/m² per i trafi e 10 kN/m² in corrispondenza dei quadri elettrici.

6.3 Sovraccarico accidentale

► Sovraccarichi accidentali (Tab. 3.1.II NTC 2018)

Categoria	Ambienti	q_k kN / m ²	Q_k kN	H_k kN / m
H-I-K	Coperture Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0.5	1.2	1

6.4 Carico neve (q_s)

► AZIONI DELLA NEVE (§3.4 NTC 2018)

Valore di riferimento del carico della neve al suolo (§3.4.2 NTC 2018)

Altitudine di riferimento a_s (m)	115
Provincia	Firenze
Zona	Zona II
Valore di riferimento del carico della neve al suolo q_{sk} (kN/m ²)	1.00

Coefficiente di esposizione (§3.4.4 NTC 2018)

Topografia Normale

Descrizione:

Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi

Coefficiente di esposizione C_e 1

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 18 di 111
	   		Data Ott' 23	

Coefficiente termico (§3.4.5 NTC 2018)

Coefficiente termico C_t 1

► COPERTURA AD UNA FALDA (§3.4.3.2 NTC 2018)

Coefficiente di forma delle coperture (coperture ad una o due falde) (§3.4.3 NTC 2018)

Angolo di inclinazione della copertura α (°) 0

Coefficiente di forma μ_1 (tab. 3.4.II) 0.8

Carico della neve sulle coperture (§3.4.1 NTC 2018)

Carico provocato dalla neve sulle coperture q_s (kN/m²) 0.80

6.5 Azioni del vento

► AZIONI DEL VENTO (§3.3 NTC 2018)

Velocità base di riferimento (§3.3.1 NTC 2018)

Regione in cui sorge la costruzione Toscana

Altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione a_s (m) 115

Velocità base di riferimento al livello del mare $V_{b,0}$ (m/s) 27

Parametro a_0 (Tab. 3.3.I) 500

Parametro k_s (Tab. 3.3.I) 0.37

Zona (Tab. 3.3.I) 3

Coefficiente di altitudine c_a 1.06

Velocità di riferimento (§3.3.2 NTC 2018)

Periodo di ritorno di progetto T_R (anni) 50

Velocità base di riferimento $V_{b,0}$ (m/s) 27

Coefficiente di ritorno c_r 1.00

Velocità di riferimento V_r (m/s) 28.51

Pressione cinetica di riferimento (§3.3.6 NTC 2018)

Velocità di riferimento del vento V_r (m/s) 28.51

Densità dell'aria ρ (kg/m³) 1.25

Pressione cinetica di riferimento q_r (N/m²) 508.31

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 19 di 111
	   		Data Ott' 23	

Coefficiente di esposizione (§3.3.7 NTC 2018)

Distanza dalla costa (km)	50
Altezza sul suolo del punto considerato z (m)	4
Classe di rugosità del terreno	D

Descrizione:

a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa); c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

Categoria di esposizione del sito	III
Coefficiente K_r	0.2
Coefficiente z_0 (m)	0.1
Coefficiente z_{min} (m)	5
Coefficiente di topografia c_t	1
Coefficiente di esposizione c_e	1.71

Coefficiente dinamico (§3.3.9 NTC 2018)

Coefficiente dinamico c_d	1
-----------------------------	---

Coefficiente aerodinamico (§3.3.8 NTC 2018)

Coefficiente di pressione faccia sopravento c_{p^+}	0.8
Coefficiente di pressione faccia sottovento c_{p^-}	0.4

Pressione del vento (§3.3.4 NTC 2018)

Pressione del vento faccia sopravento p^+ (kN/m²)	0.534
Pressione del vento faccia sottovento p^- (kN/m²)	0.267

6.6 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:

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

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 20 di 111
	   		Data Ott' 23	

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

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

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	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 21 di 111
	   		Data Ott' 23	

Espressioni di S_s e C_c

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

Valori del coefficiente di amplificazione topografica S_T

La categoria di sottosuolo è la B.

6.6.1 Parametri sismici

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

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

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

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

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

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 22 di 111
	   	Data Ott' 23		

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

in cui:

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

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

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]	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

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 23 di 111
	   		Data Ott' 23	

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

6.7 Combinazioni di carico

6.7.1 Combinazioni SLU

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;
- 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.

6.7.2 Combinazioni SLE

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE				REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	MANDANTI			A	24 di 111
					Data Ott' 23	

Agli Stati limite di Esercizio si considerano invece le seguenti:

- Combinazione caratteristica (rara)

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

- Combinazione frequente

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente

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

6.7.3 Combinazioni Sismiche

Agli Stati Limite di Operatività, Danno, Salvaguardia della Vita e Collasso i valori delle azioni vengono combinati secondo la combinazione sismica:

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

6.7.4 Combinazioni considerate

Per il caso in esame si utilizzano le combinazioni seguenti:

Name	Type	G1	G2	Qk	Qneve	Qtraff	Wood X-	Wood X+	Wood Y-	Wood Y+	SLV X (RS)	SLV Y (RS)	SLO X (RS)	SLO Y (RS)
SLU 1	Strength/Stress	1.3	1.3	1.5		0.54								
SLU 2	Strength/Stress	1.3	1.3			1.35								
SLU 3	Strength/Stress	1.3	1.3	1.5	0.75	0.54								
SLU 4	Strength/Stress	1.3	1.3		0.75	1.35								
SLU 5	Strength/Stress	1.3	1.3		1.5	0.54								
SLV 1	Strength/Stress	1	1					1	0.3		1	0.3		
SLV 2	Strength/Stress	1	1				1			0.3	-1	-0.3		
SLV 3	Strength/Stress	1	1					1		0.3	1	-0.3		
SLV 4	Strength/Stress	1	1				1		0.3		-1	0.3		
SLV 5	Strength/Stress	1	1					0.3	1		0.3	1		
SLV 6	Strength/Stress	1	1				0.3			1	-0.3	-1		
SLV 7	Strength/Stress	1	1					0.3		1	0.3	-1		
SLV 8	Strength/Stress	1	1				0.3		1		-0.3	1		

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE				REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	MANDANTI			A	25 di 111
   				Data Ott' 23		

SLO 1	Strength/Stress	1	1										1	0.3
SLO 2	Strength/Stress	1	1										1	-0.3
SLO 3	Strength/Stress	1	1										-1	-0.3
SLO 4	Strength/Stress	1	1										-1	0.3
SLO 5	Strength/Stress	1	1										0.3	1
SLO 6	Strength/Stress	1	1										-0.3	1
SLO 7	Strength/Stress	1	1										-0.3	-1
SLO 8	Strength/Stress	1	1										0.3	-1
SLE Rara 1	Serviceability	1	1	1		0.4								
SLE Rara 2	Serviceability	1	1			1								
SLE Rara 3	Serviceability	1	1	1	0.5	0.4								
SLE Rara 4	Serviceability	1	1		0.5	1								
SLE Rara 5	Serviceability	1	1		1	0.4								
SLE Freq 1	Serviceability	1	1											
SLE Freq 2	Serviceability	1	1			0.4								
SLE Freq 3	Serviceability	1	1		0.2									
SLE QP 1	Serviceability	1	1											
SLE QP 2	Serviceability	1	1											

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI    	REV. A	FOGLIO 26 di 111
		Data Ott' 23	

7 MODELLO DI CALCOLO ED ANALISI DEI RISULTATI

7.1 Criteri di modellazione e analisi di riferimento

Le travi e i pilastri sono stati schematizzati come elementi “Beam”; i solai di piano, qualora classificabili come infinitamente rigidi, vengono modellati come “Rigid Link” ed elementi area privi di rigidità per la ripartizione del carico sulle travi. Si utilizzano invece elementi “Plates” per eventuali platee, piastre e/o muri tozzi; le pareti “snelle”, secondo la definizione normativa, vengono modellate attraverso “Beam”. Il terreno è schematizzato secondo il modello di Winkler con $k_x = 400 \text{ kN/m}^3$, $k_y = 400 \text{ kN/m}^3$, $k_z = 4000 \text{ kN/m}^3$.

I modelli di calcolo sono stati realizzati in ottemperanza ai seguenti punti delle NTC 2018:

- Il modello della struttura è tridimensionale a rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza. Gli elementi strutturali considerati “secondari” e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi), sono stati rappresentati in termini di massa. Gli orizzontamenti sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano quando presente una soletta o una cappa di spessore pari o superiore a 4 cm.
- La rigidità degli elementi strutturali è stata rappresentata con modelli lineari. Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa si è attribuita una eccentricità accidentale (0,05 volte la dimensione dell’edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell’azione sismica) rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo.
- Si è eseguita un’analisi lineare, dopo aver verificato che le non linearità geometriche possono essere trascurate ($\theta < 0.1$) (vedi verifica nei tabulati di calcolo), con riferimento agli spettri di progetto ottenuti assumendo un fattore di struttura q unitario (§3.2.3.5).
- L’analisi sismica di riferimento per il progetto in esame è l’analisi modale con spettro di risposta (“Analisi dinamica lineare” §7.2.6 NTC2018), che consiste nei punti seguenti:
 - determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
 - calcolo degli effetti dell’azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
 - combinazione di tali effetti.

Lo zero sismico è assunto a quota estradosso fondazione. Sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante significativa, in particolare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%. Gli effetti relativi ai singoli modi vengono combinati sia attraverso il metodo SRSS che CQC, optando per i risultati più conservativi.

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 27 di 111
	   		Data Ott' 23	

- Per l'analisi elastica globale i materiali costituenti la struttura sono considerati elastici, omogenei ed isotropi e con comportamento lineare. Per tener conto della fessurazione del calcestruzzo, la rigidità flessionale e a taglio degli elementi in condizioni dinamiche viene ridotta sino al 50% della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati.

Per il caso in esame si è assunto quanto illustrato nella tabella seguente:

No	Name	fArea	fAsy	fAsz	flxx	flyy	flzz	fWgt	Group
1	Pilastr	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	Analisi Statica
1	Pilastr	1.00	1.00	1.00	0.00	0.70	0.70	1.00	Analisi Sismica
2	Travi	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	Analisi Statica
2	Travi	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	0.50	1.00	Analisi Sismica

Si riportano nel seguito alcune immagini rappresentative del modello di calcolo utilizzato.

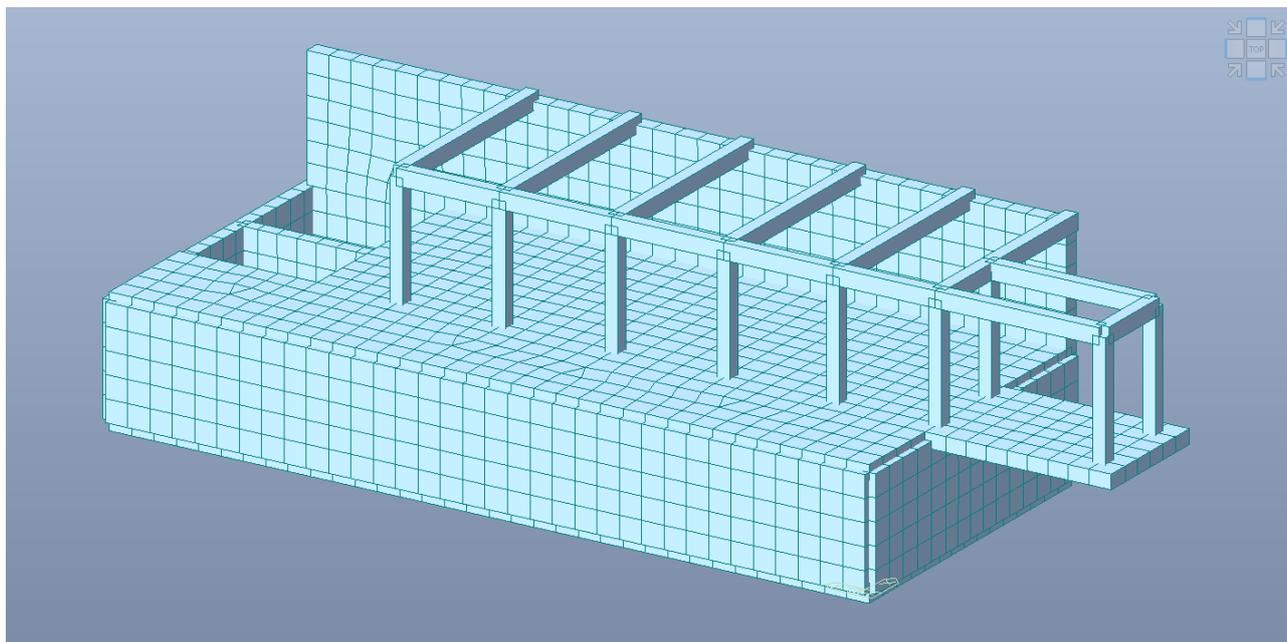


Figura 5: Vista tridimensionale modello

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 28 di 111
	   		Data Ott' 23	

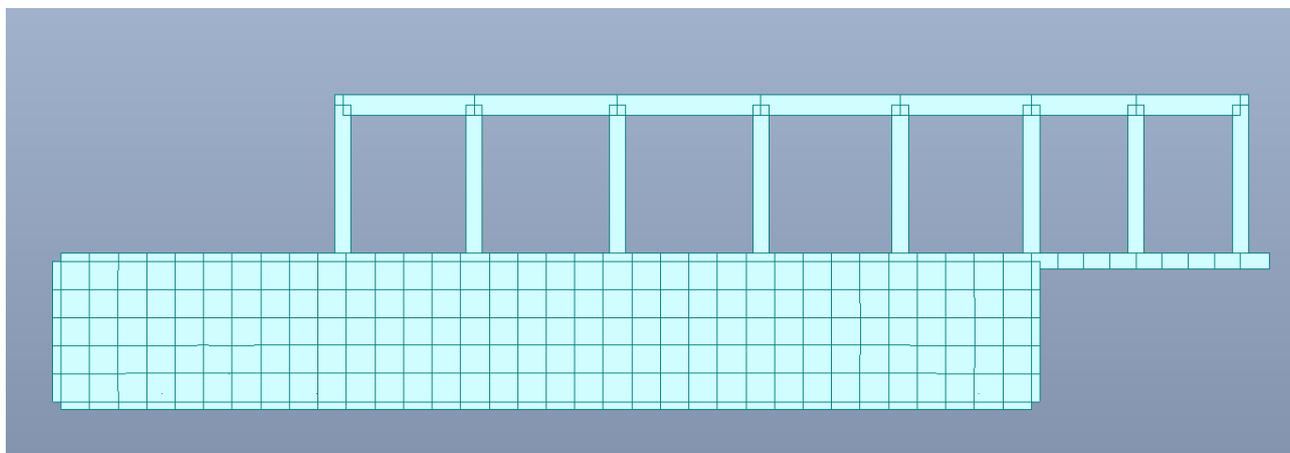


Figura 6: Prospetto frontale (senza muro posteriore)

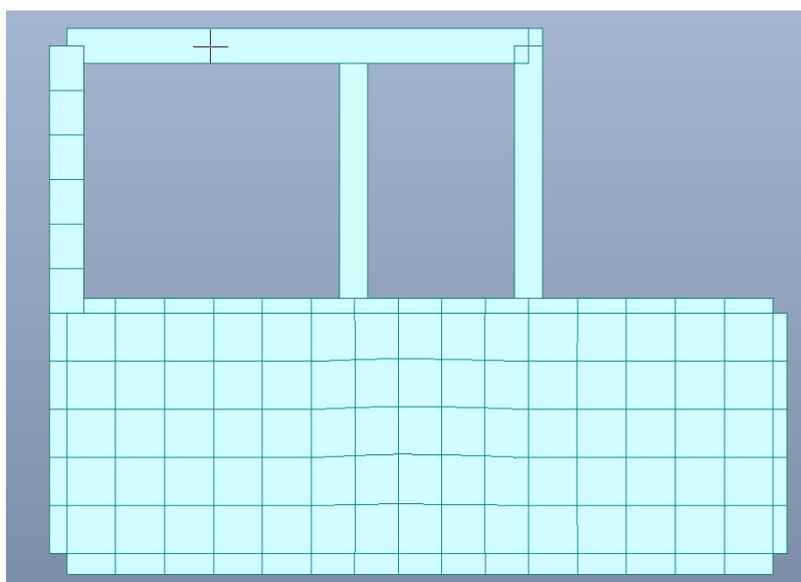


Figura 7: Prospetto laterale

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 29 di 111
	   		Data Ott' 23	

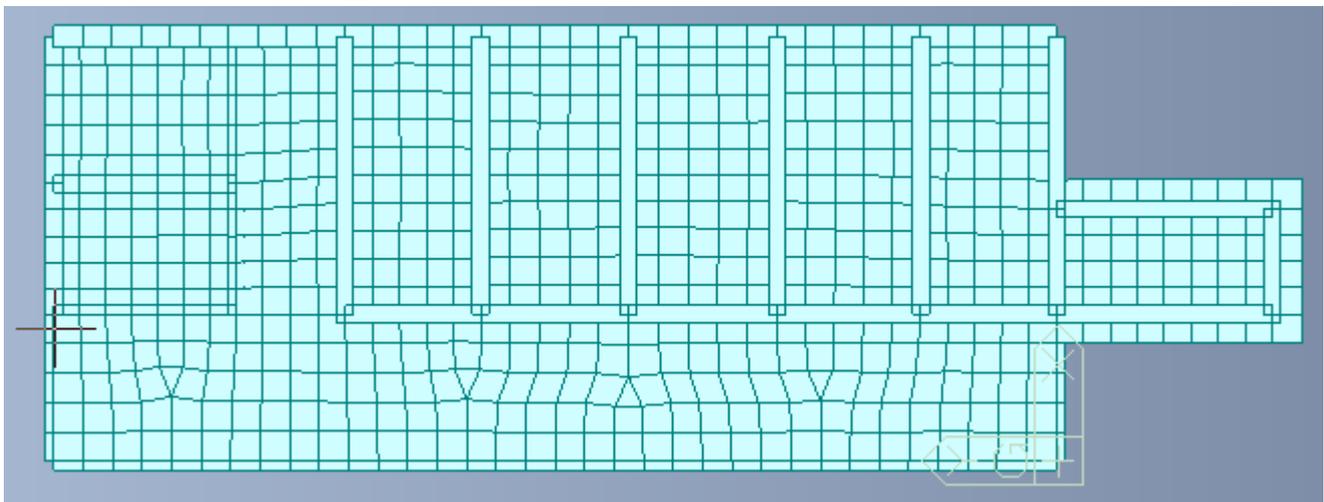
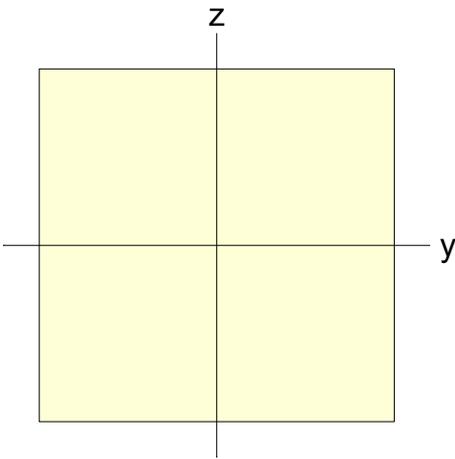


Figura 8: Pianta modello

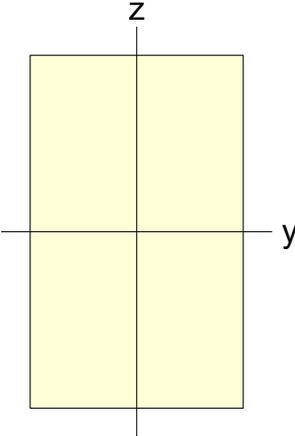
Le caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni degli elementi strutturali vengono riassunte nei prospetti seguenti.

- Pilastri:

				
A (m ²)	A _{sy} (m ²)	A _{sz} (m ²)	z (+) (m)	z (-) (m)
0.160	0.133	0.133	0.200	0.200
I _{xx} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)	I _{zz} (m ⁴)	y (+) (m)	y (-) (m)
0.0036	0.00213	0.00223	0.200	0.200

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	MANDANTI		A	30 di 111
					
				Data Ott' 23	

- Travi:



A (m ²)	A _{sy} (m ²)	A _{sz} (m ²)	z (+) (m)	z (-) (m)
0.200	0.166	0.166	0.250	0.250
I _{xx} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)	I _{zz} (m ⁴)	y (+) (m)	y (-) (m)
0.005474	0.00416	0.00266	0.200	0.200

7.2 Criteri di verifica

Le verifiche svolte sugli elementi strutturali primari al fine di valutarne la resistenza nei confronti delle azioni di progetto precedentemente descritte sono coerenti con quanto prescritto al capitolo 4, 6 e 7 delle Norme Tecniche (D.M. 17 Gennaio 2018).

Secondo quanto riportato al §12 delle NTC, per quanto non diversamente specificato dalla Normativa si è fatto riferimento agli Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN.

Per le verifiche ci si è avvalsi dell'ausilio di fogli di calcolo Excel, implementati secondo le prescrizioni riportate nelle NTC o in alternativa negli Eurocodici, come sopra descritto, oltre che di software di calcolo di comprovata affidabilità.

Il metodo di verifica adottato è il Metodo Semiprobabilistico agli Stati limite.

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 31 di 111
	   		Data Ott' 23	

7.2.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

7.2.1.1 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.

7.2.1.2 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

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

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

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 32 di 111
	   		Data Ott' 23	

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:

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

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 $0.5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

7.2.2 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).

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 33 di 111
	   		Data Ott' 23	

- 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:

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

7.2.2.1 Verifiche a fessurazione

7.2.2.1.1 Premessa

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.

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 34 di 111
	   		Data Ott' 23	

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	≤ w ₂	apertura fessure	≤ w ₃
		quasi perman.	apertura fessure	≤ w ₁	apertura fessure	≤ w ₂
b	Aggressive	frequente	apertura fessure	≤ w ₁	apertura fessure	≤ w ₂
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	≤ w ₁
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	≤ w ₁
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	≤ w ₁

Si considerano i seguenti valori limite di apertura delle fessure:

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

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

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

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").

7.2.2.1.2 Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo)

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}:

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI			REV. A	FOGLIO 35 di 111
					
					Data Ott' 23

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:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m$$

7.2.2.1.3 Ampiezza delle fessure

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

7.2.3 **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.

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 36 di 111
	   		Data Ott' 23	

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	$\tan \varphi'_k$	γ_ψ	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_Y	γ_Y	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.

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 37 di 111
	   		Data Ott' 23	

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:

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 38 di 111
	   		Data Ott' 23	

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

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:*

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

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.

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 39 di 111
	   		Data Ott' 23	

- 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:

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

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

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

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

$$d_\gamma = 1$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 40 di 111
	   		Data Ott' 23	

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

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);

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

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 41 di 111
	   		Data Ott' 23	

$$b_q = \exp[-2 \cdot \eta \cdot \text{tg}(\phi')]]$$

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

- 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:

$$g_q = g_r = [1 - 0.5 \cdot \text{tg}(\beta)]^5$$

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

- Terreno con comportamento puramente coesivo

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

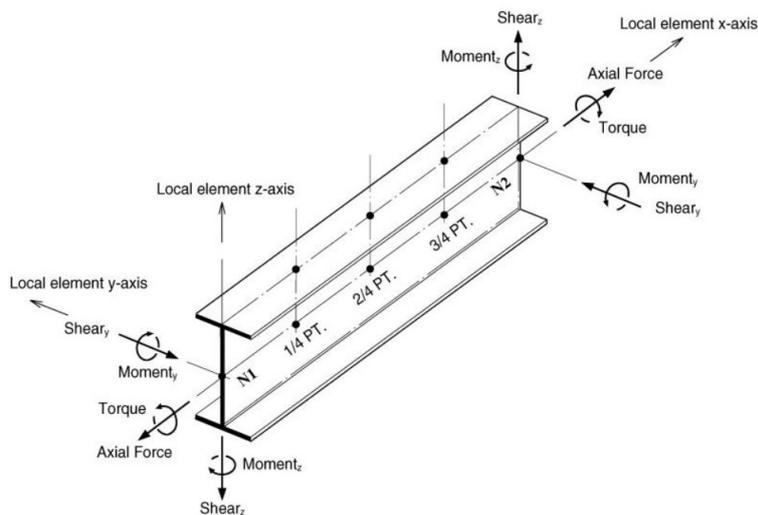
dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;

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

7.3 Convenzioni di segno

Si adottano le seguenti convenzioni di segno per gli elementi beam.

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI	REV. A	FOGLIO 42 di 111
	   	Data Ott' 23	



Mx: Torsional moment about the element's local x-axis

Fy: Shear force in the element's local y-direction

Fz: Shear force in the element's local z-direction

Fyz: Shear forces, Fy & Fz displayed simultaneously

My: Bending moment about the element's local y-axis

Mz: Bending moment about the element's local z-axis

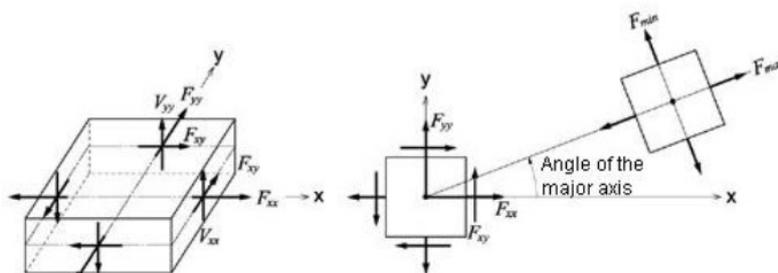
Myz: Bending moment, My & Mz displayed simultaneously

Mb: Bi-moment

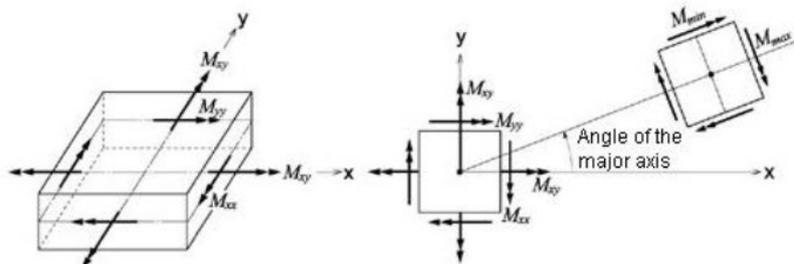
Mt: Twisting moment

Mw: Warping Moment

Per gli elementi plates invece si faccia riferimento a quanto esposto nel proseguo:



CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 43 di 111
	   		Data Ott' 23	



Fxx: Axial force per unit width in the element's local or UCS x-direction (Perpendicular to local y-z plane)

Fyy: Axial force per unit width in the element's local or UCS y-direction (Perpendicular to local x-z plane)

Fxy: Shear force per unit width in the element's local or UCS x-y direction (In-plane shear)

Fmax: Maximum Principal Axial Force per unit width

Fmin: Minimum Principal Axial Force per unit width

FMax: Maximum absolute Principal Axial Force per unit width

Mxx: Bending moment per unit width in the direction of the element's local or UCS x-axis (Out-of-plane moment about local y-axis)

Myy: Bending moment per unit width in the direction of the element's local or UCS y-axis (Out-of-plane moment about local x-axis)

Mxy: Torsional moment per unit width about the element's local or UCS x-y plane

Mmax: Maximum principal bending moment per unit width

Mmin: Minimum principal bending moment per unit width

MMax: Maximum absolute Principal Moment per unit width (Larger magnitude of Mmax and Mmin)

Vxx: Shear force per unit width in the thickness direction along the element's local or UCS y-z plane

Vyy: Shear force per unit width in the thickness direction along the element's local or UCS x-z plane

