

ITINERARIO INTERNAZIONALE E78 S.G.C. GROSSETO – FANO
 Tratto Selci Lama (E45) – S. Stefano di Gaifa
 Adeguamento a 2 corsie della Galleria della Guinza (lotto 2)
 e del tratto Guinza – Mercatello Ovest (lotto 3)
 1° stralcio

PROGETTO ESECUTIVO

cod. AN58

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*

OPERE D'ARTE MINORI:

*Ing. Stefano Muffato – Sinergo SpA
 Ordine Ingegneri Provincia di Venezia n. 2087*

IL GEOLOGO:

*Dott. Geol. Massimo Mezzanica – Società Pro Iter Srl
 Albo Geol. Lombardia n. A762*

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:

Dott. ing. Vincenzo Catone



PROTOCOLLO:

DATA:

07 - OPERE D'ARTE MINORI
07.12.03 - FA.03 - GALLERIA S. ANTONIO
 Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

LO702M E 2101

NOME FILE

T00FA03STRRE01.pdf

REVISIONE

SCALA

CODICE
 ELAB.

T00FA03STRRE01

A

R

D					
C					
B					
A	EMISSIONE	FEBBRAIO 2023	ZUFFELLATO	GALANTE	MUFFATO
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	9
5	MATERIALI	10
5.1	Calcestruzzo per opere in elevazione	10
5.2	Calcestruzzo per opere in fondazione.....	10
5.3	Acciaio per calcestruzzo ordinario.....	11
5.4	Copriferro per opere in elevazione	11
5.5	Copriferro per opere in fondazione	12
6	ANALISI DEI CARICHI	13
6.1	Pesi propri strutturali (g_1).....	13
6.1.1	<i>Travi e pilastri</i>	13
6.1.2	<i>Solaio di copertura</i>	13
6.2	Carichi permanenti non strutturali (g_2)	13
6.2.1	<i>Solaio di copertura</i>	13
6.2.2	<i>Tamponature</i>	13
6.3	Sovraccarico accidentale	14
6.4	Carico neve (q_s)	14
6.5	Azioni del vento	15
6.6	Azione sismica.....	16
6.6.1	<i>Stato Limite di Salvaguardia della Vita</i>	18
6.6.2	<i>Stato Limite di Operatività</i>	19
6.7	Combinazioni di carico	20
6.7.1	<i>Combinazioni SLU</i>	20
6.7.2	<i>Combinazioni SLE</i>	21
6.7.3	<i>Combinazioni Sismiche</i>	21
6.7.4	<i>Combinazioni considerate</i>	21
7	MODELLO DI CALCOLO E ANALISI DEI RISULTATI	24
7.1	Criteri di modellazione e analisi di riferimento	24
7.2	Criteri di verifica	28

Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03

RTP di progettazione:

Mandataria:



Mandanti:



sinergo

7.2.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi	28
7.2.1.1	Verifica per sollecitazioni di presso-flessione	28
7.2.1.2	Verifiche a taglio.....	28
7.2.2	Verifiche agli Stati Limite di esercizio.....	29
7.2.2.1	Verifiche a fessurazione	30
7.2.2.1.1	Premessa	30
7.2.2.1.2	Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo).....	31
7.2.2.1.3	Ampiezza delle fessure	31
7.2.3	Verifica della capacità portante	32
7.3	Convenzioni di segno	37
7.4	Sollecitazioni agenti.....	39
7.4.1	Condizioni elementari di carico	39
7.4.2	Inviluppi.....	54
7.4.2.1	Inviluppi SLU/SLV	54
7.4.2.2	Inviluppi SLE.....	56
7.5	Analisi modale	57
7.6	Criteri di regolarità strutturale	59
7.7	Comportamento strutturale, tipologia strutturale, fattore di comportamento.....	60
7.7.1	Verifica deformabilità torsionale	62
7.8	Effetti torsionali accidentali	63
7.9	Verifica instabilità globale (effetti del secondo ordine).....	63
8	VERIFICHE	66
8.1	Solaio di copertura	66
8.2	Travi	73
8.2.1	Riepilogo verifiche	73
8.2.1.1	Verifica a flessione.....	74
8.2.1.2	Verifica a taglio.....	74
8.2.2	Verifiche SLU	75
8.2.3	Verifiche SLE	76
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	79
8.4	Platea di fondazione.....	80
8.4.1	Verifiche SLU	80
8.4.1.1	Verifica a flessione.....	80
8.4.1.2	Verifica a taglio/punzonamento	85
8.4.2	Verifiche SLE	90
8.4.2.1	Limitazione delle tensioni	90

Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03

RTP di progettazione:

Mandataria:



Mandanti:



sinergo

8.4.2.2	Fessurazione	92
8.4.3	Verifica di capacità portante	93
8.4.4	Verifiche dei cedimenti	103
8.5	Verifiche di rigidità.....	105
9	GIUDIZIO MOTIVATO DI AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI.....	107

1 INQUADRAMENTO GENERALE

La presente relazione riguarda il dimensionamento dell'edificio impianti a servizio della Galleria S. Antonio, previsto nell'ambito dei lavori inerenti il progetto esecutivo di "adeguamento a due corsie della Galleria della Guinza (Lotto 2°) e del Tratto Guinza - Mercatello Ovest (Lotto 3°)". L'intervento è localizzato tra le Regioni Umbria e Marche, nei Comuni di San Giustino (PG) e Mercatello sul Metauro (PU). Più dettagliatamente, il 2° Lotto comprende la Galleria della Guinza, mentre il 3° Lotto comprende tutte le opere dall'uscita della Guinza sul lato marchigiano, fino al termine dell'intervento.

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 4.33 m, con dimensioni in pianta di 4.80x6.80 m. La struttura portante è a telaio in c.a. con pilastri di sezione 30x30 cm e travi 30x50 cm.

Il solaio di copertura è realizzato in laterocemento mediante l'impiego di travetti prefabbricati, 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.

Le fondazioni sono costituite da una platea di spessore di 30 cm.