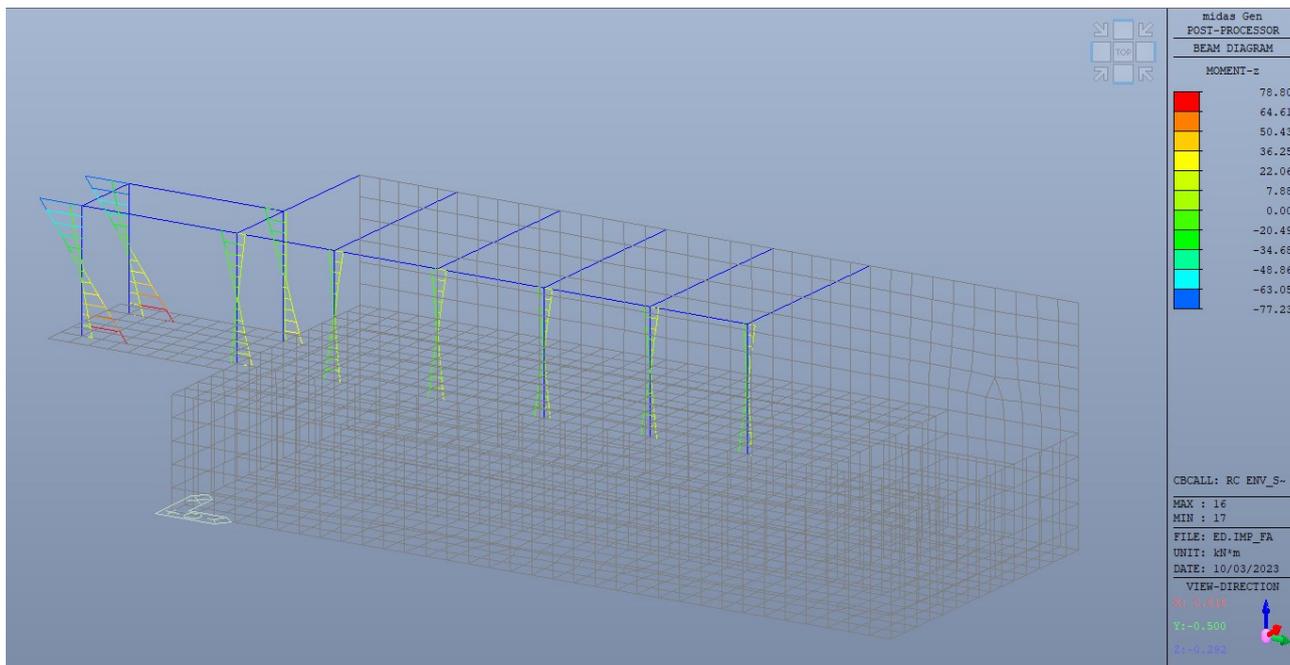
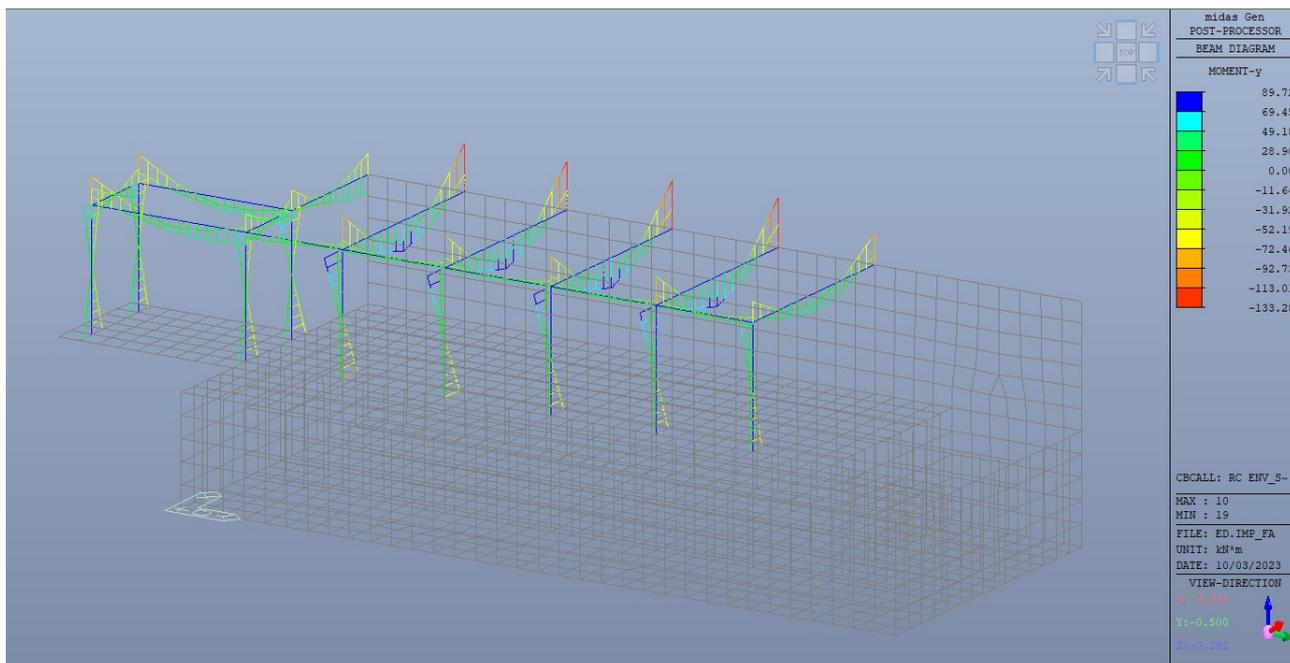
VMax: Maximum absolute shear force per unit width (Larger magnitude of Vxx and Vyy)

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 44 di 111
				

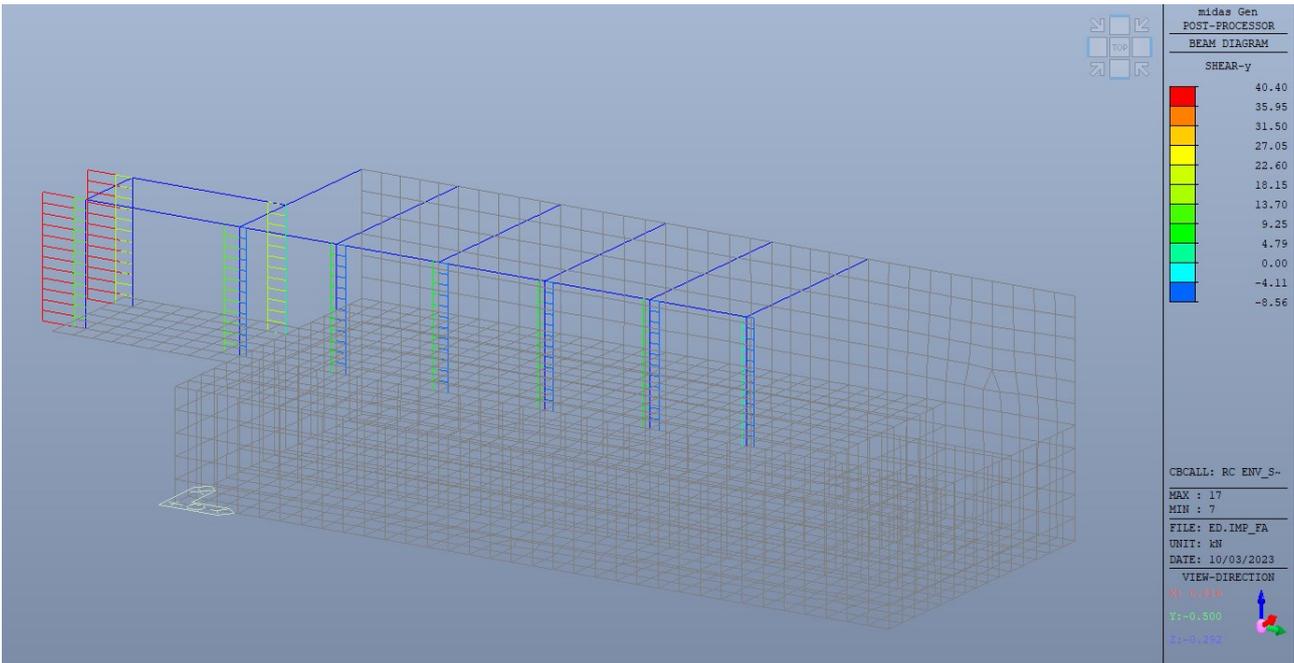
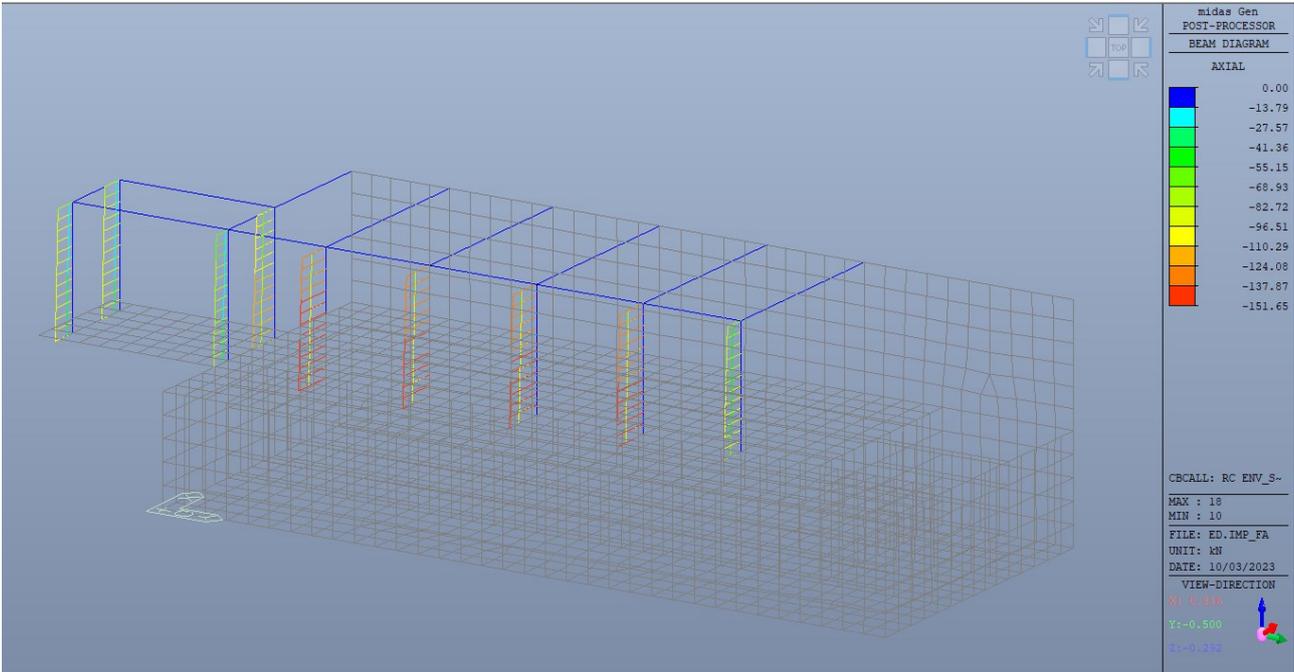
7.4 Sollecitazioni agenti

Le verifiche vengono eseguite in via cautelativa con le sollecitazioni di inviluppo.

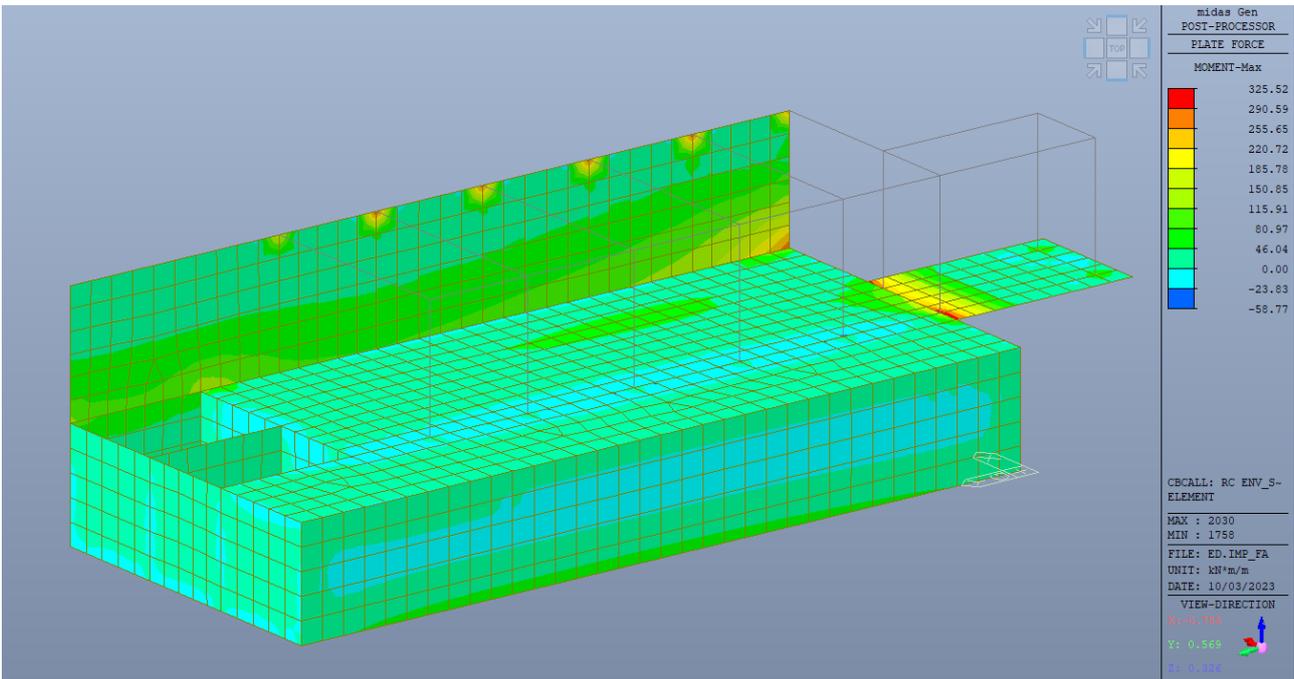
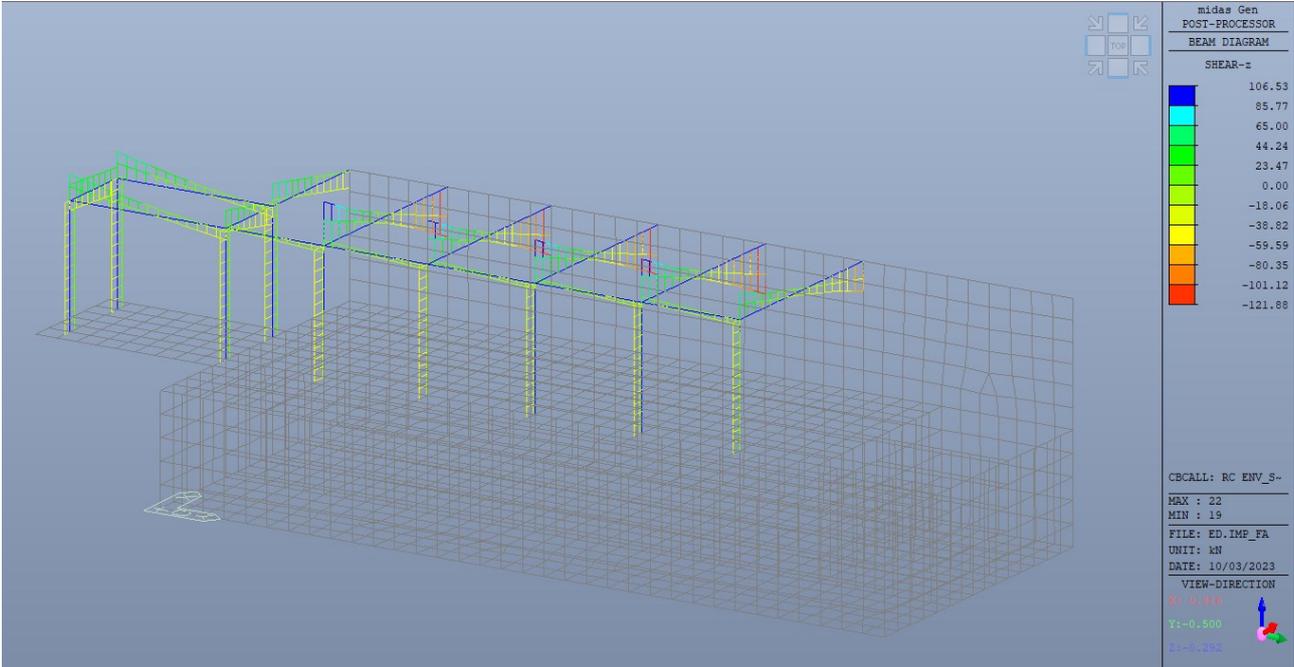
7.4.1 Involuppi SLU/SLV

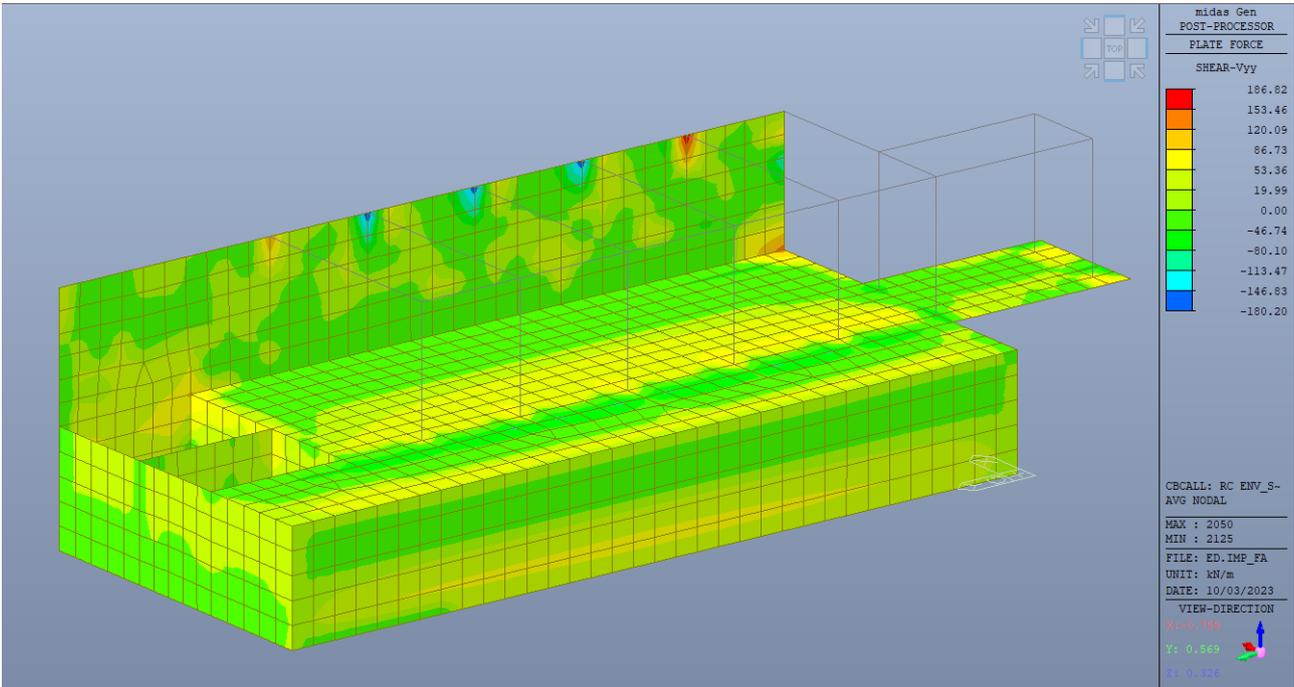
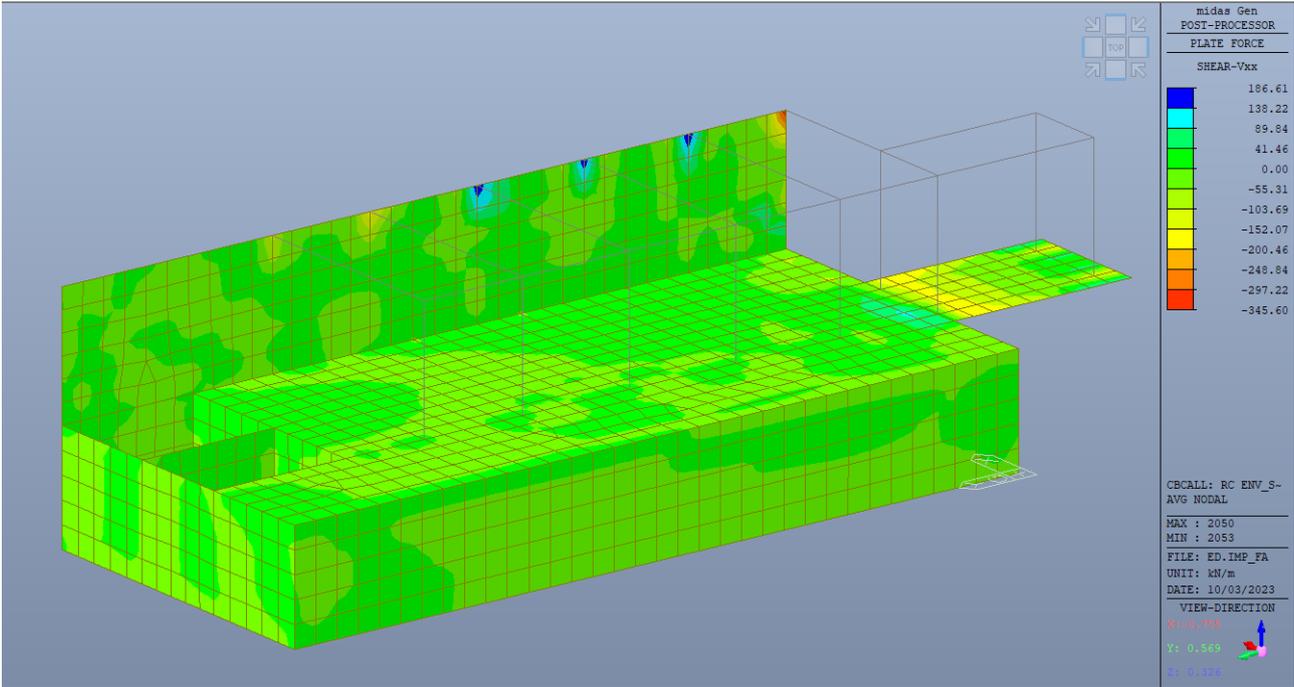


CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 45 di 111
	   		Data Ott' 23	



CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 46 di 111
				

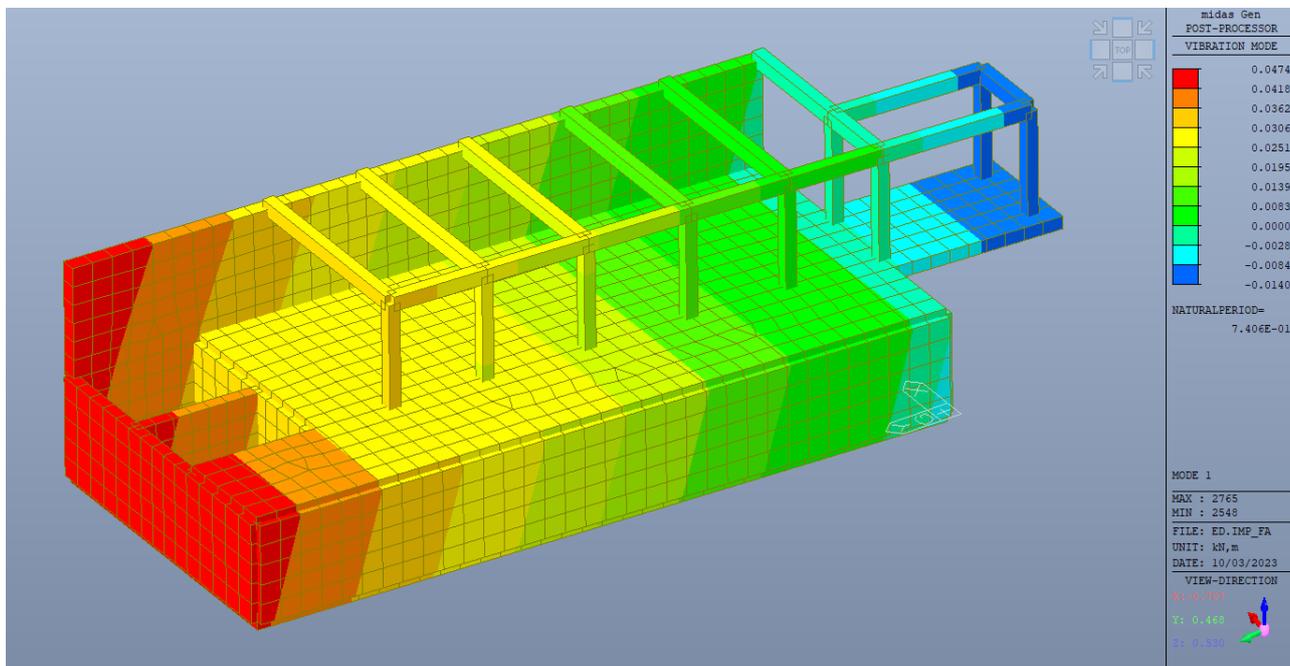




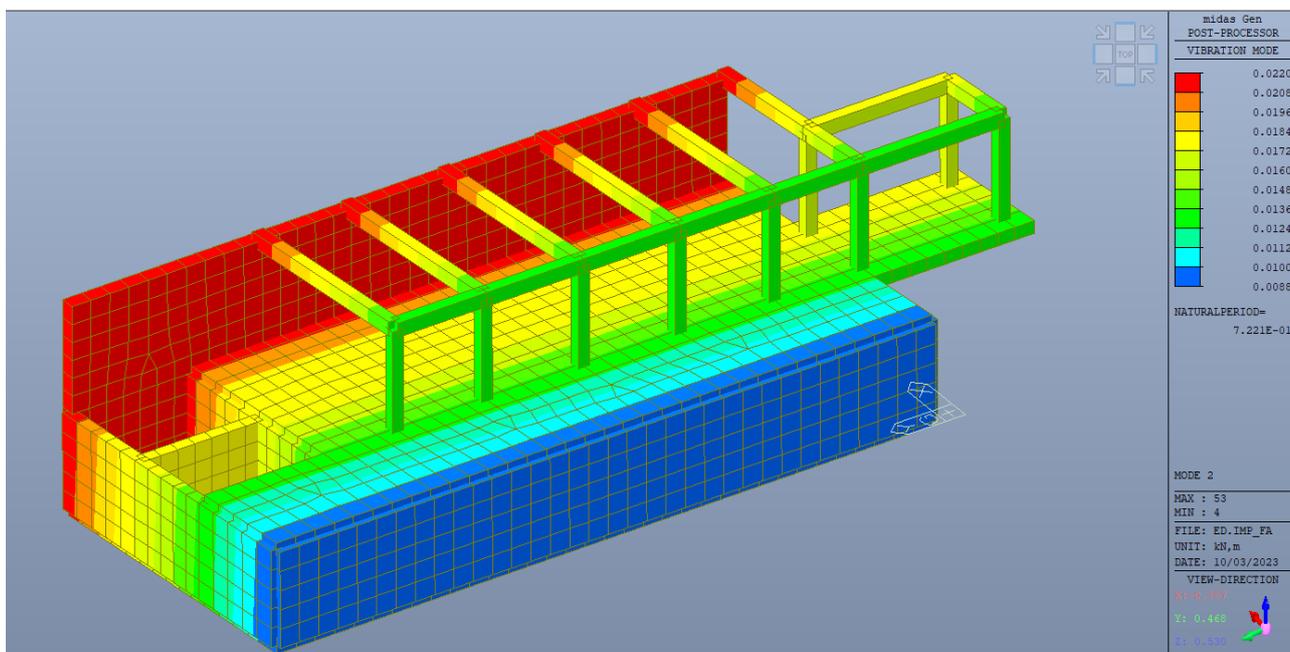
CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 48 di 111
	   		Data Ott' 23	

7.5 Analisi modale

Si riportano nel seguito, in forma grafica e tabellare, i risultati dell'analisi modale condotta per il caso in esame.

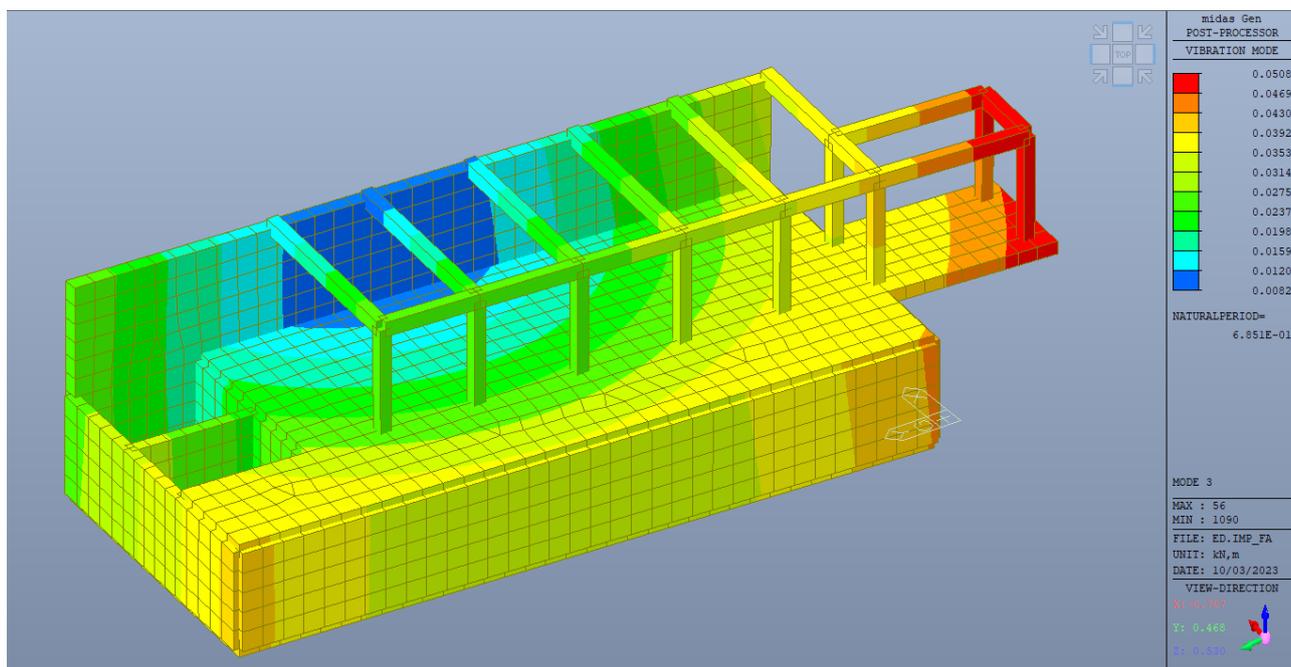


Modo 1 – Traslazionale lungo X



Modo 2 – Traslazionale lungo Y

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 49 di 111
	   		Data Ott' 23	



Modo 3 - Torsionale

EIGENVALUE ANALYSIS					
Mode No	Frequency		Period (sec)	Tolerance	
	(rad/sec)	(cycle/sec)			
1	8.4841	1.3503	0.7406	2.5545e-28	
2	8.7011	1.3848	0.7221	2.5545e-28	
3	9.1718	1.4597	0.6851	2.5545e-28	
4	31.7057	5.0461	0.1982	2.5545e-28	
5	55.0451	8.7607	0.1141	2.5545e-28	
6	92.7243	14.7575	0.0678	2.5545e-28	
7	104.3868	16.6137	0.0602	2.5545e-28	
8	370.2781	58.9316	0.0170	2.5545e-28	
9	403.2266	64.1755	0.0156	2.5545e-28	
10	449.9623	71.6137	0.0140	2.5545e-28	
11	470.0849	74.8163	0.0134	2.5545e-28	
12	474.9968	75.5981	0.0132	2.5545e-28	
13	493.6647	78.5692	0.0127	2.5545e-28	
14	502.8826	80.0362	0.0125	4.8527e-28	
15	543.8405	86.5549	0.0116	3.1504e-27	
16	555.5276	88.4150	0.0113	7.4510e-26	
17	562.1525	89.4693	0.0112	3.6175e-23	
18	590.2352	93.9388	0.0106	8.8987e-25	
19	611.5318	97.3283	0.0103	3.6827e-21	
20	614.4272	97.7891	0.0102	2.2680e-22	
21	620.0142	98.6783	0.0101	1.8140e-21	
22	632.4398	100.6559	0.0099	5.3465e-20	
23	641.8473	102.1532	0.0098	5.9212e-20	
24	653.1973	103.9596	0.0096	2.3261e-18	
25	670.0092	106.6353	0.0094	2.9545e-19	

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 50 di 111
	   		Data Ott' 23	

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	
1	45.3476	45.3476	19.3590	19.3590	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	12.4919	12.4919	
2	51.1374	96.4850	33.6005	52.9596	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	4.9874	17.4793	
3	2.9639	99.4490	47.0272	99.9868	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	17.3965	34.8758	
4	0.5451	99.9941	0.0007	99.9875	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5664	35.4422	
5	0.0029	99.9970	0.0056	99.9931	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	4.4817	39.9239	
6	0.0009	99.9979	0.0060	99.9991	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0324	39.9563	
7	0.0021	100.0000	0.0009	100.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.3847	40.3411	
8	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	3.2380	43.5791	
9	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	4.3804	47.9595	
10	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5362	48.4957	
11	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.9948	49.4905	
12	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.2524	49.7429	
13	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	6.2845	56.0274	
14	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1169	56.1442	
15	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0242	56.1684	
16	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0935	56.2619	
17	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1779	56.4398	
18	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0020	56.4418	
19	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.3529	56.7947	
20	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1594	56.9540	
21	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0073	56.9614	
22	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0143	56.9757	
23	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5116	57.4872	
24	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0054	57.4927	
25	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.0705	58.5631	

7.6 Criteri di regolarità strutturale

Il fabbricato in esame, è da considerarsi regolare in pianta e/o in altezza se sono soddisfatti tutti i requisiti riportati nel seguito.

1) Regolarità in pianta:

- la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta,
- il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;
- ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.

2) Regolarità in altezza:

- tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione
- massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 51 di 111
	   		Data Ott' 23	

non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%);

- il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo;

Il fabbricato in esame è classificabile come **irregolare in pianta e in altezza**.

7.7 Comportamento strutturale, tipologia strutturale, fattore di comportamento

Per il caso in esame si opta per comportamento strutturale **non dissipativo**; nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico.

Nel caso di analisi lineare, la domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo, sia dissipativo, viene ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento q . I valori attribuibili a q variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerato, legandosi all'entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano. Per ciascuno degli stati limite e dei metodi di analisi considerati, nella tabella successiva sono riportati il comportamento strutturale, le modalità di modellazione dell'azione sismica e i limiti da attribuire al fattore di comportamento q , a seconda dello stato limite considerato.

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Il limite superiore q_{lim} del fattore di comportamento relativo allo SLV è calcolato tramite la seguente espressione:

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 52 di 111
	   		Data Ott' 23	

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R$$

dove:

- q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in dipendenza della Classe di Duttilità, della tipologia strutturale, del coefficiente λ e del rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;
- K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Tipologia strutturale	q_0	
	CD" A"	CD" B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 α_u/α_1	3,0 α_u/α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 α_u/α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5

Il fabbricato in esame presenta struttura sismoresistente a **telaio**. In entrambe le direzioni, la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base > 65% della resistenza a taglio totale; pertanto il rapporto α_u/α_1 è pari a 1.1:

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai	
- strutture a telaio di un piano	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

Per il caso in esame, avendo optato per comportamento strutturale non dissipativo, si adotta un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD" B" secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD" B"} \leq 1.5$$

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{0, CD" B"} \cdot K_R \leq 1.5$$

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} \cdot 3 \cdot \alpha_u/\alpha_1 \cdot K_R \leq 1.5$$

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 53 di 111
	   		Data Ott' 23	

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} \cdot 3 \cdot 1.1 \cdot 1 \leq 1.5$$

$$1 \leq q_{ND} = 2.2 \leq 1.5$$

$$q_{ND} = 1.5$$

7.7.1 Verifica deformabilità torsionale

La struttura è deformabile torsionalmente se la rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r^2 / I_s^2 > 1$, nella quale:

- r^2 = raggio torsionale al quadrato è, per ciascun piano, il rapporto tra la rigidezza torsionale rispetto al centro di rigidezza laterale e la maggiore tra le rigidezze laterali, tenendo conto dei soli elementi strutturali primari, per strutture a telaio o a pareti (purché snelle e a deformazione prevalentemente flessionale), r^2 può essere valutato, per ogni piano, riferendosi ai momenti d'inerzia flessionali delle sezioni degli elementi verticali primari.
- I_s^2 = per ogni piano, è il rapporto fra il momento d'inerzia polare della massa del piano rispetto ad un asse verticale passante per il centro di massa del piano e la massa stessa del piano; nel caso di piano a pianta rettangolare $I_s^2 = (L^2 + B^2) / 12$, essendo L e B le dimensioni in pianta del piano.

Per il caso in esame si ha:

Story	Level (m)	Weight Center		Stiffness Center		Ecc. Dist.		Torsional Stiffness (kN*m)	El. Radius		Ecc. Ratio	
		X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)		X (m)	Y (m)	X	Y
Roof	7.30	0.00	0.00	5.00	2.08	5.00	2.08	3.16e+06	28.10	2.28	0.07	2.19
2F	3.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00e+00	0.00	0.00	0.00	0.00
1F	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00e+00	0.00	0.00	0.00	0.00

► Verifica di deformabilità torsionale (§7.4.3.1 NTC 2018)

Dimensione longitudinale in pianta edificio	L =	29.6	m
Dimensione trasversale in pianta edificio	B =	10.40	m
Rapporto fra il momento d'inerzia polare della massa del piano rispetto ad un asse verticale passante per il centro di massa del piano e la massa stessa del piano	$I_s^2 =$	82.02	m ²
Rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano (X)	$r_x =$	28.1	m
Rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano (Y)	$r_y =$	2.28	m
$r^2 = \max(r_x^2; r_y^2)$	$r^2 =$	829.44	m ²

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 54 di 111
	   		Data Ott' 23	

$$r^2 / I_s^2 = 10.22 > 1$$

La struttura non è deformabile torsionalmente

7.8 Effetti torsionali accidentali

Al fine di cautelarsi nei confronti dell'incertezza sul posizionamento delle masse e sulla variazione spaziale del moto sismico, il centro di massa calcolato di ciascun i-esimo piano deve essere considerato spostato rispetto alla sua posizione nominale in entrambe le direzioni dell'eccentricità accidentale:

$$e_{ai} = \pm 0.05 \cdot L_i$$

dove:

- e_{ai} è l'eccentricità accidentale della massa dell'i-esimo piano rispetto alla sua posizione nominale, applicata nella stessa direzione ad ogni piano;
- L_i è la dimensione del piano, perpendicolare alla direzione dell'azione sismica.

Per il caso in esame, pertanto:

► Eccentricità accidentale

Dimensione longitudinale in pianta edificio	$L_x =$	15.62	m
Dimensione trasversale in pianta edificio	$L_y =$	8.12	m
Eccentricità accidentale direzione x	$e_{ax} =$	0.781	m
Eccentricità accidentale direzione y	$e_{ay} =$	0.406	m

7.9 Verifica instabilità globale (effetti del secondo ordine)

Le non linearità geometriche sono prese in conto attraverso il fattore θ che, in assenza di più accurate determinazioni, può essere definito come:

$$\theta = \frac{P \cdot d_{Er}}{V \cdot h}$$

dove:

- P è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante;
- d_{Er} è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo SLV, ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante. Avendo utilizzato un'analisi elastica lineare, il valore

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI			REV. A	FOGLIO 55 di 111
					
					Data Ott' 23

degli spostamenti va moltiplicato per il fattore di comportamento q ;

- V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento q ;
- h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Gli effetti delle non linearità geometriche:

- possono essere trascurati, quando θ è minore di 0,1;
- possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1 / (1 - \theta)$, quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2;
- devono essere valutati attraverso un'analisi non lineare, quando θ è compreso tra 0,2 e 0,3.

Il fattore θ non può comunque superare il valore 0,3.

Per il caso in esame si ottiene:

Load Case	Story	Story Height (m)	Vertical Load (kN)	Story Shear Force (kN)	Modified Story Drift (m)	Beta (Beta)	Stability Coefficient (Theta)	Allowable Limit	Remark	P-Delta Incremental Factor (ad)
q=1, Ie=1.5, Scale Factor=1 Press right mouse button and click 'Set Stability Coefficient Parameters...' menu to change Cd/Ie/Scale Factor/Beta!										
SLV 1	2F	3.85	0.0000	566.3128	0.0119	1.0000	0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 1	1F	3.45	0.0000	3380.2049	0.0060	1.0000	0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 2	2F	3.85	0.0000	566.3128	-0.0109	1.0000	-0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 2	1F	3.45	0.0000	1343.1466	-0.0050	1.0000	-0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 3	2F	3.85	0.0000	566.3128	0.0119	1.0000	0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 3	1F	3.45	0.0000	3380.6384	0.0054	1.0000	0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 4	2F	3.85	0.0000	566.3128	-0.0109	1.0000	-0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 4	1F	3.45	0.0000	1342.7131	-0.0045	1.0000	-0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 5	2F	3.85	0.0000	566.3128	0.0039	1.0000	0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 5	1F	3.45	0.0000	3380.2049	0.0029	1.0000	0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 6	2F	3.85	0.0000	566.3128	-0.0029	1.0000	-0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 6	1F	3.45	0.0000	1343.1466	-0.0020	1.0000	-0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 7	2F	3.85	0.0000	566.3128	0.0039	1.0000	0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 7	1F	3.45	0.0000	3380.6384	0.0012	1.0000	0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 8	2F	3.85	0.0000	566.3128	-0.0029	1.0000	-0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 8	1F	3.45	0.0000	1342.7131	-0.0002	1.0000	-0.0000	0.3000	OK	1.0000

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI			REV. A	FOGLIO 56 di 111
					Data Ott' 23

Load Case	Story	Story Height (m)	Vertical Load (kN)	Story Shear Force (kN)	Modified Story Drift (m)	Beta (Beta)	Stability Coefficient (Theta)	Allowable Limit	Remark	P-Delta Incremental Factor (ad)
q=1, le=1.5, Scale Factor=1 Press right mouse button and click 'Set Stability Coefficient Parameters...' menu to change Cd/le/Scale Factor/Beta!										
SLV 1	2F	3.85	0.0000	520.7403	0.0022	1.0000	0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 1	1F	3.45	0.0000	2804.3748	0.0000	1.0000	0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 2	2F	3.85	0.0000	520.7403	-0.0008	1.0000	-0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 2	1F	3.45	0.0000	1955.9510	-0.0001	1.0000	-0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 3	2F	3.85	0.0000	520.7403	-0.0007	1.0000	-0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 3	1F	3.45	0.0000	1954.8909	-0.0003	1.0000	-0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 4	2F	3.85	0.0000	520.7403	0.0021	1.0000	0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 4	1F	3.45	0.0000	2805.4349	0.0002	1.0000	0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 5	2F	3.85	0.0000	520.7403	0.0057	1.0000	0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 5	1F	3.45	0.0000	2804.3748	0.0004	1.0000	0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 6	2F	3.85	0.0000	520.7403	-0.0042	1.0000	-0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 6	1F	3.45	0.0000	1955.9510	-0.0005	1.0000	-0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 7	2F	3.85	0.0000	520.7403	-0.0042	1.0000	-0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 7	1F	3.45	0.0000	1954.8909	-0.0005	1.0000	-0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 8	2F	3.85	0.0000	520.7403	0.0056	1.0000	0.0000	0.3000	OK	1.0000
SLV 8	1F	3.45	0.0000	2805.4349	0.0004	1.0000	0.0000	0.3000	OK	1.0000

Gli effetti del secondo ordine sono pertanto irrilevanti per il fabbricato oggetto della presente relazione.

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 57 di 111
	   		Data Ott' 23	

8 VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI

8.1 Solaio di copertura

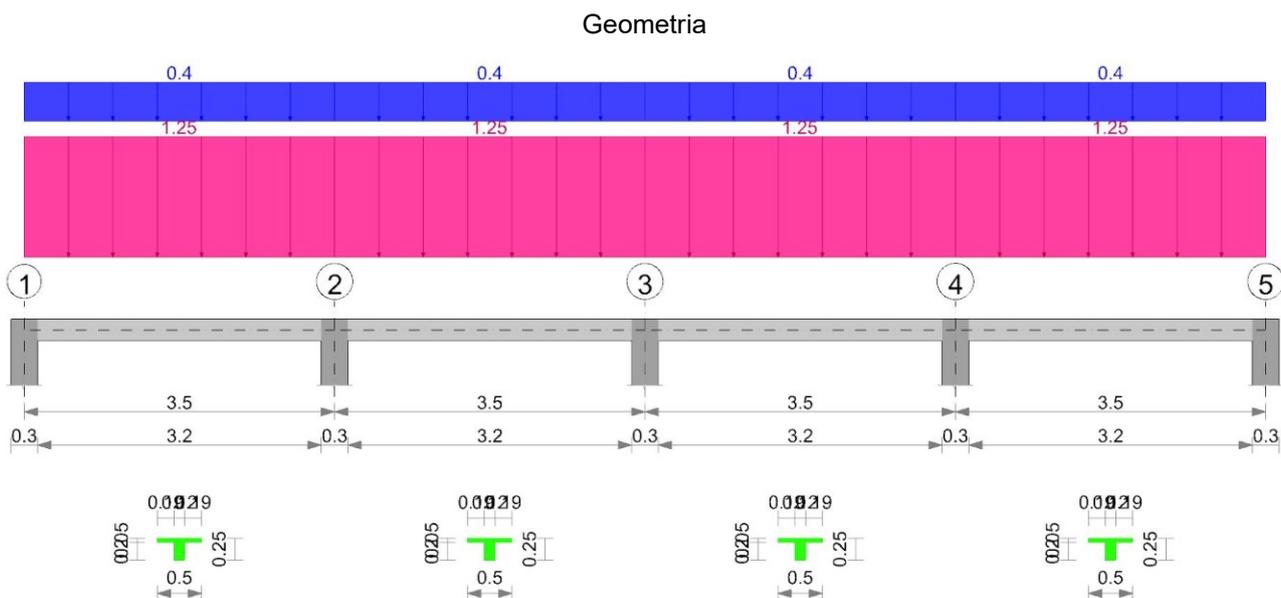
Il solaio in esame, di tipo bausta, viene verificato con riferimento ad una sezione di larghezza 0.5 m.

I carichi agenti su tale striscia sono:

Peso proprio	$g_1 =$	3.21	kN/m ²
Carico permanente portato	$g_2 =$	2.50	kN/m ²
Carico accidentale	$q_k =$	0.50	kN/m ²
Carico Neve	$q_s =$	0.80	kN/m ²

Peso proprio	$g_1 =$	1.605	kN/m
Carico permanente portato	$g_2 =$	1.25	kN/m
Carico accidentale	$q_k =$	0.25	kN/m
Carico Neve	$q_s =$	0.40	kN/m

Verifica di solaio condotta secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.).



Fattori di sicurezza parziali per le proprietà del calcestruzzo

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI			REV. A	FOGLIO 58 di 111
					
				Data Ott' 23	

$\gamma_C = 1.5; \gamma_S = 1.15$

Fattori di sicurezza parziali per le azioni

$\gamma_{G1 \text{ inf}} = 1; \gamma_{G1 \text{ sup}} = 1.3; \gamma_{G2 \text{ inf}} = 0.8; \gamma_{G2 \text{ sup}} = 1.5; \gamma_Q = 1.5$

Coefficienti di combinazione dei carichi variabili per stati limite di esercizio

$\psi_1 = 0.5; \psi_2 = 0.3$

Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C30/37 Rck 37000

Elenco delle sezioni

N°	Descrizione	Tipo	Int.	B anima	Altezza	H cappa	H lastra	C. sup.	C. inf.	C. inf. agg.	Peso
1	Pan 12x(20+5)/50	Pannello	0.5	0.12	0.25	0.05		0.01	0.01	0.016	3.74

Geometria delle campate

Campata 1 tra gli appoggi 1 - 2

Luce: 3.5;

sezione n° 1 - Pan 12x(20+5)/50

Ampiezza senza alleggerimento sx: 0.15

Ampiezza senza alleggerimento dx: 0.15

Campata 2 tra gli appoggi 2 - 3

Luce: 3.5;

sezione n° 1 - Pan 12x(20+5)/50

Ampiezza senza alleggerimento sx: 0.15

Ampiezza senza alleggerimento dx: 0.15

Campata 3 tra gli appoggi 3 - 4

Luce: 3.5;

sezione n° 1 - Pan 12x(20+5)/50

Ampiezza senza alleggerimento sx: 0.15

Ampiezza senza alleggerimento dx: 0.15

Campata 4 tra gli appoggi 4 - 5

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI			REV. A	FOGLIO 59 di 111
	   	Data Ott' 23			

Luce: 3.5;

sezione n° 1 - Pan 12x(20+5)/50

Ampiezza senza alleggerimento sx: 0.15

Ampiezza senza alleggerimento dx: 0.15

Elenco degli appoggi

N°	Descrizione	Fittizio	Larghezza inferiore	Larghezza superiore	Sfalsamento	Rigidezza appoggio
1	1	No	0.3	0	0	
2	2	No	0.3	0	0	
3	3	No	0.3	0	0	
4	4	No	0.3	0	0	
5	5	No	0.3	0	0	

Elenco dei carichi

Peso proprio come definito nella sezione del solaio e riportato nei carichi in elenco.

Campata 1

Peso proprio: 1.87

Carico uniforme: permanente 0; permanente portato 1.25; variabile 0.4

Campata 2

Peso proprio: 1.87

Carico uniforme: permanente 0; permanente portato 1.25; variabile 0.4

Campata 3

Peso proprio: 1.87

Carico uniforme: permanente 0; permanente portato 1.25; variabile 0.4

Campata 4

Peso proprio: 1.87

Carico uniforme: permanente 0; permanente portato 1.25; variabile 0.4

Diagramma verifica stato limite ultimo flessione

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI			REV. A	FOGLIO 60 di 111
				Data Ott' 23	

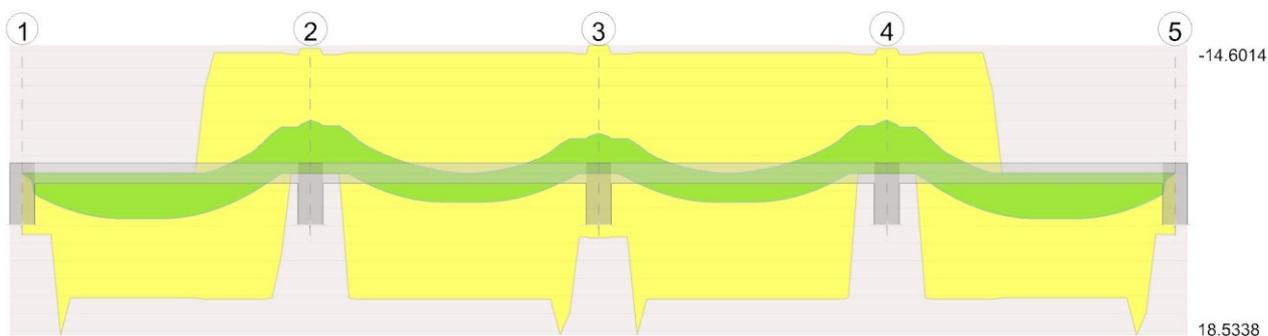


Diagramma verifica stato limite ultimo taglio

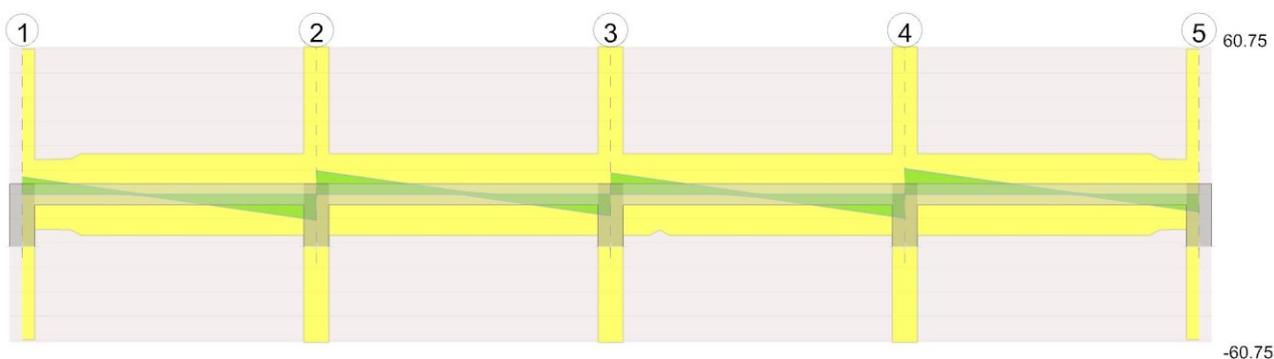
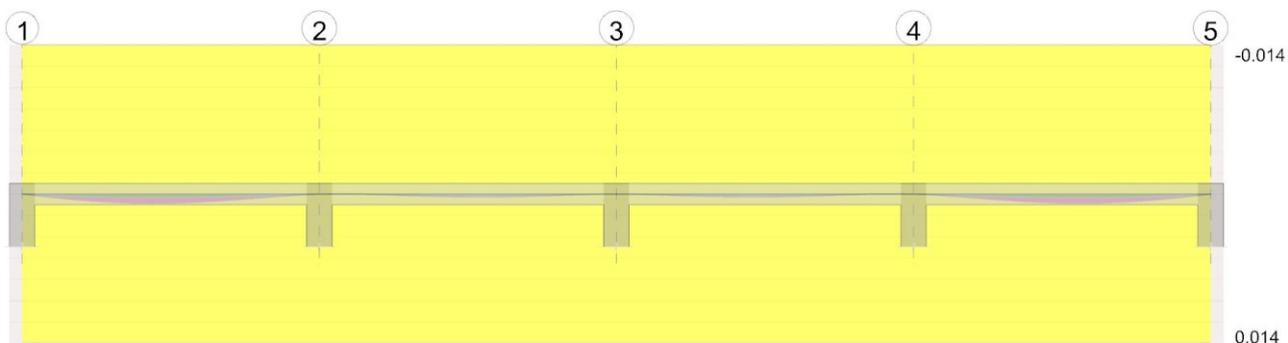


Diagramma verifica stato limite esercizio quasi permanente freccia



Output campate

Campata 1

Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0	0	0.000079	0.021	0	0	6.979	0.021	+∞						Si
0.15	0	0	0.000079	0.021	1.0139	2.3684	6.9786	0.021	2.95						Si
0.35	0	0	0.000079	0.021	2.1941	3.3257	6.9786	0.021	2.1						Si

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 61 di 111
	   		Data Ott' 23	

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
1.75	0	0	0.000157	0.015	4.9608	5.1675	14.2306	0.038	2.75						Si
3.35	0.000157	0.015	0	0						-5.2502	-5.2502	-13.5399	0.157	2.58	Si
3.5	0.000157	0.015	0	0						-6.7732	-6.0158	-14.2274	0.038	2.37	Si

Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	Asl	Vela	Vdes	Vrd	Verifica
0	0	7.13	7.13	59.76	Si
0.15	0.000079	6.39	6.39	14.34	Si
1.75	0.000157	-1.94	-1.94	-16.76	Si
3.35	0.000157	-9.78	-9.78	-16.76	Si
3.5	0.000157	-10.52	-10.52	-60.75	Si

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara						Quasi permanente						Verifica
	Mela	Mdes	σ_c	$\sigma_{c \text{ lim.}}$	σ_f	$\sigma_f \text{ lim.}$	Mela	Mdes	σ_c	$\sigma_{c \text{ lim.}}$	σ_{FRP}	$\sigma_{FRP \text{ lim.}}$	
0	0	0	0	18426	0	360000	0	0	0	13820			Si
0.15	0.6977	1.6229	485	18426	13018	360000	0.6352	1.4759	441	13820			Si
1.75	3.2113	3.4061	971	18426	24575	360000	2.8744	3.0646	874	13820			Si
3.35	-3.6004	-3.6004	2089	18426	15559	360000	-3.275	-3.275	1900	13820			Si
3.5	-4.6856	-4.1534	777	18426	11282	360000	-4.2722	-3.7849	708	13820			Si

Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure

Verifica di deformabilità

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI			REV. A	FOGLIO 62 di 111
	   			Data Ott' 23	

x	Rara				Frequente				Quasi permanente					Verifica
	Elastica +	Elastic a-	Fess.+	Fess.-	Elastica +	Elastic a-	Fess.+	Fess.-	Elastica +	Elastic a-	Fess. viscosa +	Fess. viscosa -	l/f	
0.15	0.00006	0.00005	0.00006	0.00005	0.00006	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00003	0.00003	999	Si
1.52	0.00039	0.00031	0.00037	0.00029	0.00036	0.00032	0.00034	0.00033	0.00035	0.00032	0.00086	0.00079	409	Si
1.75	0.00039	0.0003	0.00036	0.00028	0.00036	0.00031	0.00033	0.00029	0.00034	0.00032	0.00084	0.00078	417	Si
3.35	0.00003	0.00001	0.00002	0.00001	0.00002	0.00002	0.00002	0.00002	0.00002	0.00002	0.00005	0.00004	999	Si
3.50	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	999	Si

Campata 2

Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	M+des	M+ult	x/d	coef f	M-ela	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0.07	0.00015	0.015	0	0						-6.7732	-6.0158	-14.2274	0.038	2.37	Si
0.157	0.00015	0.015	0	0						-5.377	-5.377	-13.5399	0.157	2.52	Si
1.757	0.00015	0.015	0.00015	0.015	3.2598	3.2831	14.3757	0.052	4.38	0.1422	-0.0502	-13.7566	0.085	273.91	Si
3.357	0.00015	0.015	0.00007	0.021						-3.9283	-3.9283	-13.6118	0.12	3.47	Si
3.57	0.00015	0.015	0.00007	0.021						-5.1835	-4.5283	-14.6014	0.056	3.22	Si

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI			REV. A	FOGLIO 63 di 111
	   			Data Ott' 23	

Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	Asl	Vela	Vdes	Vrd	Verifica
0	0.000157	9.68	9.68	60.75	Si
0.15	0.000157	8.94	8.94	16.76	Si
1.75	0.000157	1.12	1.12	16.76	Si
1.75	0.000157	-0.15	-0.15	-16.76	Si
3.35	0.000157	-8	-8	-16.76	Si
3.5	0.000157	-8.74	-8.74	-60.75	Si

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara						Quasi permanente						Verifica
	Mela	Mdes	σ_c	σ_c lim.	σ_f	σ_f lim.	Mela	Mdes	σ_c	σ_c lim.	σ_{FRP}	σ_{FRP} lim.	
0	-4.6856	-4.1534	777	18426	11282	360000	-4.2722	-3.7849	708	13820			Si
0.15	-3.7212	-3.7212	2159	18426	16081	360000	-3.3932	-3.3932	1968	13820			Si
1.75	1.7588	1.7832	470	18426	12616	360000	1.4831	1.5075	397	13820			Si
3.35	-2.4141	-2.4141	1265	18426	9992	360000	-2.1275	-2.1275	1115	13820			Si
3.5	-3.255	-2.8148	513	18426	7560	360000	-2.8875	-2.4893	453	13820			Si

Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure

Verifica di deformabilità

x	Rara				Frequente				Quasi permanente					Verifica
	Elastica +	Elastic a-	Fess.+	Fess.-	Elastica +	Elastic a-	Fess.+	Fess.-	Elastica +	Elastic a-	Fess. viscosa +	Fess. viscosa -	l/f	
0.15	0	-	0	-	-	-	0	-	-	-	-	-	999	Si
		0.00001		0.00001	0.00001	0.00001		0.00001	0.00001	0.00001	0.00002	0.00003	9	
1.75	0.00014	0.0000	0.0001	0.0000	0.00012	0.0000	0.0001	0.0000	0.00011	0.0000	0.0002	0.0001	999	Si
		6	3	5		8	1	7		8	5	9	9	

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI			REV. A	FOGLIO 64 di 111
					Data Ott' 23

x	Rara				Frequente				Quasi permanente				Verifica	
	Elastica +	Elastic a-	Fess.+	Fess.-	Elastica +	Elastic a-	Fess.+	Fess.-	Elastica +	Elastic a-	Fess. viscosa +	Fess. viscosa -		l/f
1.87	0.00015	0.00006	0.00013	0.00006	0.00012	0.00008	0.00011	0.00007	0.00011	0.00009	0.00026	0.00029	9999	Si
3.35	0.00001	0	0.00001	0	0.00001	0	0.00001	0	0.00001	0	0.00001	0	9999	Si
3.50	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9999	Si

Campata 3

Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	M+des	M+ult	x/d	coef f	M-ela	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.000157	0.015	0.000079	0.021						-5.1835	-4.5283	-14.6014	0.056	3.22	Si
0.15	0.000157	0.015	0.000079	0.021						-3.9283	-3.9283	-13.6118	0.12	3.47	Si
1.75	0.000157	0.015	0.000157	0.015	3.2598	3.2831	14.3757	0.052	4.38	0.1422	-0.0502	-13.7566	0.085	273.91	Si
3.35	0.000157	0.015	0	0						-5.377	-5.377	-13.5399	0.157	2.52	Si
3.50	0.000157	0.015	0	0						-6.7732	-6.0158	-14.2274	0.038	2.37	Si

Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	Asl	Vela	Vdes	Vrd	Verifica
0	0.000157	8.74	8.74	60.75	Si

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI			REV. A	FOGLIO 65 di 111
	   			Data Ott '23	

x	Asl	Vela	Vdes	Vrd	Verifica
0.15	0.000157	8	8	16.76	Si
1.75	0.000157	0.15	0.15	16.76	Si
1.75	0.000157	-1.12	-1.12	-16.76	Si
3.35	0.000157	-8.94	-8.94	-16.76	Si
3.5	0.000157	-9.68	-9.68	-60.75	Si

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara						Quasi permanente						Verifica
	Mela	Mdes	σ_c	σ_c lim.	σ_f	σ_f lim.	Mela	Mdes	σ_c	σ_c lim.	σ_{FRP}	σ_{FRP} lim.	
0	-3.255	-2.8148	513	18426	7560	360000	-2.8875	-2.4893	453	13820			Si
0.15	-2.4141	-2.4141	1265	18426	9992	360000	-2.1275	-2.1275	1115	13820			Si
1.75	1.7588	1.7832	470	18426	12616	360000	1.4831	1.5075	397	13820			Si
3.35	-3.7212	-3.7212	2159	18426	16081	360000	-3.3932	-3.3932	1968	13820			Si
3.5	-4.6856	-4.1534	777	18426	11282	360000	-4.2722	-3.7849	708	13820			Si

Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure

Verifica di deformabilità

x	Rara				Frequente				Quasi permanente					Verifica
	Elastica +	Elastic a-	Fess.+	Fess.-	Elastica +	Elastic a-	Fess.+	Fess.-	Elastica +	Elastic a-	Fess. viscosa +	Fess. viscosa -	l/f	
0.15	0.00001	0	0.0000	0	0.00001	0	0.0000	0	0.00001	0	0.0000	0	999	Si
1.63	0.00015	0.0000	0.0001	0.0000	0.00012	0.0000	0.0001	0.0000	0.00011	0.0000	0.0002	0.0002	999	Si
1.75	0.00014	0.0000	0.0001	0.0000	0.00012	0.0000	0.0001	0.0000	0.00011	0.0000	0.0002	0.0001	999	Si

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI			REV. A	FOGLIO 66 di 111
	   			Data Ott' 23	

x	Rara				Frequente				Quasi permanente				Verifica	
	Elastica +	Elastic a-	Fess.+	Fess.-	Elastica +	Elastic a-	Fess.+	Fess.-	Elastica +	Elastic a-	Fess. viscosa +	Fess. viscosa -		l/f
3.35	0	-0.00001	0	-0.00001	-0.00001	-0.00001	0	-0.00001	-0.00001	-0.00001	-0.00002	-0.00003	9999	Si
3.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9999	Si

Campata 4

Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.000157	0.015	0	0						-6.7732	-6.0158	-14.2274	0.038	2.37	Si
0.15	0.000157	0.015	0	0						-5.2502	-5.2502	-13.5399	0.157	2.58	Si
1.75	0	0	0.000157	0.015	4.9608	5.1675	14.2306	0.038	2.75						Si
3.35	0	0	0.000079	0.021	1.0139	2.3684	6.9786	0.021	2.95						Si
3.5	0	0	0.000079	0.021	0	0	6.979	0.021	+∞						Si

Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	Asl	Vela	Vdes	Vrd	Verifica
0	0.000157	10.52	10.52	60.75	Si
0.15	0.000157	9.78	9.78	16.76	Si
1.75	0.000157	1.94	1.94	16.76	Si
3.35	0.000079	-6.39	-6.39	-14.34	Si
3.5	0	-7.13	-7.13	-59.76	Si

Verifiche delle tensioni in esercizio

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 67 di 111
	   	Data Ott' 23		

x	Rara						Quasi permanente						Verifica
	Mela	Mdes	σ_c	σ_c lim.	σ_f	σ_f lim.	Mela	Mdes	σ_c	σ_c lim.	σ_{FRP}	σ_{FRP} lim.	
0	-4.6856	-4.1534	777	18426	11282	360000	-4.2722	-3.7849	708	13820			Si
0.15	-3.6004	-3.6004	2089	18426	15559	360000	-3.275	-3.275	1900	13820			Si
1.75	3.2113	3.4061	971	18426	24575	360000	2.8744	3.0646	874	13820			Si
3.35	0.6977	1.6229	485	18426	13018	360000	0.6352	1.4759	441	13820			Si
3.5	0	0	0	18426	0	360000	0	0	0	13820			Si

Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure

Verifica di deformabilità

x	Rara				Frequente				Quasi permanente					Verifica
	Elastica +	Elastic a-	Fess.+	Fess.-	Elastica +	Elastic a-	Fess.+	Fess.-	Elastica +	Elastic a-	Fess. viscosa +	Fess. viscosa -	l/f	
0.15	0.00003	0.00001	0.00002	0.00001	0.00002	0.00002	0.00002	0.00002	0.00002	0.00002	0.00005	0.00004	999	Si
1.75	0.00039	0.0003	0.00036	0.00028	0.00036	0.00031	0.00033	0.00029	0.00034	0.00032	0.00084	0.00077	418	Si
1.98	0.00039	0.00031	0.00037	0.00029	0.00036	0.00032	0.00034	0.0003	0.00035	0.00033	0.00085	0.00079	410	Si
3.35	0.00006	0.00005	0.00006	0.00005	0.00006	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00013	0.00013	999	Si

Reazioni vincolari

Appoggio n.	Descrizione	SLU max	SLU min	Rara max	Rara min	Freq. max	Freq. min	Q.P. max	Q.P. min
1	1	7.128	3.565	4.915	4.215	4.603	4.253	4.478	4.268
2	2	20.197	10.907	14.193	12.368	13.336	12.424	12.994	12.446
3	3	17.472	7.801	11.74	9.84	10.94	9.99	10.62	10.05
4	4	20.197	10.907	14.193	12.368	13.336	12.424	12.994	12.446

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI			REV. A	FOGLIO 68 di 111
					
					Data Ott' 23

Appoggio n.	Descrizione	SLU max	SLU min	Rara max	Rara min	Freq. max	Freq. min	Q.P. max	Q.P. min
5	5	7.127	3.565	4.915	4.215	4.602	4.252	4.477	4.267

Significato dei simboli utilizzati:

Le unità di misura elencate sono in [m, kN, deg] ove non espressamente specificato.

N°: indice progressivo.

Descrizione: descrizione della sezione.

Tipo: tipo di sezione.

Int.: interasse. [m]

B anima: larghezza dell'anima. [m]

Altezza: altezza della sezione. [m]

H cappa: spessore della cappa. [m]

H lastra: spessore della lastra prefabbricata. [m]

C. sup.: minima distanza del bordo superiore della armatura superiore dalla superficie del getto. [m]

C. inf.: minima distanza del bordo inferiore della armatura inferiore dalla superficie del getto. [m]

C. inf. agg.: minima distanza del bordo inferiore della armatura inferiore aggiuntiva dalla superficie del getto. [m]

Peso: peso per unità di superficie. [kN/m²]

Descrizione: nome dell'appoggio.

Fittizio: indica se l'appoggio è fittizio o reale.

Larghezza inferiore: larghezza della porzione inferiore dell'appoggio; il valore 0 indica che vi è solo la porzione superiore. [m]

Larghezza superiore: larghezza della porzione superiore dell'appoggio; il valore 0 indica che vi è solo la porzione inferiore. [m]

Sfalsamento: sfalsamento asse della porzione superiore rispetto all'asse della porzione inferiore, misurata in orizzontale. [m]

Rigidità appoggio: permette di considerare l'appoggio come fisso o cedevole in direzione verticale con legge elastica lineare. [kN/m]

x: distanza da asse appoggio sinistro. [m]

A sup.: area efficace di armatura longitudinale superiore. [m²]

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 69 di 111
	   		Data Ott' 23	

C.b. sup.: distanza dal bordo del baricentro dell'armatura longitudinale superiore. [m]

A inf.: area efficace di armatura longitudinale inferiore. [m²]

C.b. inf.: distanza dal bordo del baricentro dell'armatura longitudinale inferiore. [m]

M+ela: momento flettente desunto dal solutore che tende le fibre inferiori. [kN*m]

M+des: momento flettente di progetto che tende le fibre inferiori. [kN*m]

M+ult: momento ultimo per trazione delle fibre inferiori. [kN*m]

x/d: rapporto tra posizione asse neutro e altezza utile.

coeff: coefficiente di sicurezza.

M-ela: momento flettente desunto dal solutore che tende le fibre superiori. [kN*m]

M-des: momento flettente di progetto che tende le fibre superiori. [kN*m]

M-ult: momento ultimo per trazione delle fibre superiori. [kN*m]

Verifica: stato di verifica.

Asl: area di armatura longitudinale tesa per valutazione resistenza taglio. [m²]

Vela: sforzo di taglio elastico. [kN]

Vdes: taglio di progetto. [kN]

Vrd: [kN]

Rara: famiglia di combinazione di verifica.

Mela: momento elastico. [kN*m]

Mdes: momento di progetto. [kN*m]

σ c: tensione di compressione nel calcestruzzo. [kN/m²]

σ c lim.: tensione limite di compressione nel calcestruzzo. [kN/m²]

σ f.: tensione di trazione nell'acciaio. [kN/m²]

σ f lim.: tensione limite di trazione nell'acciaio. [kN/m²]

Elastica+: massima freccia a sezione interamente reagente di solo calcestruzzo. [m]

Elastica-: minima freccia a sezione interamente reagente di solo calcestruzzo. [m]

Fess.+: massima freccia a sezione fessurata ed omogeneizzata. [m]

Fess.-: minima freccia a sezione fessurata ed omogeneizzata. [m]

Quasi permanente: famiglia di combinazione di verifica.

σ FRP: tensione di trazione nell'FRP. [kN/m²]

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 70 di 111
	   		Data Ott' 23	

σ FRP lim.: tensione limite di trazione nell'FRP. [kN/m²]

Fess. viscosa+: massima freccia a sezione fessurata ed omogeneizzata a viscosità esaurita. [m]

Fess. viscosa-: minima freccia a sezione fessurata ed omogeneizzata a viscosità esaurita. [m]

l/f: rapporto luce su freccia in combinazione quasi permanente.

Frequente: famiglia di combinazione di verifica.

Appoggio n.: numero progressivo di appoggio.

Descrizione: descrizione dell'appoggio.

SLU max: reazione massima in SLU. [kN]

SLU min: reazione minima in SLU. [kN]

Rara max: reazione massima in SLE rara. [kN]

Rara min: reazione minima in SLE rara. [kN]

Freq. max: reazione massima in SLE frequente. [kN]

Freq. min: reazione minima in SLE frequente. [kN]

Q.P. max: reazione massima in SLE quasi permanente. [kN]

Q.P. min: reazione minima in SLE quasi permanente. [kN]

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 71 di 111
			Data Ott' 23	

8.2 Travi

Le travi previste di sezione 40x50 cm sono armate in ugual modo secondo 3 $\Phi 20$ superiormente ed inferiormente per tutta la lunghezza della trave. Sono inoltre presenti staffe $\Phi 10$ ogni 15 cm. La distanza di copriferro dall'estremo del pilastro al centro della barra di armatura è di 61 mm come riportato in figura.

8.2.1 Riepilogo verifiche

Nelle immagini seguenti si riportano in forma grafica gli esiti delle verifiche condotte sulle travi del fabbricato in esame.

8.2.1.1 Verifica a flessione

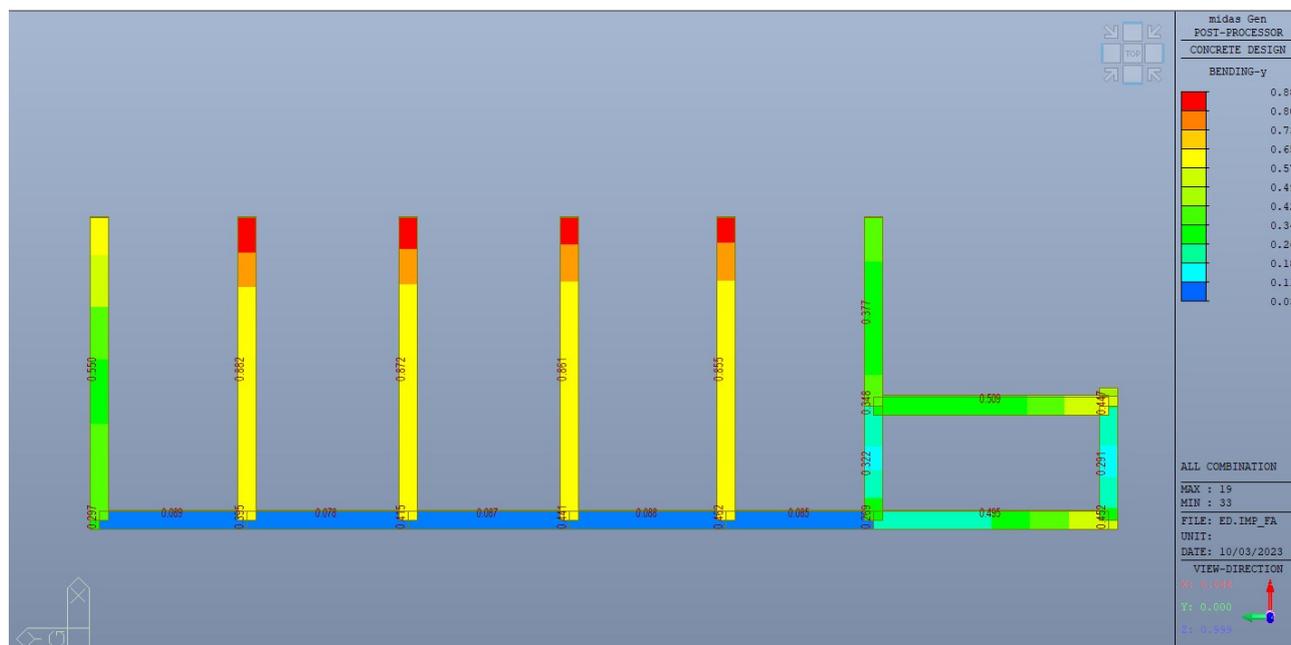


Figura 9: Fattore di sicurezza resistenza a flessione

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 72 di 111
	   		Data Ott' 23	

8.2.1.2 Verifica a taglio

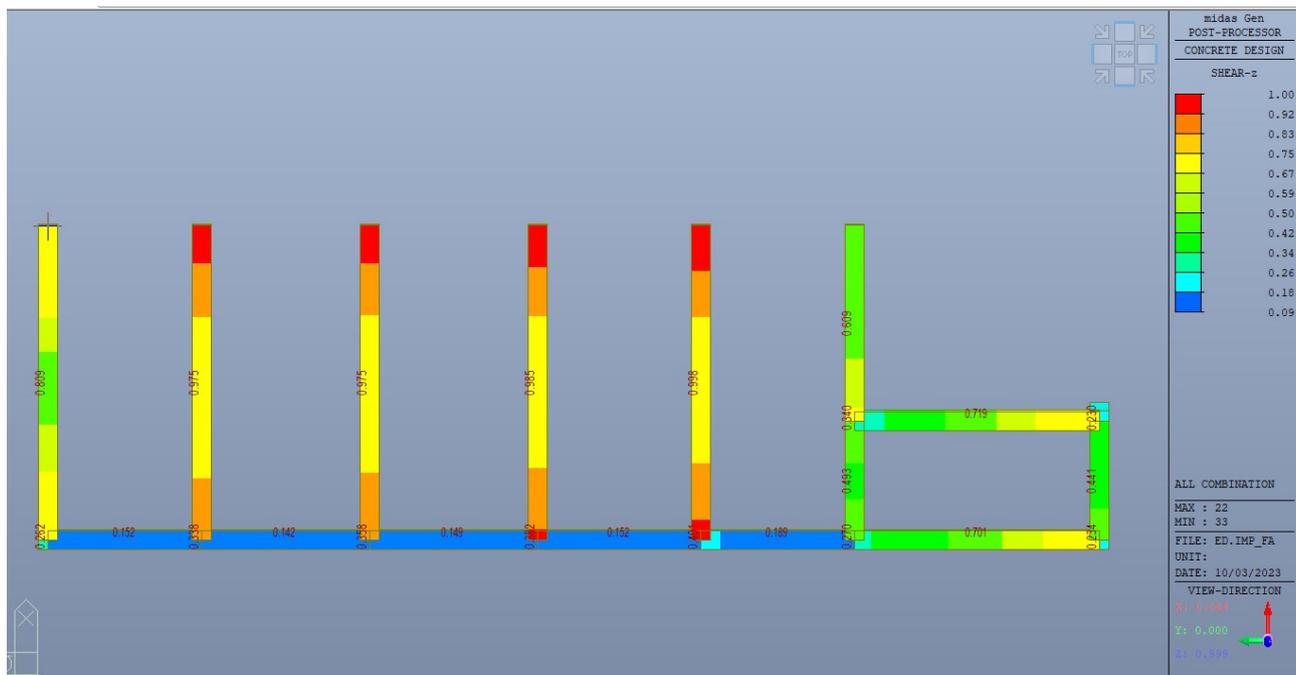


Figura 10: Fattore di sicurezza resistenza a taglio

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 73 di 111
	   		Data Ott' 23	

8.2.2 Verifiche SLU

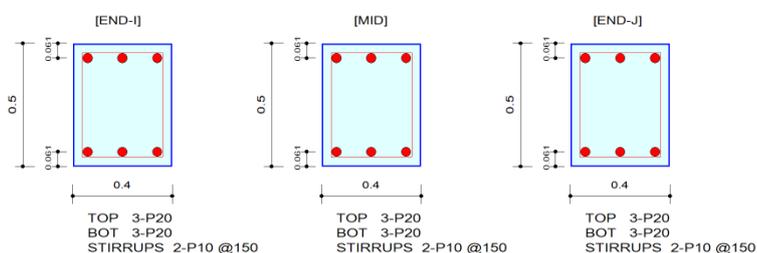
midas Gen

RC Beam Strength Checking Result

	Company		Project Title	
	Author	Francesco Fraccaro	File Name	Ed.Imp_FA.01_02.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	Travi (No : 2)	Beam Span	6.6m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	5	10	10
Moment (M _{Ed})	133.28	24.76	88.96
Factored Strength (M _{Rd})	151.38	151.38	151.38
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.8804	0.1636	0.5877
Neutral Axis (x/d)	0.1406	0.1406	0.1406
(+) Load Combination No.	6	5	5
Moment (M _{Ed})	47.83	82.19	48.70
Factored Strength (M _{Rd})	151.38	151.38	151.38
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.3160	0.5430	0.3217
Neutral Axis (x/d)	0.1406	0.1406	0.1406
Using Rebar Top (A _{s_top})	0.0009	0.0009	0.0009
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	0.0009	0.0009	0.0009

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	11	5	6
Factored Shear Force (V _{Ed})	90.85	65.14	84.26
V _{Rdc}	91.05	91.05	91.05
V _{Rds}	162.85	162.85	162.85
V _{Rdmax}	716.45	716.45	716.45
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0011	0.0011	0.0011
Using Stirrups Spacing	2-P10 @ 150	2-P10 @ 150	2-P10 @ 150
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.9978	0.7154	0.9255
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.5579	0.4000	0.5174
Check Ratio	0.9978	0.7154	0.9255

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
<http://www.MidasUser.com>
 Gen 2023

Print Date/Time : 10/03/2023 14:20

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI			REV. A	FOGLIO 74 di 111
	   			Data Ott' 23	

MEMB SECT	SEL	Section		fck	fjk fyw	CHK	LCB	V-Rebar	N_Rdmax	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc.end	V_Rds.end	V_Rdc.mid	V_Rds.mid	LCB	V_Ed.end	Rat-V.end
		Bc	Hc							Height	Rat-N	Rat-My	Rat-Mz	Rat-Vc.end	Rat-Vs.end	Rat-Vc.mid		Rat-Vs.mid	V_Ed.mid
1	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	6	8-3-P22	3857.89	100.235	118.951	18.7537	101.692	79.5913	102.671	79.5913	8	58.7660	0.578	
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.617	0.617	0.626	0.578	0.738	0.572	0.738	8	58.7660	0.572	
2	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	7	8-3-P22	3857.89	85.4624	111.960	9.28258	101.771	79.5913	102.750	79.5913	7	56.5770	0.556	
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.581	0.571	0.579	0.556	0.711	0.551	0.711	7	56.5770	0.551	
3	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	9	8-3-P22	3857.89	110.708	126.456	26.1448	106.938	79.5913	107.917	79.5913	9	63.9361	0.598	
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.659	0.666	0.654	0.598	0.803	0.592	0.803	9	63.9361	0.592	
4	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	8	8-3-P22	3857.89	119.085	130.115	18.1490	108.003	79.5913	108.982	79.5913	8	66.6199	0.617	
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.652	0.663	0.681	0.617	0.837	0.611	0.837	8	66.6199	0.611	
5	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	8	8-3-P22	3857.89	114.911	124.599	17.1292	107.472	79.5913	108.451	79.5913	8	63.5403	0.591	
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.650	0.637	0.657	0.591	0.798	0.586	0.798	8	63.5403	0.586	
6	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	9	8-3-P22	3857.89	114.802	122.877	25.1326	107.458	79.5913	108.437	79.5913	9	61.7980	0.575	
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.643	0.644	0.632	0.575	0.776	0.570	0.776	9	61.7980	0.570	
7	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	9	8-3-P22	3857.89	111.995	119.411	25.3920	107.102	79.5913	108.080	79.5913	9	59.6614	0.557	
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.628	0.627	0.614	0.557	0.750	0.552	0.750	9	59.6614	0.552	
8	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	8	8-3-P22	3857.89	112.742	119.034	16.9116	107.196	79.5913	108.175	79.5913	8	60.1076	0.561	
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.600	0.606	0.619	0.561	0.755	0.556	0.755	8	60.1076	0.556	
9	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	6	8-3-P22	3857.89	107.917	111.611	19.6669	107.327	79.5913	108.305	79.5913	8	56.0542	0.522	
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.588	0.577	0.573	0.522	0.704	0.518	0.704	8	56.0542	0.518	

10	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	9	8-3-P22	3857.89	117.516	116.014	27.4031	107.803	79.5913	108.782	79.5913	9	57.4948	0.533
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.600	0.609	0.595	0.533	0.722	0.529	0.722	9	57.4948	0.529
11	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	6	8-3-P22	3857.89	-12.538	68.7262	27.1532	0.00000	79.5913	0.00000	79.5913	8	34.2772	0.431
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.438	0.432	0.444	0.000	0.431	0.000	0.431	8	34.2772	0.431
12	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	7	8-3-P22	3857.89	22.6310	85.8754	25.8496	98.4847	79.5913	99.4635	79.5913	9	46.6780	0.474
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.491	0.500	0.501	0.474	0.586	0.469	0.586	9	46.6780	0.469
13	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	9	8-3-P22	3857.89	12.5572	66.1661	32.8561	0.00000	79.5913	93.4022	79.5913	13	31.5621	0.397
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.423	0.420	0.416	0.000	0.397	0.338	0.397	13	31.5621	0.338
14	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	12	8-3-P22	3857.89	58.9240	12.2576	97.5629	98.3972	79.5913	99.3761	79.5913	12	49.9541	0.508
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.517	0.505	0.514	0.508	0.628	0.503	0.628	12	49.9541	0.503
15	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	11	8-3-P22	3857.89	52.2985	7.11281	91.6032	97.5549	79.5913	98.5338	79.5913	11	46.6645	0.478
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.488	0.460	0.479	0.478	0.586	0.474	0.586	11	46.6645	0.474
16	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	12	8-3-P22	3857.89	19.7181	17.2272	67.4299	93.4131	79.5913	94.3920	79.5913	12	33.8616	0.362
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.376	0.393	0.384	0.362	0.425	0.359	0.425	12	33.8616	0.359
17	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	12	8-3-P22	3857.89	81.6391	16.8882	72.1118	101.285	79.5913	102.264	79.5913	12	36.2211	0.358
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.368	0.365	0.373	0.358	0.455	0.354	0.455	12	36.2211	0.354

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI			REV. A	FOGLIO 75 di 111
	   			Data Ott' 23	

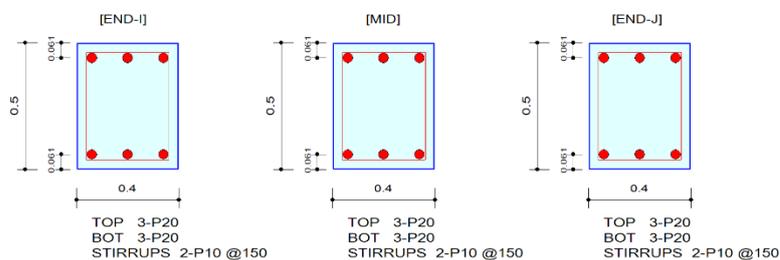
8.2.3 Verifiche SLE

midas Gen RC Beam Serviceability Checking Result

	Company		Project Title	
	Author	Francesco Fraccaro	File Name	Ed.Imp_FA.01_02.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	f _{ck} = 32000, f _{yk} = 450000, f _{yw} = 450000 KPa		
Section Property	Travi (No : 2)	Beam Span	6.6m



2. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	18(C)	18(C)	15(C)	15(C)	18(C)	18(C)
Stress	9020.20	270643.91	429.97	3899.19	3175.32	28795.76
Allowable Stress	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00
Stress Ratio	0.4698	0.7518	0.0224	0.0108	0.1654	0.0800
(+) Load Combination No.	17(C)	17(C)	18(C)	18(C)	18(C)	18(C)
Stress	1541.51	13979.37	3173.09	28775.57	1877.69	17028.01
Allowable Stress	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00	19200.00	360000.00
Stress Ratio	0.0803	0.0388	0.1653	0.0799	0.0978	0.0473

3. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
	(-) Load Combination No.	22(Q)	22(Q)
Stress	7788.33	289.64	2894.08
Allowable Stress	14400.00	14400.00	14400.00
Stress Ratio	0.5409	0.0201	0.2010
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	22(Q)	22(Q)	22(Q)
Stress	1405.24	2860.30	1680.09
Allowable Stress	14400.00	14400.00	14400.00
Stress Ratio	0.0976	0.1986	0.1167
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI			REV. A	FOGLIO 76 di 111
	   			Data Ott' 23	

MEMB SECT	SEL	Section		fck	fyk	CHK	Stress Control						Crack Control								
		Bc	Hc				Height	LCB	sig-ct	sig-cta	sig-cc	sig-cca	sig-s	sig-sa	LCB	sig-lc	sig-lca	LCB	w_y	wa_y	LCB
1	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	26	3791.88	3475.76	7881.49	18000.0	120490	360000	30	4087.00	13500.0	30	0.0000	0.0003	30	0.0000	0.0003
1		0.400	0.400	3.8500	450000																
2	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	26	3542.79	3475.76	7496.33	18000.0	109412	360000	30	3851.41	13500.0	30	0.0000	0.0003	30	0.0000	0.0003
1		0.400	0.400	3.8500	450000																
3	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	26	5607.60	3475.76	11745.0	18000.0	180441	360000	30	6006.99	13500.0	30	0.0001	0.0003	30	0.0000	0.0003
1		0.400	0.400	3.8500	450000																
4	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	26	5662.26	3475.76	11807.0	18000.0	185816	360000	30	6054.20	13500.0	30	0.0001	0.0003	30	0.0000	0.0003
1		0.400	0.400	3.8500	450000																
5	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	26	5518.10	3475.76	11589.6	18000.0	181855	360000	30	5940.02	13500.0	30	0.0001	0.0003	30	0.0000	0.0003
1		0.400	0.400	3.8500	450000																
6	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	26	5625.82	3475.76	11810.7	18000.0	182016	360000	30	6066.31	13500.0	30	0.0001	0.0003	30	0.0000	0.0003
1		0.400	0.400	3.8500	450000																
7	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	26	5708.40	3475.76	11915.2	18000.0	184896	360000	30	6137.40	13500.0	30	0.0001	0.0003	30	0.0000	0.0003
1		0.400	0.400	3.8500	450000																
8	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	26	5441.50	3475.76	11450.1	18000.0	179126	360000	30	5851.07	13500.0	30	0.0001	0.0003	30	0.0000	0.0003
1		0.400	0.400	3.8500	450000																
9	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	26	5343.81	3475.76	11316.5	18000.0	175549	360000	30	5760.03	13500.0	30	0.0001	0.0003	30	0.0000	0.0003
1		0.400	0.400	3.8500	450000																
10	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	26	5893.65	3475.76	12431.7	18000.0	189219	360000	30	6384.11	13500.0	30	0.0001	0.0003	30	0.0000	0.0003
1		0.400	0.400	3.8500	450000																
11	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	29	392.948	3475.76	684.472	18000.0	2785.20	360000	30	676.466	13500.0	30	0.0000	0.0003	30	0.0000	0.0003
1		0.400	0.400	3.8500	450000																
12	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	25	1642.24	3475.76	2238.72	18000.0	12795.4	360000	30	2039.04	13500.0	30	0.0000	0.0003	30	0.0000	0.0003
1		0.400	0.400	3.8500	450000																
13	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	25	1057.10	3475.76	1352.60	18000.0	8400.59	360000	30	1098.06	13500.0	30	0.0000	0.0003	30	0.0000	0.0003
1		0.400	0.400	3.8500	450000																
14	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	25	3219.26	3475.76	3671.16	18000.0	26415.4	360000	30	2958.26	13500.0	30	0.0000	0.0003	30	0.0000	0.0003
1		0.400	0.400	3.8500	450000																
15	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	25	3083.04	3475.76	3596.42	18000.0	25147.8	360000	30	2653.09	13500.0	30	0.0000	0.0003	30	0.0000	0.0003
1		0.400	0.400	3.8500	450000																
16	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	25	2581.44	3475.76	3206.25	18000.0	20694.2	360000	30	2300.85	13500.0	30	0.0000	0.0003	30	0.0000	0.0003
1		0.400	0.400	3.8500	450000																
17	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	25	2714.00	3475.76	3274.00	18000.0	21936.9	360000	30	2448.09	13500.0	30	0.0000	0.0003	30	0.0000	0.0003
1		0.400	0.400	3.8500	450000																

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 77 di 111
	   		Data Ott' 23	

8.3 Pilastri

I pilastri previsti di sezione 40x40 cm sono armati in ugual modo secondo 8 Φ 22 disposti secondo tre file con una distanza di copriferro dall'estremo del pilastro al centro della barra di armatura di 61 mm. Sono inoltre predisposte staffe Φ 8 ogni 150 cm come riportato in figura.