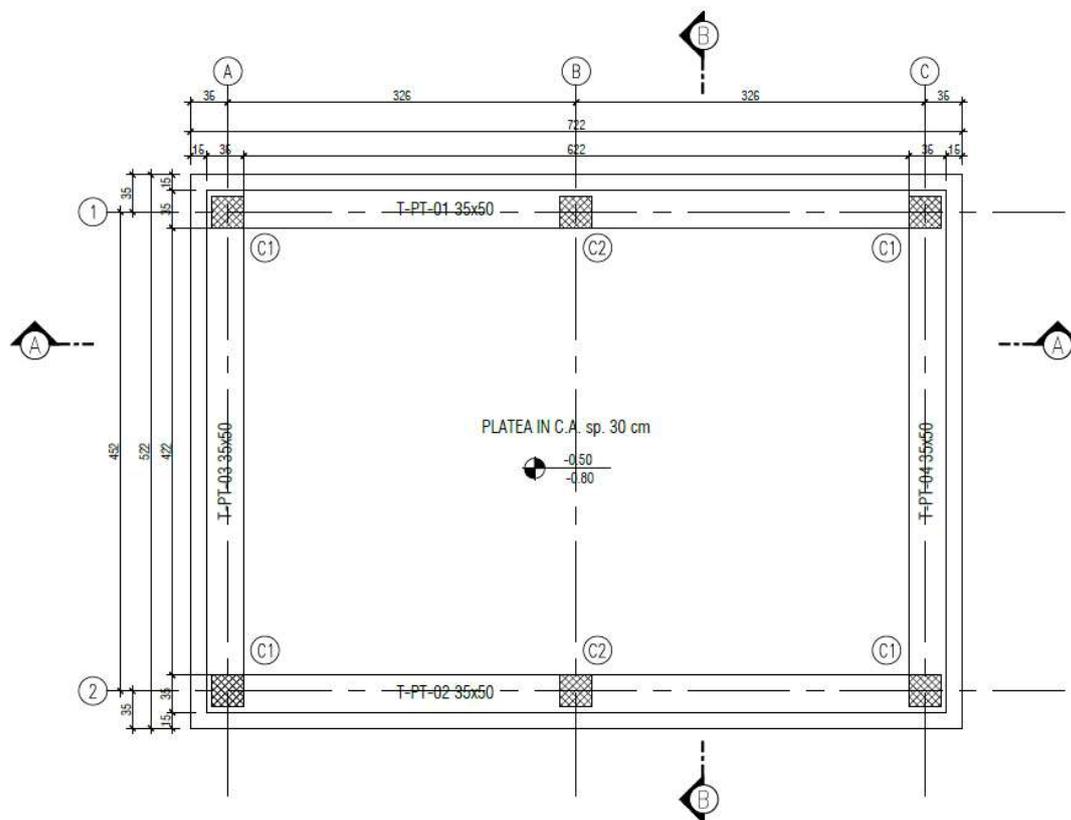


Figura 1: Pianta fondazioni

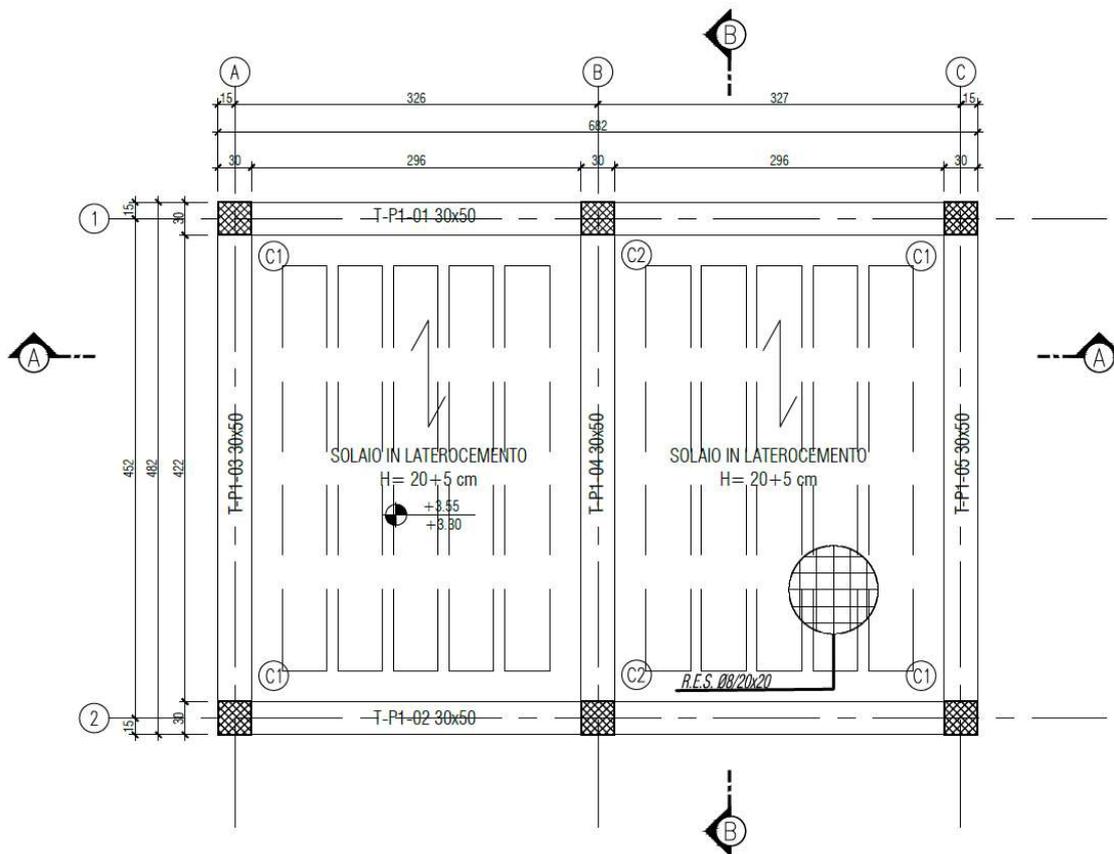


Figura 2: Pianta copertura

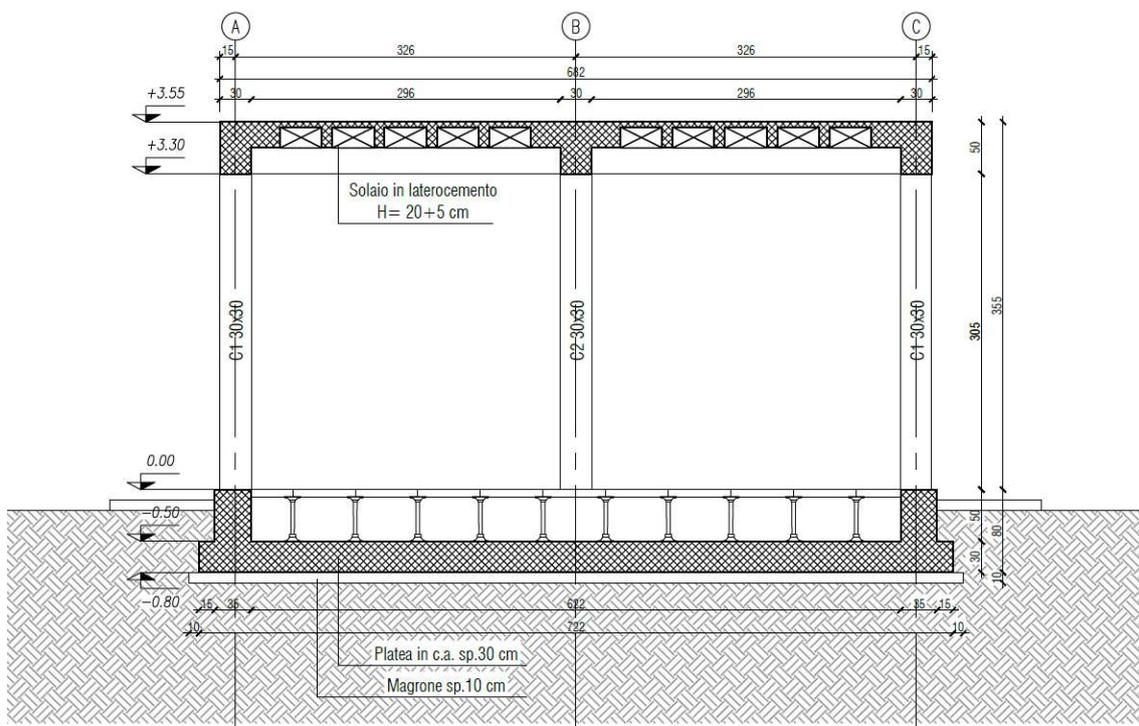


Figura 3: Sezione AA

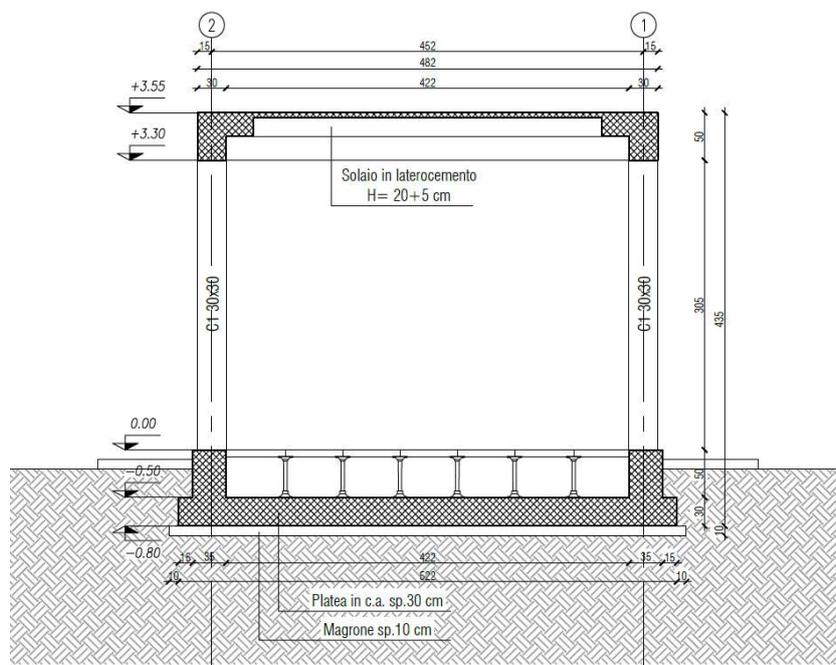


Figura 4: Sezione BB

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
- [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”.

[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;
- [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.

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.

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

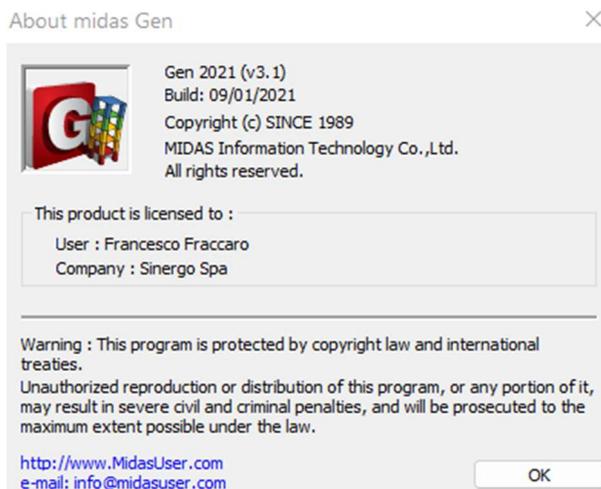
4 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

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.

5.1 Calcestruzzo per opere in elevazione

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

Classe di resistenza		C30/37	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} =$	37	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} =$	30	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	17.00	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione media	$f_{cm} =$	38	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	2.03	MPa
Resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} =$	1.35	MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2.90	MPa
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctfm} =$	3.48	MPa
Modulo elastico medio	$E_{cm} =$	32837	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	C30/37
Rapporto massimo a/c	0.5
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	300
Contenuto minimo di aria (%)	-
Altri requisiti	-

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		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} =$	30	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} =$	25	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14.17	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione media	$f_{cm} =$	33	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1.80	MPa
Resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} =$	1.20	MPa

Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2.56	MPa
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.08	MPa
Modulo elastico medio	$E_{cm} =$	31476	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	0.6
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	280
Contenuto minimo di aria (%)	-
Altri requisiti	-

5.3 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

5.4 Copriferro per opere in elevazione

- Tipologia acciaio per c.a. : B450C
- Classe di esposizione: XC4
- Vita utile di progetto V_N : 50 anni
- Classe calcestruzzo: C30/37
- Diametro barra travi $\Phi = 16$ mm
- Diametro barra pilastri $\Phi = 20$ mm
- Diametro massimo aggregato $\Phi_{aggr} = 20$ mm
- Margine di sicurezza $\Delta C_{dur,y} = 0$ mm
- Riduzione copriferro (acciai inossidabili) $\Delta C_{dur,st} = 0$ mm
- Riduzione copriferro protezioni aggiuntive $\Delta C_{dur,add} = 0$ mm
- Margine di progetto per gli scostamenti $\Delta C_{dev} = 10$ mm
- Classe strutturale: S4
- Copriferro minimo $c_{min} = 30$ mm
- Copriferro nominale $c_{nom} = 40$ mm

Viene pertanto adottato un copriferro nominale di 40 mm ed una distanza dal profilo esterno del calcestruzzo al centro della barra di armatura trasversale pari a 56 mm.

5.5 Copriferro per opere in fondazione

- Tipologia acciaio per c.a. : B450C
- Classe di esposizione: XC3
- Vita utile di progetto V_N : 50 anni
- Classe calcestruzzo: C25/30
- Diametro barra $\Phi = 14$ mm
- Diametro massimo aggregato $\Phi_{aggr} = 20$ mm
- Margine di sicurezza $\Delta c_{dur,y} = 0$ mm
- Riduzione copriferro (acciai inossidabili) $\Delta c_{dur,st} = 0$ mm
- Riduzione copriferro protezioni aggiuntive $\Delta c_{dur,add} = 0$ mm
- Margine di progetto per gli scostamenti $\Delta c_{dev} = 10$ mm
- Classe strutturale: S4
- Copriferro minimo $c_{min} = 25$ mm
- Copriferro nominale $c_{nom} = 35$ mm

Si adotta per le opere in fondazione un copriferro di 47 mm in direzione x e 61 mm in direzione y, maggiore di quello minimo derivante dal calcolo secondo normativa.

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 calcestruzzo armato 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		
Spessore travetti	0.12	25	0.6
Altezza alleggerimenti	0.2		
Larghezza alleggerimenti	0.38	5	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

6.2.2 Tamponature

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

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

H = 3.05 m

G₂ = 4.14 kN/m

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)	580
Provincia	Pesaro e Urbino
Zona	Zona I - Mediterranea
Valore di riferimento del carico della neve al suolo q _{sk} (kN/m ²)	2.60

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
--	---

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) 2.08

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	Marche
Altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione a_s (m)	580
Velocità base di riferimento al livello del mare $V_{b,0}$ (m/s)	25
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	1.48

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)	25
Coefficiente di ritorno c_r	1.00
Velocità di riferimento V_r (m/s)	25.02

Pressione cinetica di riferimento (§3.3.6 NTC 2018)

Velocità di riferimento del vento V_r (m/s)	25.02
Densità dell'aria ρ (kg/m ³)	1.25
Pressione cinetica di riferimento q_r (N/m ²)	391.20

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:

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

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

Inoltre:

- a_g è l'accelerazione orizzontale massima al sito su suolo rigido, determinata in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} ;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_S \cdot S_T$, essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vd. *Tabella 3.2.V*) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vd. *Tab. 3.2.V*);
- 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	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Espressioni di S_s e C_c

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

Valori del coefficiente di amplificazione topografica S_T

La categoria di sottosuolo è la B.

Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche (§3.2.2 NTC 2018)

Categorie di sottosuolo

Categoria di sottosuolo

B

Caratteristiche della superficie topografica

Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Condizioni topografiche

Categoria topografica

T2

Caratteristiche della superficie topografica

Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$

6.6.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

► AZIONE SISMICA (§3.2 NTC 2018)

Fattore di comportamento q 1.5

Stati Limite e relative Probabilità di Superamento (§3.2.1 NTC 2018)

Stato Limite SLV
 Probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} (%) 10
 Periodo di ritorno del sisma T_R (anni) 949.12

► SPETTRO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI

Valutazione dell'azione sismica (§3.2.3 NTC 2018)

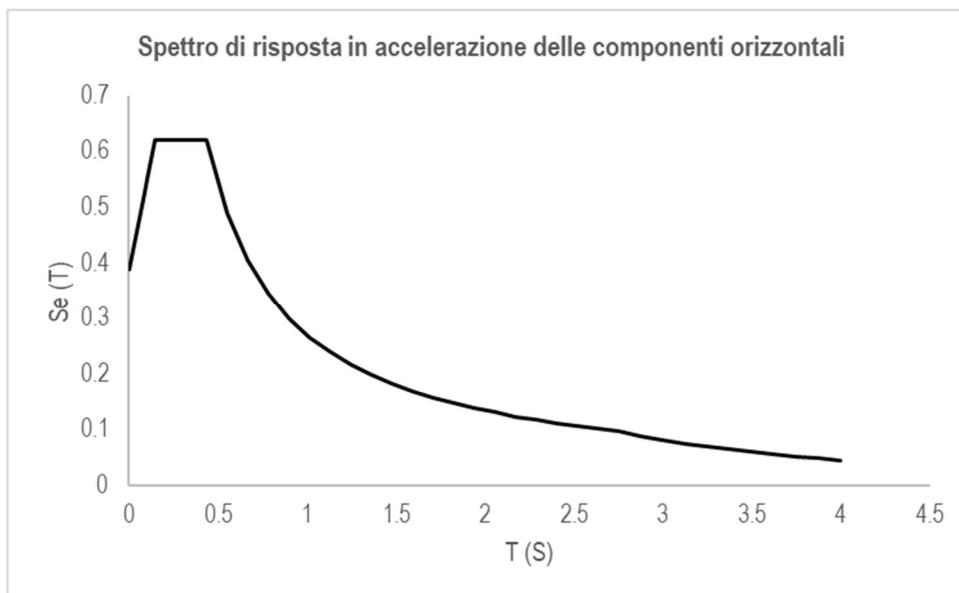
Stato Limite SLV
 Accelerazione orizzontale massima al sito a_g (g) 0.288
 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione
 orizzontale F_0 2.398
 Valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a
 velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale T_c^* (s) 0.314
 Peak Ground Acceleration PGA_D (g) 0.388

Amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.IV NTC 2018)

Categoria di sottosuolo B
 Coefficiente stratigrafico S_s 1.12
 Coefficiente C_c 1.39

Amplificazione topografica (Tab. 3.2.V NTC 2018)

Categoria topografica T2
 Ubicazione dell'opera o dell'intervento In corrispondenza della sommità del pendio
 Coefficiente di amplificazione topografica S_T 1.2
 Coefficiente S 1.349
 Coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale ξ (%) 5
 Fattore η 0.67
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante
 T_B (s) 0.145
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_c (s) 0.435
 Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro T_D
 (s) 2.752