8.3.1 Riepilogo verifiche

8.3.1.1 Verifica a flessione

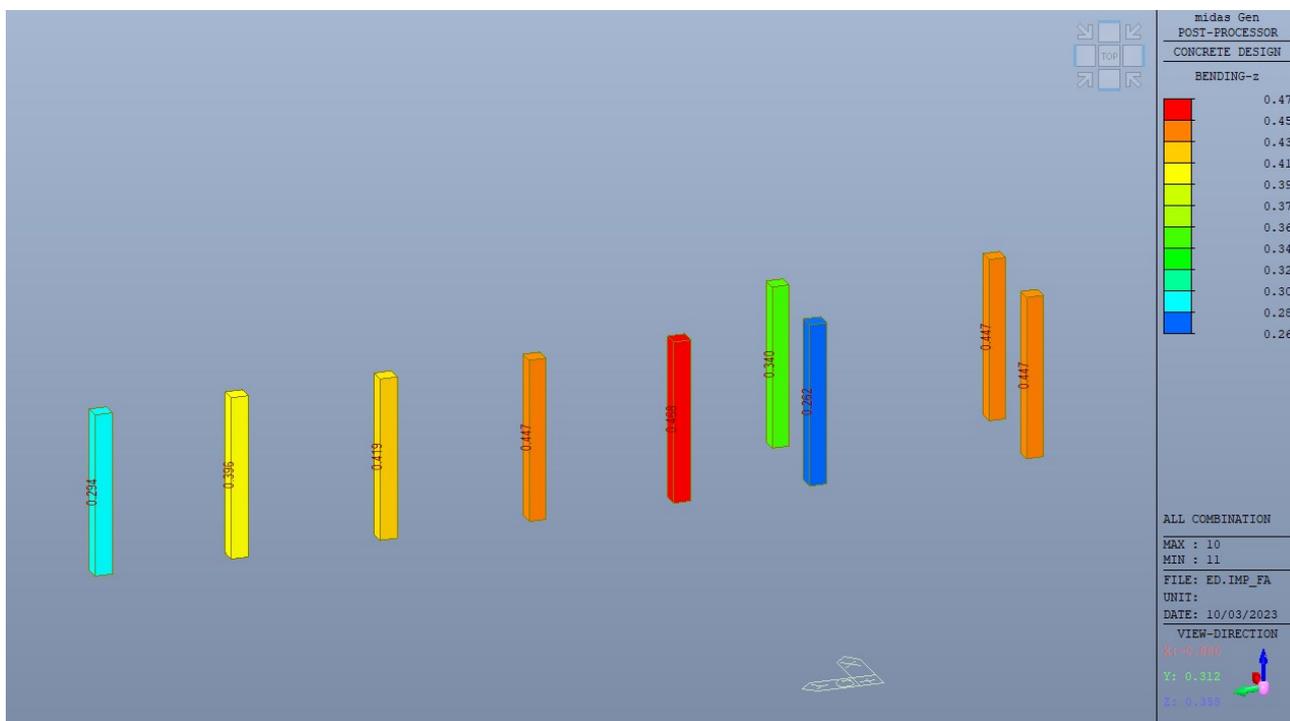


Figura 11: Fattore di sicurezza verifica flessionale (Z)

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 78 di 111
				

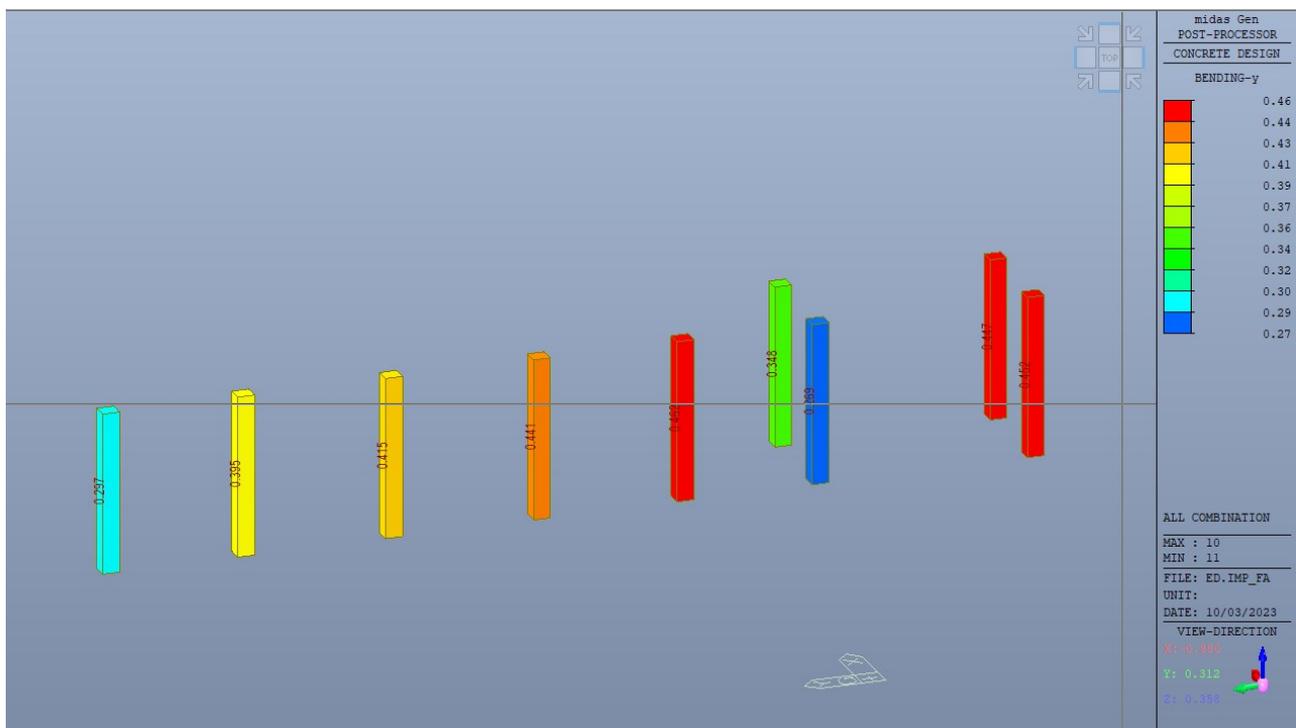


Figura 12: Fattore di sicurezza verifica flessionale (Y)

8.3.1.2 Verifica a taglio

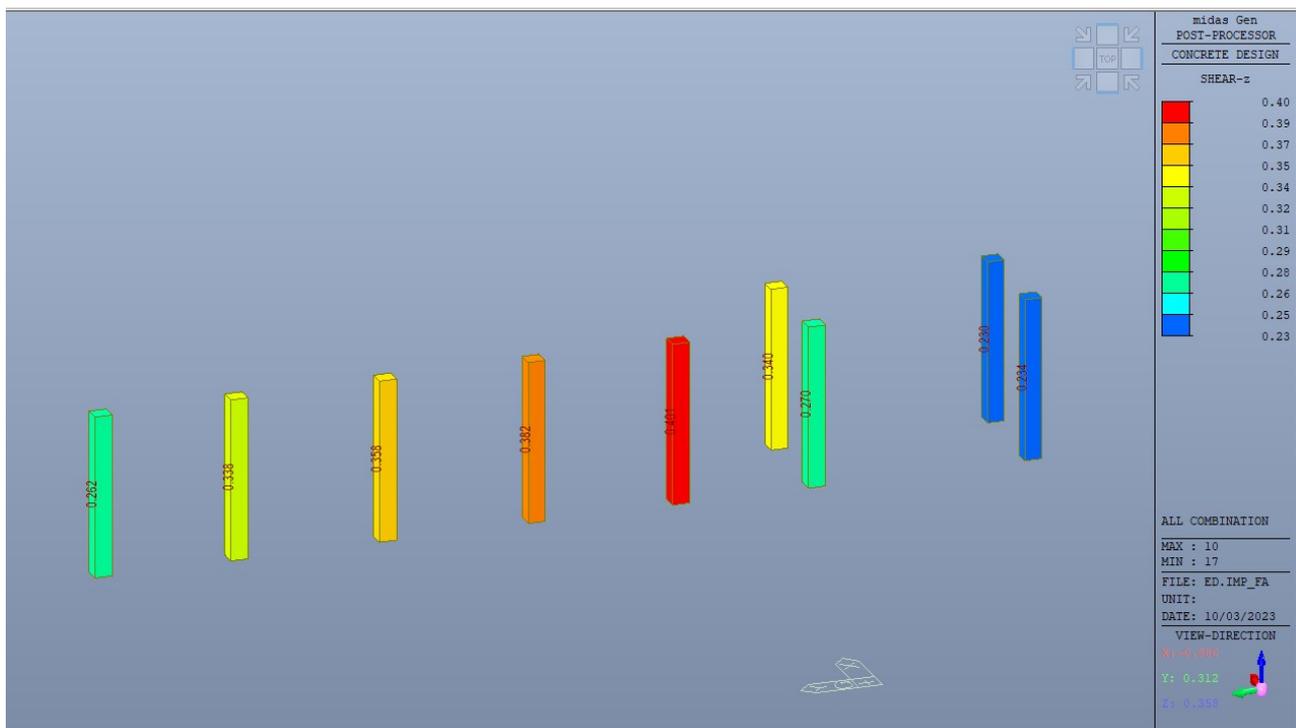


Figura 13. Fattore di sicurezza verifica a taglio (Z)

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 79 di 111
				

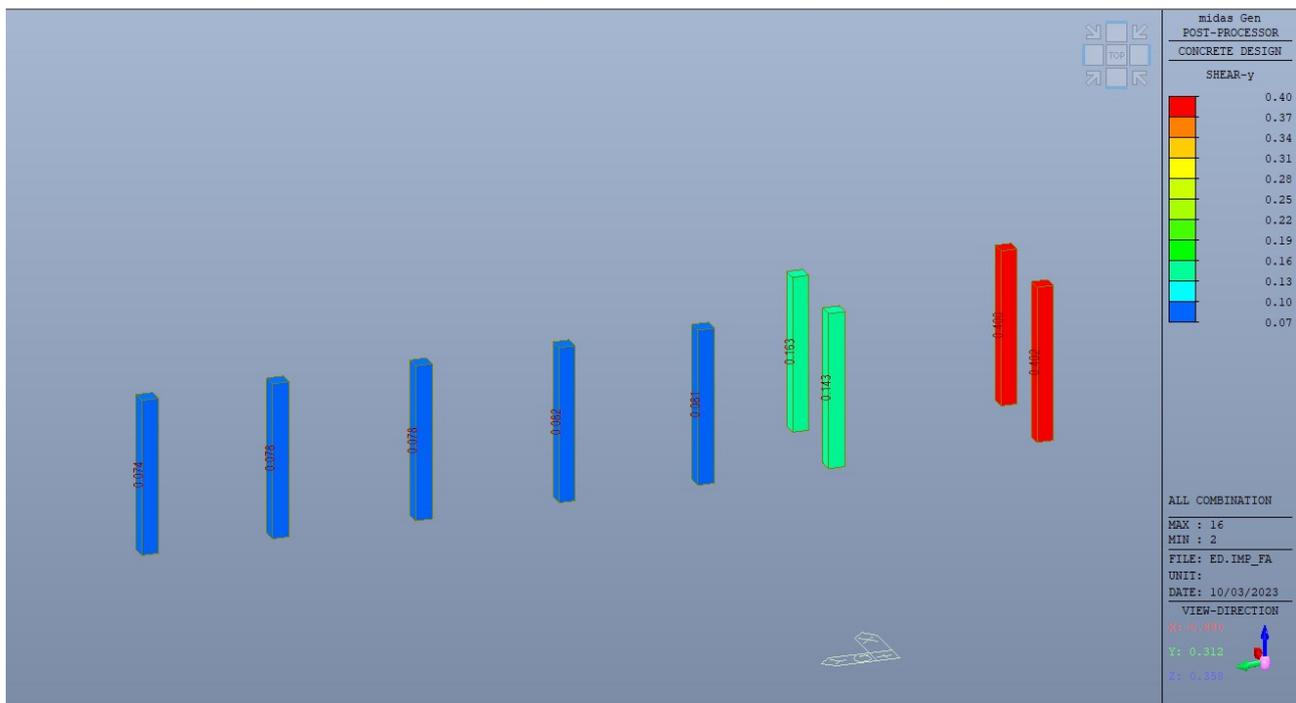


Figura 14: Fattore di sicurezza verifica a taglio (Y)

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE	REV.	FOGLIO
	MANDATARIA MANDANTI	A	80 di 111
   		Data Ott' 23	

8.3.2 Verifiche SLU

midas Gen

RC Column Checking Result

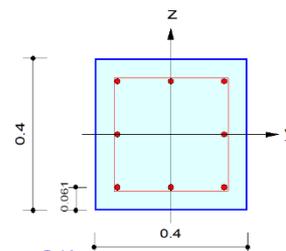
	Company	Project Title	
	Author	File Name	

Francesco Fraccaro

Ed.Imp_FA.01_02.mgb

1. Design Condition

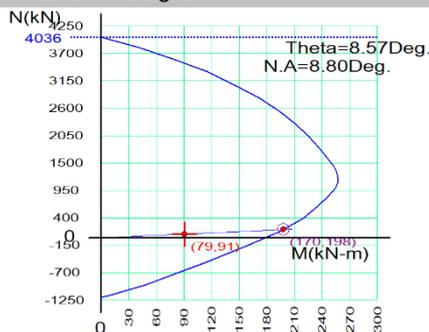
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM kN, m
 Member Number: 10 (PM), 16, 10 (Shear-y,z)
 Material Data : fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Column Height : 3.85 m
 Section Property: Pilastrini (No : 1)
 Rebar Pattern : 8 - 3 - P22 Ast = 0.00304 m² (Rhostr = 0.019)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 6 (Pos : J)
 Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 4035.77 kN
 Axial Load Ratio N_{Ed} / N_{Rd} = 79.0378 / 169.735 = 0.466 < 1.000 O.K
 Moment Ratio M_{Ed} / M_{Rd} = 90.7903 / 198.257 = 0.458 < 1.000 O.K
 M_{Edy} / M_{Rdy} = 89.7217 / 196.045 = 0.458 < 1.000 O.K
 M_{Edz} / M_{Rdz} = 13.8887 / 29.5386 = 0.470 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



N _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-m)
4035.77	0.00
3605.89	77.00
3064.00	146.92
2537.13	194.38
2041.05	225.65
1607.67	246.03
1340.69	256.27
1147.30	258.08
843.31	247.44
390.40	219.37
-147.44	159.82
-943.84	48.66
-1189.57	0.00

3. Shear Capacity

[END]	y (LCB : 8, POS : J)	z (LCB : 10, POS : J)
Applied Shear Force (V _{Ed})	39.2520 kN	42.5287 kN
V _{Ed} / V _{Rdc}	39.2520 / 99.0594 = 0.396	42.5287 / 108.211 = 0.393
V _{Ed} / V _{Rds}	39.2520 / 79.5913 = 0.493	42.5287 / 79.5913 = 0.534
V _{Ed} / V _{Rdmax}	39.2520 / 553.248 = 0.071	42.5287 / 553.248 = 0.077
Shear Ratio	0.396 < 1.000 O.K	0.393 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00067 m ² /m, 2-P8 @150	0.00067 m ² /m, 2-P8 @150
[MIDDLE]	y (LCB : 8, POS : 1/2)	z (LCB : 10, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V _{Ed})	39.2520 kN	42.5287 kN
V _{Ed} / V _{Rdc}	39.2520 / 100.038 = 0.392	42.5287 / 109.190 = 0.389
V _{Ed} / V _{Rds}	39.2520 / 79.5913 = 0.493	42.5287 / 79.5913 = 0.534
V _{Ed} / V _{Rdmax}	39.2520 / 553.248 = 0.071	42.5287 / 553.248 = 0.077
Shear Ratio	0.392 < 1.000 O.K	0.389 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00067 m ² /m, 2-P8 @150	0.00067 m ² /m, 2-P8 @150

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 81 di 111
	   		Data Ott' 23	

MEMB SECT	SEL	Section		fck	fyk	CHK	LCB	V-Rebar	N_Rdmax	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc.end	V_Rds.end	V_Rdc.mid	V_Rds.mid	LCB	V_Ed.end	Rat-V.end
		Bc	Hc							Height	fyw	Rat-N	Rat-My	Rat-Mz	Rat-Vc.end	Rat-Vs.end		Rat-Vc.mid	Rat-Vs.mid
1	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	6	8-3-P22	3857.89	100.235	118.951	18.7537	101.692	79.5913	102.671	79.5913	8	58.7660	0.578	
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.617	0.617	0.626	0.578	0.738	0.572	0.738	8	58.7660	0.572	
2	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	7	8-3-P22	3857.89	85.4624	111.960	9.28258	101.771	79.5913	102.750	79.5913	7	56.5770	0.556	
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.581	0.571	0.579	0.556	0.711	0.551	0.711	7	56.5770	0.551	
3	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	9	8-3-P22	3857.89	110.708	126.456	26.1448	106.938	79.5913	107.917	79.5913	9	63.9361	0.598	
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.659	0.666	0.654	0.598	0.803	0.592	0.803	9	63.9361	0.592	
4	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	8	8-3-P22	3857.89	119.085	130.115	18.1490	108.003	79.5913	108.982	79.5913	8	66.6199	0.617	
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.652	0.663	0.681	0.617	0.837	0.611	0.837	8	66.6199	0.611	
5	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	8	8-3-P22	3857.89	114.911	124.599	17.1292	107.472	79.5913	108.451	79.5913	8	63.5403	0.591	
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.650	0.637	0.657	0.591	0.798	0.586	0.798	8	63.5403	0.586	
6	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	9	8-3-P22	3857.89	114.802	122.877	25.1326	107.458	79.5913	108.437	79.5913	9	61.7980	0.575	
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.643	0.644	0.632	0.575	0.776	0.570	0.776	9	61.7980	0.570	
7	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	9	8-3-P22	3857.89	111.995	119.411	25.3920	107.102	79.5913	108.080	79.5913	9	59.6614	0.557	
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.628	0.627	0.614	0.557	0.750	0.552	0.750	9	59.6614	0.552	
8	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	8	8-3-P22	3857.89	112.742	119.034	16.9116	107.196	79.5913	108.175	79.5913	8	60.1076	0.561	
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.600	0.606	0.619	0.561	0.755	0.556	0.755	8	60.1076	0.556	
9	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	6	8-3-P22	3857.89	107.917	111.611	19.6669	107.327	79.5913	108.305	79.5913	8	56.0542	0.522	
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.588	0.577	0.573	0.522	0.704	0.518	0.704	8	56.0542	0.518	

10	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	9	8-3-P22	3857.89	117.516	116.014	27.4031	107.803	79.5913	108.782	79.5913	9	57.4948	0.533
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.600	0.609	0.595	0.533	0.722	0.529	0.722	9	57.4948	0.529
11	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	6	8-3-P22	3857.89	-12.538	68.7262	27.1532	0.00000	79.5913	0.00000	79.5913	8	34.2772	0.431
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.438	0.432	0.444	0.000	0.431	0.000	0.431	8	34.2772	0.431
12	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	7	8-3-P22	3857.89	22.6310	85.8754	25.8496	98.4847	79.5913	99.4635	79.5913	9	46.6780	0.474
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.491	0.500	0.501	0.474	0.586	0.469	0.586	9	46.6780	0.469
13	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	9	8-3-P22	3857.89	12.5572	66.1661	32.8561	0.00000	79.5913	93.4022	79.5913	13	31.5621	0.397
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.423	0.420	0.416	0.000	0.397	0.338	0.397	13	31.5621	0.338
14	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	12	8-3-P22	3857.89	58.9240	12.2576	97.5629	98.3972	79.5913	99.3761	79.5913	12	49.9541	0.508
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.517	0.505	0.514	0.508	0.628	0.503	0.628	12	49.9541	0.503
15	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	11	8-3-P22	3857.89	52.2985	7.11281	91.6032	97.5549	79.5913	98.5338	79.5913	11	46.6645	0.478
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.488	0.460	0.479	0.478	0.586	0.474	0.586	11	46.6645	0.474
16	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	12	8-3-P22	3857.89	19.7181	17.2272	67.4299	93.4131	79.5913	94.3920	79.5913	12	33.8616	0.362
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.376	0.393	0.384	0.362	0.425	0.359	0.425	12	33.8616	0.359
17	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	12	8-3-P22	3857.89	81.6391	16.8882	72.1118	101.285	79.5913	102.264	79.5913	12	36.2211	0.358
1		0.400	0.400	3.8500	450000				0.368	0.365	0.373	0.358	0.455	0.354	0.455	12	36.2211	0.354

8.3.3 Verifiche SLE

5. Serviceability : Crack Limit Check

	y (LCB : 22, POS : J)	z (LCB : 22, POS : J)
Crack Width	0.00011 m	0.00011 m
Allowable Crack Width	0.00030 m	0.00030 m
Check Ratio	0.355 < 1.000 O.K	0.364 < 1.000 O.K

Modeling: Integrated Design & Analysis Software
 http://www.MidasUser.com
 Gen 2023

Print Date/Time : 10/03/2023 14:27

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 82 di 111
	   		Data Ott' 23	

MEMB SECT	SEL	Section		fck	fyk	CHK	Stress Control						Crack Control								
		Bc	Hc				Height	fyw	LCB	sig-ct	sig-cta	sig-cc	sig-cca	sig-s	sig-sa	LCB	sig-lc	sig-lca	LCB	w_y	wa_y
1	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	26	3791.88	3475.76	7881.49	18000.0	120490	360000	30	4087.00	13500.0	30	0.0000	0.0003	30	0.0000	0.0003
1	<input checked="" type="checkbox"/>	0.400	0.400	3.8500	450000																
2	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	26	3542.79	3475.76	7496.33	18000.0	109412	360000	30	3851.41	13500.0	30	0.0000	0.0003	30	0.0000	0.0003
1	<input checked="" type="checkbox"/>	0.400	0.400	3.8500	450000																
3	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	26	5607.60	3475.76	11745.0	18000.0	180441	360000	30	6006.99	13500.0	30	0.0001	0.0003	30	0.0000	0.0003
1	<input checked="" type="checkbox"/>	0.400	0.400	3.8500	450000																
4	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	26	5662.26	3475.76	11807.0	18000.0	185816	360000	30	6054.20	13500.0	30	0.0001	0.0003	30	0.0000	0.0003
1	<input checked="" type="checkbox"/>	0.400	0.400	3.8500	450000																
5	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	26	5518.10	3475.76	11589.6	18000.0	181855	360000	30	5940.02	13500.0	30	0.0001	0.0003	30	0.0000	0.0003
1	<input checked="" type="checkbox"/>	0.400	0.400	3.8500	450000																
6	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	26	5625.82	3475.76	11810.7	18000.0	182016	360000	30	6066.31	13500.0	30	0.0001	0.0003	30	0.0000	0.0003
1	<input checked="" type="checkbox"/>	0.400	0.400	3.8500	450000																
7	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	26	5708.40	3475.76	11915.2	18000.0	184896	360000	30	6137.40	13500.0	30	0.0001	0.0003	30	0.0000	0.0003
1	<input checked="" type="checkbox"/>	0.400	0.400	3.8500	450000																
8	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	26	5441.50	3475.76	11450.1	18000.0	179126	360000	30	5851.07	13500.0	30	0.0001	0.0003	30	0.0000	0.0003
1	<input checked="" type="checkbox"/>	0.400	0.400	3.8500	450000																
9	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	26	5343.81	3475.76	11316.5	18000.0	175549	360000	30	5760.03	13500.0	30	0.0001	0.0003	30	0.0000	0.0003
1	<input checked="" type="checkbox"/>	0.400	0.400	3.8500	450000																
10	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	26	5893.65	3475.76	12431.7	18000.0	189219	360000	30	6384.11	13500.0	30	0.0001	0.0003	30	0.0000	0.0003
1	<input checked="" type="checkbox"/>	0.400	0.400	3.8500	450000																
11	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	29	392.948	3475.76	684.472	18000.0	2785.20	360000	30	676.466	13500.0	30	0.0000	0.0003	30	0.0000	0.0003
1	<input checked="" type="checkbox"/>	0.400	0.400	3.8500	450000																
12	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	25	1642.24	3475.76	2238.72	18000.0	12795.4	360000	30	2039.04	13500.0	30	0.0000	0.0003	30	0.0000	0.0003
1	<input checked="" type="checkbox"/>	0.400	0.400	3.8500	450000																
13	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	25	1057.10	3475.76	1352.60	18000.0	8400.59	360000	30	1098.06	13500.0	30	0.0000	0.0003	30	0.0000	0.0003
1	<input checked="" type="checkbox"/>	0.400	0.400	3.8500	450000																
14	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	25	3219.26	3475.76	3671.16	18000.0	26415.4	360000	30	2958.26	13500.0	30	0.0000	0.0003	30	0.0000	0.0003
1	<input checked="" type="checkbox"/>	0.400	0.400	3.8500	450000																
15	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	25	3083.04	3475.76	3596.42	18000.0	25147.8	360000	30	2653.09	13500.0	30	0.0000	0.0003	30	0.0000	0.0003
1	<input checked="" type="checkbox"/>	0.400	0.400	3.8500	450000																
16	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	25	2581.44	3475.76	3206.25	18000.0	20694.2	360000	30	2300.85	13500.0	30	0.0000	0.0003	30	0.0000	0.0003
1	<input checked="" type="checkbox"/>	0.400	0.400	3.8500	450000																
17	<input checked="" type="checkbox"/>	Pilastr	30000.0	450000	OK	25	2714.00	3475.76	3274.00	18000.0	21936.9	360000	30	2448.09	13500.0	30	0.0000	0.0003	30	0.0000	0.0003
1	<input checked="" type="checkbox"/>	0.400	0.400	3.8500	450000																