6.6.2 Stato Limite di Operatività

► AZIONE SISMICA (§3.2 NTC 2018)

Fattore di comportamento q	1
Stati Limite e relative Probabilità di Superamento (§3.2.1 NTC 2018)	
Stato Limite	SLO
Probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} (%)	81
Periodo di ritorno del sisma T_R (anni)	60.21

► SPETTRO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI

Valutazione dell'azione sismica (§3.2.3 NTC 2018)

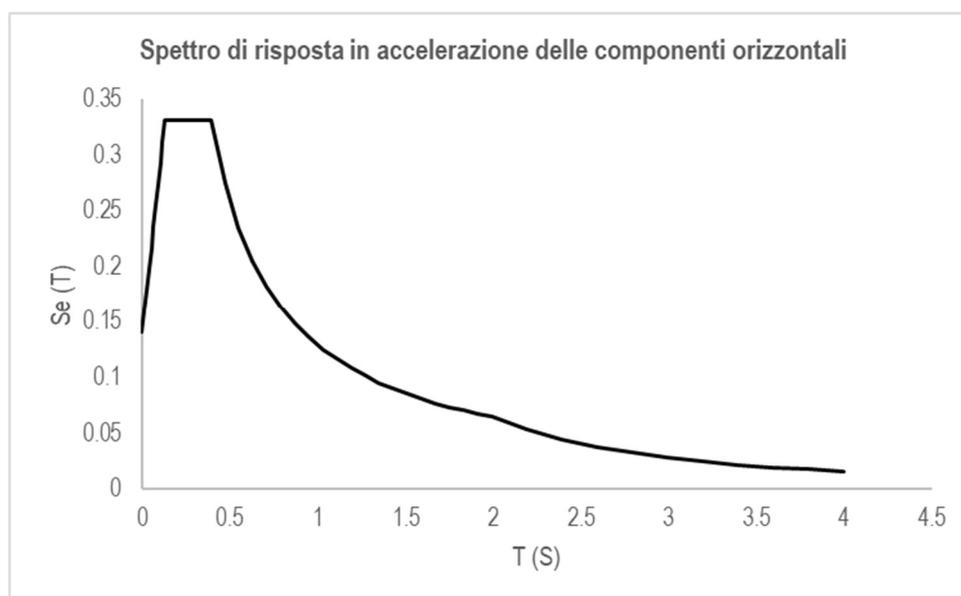
Stato Limite	SLO
Accelerazione orizzontale massima al sito a_g (g)	0.098
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0	2.347
Valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale T_c^* (s)	0.274
Peak Ground Acceleration PGA_0 (g)	0.141

Amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.IV NTC 2018)

Categoria di sottosuolo	B
Coefficiente stratigrafico S_s	1.20
Coefficiente C_c	1.43

Amplificazione topografica (Tab. 3.2.VNTC 2018)

Categoria topografica	T2
Ubicazione dell'opera o dell'intervento	Sommità del pendio
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1.2
Coefficiente S	1.440
Coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale ξ (%)	5
Fattore η	1.00
Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante T_B (s)	0.130
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C (s)	0.390
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro T_D (s)	1.992



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

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

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

- 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:

			g_1	g_2	q_k	q_n	SLV X (RS)	SLV Y (RS)	SLO X (RS)	SLO Y (RS)	SLV X (ES)	SLV Y (ES)	SLO X (ES)	SLO Y (ES)
c.LCB1	Strength/Stress	Add	1.3	1.3	1.5									
c.LCB2	Strength/Stress	Add	1.3	1.3	1.5	0.75								
c.LCB3	Strength/Stress	Add	1.3	1.3		1.5								

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03

c.LCB4	Strength/Stress	Add	1	1	1	0.3	1	0.3	
c.LCB5	Strength/Stress	Add	1	1	1	0.3	-1	-0.3	
c.LCB6	Strength/Stress	Add	1	1	1	-0.3	1	-0.3	
c.LCB7	Strength/Stress	Add	1	1	1	-0.3	-1	0.3	
c.LCB8	Strength/Stress	Add	1	1	0.3	1	0.3	1	
c.LCB9	Strength/Stress	Add	1	1	0.3	1	-0.3	-1	
c.LCB10	Strength/Stress	Add	1	1	-0.3	1	-0.3	1	
c.LCB11	Strength/Stress	Add	1	1	-0.3	1	0.3	-1	
c.LCB12	Strength/Stress	Add	1	1		1	0.3	1	0.3
c.LCB13	Strength/Stress	Add	1	1		1	0.3	-1	-0.3
c.LCB14	Strength/Stress	Add	1	1		1	-0.3	1	-0.3
c.LCB15	Strength/Stress	Add	1	1		1	-0.3	-1	0.3
c.LCB16	Strength/Stress	Add	1	1		0.3	1	0.3	1
c.LCB17	Strength/Stress	Add	1	1		0.3	1	-0.3	-1
c.LCB18	Strength/Stress	Add	1	1		-0.3	1	-0.3	1
c.LCB19	Strength/Stress	Add	1	1		-0.3	1	0.3	-1
c.LCB20	Strength/Stress	Add	1	1	1	0.3	1	-0.3	
c.LCB21	Strength/Stress	Add	1	1	1	0.3	-1	0.3	
c.LCB22	Strength/Stress	Add	1	1	1	-0.3	1	0.3	
c.LCB23	Strength/Stress	Add	1	1	1	-0.3	-1	-0.3	
c.LCB24	Strength/Stress	Add	1	1	0.3	1	-0.3	1	
c.LCB25	Strength/Stress	Add	1	1	0.3	1	0.3	-1	
c.LCB26	Strength/Stress	Add	1	1	-0.3	1	0.3	1	
c.LCB27	Strength/Stress	Add	1	1	-0.3	1	-0.3	-1	
c.LCB28	Strength/Stress	Add	1	1		1	0.3	1	-0.3
c.LCB29	Strength/Stress	Add	1	1		1	0.3	-1	0.3
c.LCB30	Strength/Stress	Add	1	1		1	-0.3	1	0.3
c.LCB31	Strength/Stress	Add	1	1		1	-0.3	-1	-0.3
c.LCB32	Strength/Stress	Add	1	1		0.3	1	-0.3	1
c.LCB33	Strength/Stress	Add	1	1		0.3	1	0.3	-1
c.LCB34	Strength/Stress	Add	1	1		-0.3	1	0.3	1
c.LCB35	Strength/Stress	Add	1	1		-0.3	1	-0.3	-1
c.LCB36	Strength/Stress	Add	1	1	-1	-0.3	-1	-0.3	
c.LCB37	Strength/Stress	Add	1	1	-1	-0.3	1	0.3	
c.LCB38	Strength/Stress	Add	1	1	-1	0.3	-1	0.3	
c.LCB39	Strength/Stress	Add	1	1	-1	0.3	1	-0.3	
c.LCB40	Strength/Stress	Add	1	1	-0.3	-1	-0.3	-1	
c.LCB41	Strength/Stress	Add	1	1	-0.3	-1	0.3	1	
c.LCB42	Strength/Stress	Add	1	1	0.3	-1	0.3	-1	
c.LCB43	Strength/Stress	Add	1	1	0.3	-1	-0.3	1	
c.LCB44	Strength/Stress	Add	1	1		-1	-0.3	-1	-0.3
c.LCB45	Strength/Stress	Add	1	1		-1	-0.3	1	0.3
c.LCB46	Strength/Stress	Add	1	1		-1	0.3	-1	0.3
c.LCB47	Strength/Stress	Add	1	1		-1	0.3	1	-0.3
c.LCB48	Strength/Stress	Add	1	1		-0.3	-1	-0.3	-1
c.LCB49	Strength/Stress	Add	1	1		-0.3	-1	0.3	1
c.LCB50	Strength/Stress	Add	1	1		0.3	-1	0.3	-1
c.LCB51	Strength/Stress	Add	1	1		0.3	-1	-0.3	1

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03

c.LCB52	Strength/Stress	Add	1	1		-1	-0.3		-1	0.3	
c.LCB53	Strength/Stress	Add	1	1		-1	-0.3		1	-0.3	
c.LCB54	Strength/Stress	Add	1	1		-1	0.3		-1	-0.3	
c.LCB55	Strength/Stress	Add	1	1		-1	0.3		1	0.3	
c.LCB56	Strength/Stress	Add	1	1		-0.3	-1		0.3	-1	
c.LCB57	Strength/Stress	Add	1	1		-0.3	-1		-0.3	1	
c.LCB58	Strength/Stress	Add	1	1		0.3	-1		-0.3	-1	
c.LCB59	Strength/Stress	Add	1	1		0.3	-1		0.3	1	
c.LCB60	Strength/Stress	Add	1	1			-1	-0.3		-1	0.3
c.LCB61	Strength/Stress	Add	1	1			-1	-0.3		1	-0.3
c.LCB62	Strength/Stress	Add	1	1			-1	0.3		-1	-0.3
c.LCB63	Strength/Stress	Add	1	1			-1	0.3		1	0.3
c.LCB64	Strength/Stress	Add	1	1			-0.3	-1		0.3	-1
c.LCB65	Strength/Stress	Add	1	1			-0.3	-1		-0.3	1
c.LCB66	Strength/Stress	Add	1	1			0.3	-1		-0.3	-1
c.LCB67	Strength/Stress	Add	1	1			0.3	-1		0.3	1
c.LCB68	Serviceability	Add	1	1	1						
c.LCB69	Serviceability	Add	1	1	1	0.5					
c.LCB70	Serviceability	Add	1	1		1					
c.LCB71	Serviceability	Add	1	1							
c.LCB72	Serviceability	Add	1	1		0.2					
c.LCB73	Serviceability	Add	1	1							

7 MODELLO DI CALCOLO E 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 "Plate" 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.

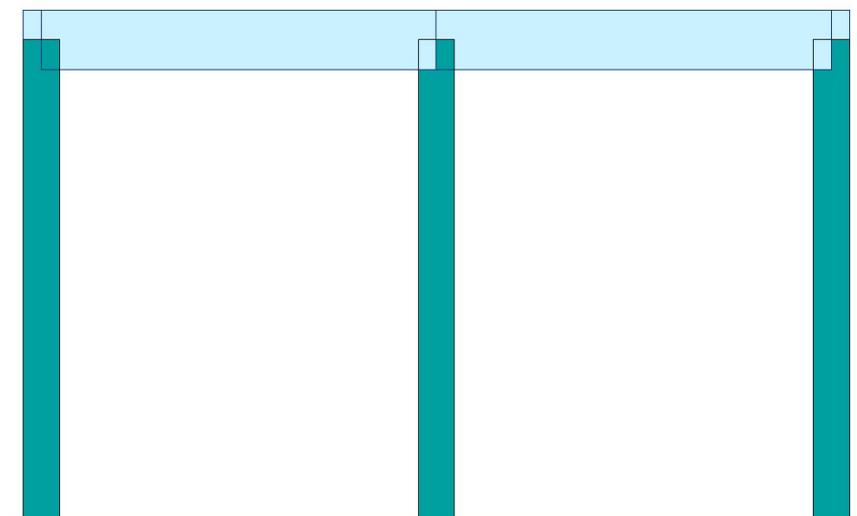
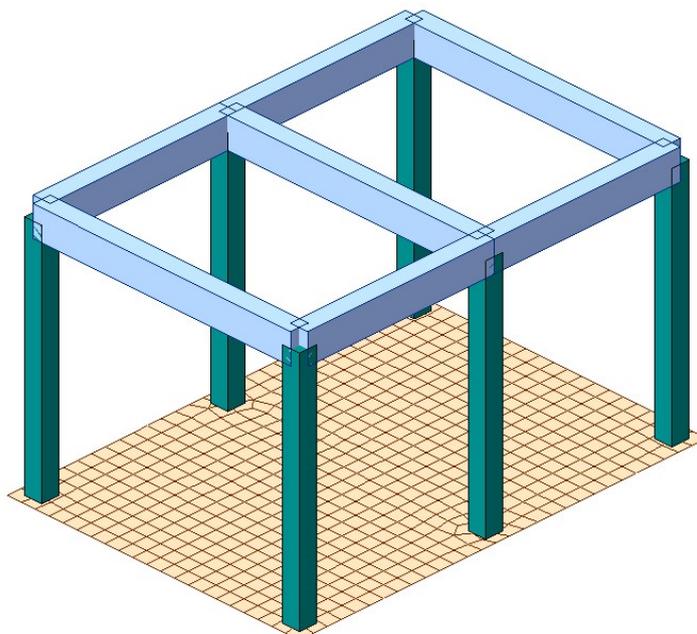
Lo zero sismico è assunto a quota estradosso fondazione. Sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante significativa, in particolare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%. Gli effetti relativi ai singoli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

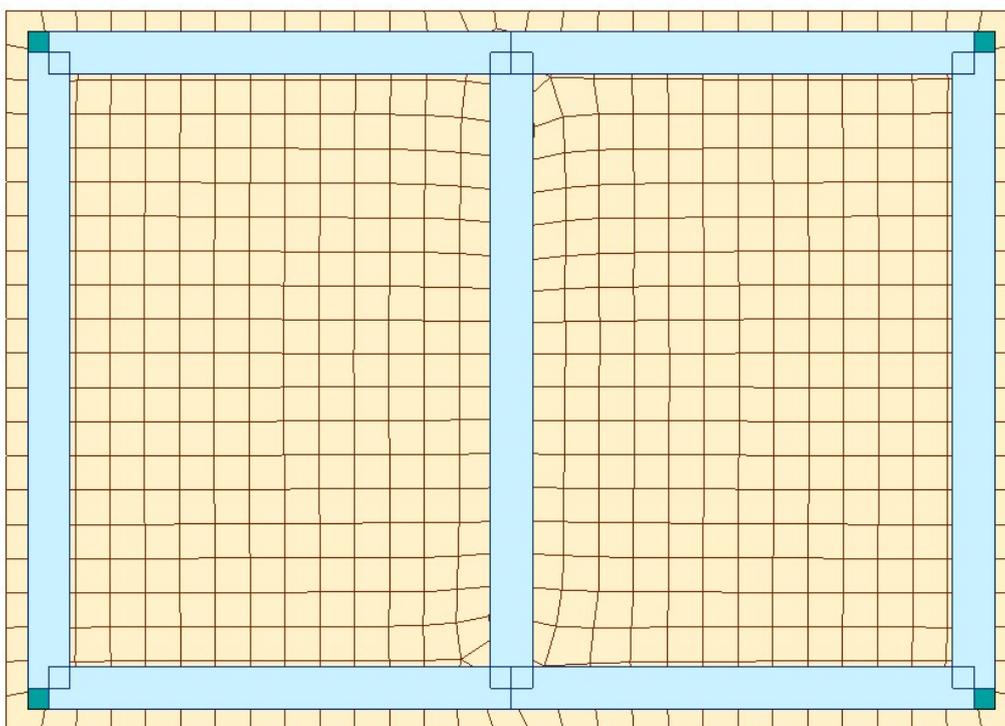
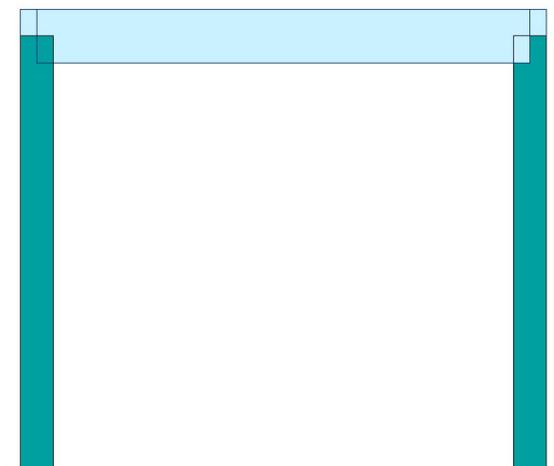
- Per l'analisi elastica globale i materiali costituenti la struttura sono considerati elastici, omogenei ed isotropi e con comportamento lineare. Per tener conto della fessurazione del calcestruzzo, la rigidità flessionale e a taglio degli elementi in condizioni dinamiche viene ridotta sino al 50% della 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	Pilastri	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	Analisi Statica
	1	Pilastri	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

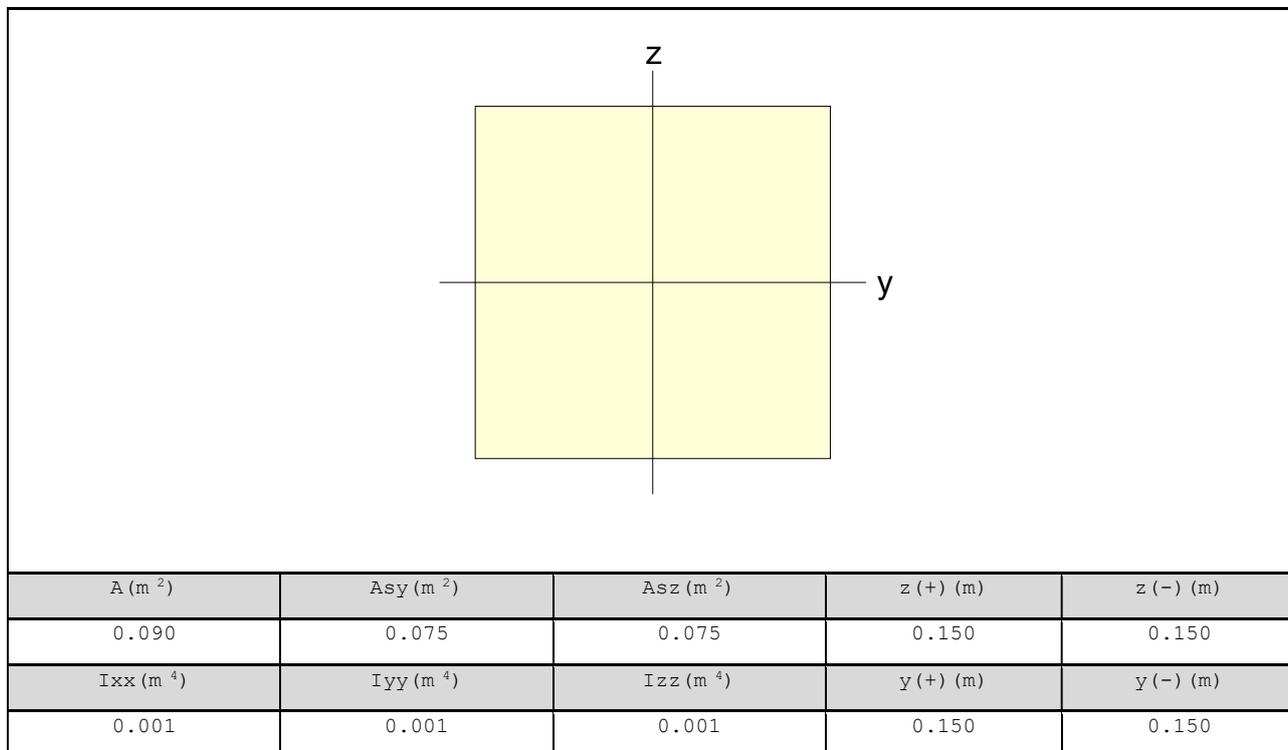
Si riportano nel seguito alcune immagini rappresentative del modello di calcolo utilizzato.



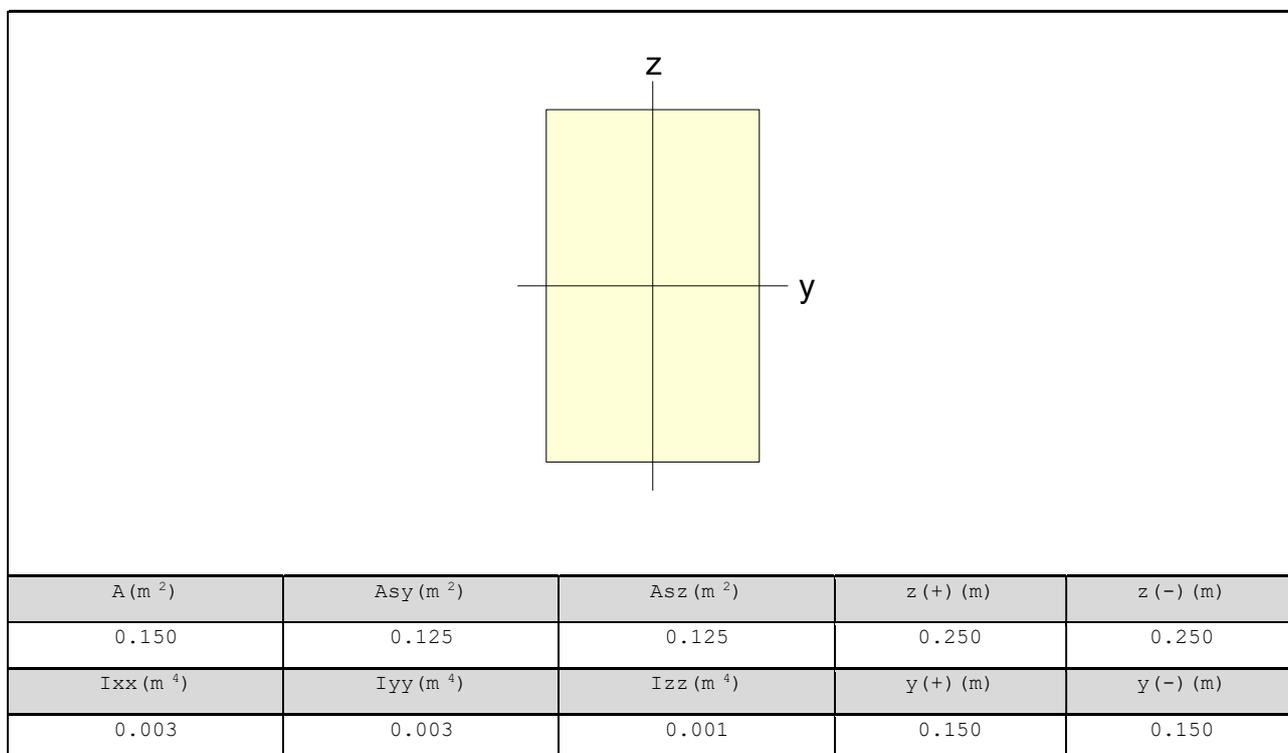


Le caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni degli elementi strutturali vengono riassunte nei prospetti seguenti.

- Pilastrini:



- Travi:



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.

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

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{tensione media di compressione nella sezione}$$

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.

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:

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

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

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

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 $1.0 \leq \text{ctg} \vartheta \leq 2.5$
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 $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \cdot f_{cd}$
1.25	per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd}$
$2.5 \cdot (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0.5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

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).

- 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.

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

		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Si considerano i seguenti valori limite di apertura delle fessure:

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

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

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

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} :

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

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.

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_φ	1,0	1,25
Coesione 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_V	γ_V	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 ^(m)	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.

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

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

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

Calcolo della pressione limite della fondazione

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

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

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

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

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

dove:

γ'	= peso specifico terreno di fondazione (sommerso, se in presenza di falda);
B	= larghezza equivalente della fondazione (in presenza di carichi eccentrici);
c'	= coesione del terreno di fondazione in condizioni drenate;
c_u	= coesione del terreno di fondazione in condizioni non drenate;
q'	= sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione;
N_γ, N_c, N_q	= coefficienti di capacità portante;
$s_\gamma, s_c, s_q, s_c^0$	= coefficienti di forma;
$d_\gamma, d_c, d_q, d_c^0$	= coefficienti correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa;
$i_\gamma, i_c, i_q, i_c^0$	= coefficienti correttivi dovuti alla presenza di carichi orizzontali;
$b_\gamma, b_c, b_q, b_c^0$	= coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione del piano di fondazione;
$g_\gamma, g_c, g_q, g_c^0$	= coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione del piano campagna.

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

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

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

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

a) *Larghezza equivalente della fondazione:*

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

dove:

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

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

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

dove:

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

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

c) *Coefficienti di capacità portante:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

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

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

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

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

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$N_c = 2 + \pi$$

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

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

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

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

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

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

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

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

B = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);

L = lunghezza della fondazione.

e) Coefficienti dipendenti dalla profondità del piano di posa:

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

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

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

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

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

$$d_\gamma = 1$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

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

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

- 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:

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

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

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

- 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:

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

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

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

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

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

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

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

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

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$g_q = g_\gamma = [1 - 0.5 \cdot \text{tg}(\beta)]^{15}$$

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

- Terreno con comportamento puramente coesivo

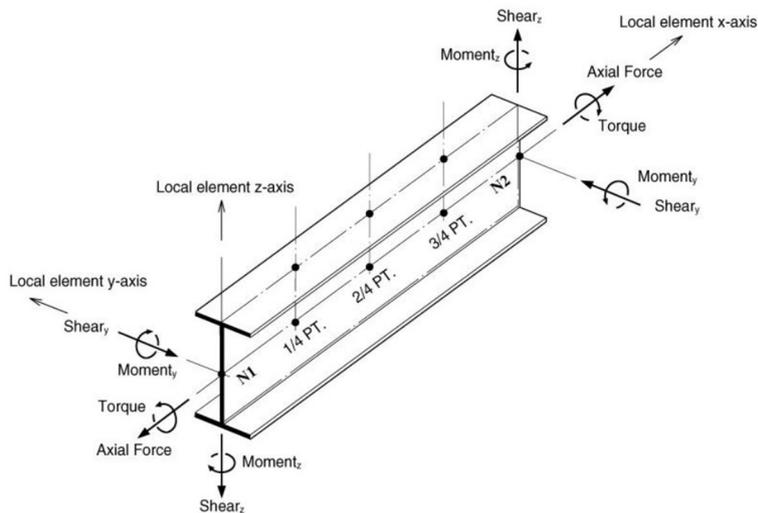
$$b_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

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.