8.4 Solette orizzontali (Fondazione e Locale impianti)

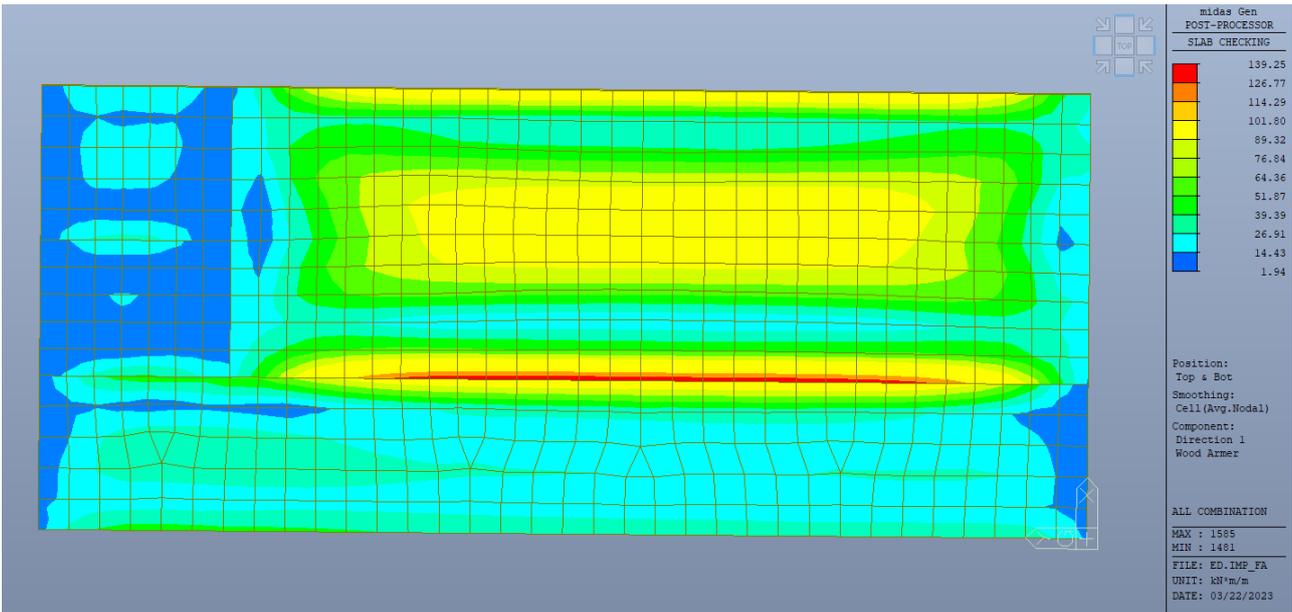
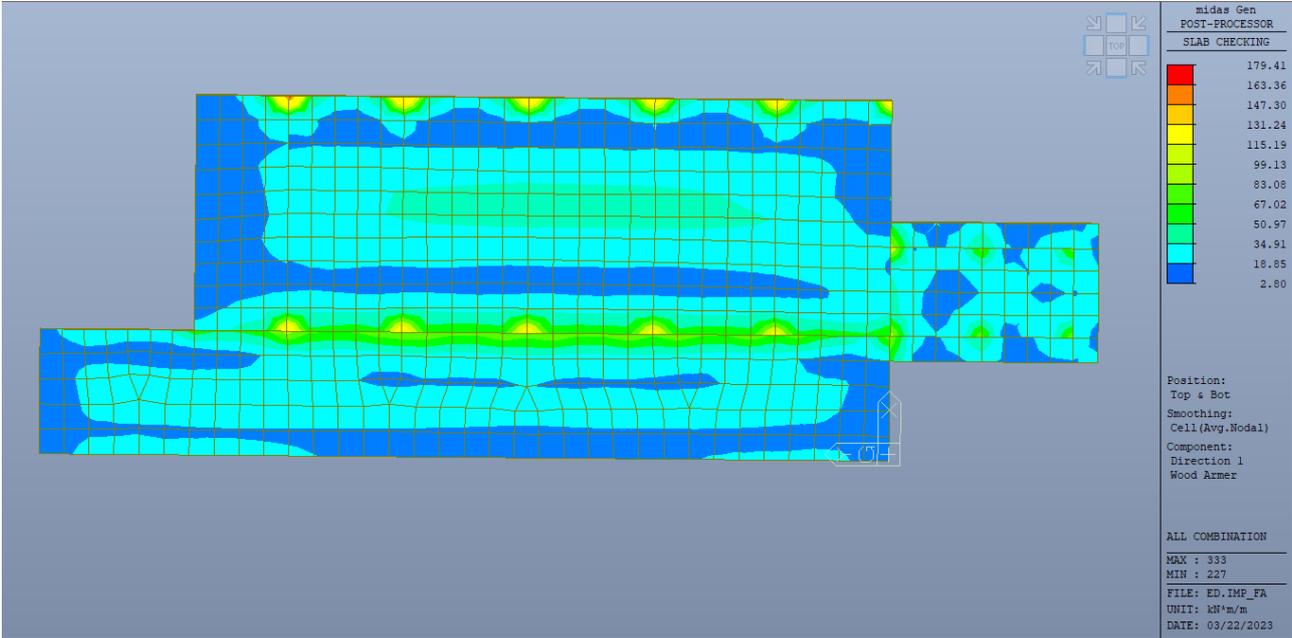
Si arma con $\Phi 16/20$ cm superiori ed inferiori in entrambe le direzioni, con raddoppio in corrispondenza dei pilastri.

8.4.1 Verifiche SLU

8.4.1.1 Verifica a flessione

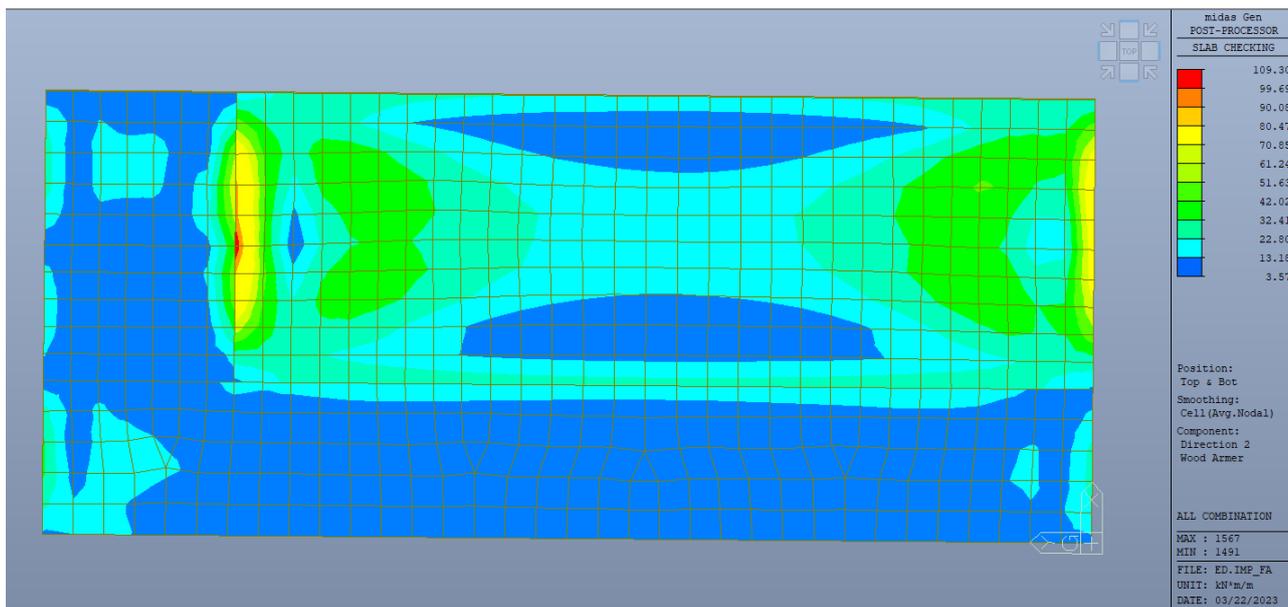
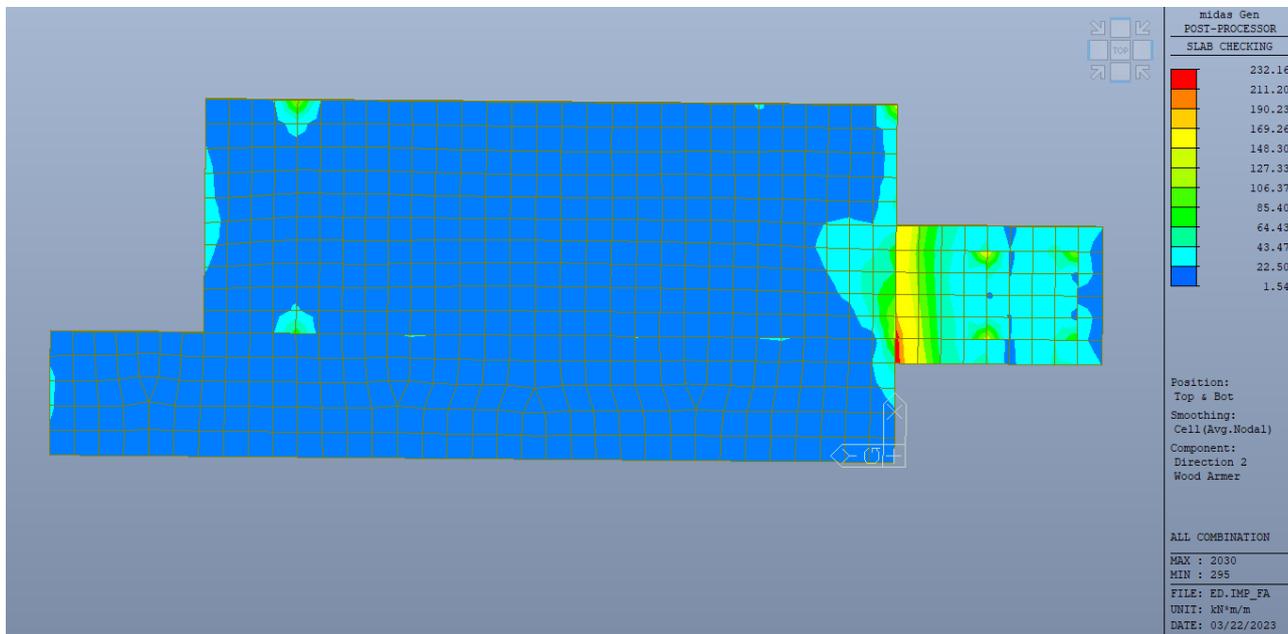
Si riportano in primo luogo i momenti di Wood-Armer per entrambe le direzioni.

- Armatura superiore e inferiore – Direzione X



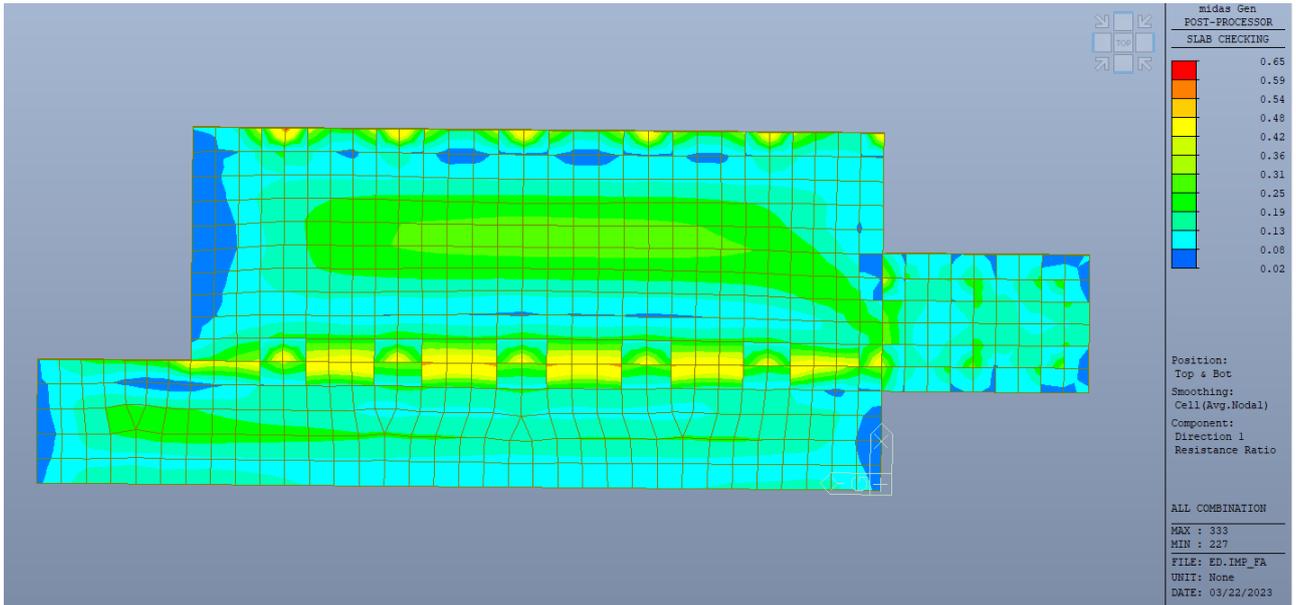
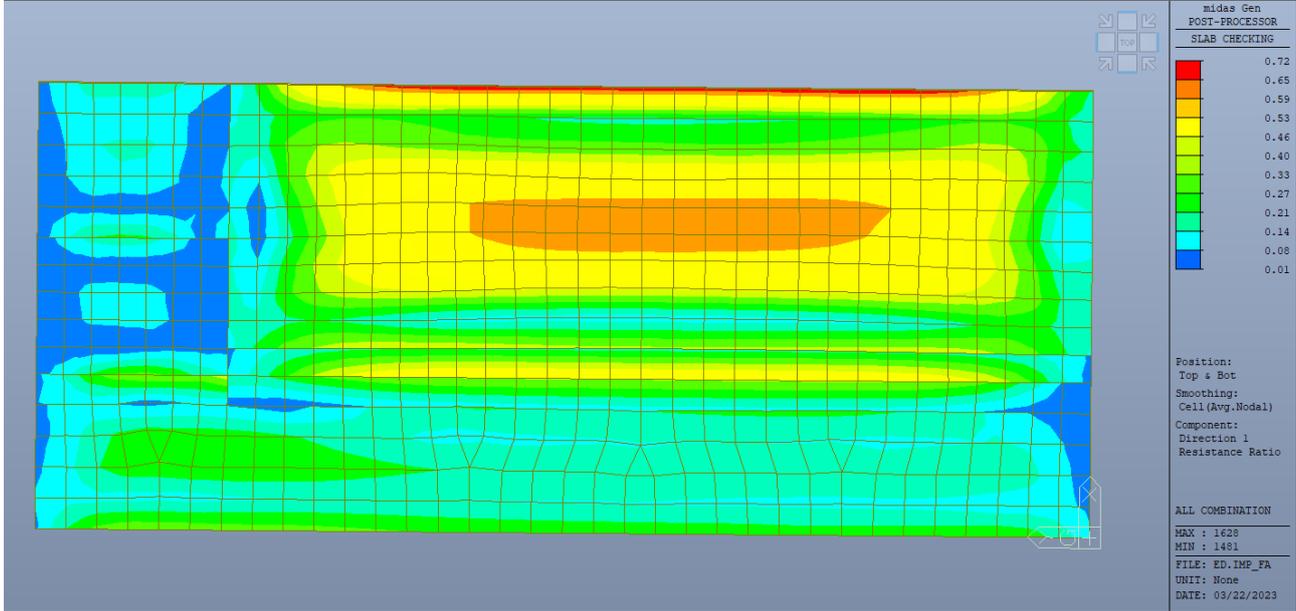
CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 84 di 111
				

- Armatura superiore e inferiore – Direzione Y



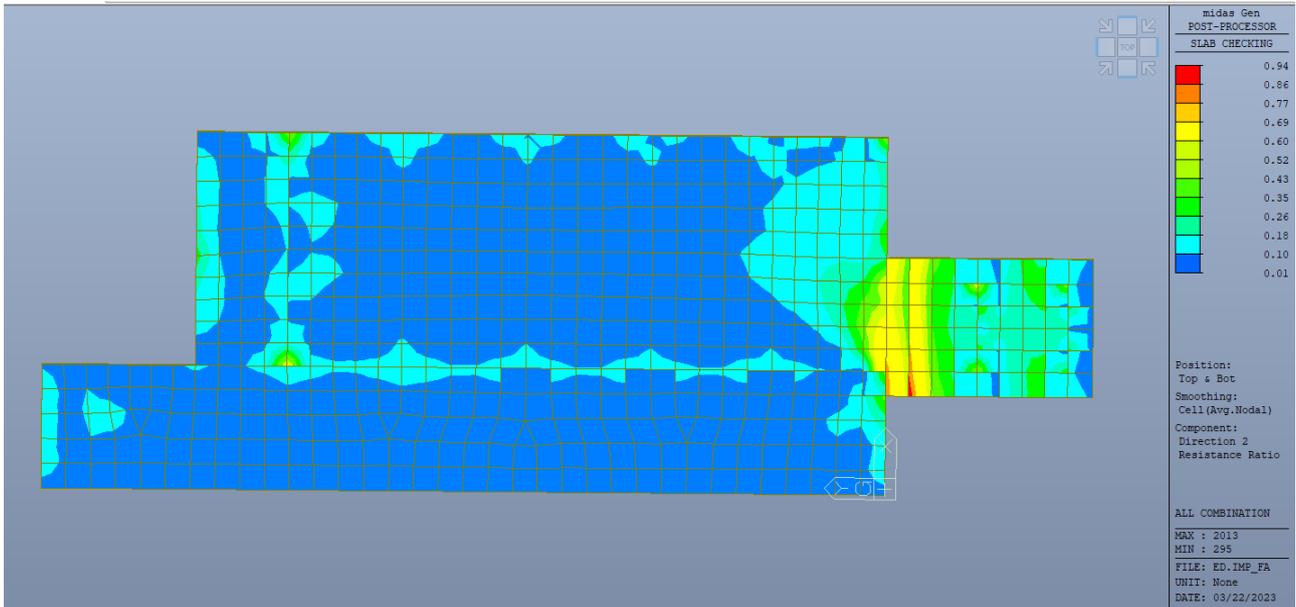
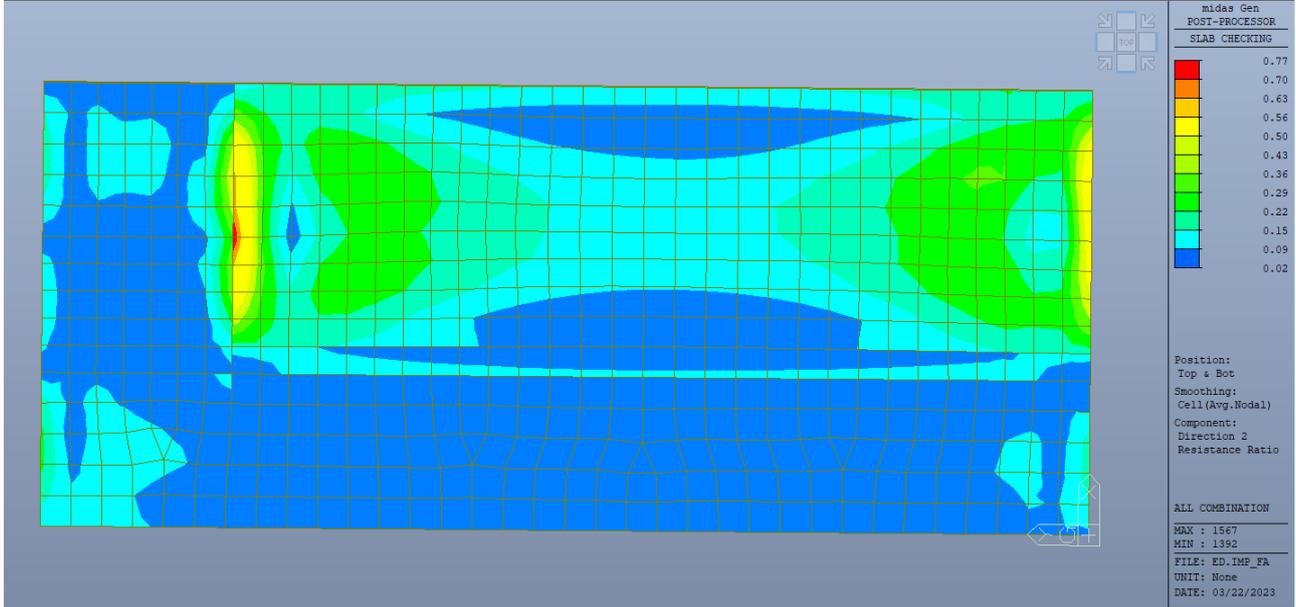
Si riportano nel seguito gli indici di sfruttamento (inviluppo) in forma grafica, nonché l'esito della verifica flessionale più gravosa. In entrambe le direzioni la verifica risulta soddisfatta a meno dei picchi puntali evidenziati in colore bianco, ciò è da imputarsi alla discretizzazione della mesh utilizzata e quindi risulta un parametro trascurabile.

- Direzione X



CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 86 di 111
				

- Direzione Y



CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	MANDANTI	A	87 di 111
   		Data Ott' 23		

8.4.1.2 Verifica a taglio/punzonamento

Si illustrano nelle figure seguenti gli involuppi dei tagli agenti nelle due direzioni.

La resistenza a taglio senza armatura specifica è pari a 196,5 kN:

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
$h = 450$ mm	altezza	$\gamma_s = 1,15$	coeff. sicurezza
$c = 53$ 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	$A_{s1,1} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0 = 0,00$	cm ²
$\alpha_{cc} = 0,85$	coeff. riduttivo	$A_{s1,2} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0 = 0,00$	cm ²
$d = 397$ mm	altezza utile	$A_{s1,3} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0 = 0,00$	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)

$N_{ed} = 0,0$ kN	$V_{ed} = 245,0$ kN
-------------------	---------------------

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$	$k = 1,710$	<2
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$v_{min} = 0,495$	
$\rho_1 = A_{s1}/(b_w \times d) < 0,02$	$\rho_1 = 0,000$	<0,02
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0,00$	MPa <0,2 fcd

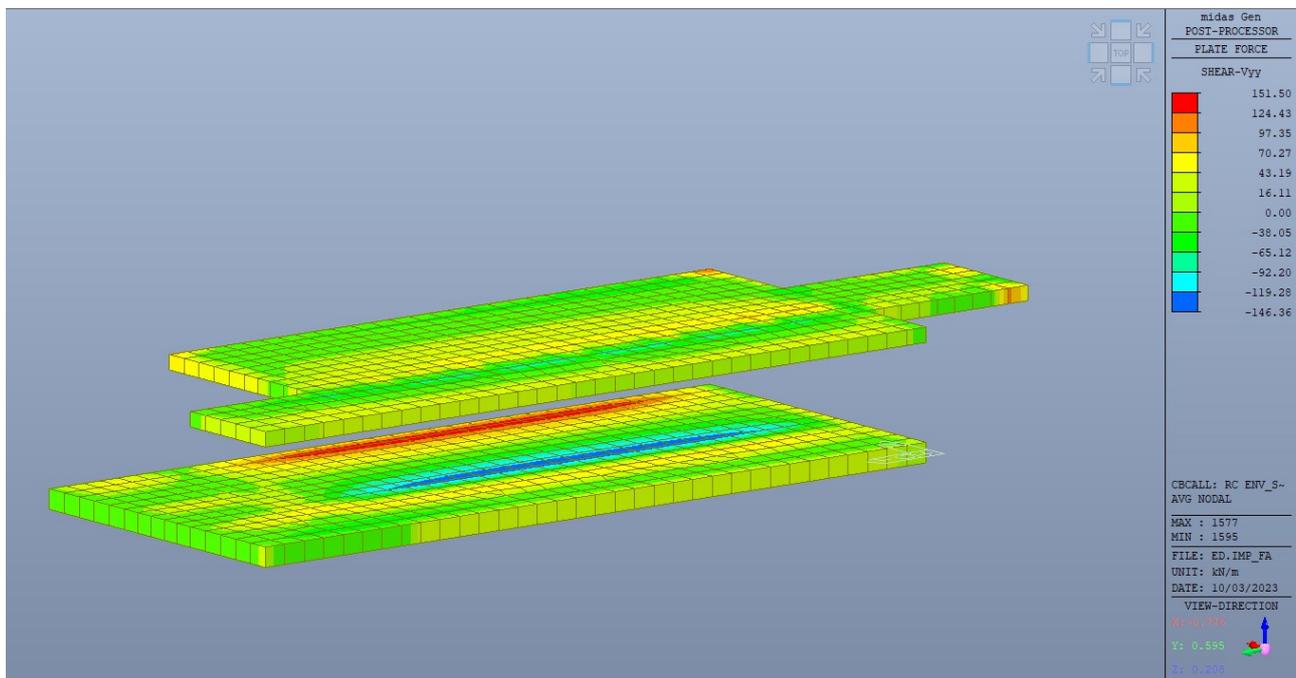
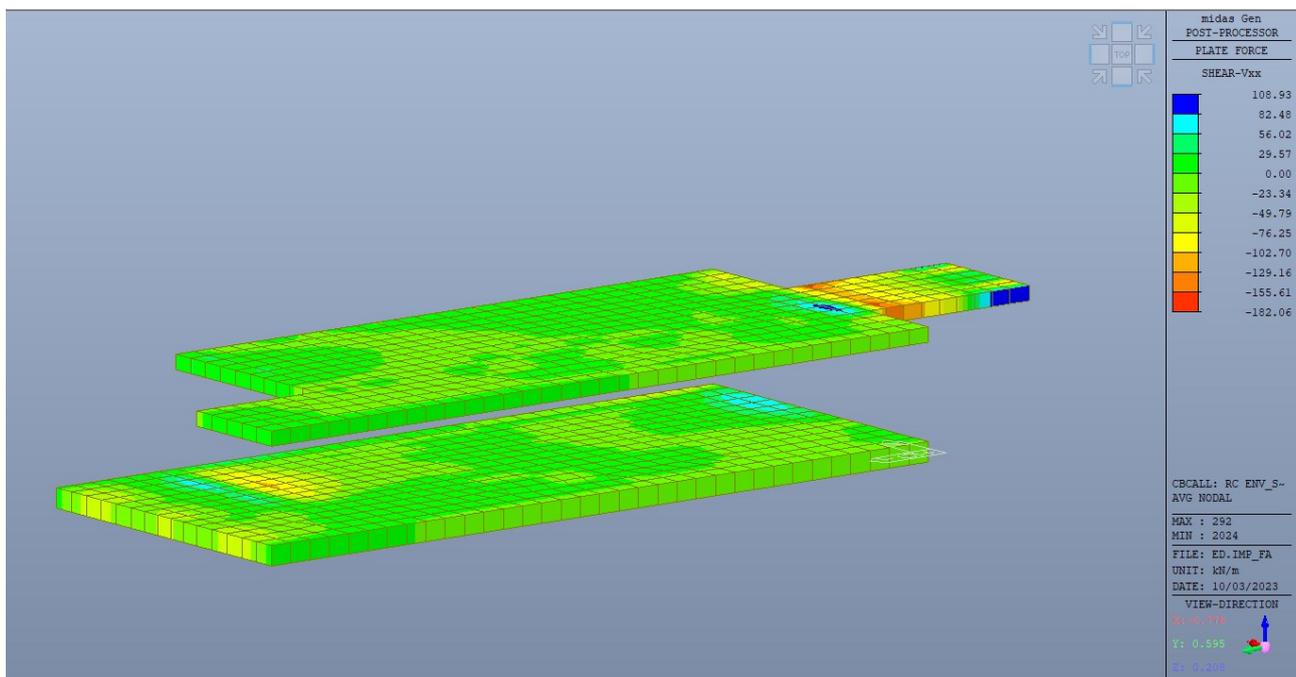
$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 0,0 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 196,5 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 196,5 \text{ kN} \quad \text{assunto pari alla resistenza minima}$$

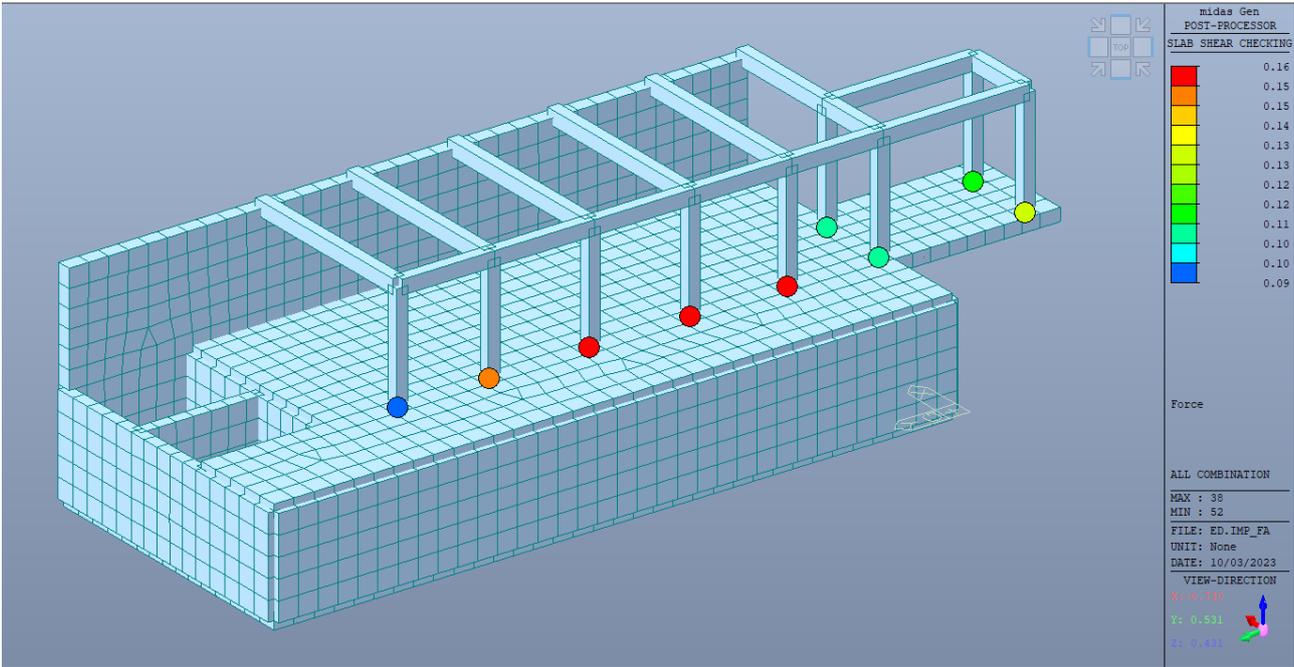
La verifica senza specifica armatura a taglio è soddisfatta ovunque in quanto il taglio massimo ottenuto dal modello è sempre minore rispetto al taglio resistente.