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

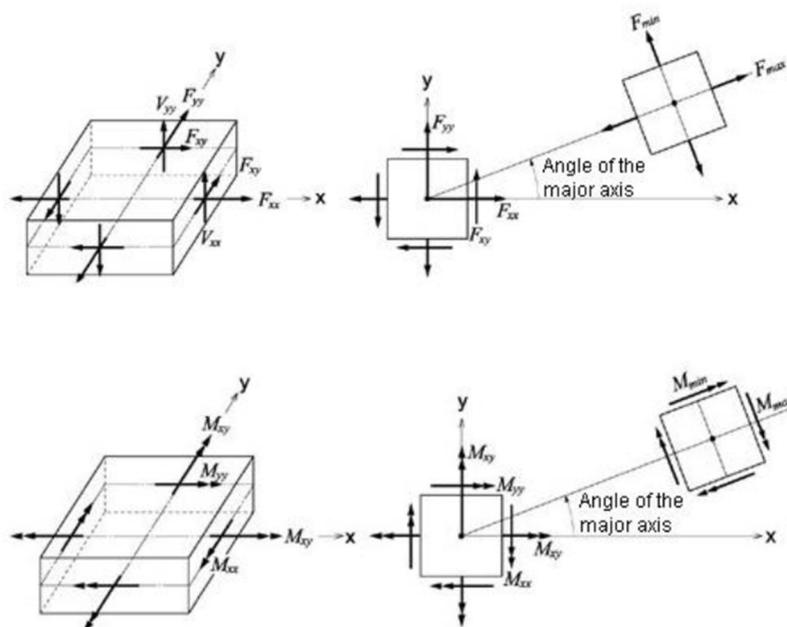
F_y: Shear force in the element's local y-direction

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

F_{yz}: Shear forces, F_y & F_z 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:



- 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

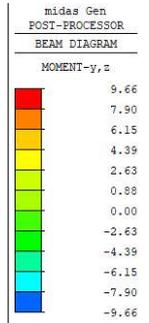
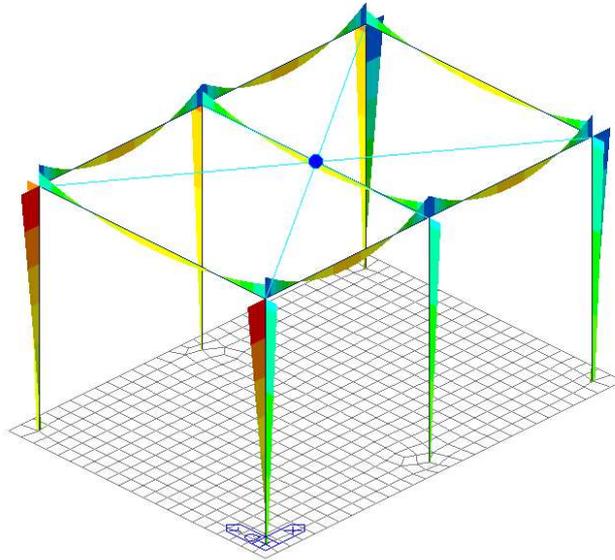
VMax: Maximum absolute shear force per unit width (Larger magnitude of Vxx and Vyy)

7.4 Sollecitazioni agenti

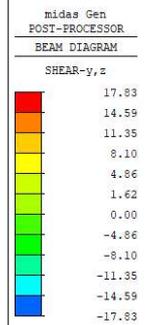
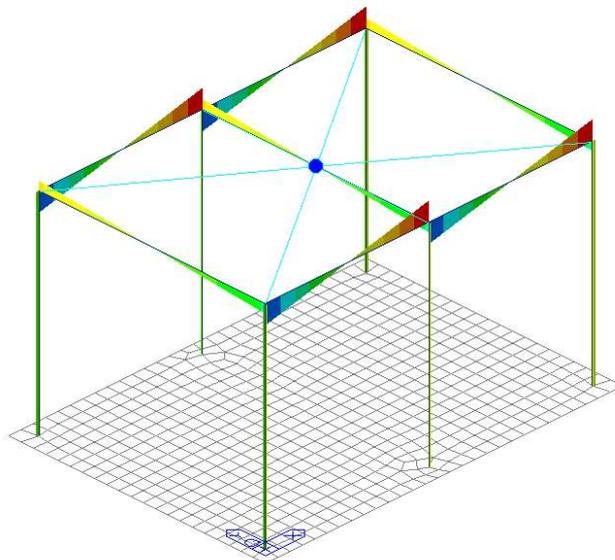
7.4.1 Condizioni elementari di carico

- G_1

Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03

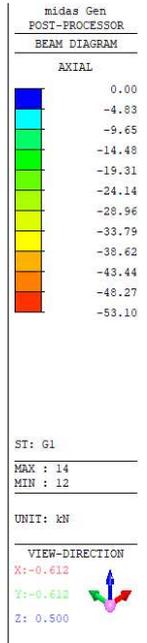
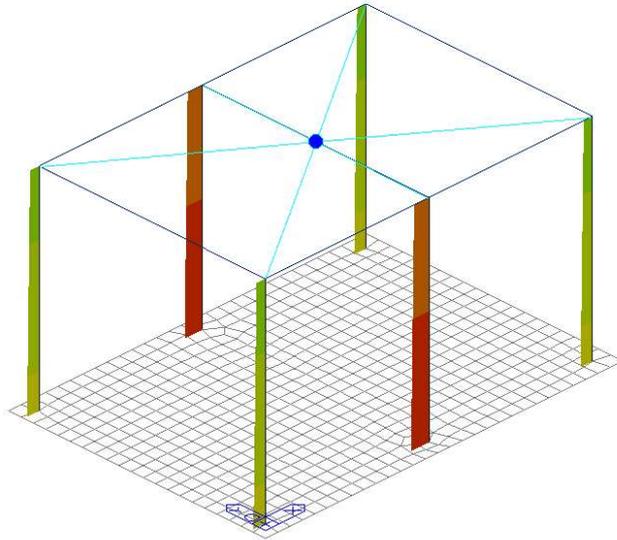


ST: G1
 MAX : 11
 MIN : 10
 UNIT: kN*m
 VIEW-DIRECTION
 X: -0.612
 Y: -0.612
 Z: 0.500

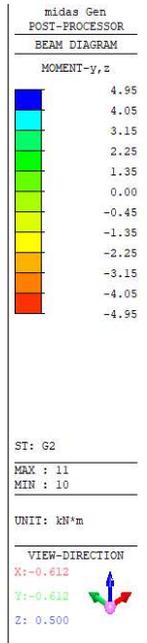
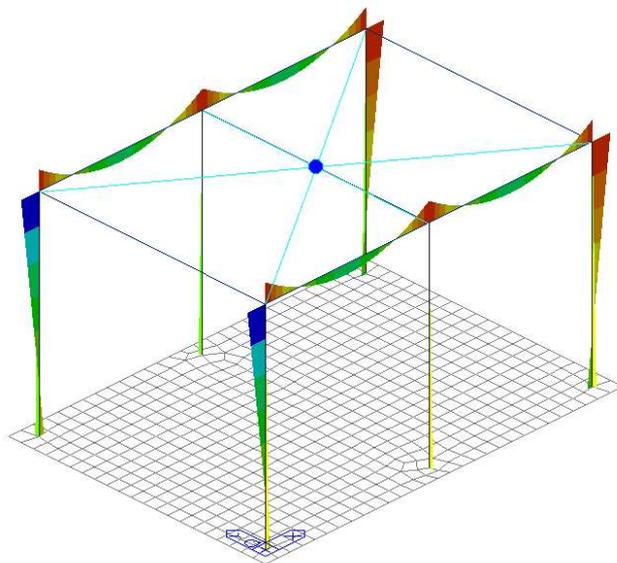


ST: G1
 MAX : 17
 MIN : 17
 UNIT: kN
 VIEW-DIRECTION
 X: -0.612
 Y: -0.612
 Z: 0.500

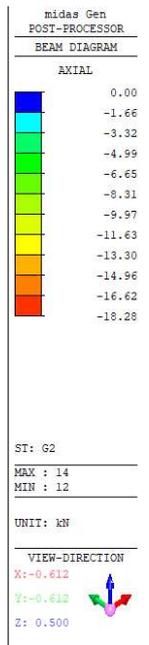
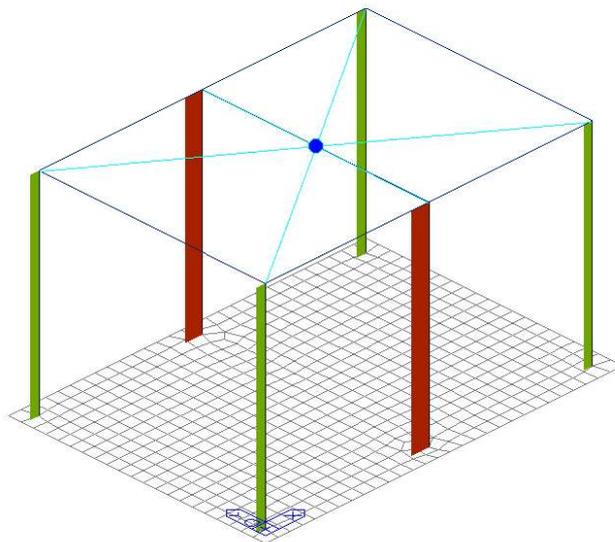
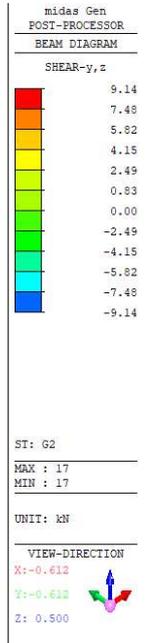
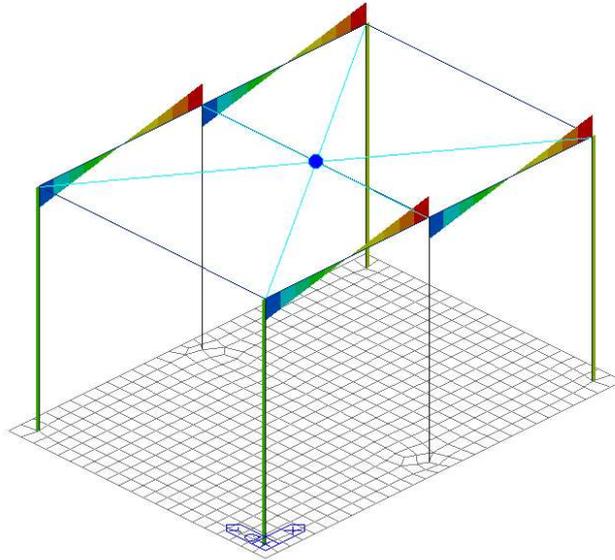
Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03