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 88 di 111
				



Per la verifica a punzonamento della soletta superiore si ottiene invece:

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 89 di 111
				



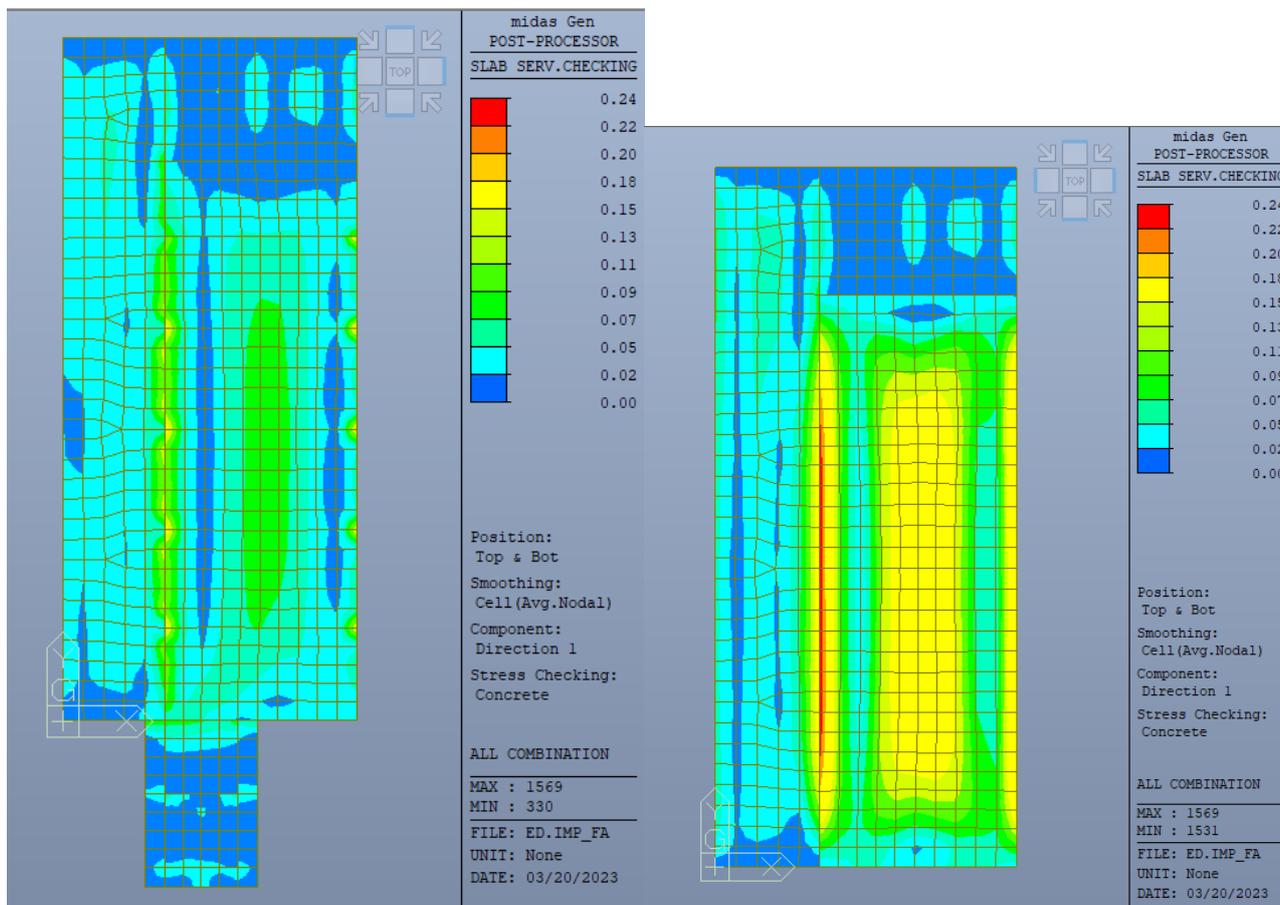
CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 90 di 111
	   		Data Ott' 23	

8.4.2 Verifiche SLE

8.4.2.1 Limitazione delle tensioni

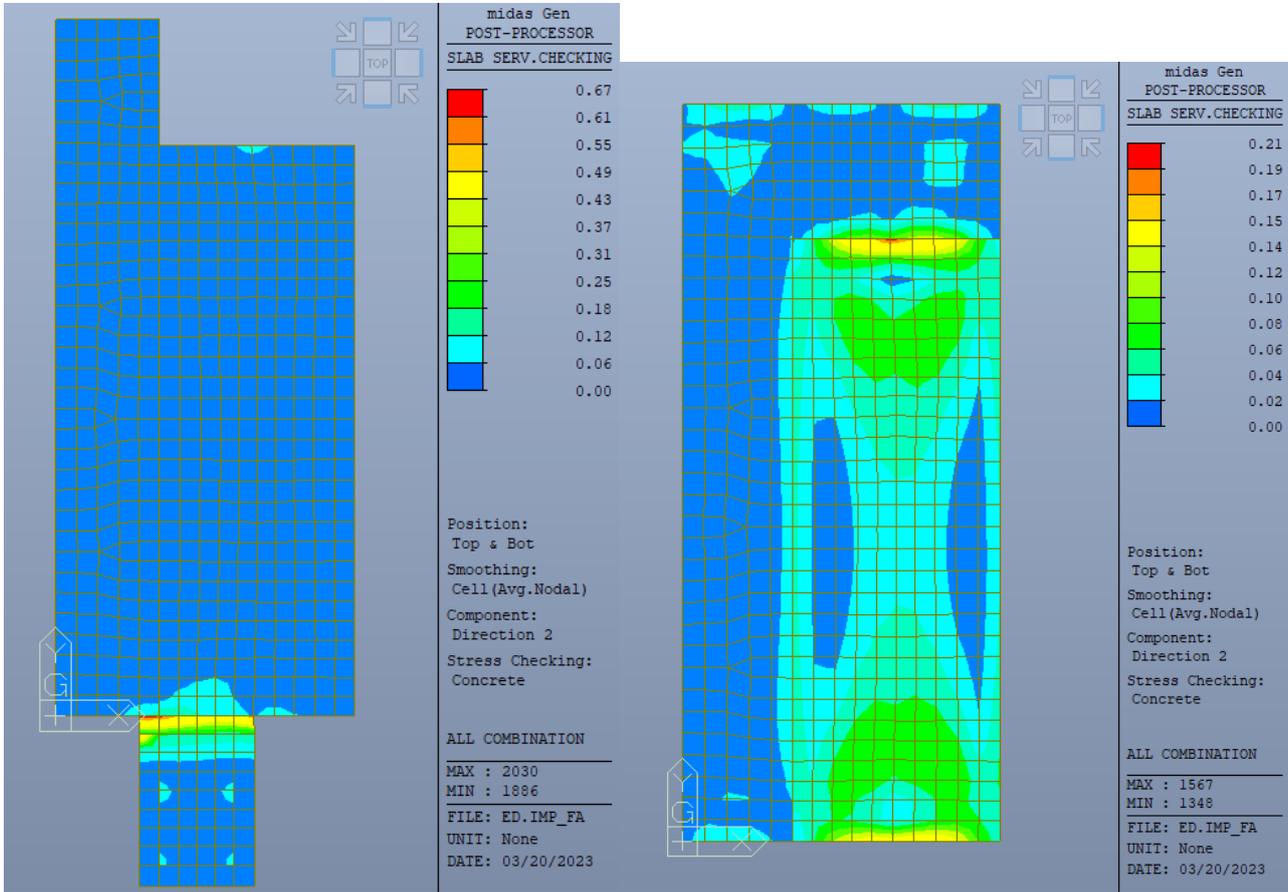
Gli esiti delle verifiche vengono riportati come rapporto tra le tensioni agenti e quelle limite da NTC 2018; la verifica è soddisfatta qualora tale rapporto sia inferiore all'unità.

- Calcestruzzo (X)



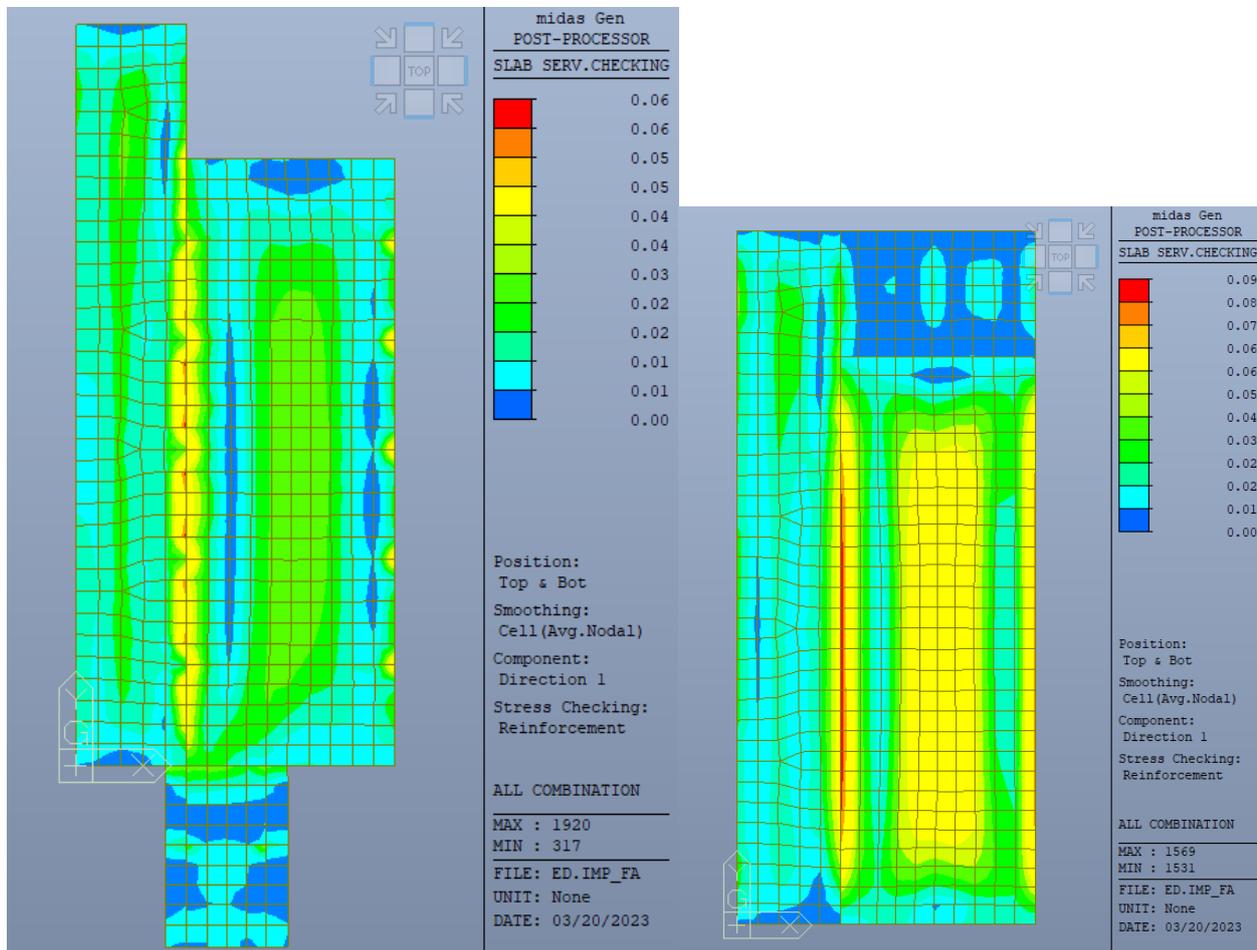
CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 91 di 111
	   		Data Ott' 23	

- Calcestruzzo (Y)



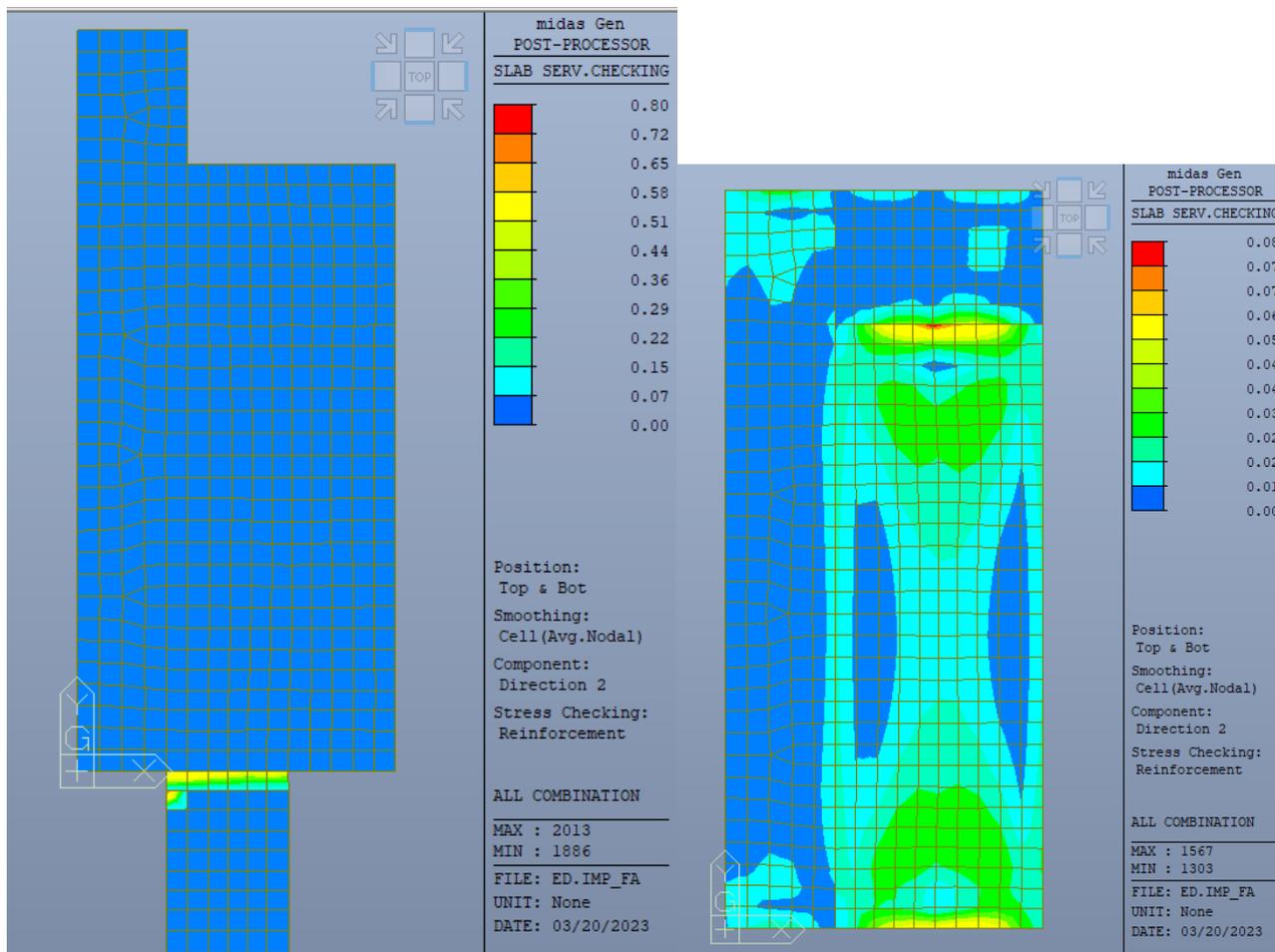
CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 92 di 111
	   		Data Ott' 23	

- Acciaio (X)



CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 93 di 111
				

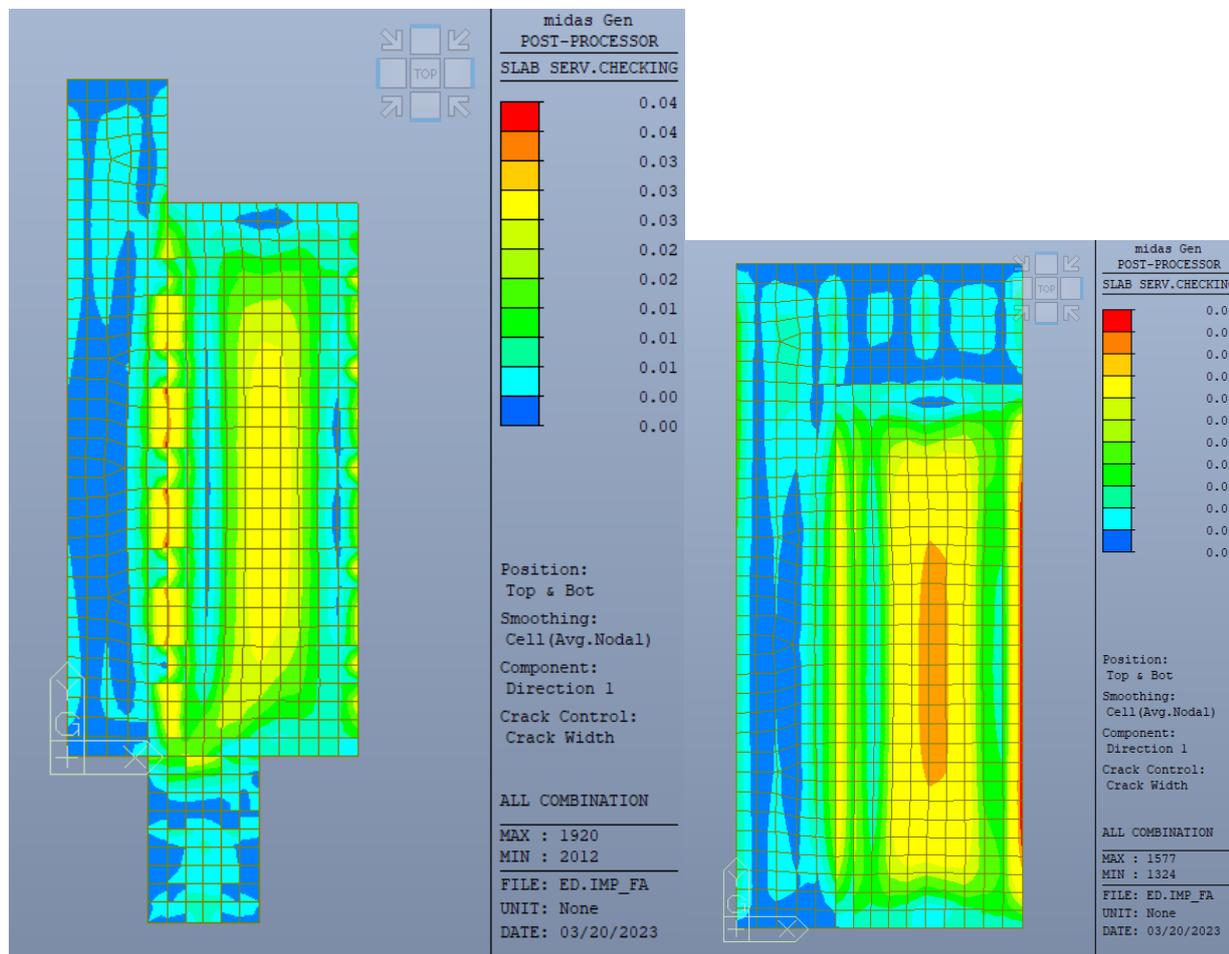
- Acciaio (Y)



CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOLGIO 94 di 111
	   		Data Ott' 23	

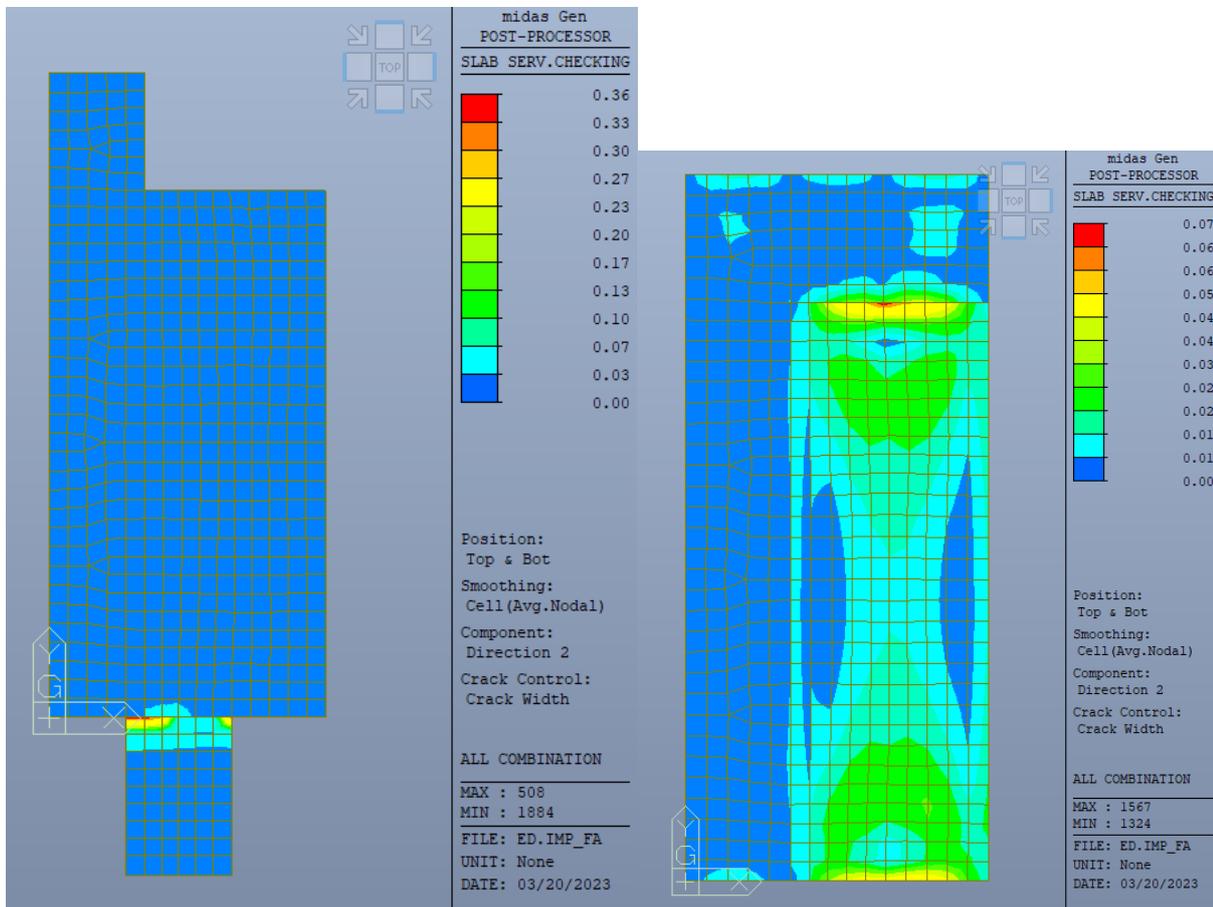
8.4.2.2 Fessurazione

- Direzione X:



CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 95 di 111
	   		Data Ott' 23	

- Direzione Y:



I valori di apertura delle fessure sono inferiori in entrambe le direzioni ai limiti da normativa $w_1 = 0.2 \text{ mm}$.

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 96 di 111
	   		Data Ott' 23	

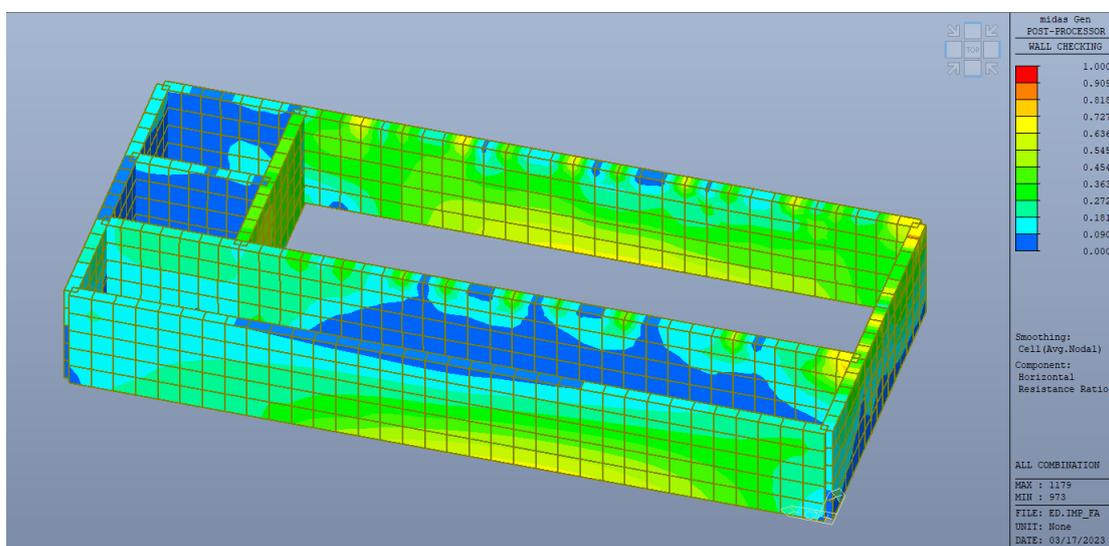
8.5 Verifiche muri laterali

Si arma con $\Phi 16/20$ cm superiori ed inferiori in entrambe le direzioni, a meno di zone locali trascurabili ai fini del calcolo.

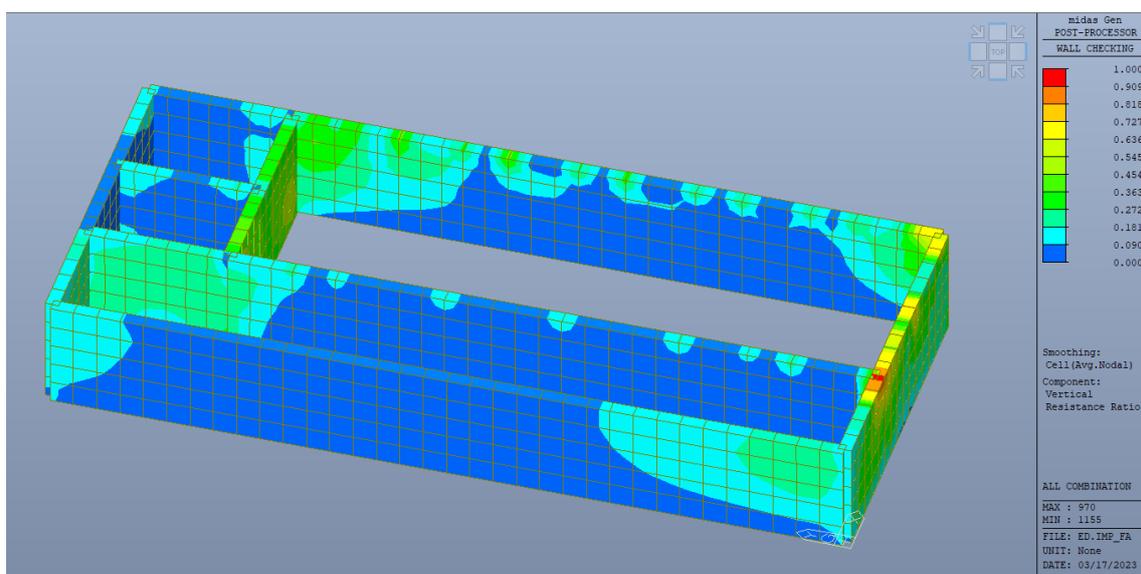
8.5.1 Verifiche SLU

8.5.1.1 Verifiche a flessione

- Armatura superiore e inferiore – Direzione orizzontale



- Armatura superiore e inferiore – Direzione verticale



CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA	MANDANTI	A	97 di 111
   		Data Ott' 23		

8.5.1.2 Verifiche a taglio

Si illustrano nelle figure seguenti gli involuppi dei tagli agenti nelle due direzioni.

La resistenza a taglio senza armatura specifica è pari a 196,5 kN:

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
$h = 450$	mm	altezza	$\gamma_s = 1,15$		coeff. sicurezza
$c = 53$	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	$A_{s1,1} = 0$	\emptyset	$0 = 0,00$ cm ²
$\alpha_{cc} = 0,85$		coeff. riduttivo	$A_{s1,2} = 0$	\emptyset	$0 = 0,00$ cm ²
$d = 397$	mm	altezza utile	$A_{s1,3} = 0$	\emptyset	$0 = 0,00$ 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)

$N_{ed} = 0,0$	kN	$V_{ed} = 245,0$	kN
----------------	----	------------------	----

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$	$k = 1,710$	< 2
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$v_{min} = 0,495$	
$\rho_1 = A_{s1}/(b_w \times d) < 0,02$	$\rho_1 = 0,000$	$< 0,02$
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0,00$	MPa $< 0,2 f_{cd}$

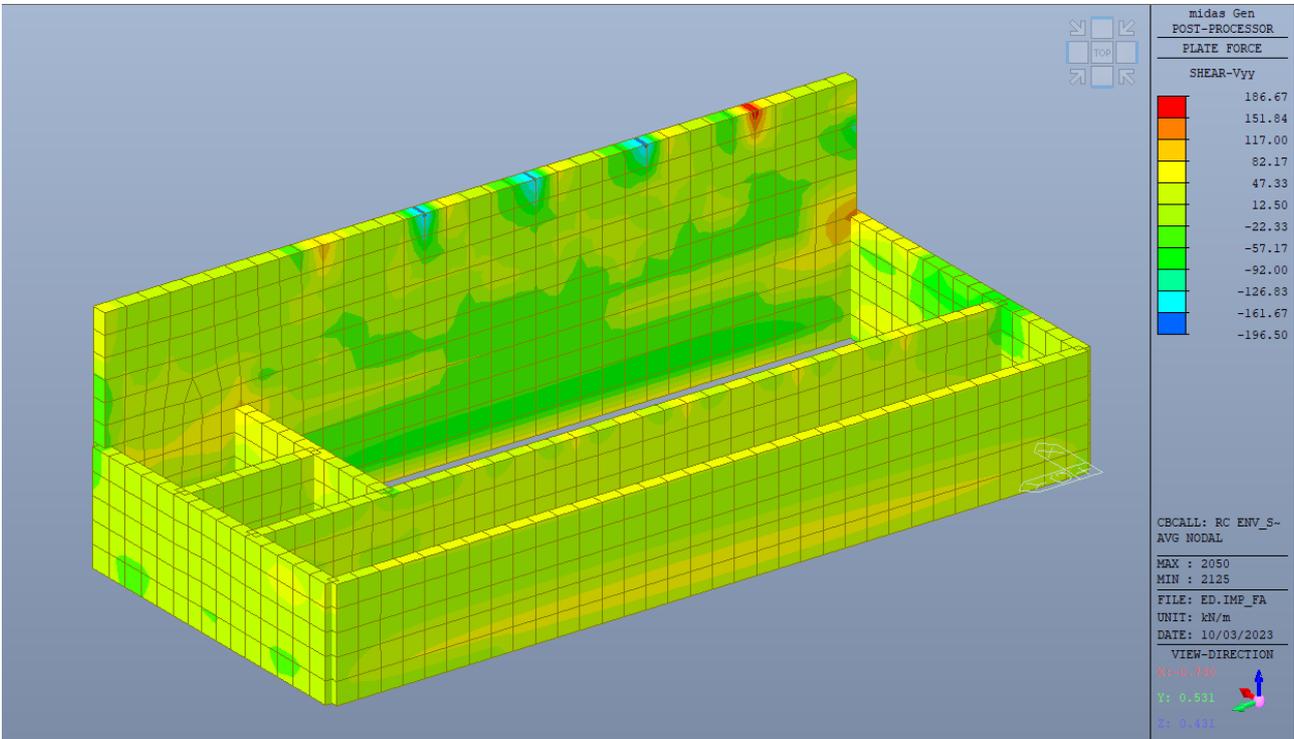
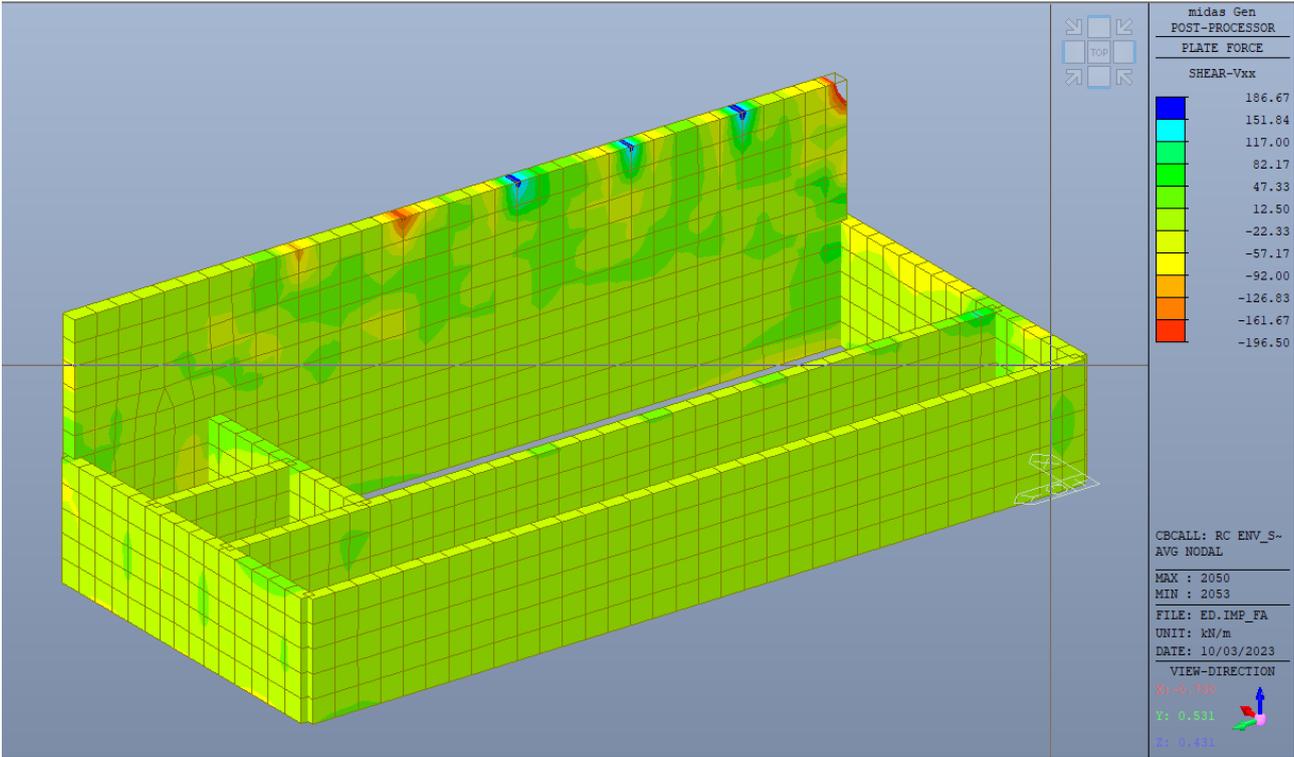
$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 0,0 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 196,5 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 196,5 \text{ kN} \quad \text{assunto pari alla resistenza minima}$$

La verifica senza specifica armatura a taglio è soddisfatta ovunque in quanto il taglio massimo ottenuto dal modello è sempre minore rispetto al taglio resistente, a meno di un punto locale dovuto alla modellazione.

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 98 di 111
				



CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 99 di 111
	   		Data Ott' 23	

8.5.2 Verifica di capacità portante

Si riporta evidenza nel seguito delle verifiche di capacità portante eseguite per il caso in esame. Per la stratigrafia e i parametri geotecnici di riferimento si faccia riferimento alla relazione geologica e alla relazione geotecnica. La verifica viene condotta con la pressione massima in fondazione in Combinazione Involuppo SLV, pari a 108,05 kPa.

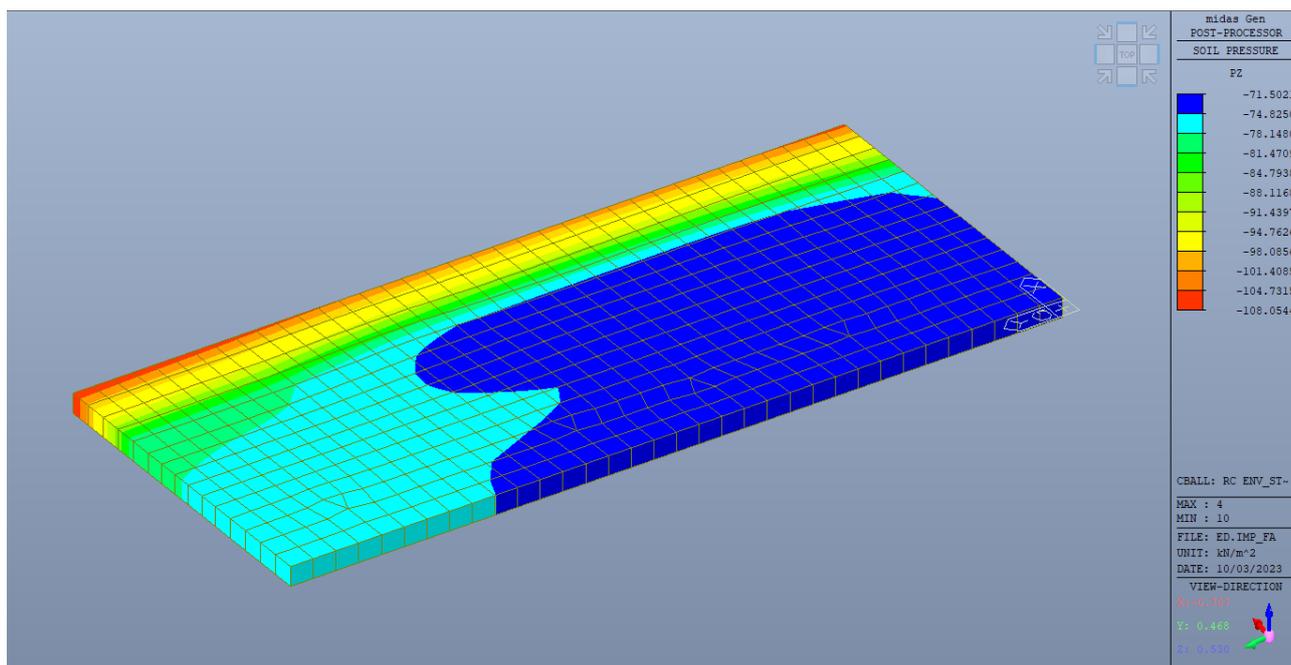


Figura 15: Involuppo SLV, pressione max in fondazione

In questo modo si ottiene uno sforzo di compressione massimo pari a 108,05 kPa x 10,1 m x 23,7 m = 25 900 kN;

Fondazioni Dirette

Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI			REV. A	FOGLIO 100 di 111
	   	Data Ott' 23			

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

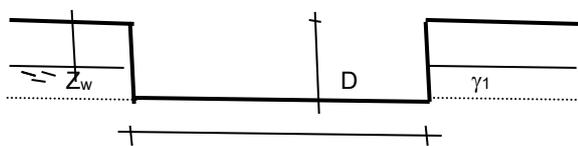
$L^* =$ Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

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

coefficienti parziali

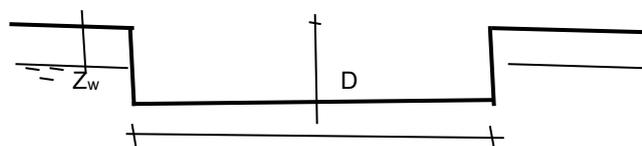
Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'
Stato limite ultimo	1,00	1,30	1,25	1,60
Tensioni ammissibili	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente	1,10	1,10	1,10	1,10

valori suggeriti
dall'EC7

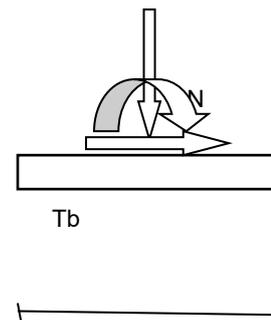


B

γ, c', φ'

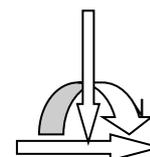


L



T_b

B



M_l

T_l

L

(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 10,10 (m)
 L = 23,70 (m)
 D = 3,45 (m)

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 101 di 111
	   		Data Ott' 23	



$$\beta_f = 0,00 \text{ (}^\circ\text{)}$$



$$\beta_p = 0,00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanent	temporane	
	i	e	
N [kN]	25900,00	0,00	25900,00
Mb [kNm]		0,00	0,00
MI [kNm]		0,00	0,00
Tb [kN]		0,00	0,00
TI [kN]		0,00	0,00
H [kN]	0,00	0,00	0,00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20,00 \text{ (kN/mc)}$$

$$\gamma = 20,00 \text{ (kN/mc)}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

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

$$\varphi' = 28,00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 4,00 \text{ (m)}$$

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

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

$$B^* = 10,10 \text{ (m)}$$

$$L^* = 23,70 \text{ (m)}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 69,00 \text{ (kN/mq)}$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 10,54 \text{ (kN/mc)}$$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 102 di 111
	   		Data Ott' 23	

$$Nq = \tan^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * tg \varphi')}$$

$$Nq = 14,72$$

$$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$$

$$Nc = 25,80$$

$$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * \tan \varphi'$$

$$N\gamma = 16,72$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B * Nq / (L * Nc)$$

$$s_c = 1,24$$

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

$$s_q = 1,23$$

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

$$s_\gamma = 0,83$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B * / L *) / (1 + B * / L *) = 1,70 \quad \theta = \arctg(Tb/Tl) = 90,00 \quad (^\circ)$$

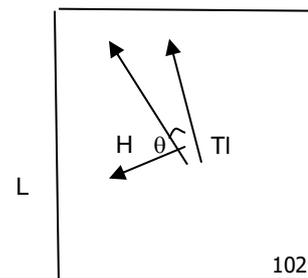
$$m_l = (2 + L * / B *) / (1 + L * / B *) = 1,30 \quad m = 1,70 \quad (-)$$

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

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

$$i_q = 1,00$$

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



RTP di progettazione:

Mandataria:



Mandanti:



sinergo

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 103 di 111
	   	Data Ott' 23		

$$i_c = 1,00$$

Tb

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

B

$$i_\gamma = 1,00$$

dc, dq, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_q = 1,10$$

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

$$d_c = 1,11$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

bc, bq, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

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

$$\beta_f + \beta_p =$$

$$0,00$$

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

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

gc, gq, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

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

$$\beta_f + \beta_p =$$

$$0,00$$

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

$$g_q = 1,00$$

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

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 104 di 111
	   		Data Ott' 23	

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 2360,78 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 108,20 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 21,82$$

8.5.3 Verifiche dei cedimenti

Si sono calcolati i cedimenti massimi dell'edificio sia dal modello di calcolo che con un metodo analitico, in modo da valutare che la fondazione fosse sufficiente rigida da offrire un piano di appoggio regolare per l'edificio impianti, evitando possibili rotture di servizi a causa di cedimenti differenziali della struttura.

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 105 di 111
				

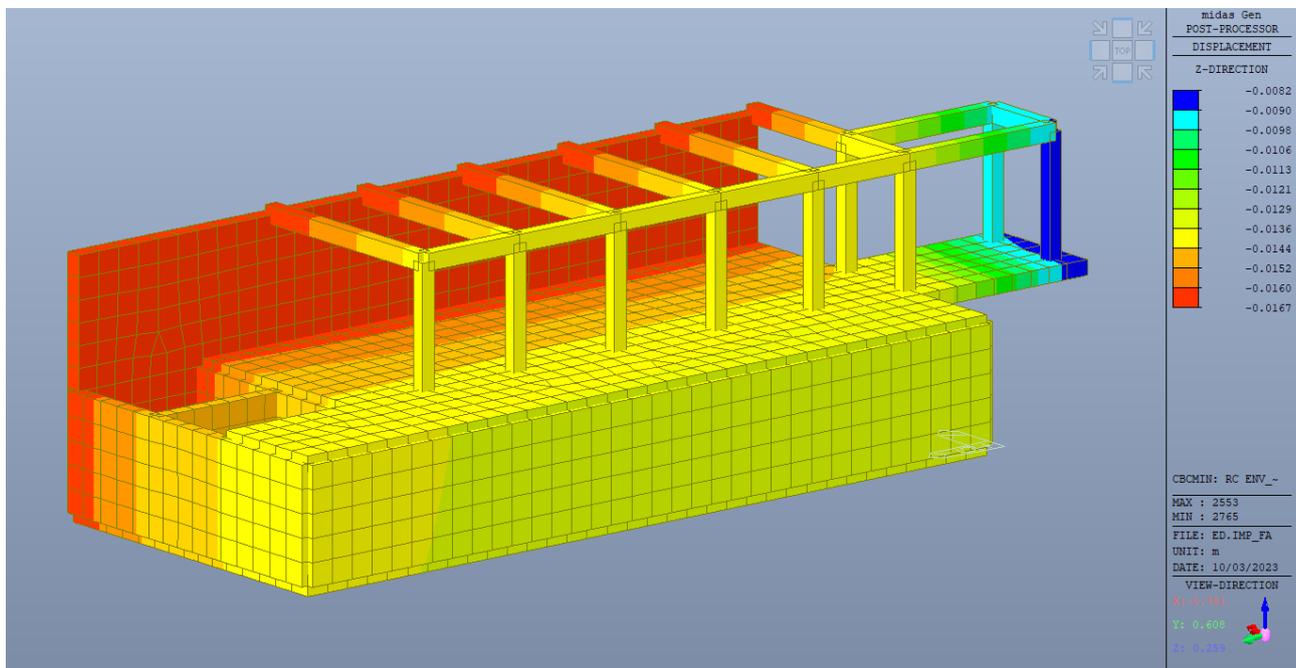


Figura 16: Deformata struttura SLE Rara

I cedimenti sono stati calcolati in maniera analitica a partire dalle pressioni sul terreno estrapolate dal modello agli elementi finiti, calcolate allo Stato Limite di Esercizio; si sono poi calcolati gli incrementi di tensione nel terreno di fondazione tramite la teoria di Bousinnesq (1885), che permette di differenziare gli incrementi sullo spigolo o al centro di una fondazione rigida.

Le pressioni per il calcolo analitico dei cedimenti sono state ottenute dal modello di calcolo, in condizione SLE Rara:

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 106 di 111
	   		Data Ott' 23	

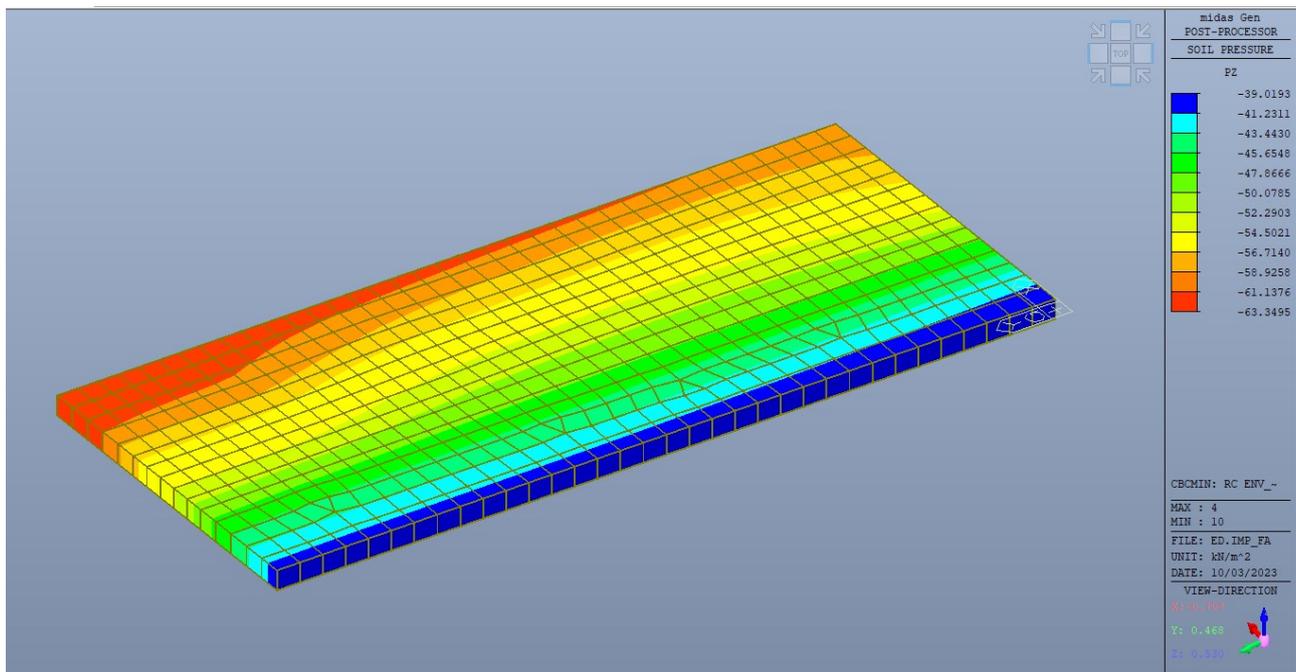


Figura 17: Pressione in fondazione SLE Rara

Per i terreni coesivi normalconsolidati si considera, secondo quanto suggerito in (Lancellotta, 1980), che il cedimento edometrico corrisponda al cedimento di consolidazione e che il cedimento immediato sia circa il 10% di quello edometrico:

$$S_t \sim 1.1 S_{ed};$$

$$S_{ed} = S_c;$$

$$S_o \sim 0.1 S_{ed}.$$

in cui:

S_t = cedimento primario o di fine consolidazione;

S_{ed} = cedimento edometrico;

S_o = cedimento immediato.

S_c = cedimento di consolidazione.

Anche in questo caso il cedimento edometrico è dato dalle seguenti espressioni:

$$S_{ed} = \begin{cases} \sum_i^n h_i \cdot RR_i \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{z0i} + \Delta\sigma_{zi}}{\sigma'_{z0i}}\right) & \text{se } (\sigma'_{z0i} + \Delta\sigma_{zi}) \leq \sigma'_{pi} \\ \sum_i^n h_i \cdot \left[RR_i \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{z0i}}\right) + CR_i \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{z0i} + \Delta\sigma_{zi}}{\sigma'_{pi}}\right) \right] & \text{se } (\sigma'_{z0i} + \Delta\sigma_{zi}) > \sigma'_{pi} \end{cases}$$

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI		REV. A	FOGLIO 107 di 111
	   		Data Ott' 23	

con:

h_i = spessore dello strato i-esimo;

RR_i, CR_i = rapporto di ricompressione (RR) e di compressione (CR) dello strato i-esimo;

σ'_{z0i} = sforzo verticale in sito;

$\Delta\sigma_{zi}$ = incremento di sforzo verticale indotto dal carico applicato di rilevato nello strato i-esimo, calcolato mediante la teoria dell'elasticità, secondo le soluzioni di Boussinesq;

σ'_{pi} = sforzo di preconsolidazione.

Come si evince dalla seguente tabella, i cedimenti sono di minima entità e allo stesso modo anche i cedimenti differenziali non risultano influenti sull'integrità della struttura e dei servizi. Pertanto si conferma l'adeguatezza della scelta di utilizzare delle fondazioni a platea progettate.

	Edificio impianti FA.01
Cedimento da modello (cm)	1,67
Cedimento da calcolo (cm)	1,44

8.6 Verifiche di rigidezza

La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla CU considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Essendo la Classe d'Uso (CU) per il fabbricato in esame la IV, si fa riferimento allo SLO; gli spostamenti d'interpiano devono pertanto essere inferiori ai seguenti limiti:

$$qd_r \leq \frac{2}{3} \cdot 0.0050 \cdot h = 0.0033 \cdot h$$

Per il caso in esame si ottiene:

CODIFICA DOCUMENTO P01-FA01-STR-RE01-A	PROGETTAZIONE MANDATARIA MANDANTI			REV. A	FOGLIO 108 di 111
	   			Data Ott' 23	

Load Case	Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
					Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Drift Factor (Maximum/Current)	Story Drift Ratio	Remark
RMC, Not Used, q=1, le=1, Scale Factor=1, Allowable Ratio=0.0033 Press right mouse button and click 'Set Story Drift Parameters...' menu to change RMC or Cd/le/Scale Factor/Allowable Ratio/Beta!														
SLO 1	2F	3.85	1.00	0.0033	52	0.0070	0.0070	0.0018	OK	0.0065	0.0065	1.0775	0.0017	OK
SLO 1	1F	3.45	1.00	0.0033	-	-	-	-	-	0.0031	0.0031	0.0000	0.0009	OK
SLO 2	2F	3.85	1.00	0.0033	42	0.0068	0.0068	0.0018	OK	0.0063	0.0063	1.0700	0.0016	OK
SLO 2	1F	3.45	1.00	0.0033	-	-	-	-	-	0.0028	0.0028	0.0000	0.0008	OK
SLO 3	2F	3.85	1.00	0.0033	42	0.0053	0.0053	0.0014	OK	0.0054	0.0054	0.9895	0.0014	OK
SLO 3	1F	3.45	1.00	0.0033	-	-	-	-	-	0.0021	0.0021	0.0000	0.0006	OK
SLO 4	2F	3.85	1.00	0.0033	42	0.0055	0.0055	0.0014	OK	0.0056	0.0056	0.9851	0.0014	OK
SLO 4	1F	3.45	1.00	0.0033	-	-	-	-	-	0.0018	0.0018	0.0000	0.0005	OK
SLO 5	2F	3.85	1.00	0.0033	52	0.0042	0.0042	0.0011	OK	0.0041	0.0041	1.0230	0.0011	OK
SLO 5	1F	3.45	1.00	0.0033	-	-	-	-	-	0.0017	0.0017	0.0000	0.0005	OK
SLO 6	2F	3.85	1.00	0.0033	40	0.0035	0.0035	0.0009	OK	0.0036	0.0036	0.9594	0.0009	OK
SLO 6	1F	3.45	1.00	0.0033	-	-	-	-	-	0.0003	0.0003	0.0000	0.0001	OK
SLO 7	2F	3.85	1.00	0.0033	42	0.0021	0.0021	0.0005	OK	0.0024	0.0024	0.8826	0.0006	OK
SLO 7	1F	3.45	1.00	0.0033	-	-	-	-	-	0.0008	0.0008	0.0000	0.0002	OK
SLO 8	2F	3.85	1.00	0.0033	42	0.0031	0.0031	0.0008	OK	0.0030	0.0030	1.0399	0.0008	OK
SLO 8	1F	3.45	1.00	0.0033	-	-	-	-	-	0.0008	0.0008	0.0000	0.0002	OK

9 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Si riporta nel seguito, così come richiesto dalle norme vigenti, evidenza dell'accettabilità dei risultati ottenuti dal modello di calcolo.

In particolare si confrontano le reazioni alla base totali dovute ai carichi permanenti strutturali (g_1) con quanto calcolato manualmente, potendo poi estendere i risultati a tutte le altre combinazioni di carico.

La reazione globale totale alla base dal programma di calcolo è:

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT							
	Load	Stage	Step	Step Order	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
	g_1				0	0	1894.266

Manualmente si ottiene invece:

► Giudizio motivato di accettabilità dei risultati (§10.2.1 NTC 2018)

Pilastr	Travi	Solaio	Platea
L = 3.85 m	L = 69.42 m	L = 15.32 m	L = 16.22 m
b = 0.3 m	b = 0.3 m	B = 7.82 m	B = 8.72 m
h = 0.3 m	h = 0.5 m	$g_1 = 3.21 \text{ kN/m}^2$	h = 0.3 m
$n^\circ = 15$	$n^\circ = 1$		$\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$
$\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$	$\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$		
PP Pil. = 12994 kg	PP Tr. = 26033 kg	PP Sol. = 38457 kg	PP pl. = 106079 kg
Totale calcolo manuale			183562 kg
Totale FEM			189427 kg
Differenza percentuale			-3.10 %

La differenza è minima, si ritiene pertanto accettabile la modellazione effettuata.