• G₂

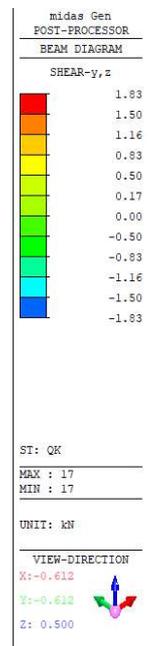
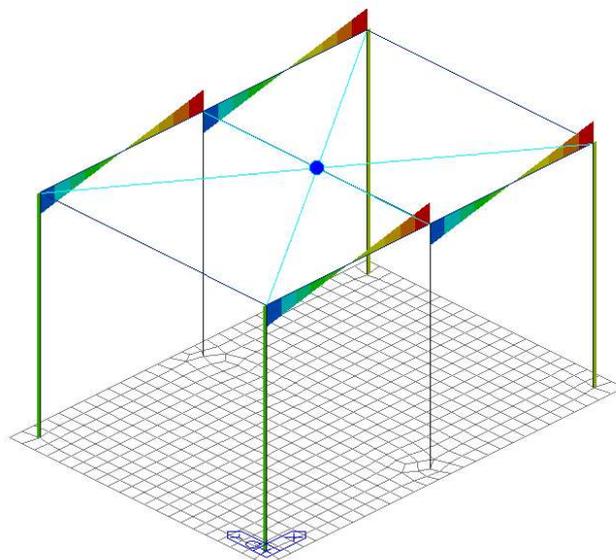
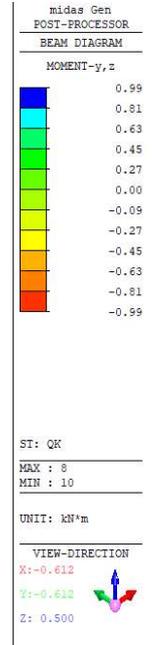
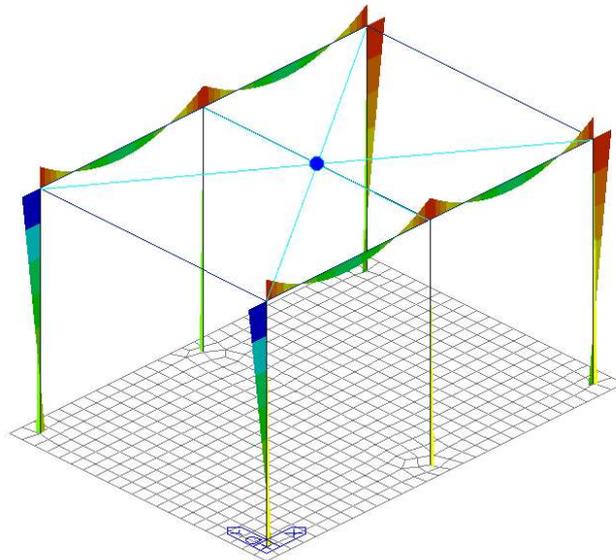


Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03

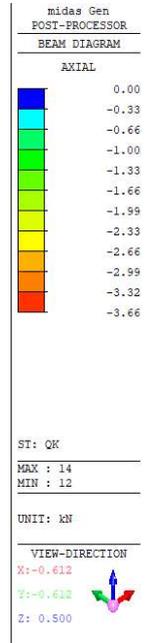
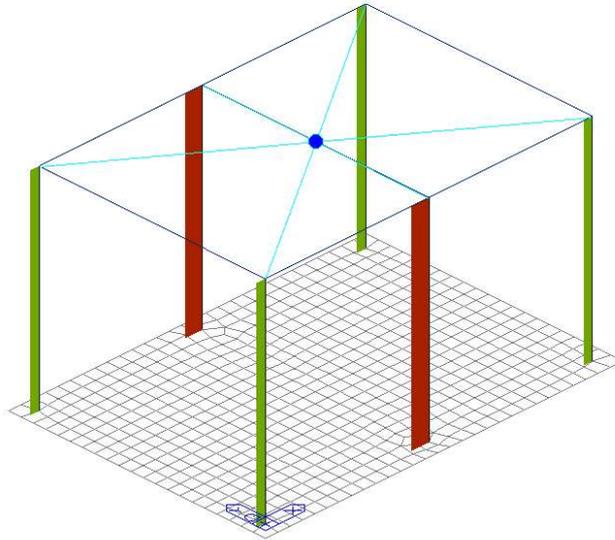


- Q_k

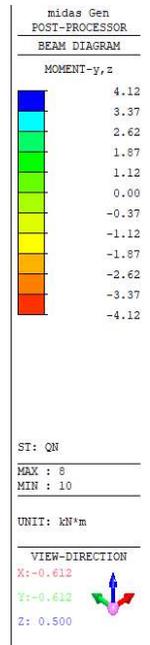
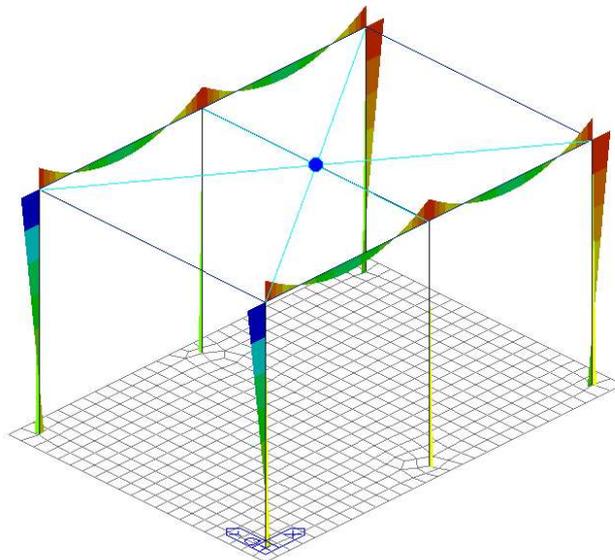
Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03

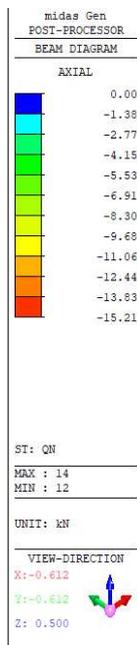
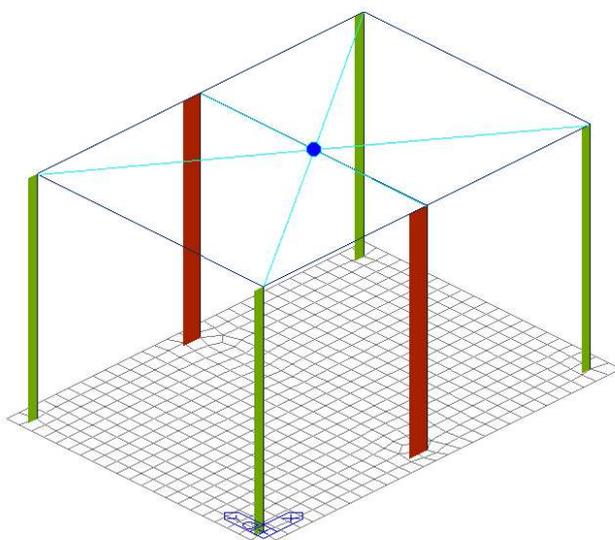
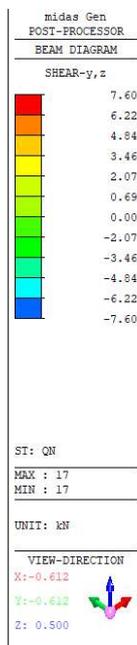
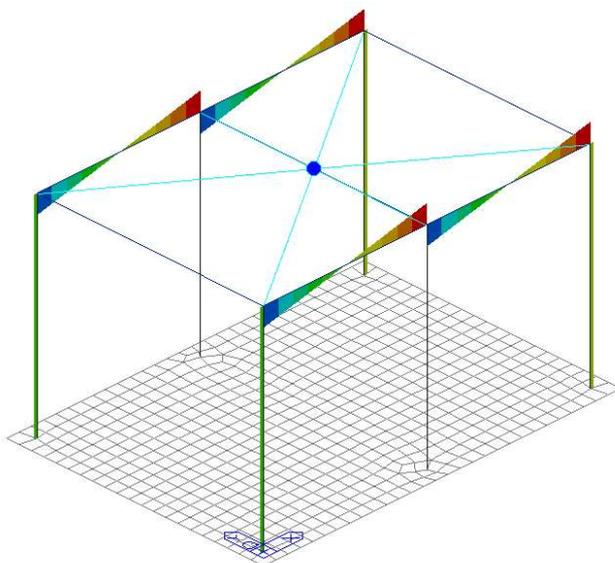


Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03



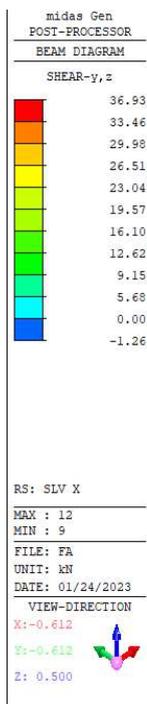
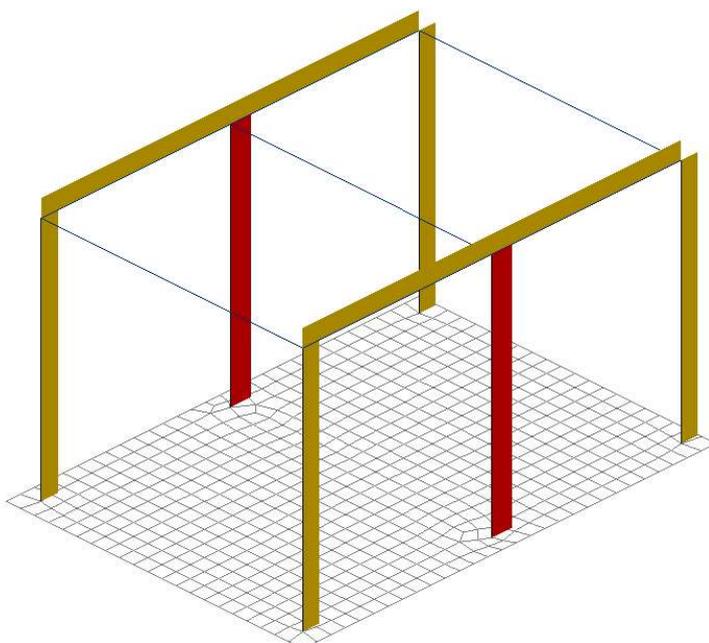
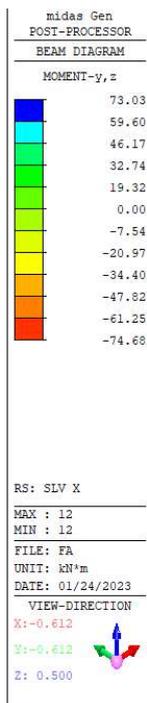
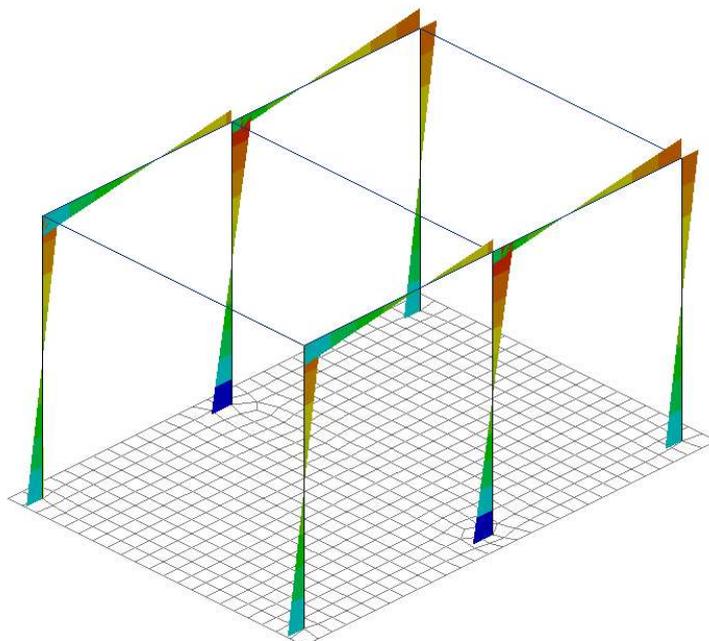
• Q_n



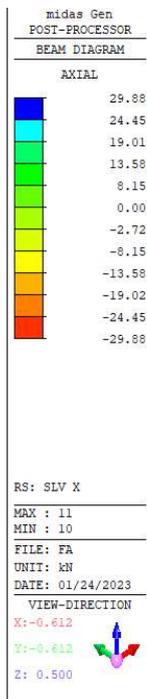
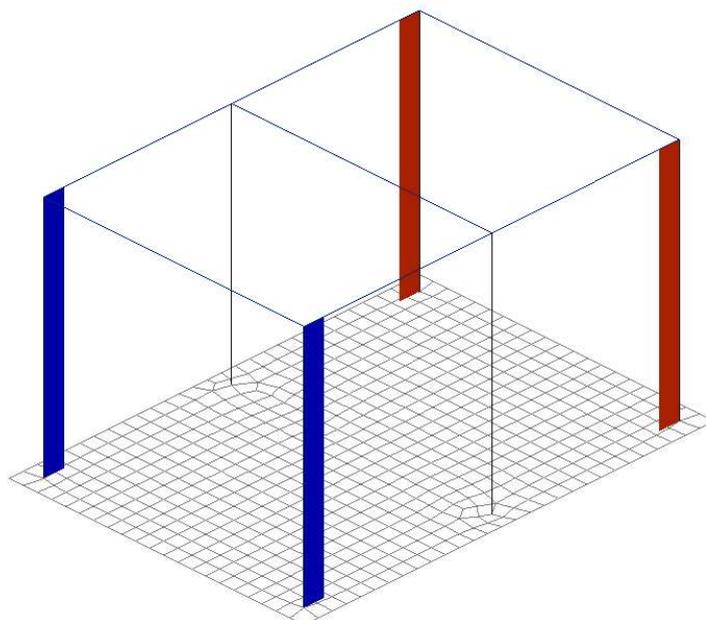


Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03

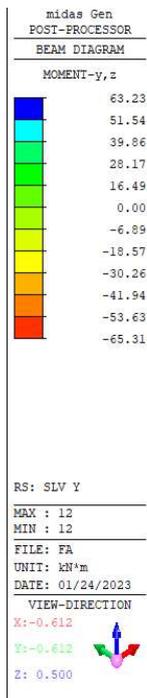
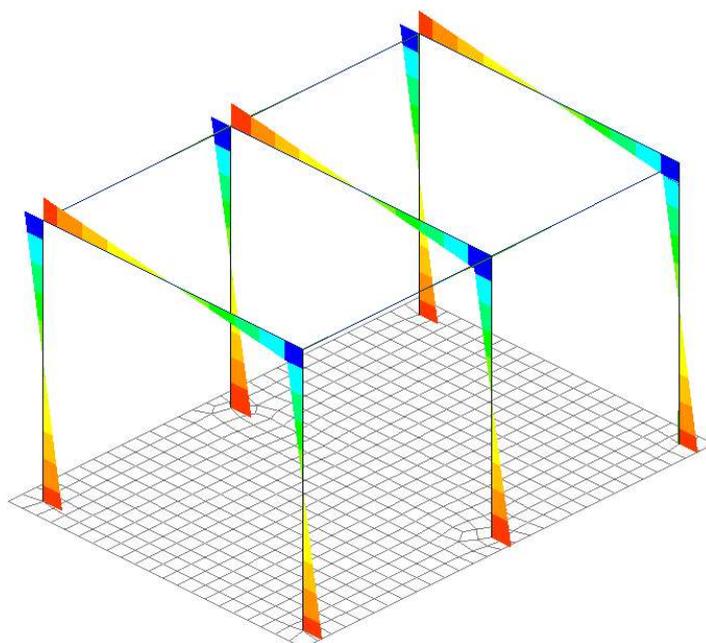
• **SLV X**



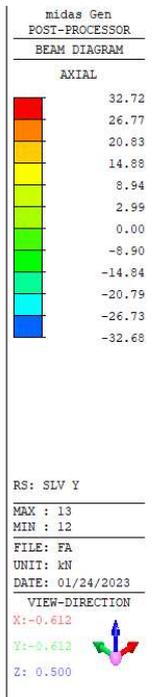
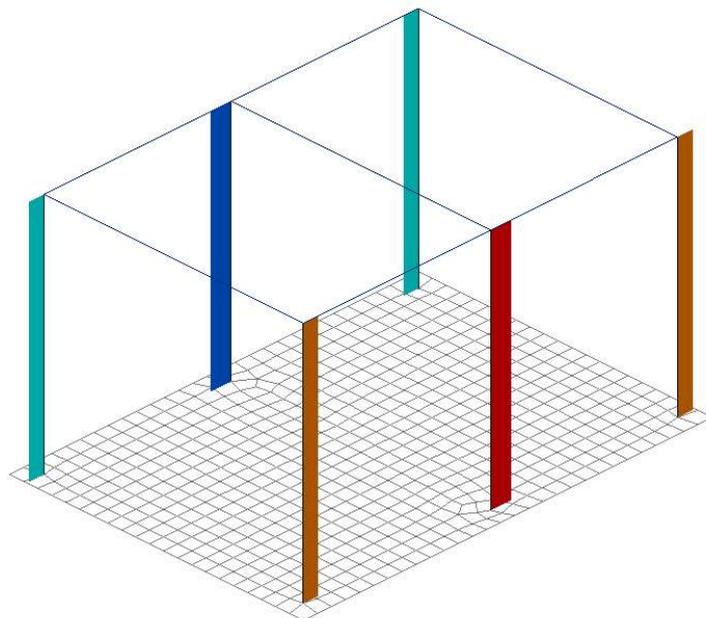
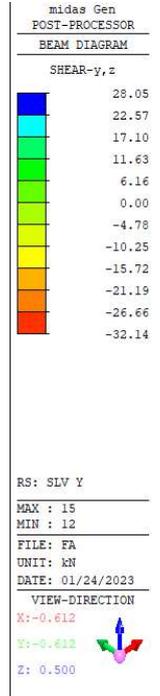
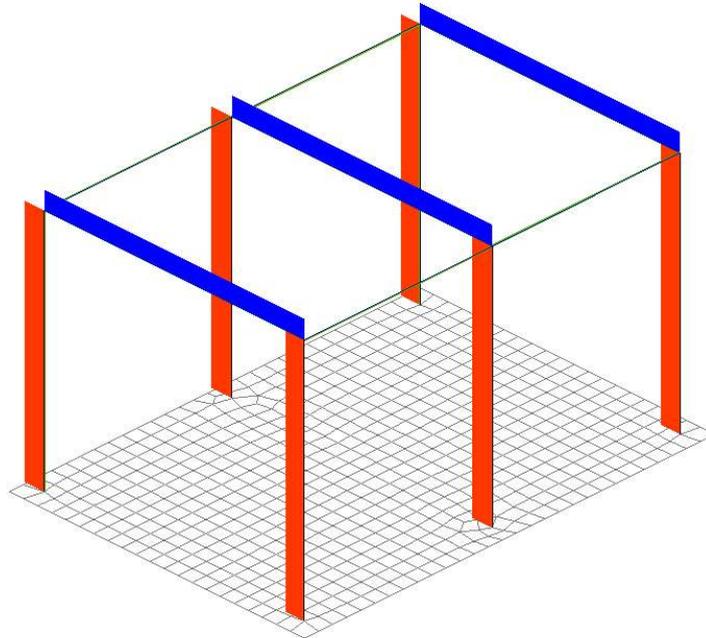
Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03



• **SLV Y**

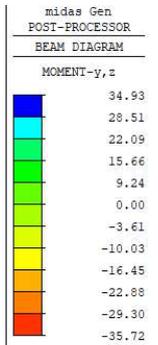
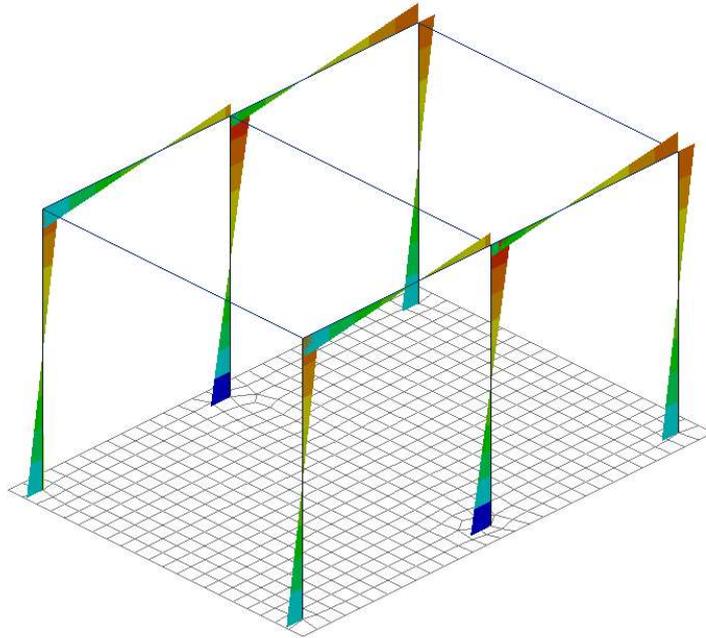


Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03

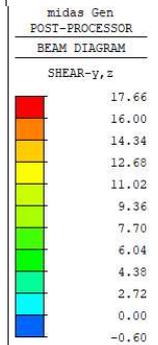
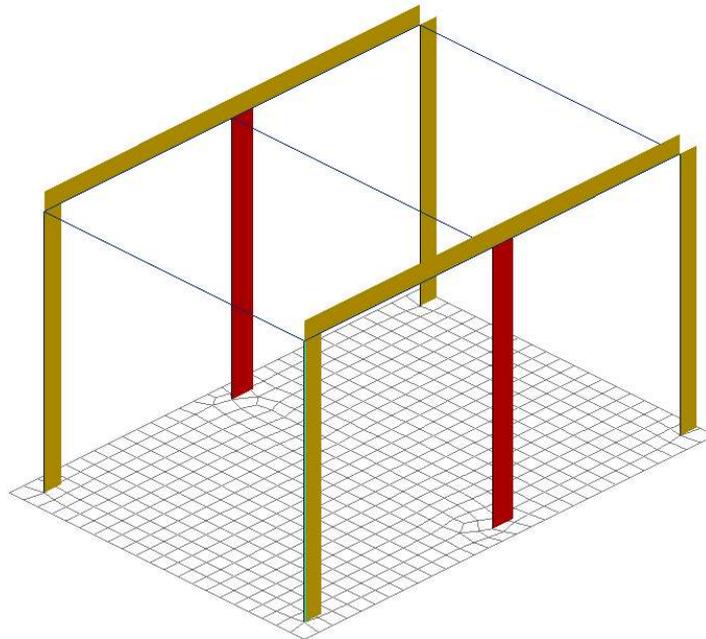


- SLO X

Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03

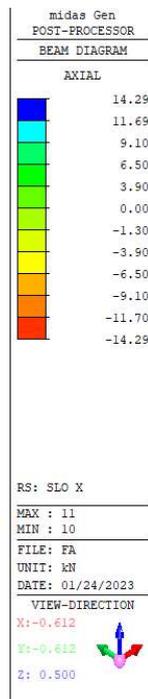
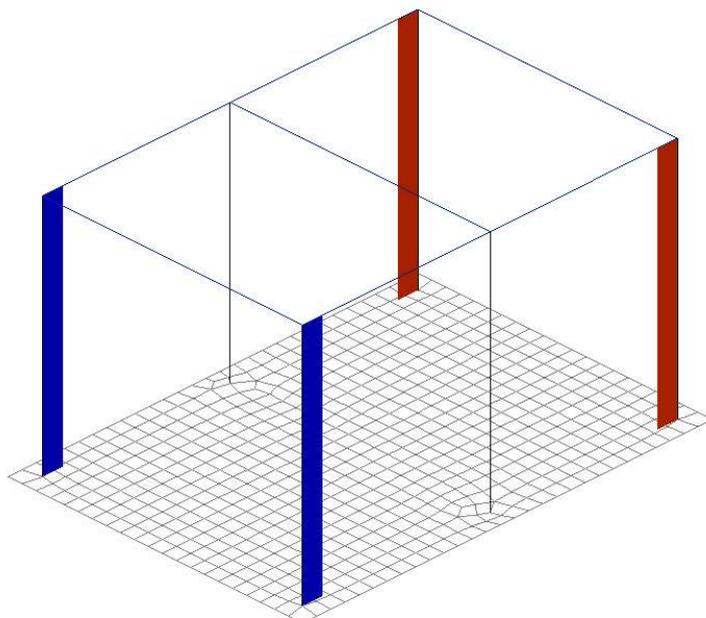


RS: SLO X
 MAX : 12
 MIN : 12
 FILE: FA
 UNIT: kN*m
 DATE: 01/24/2023
 VIEW-DIRECTION
 X: -0.612
 Y: -0.612
 Z: 0.500

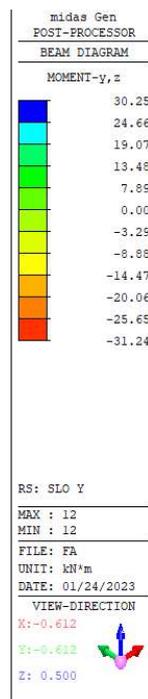
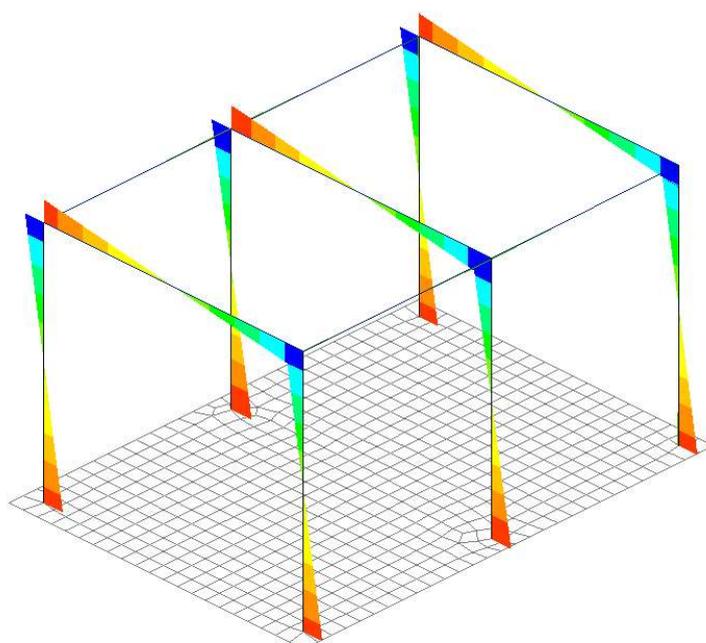


RS: SLO X
 MAX : 12
 MIN : 9
 FILE: FA
 UNIT: kN
 DATE: 01/24/2023
 VIEW-DIRECTION
 X: -0.612
 Y: -0.612
 Z: 0.500

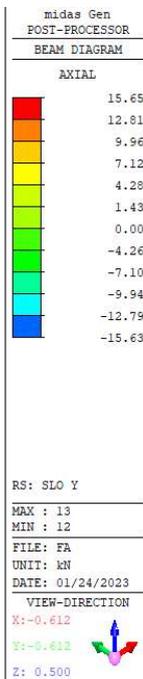
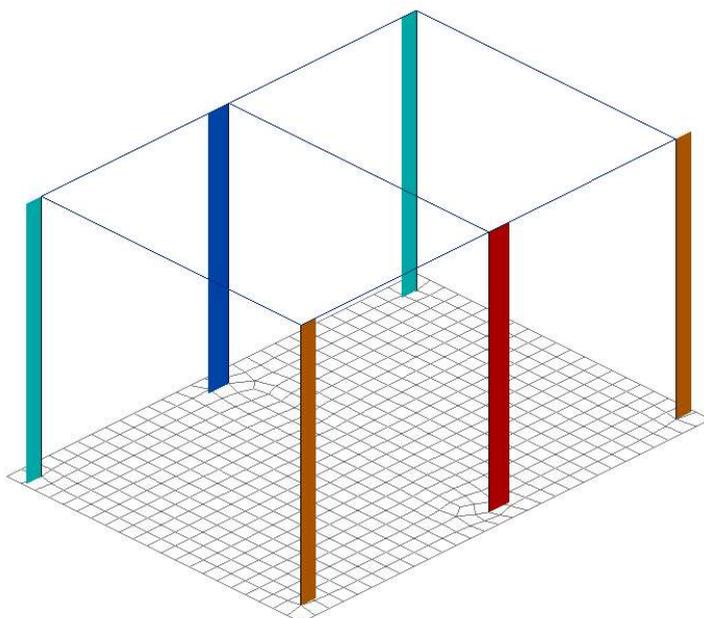
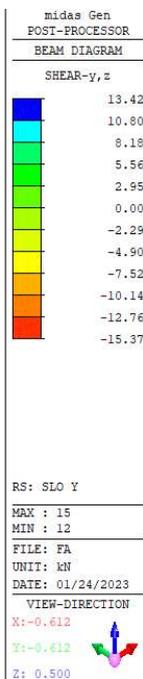
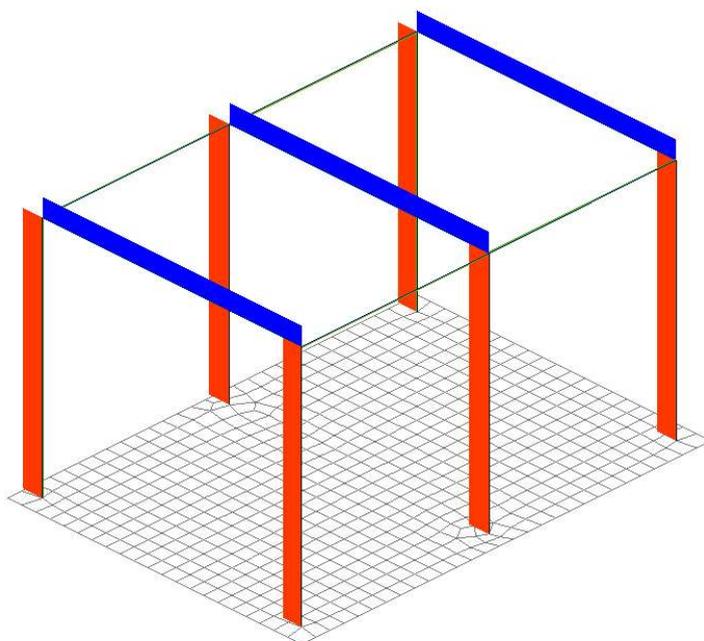
Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03



• SLO Y

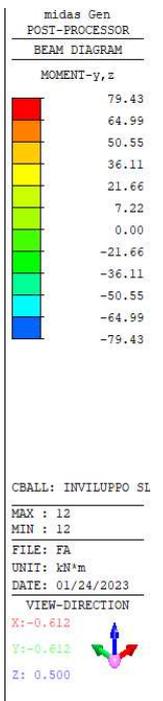
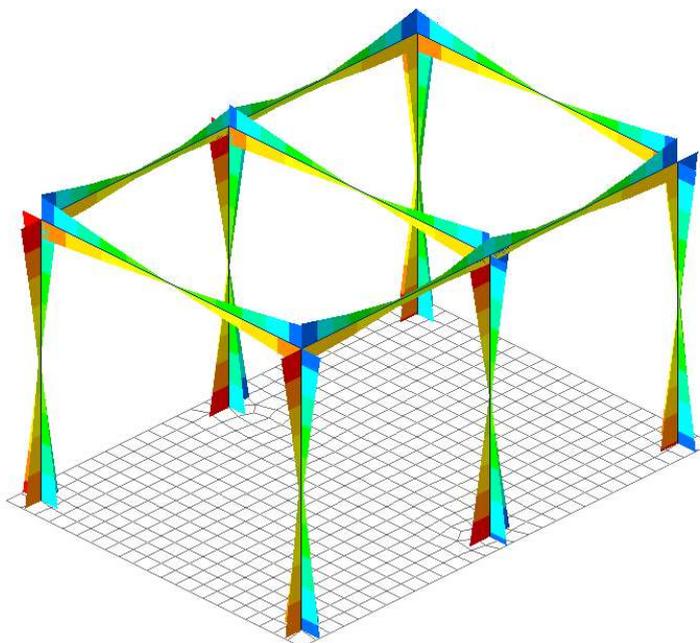


Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03

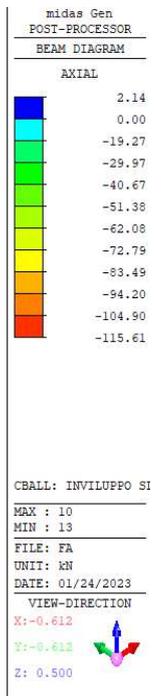
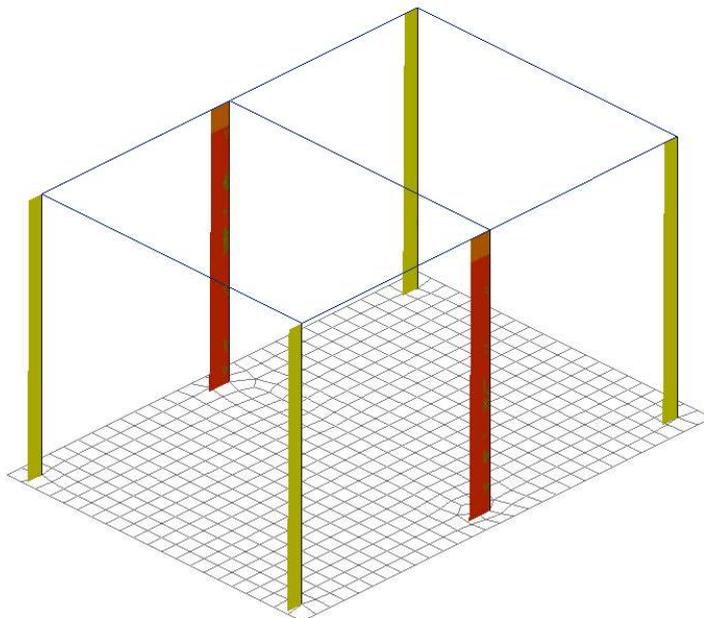
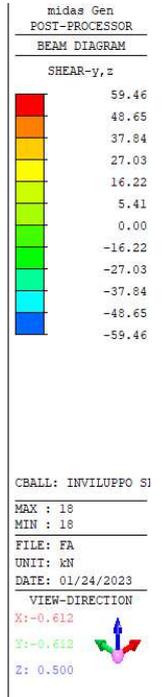
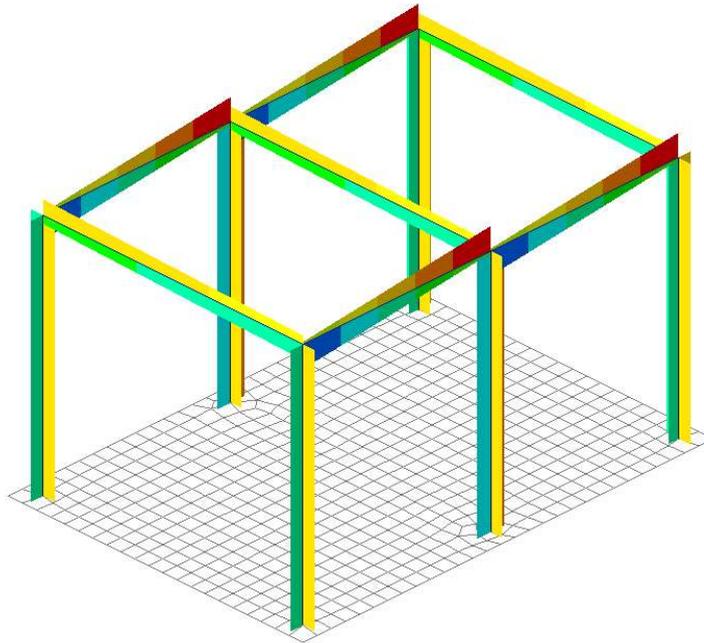


7.4.2 Inviluppi

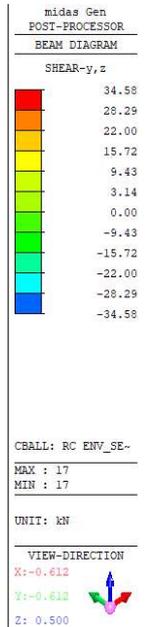
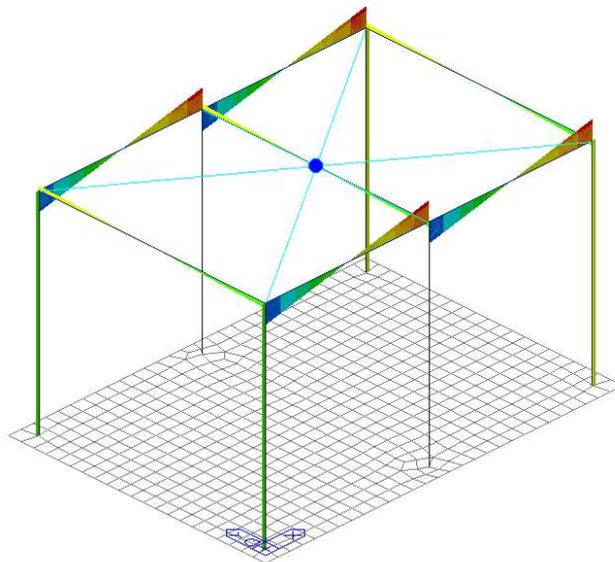
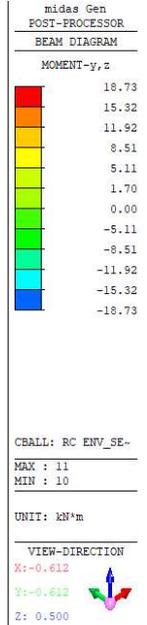
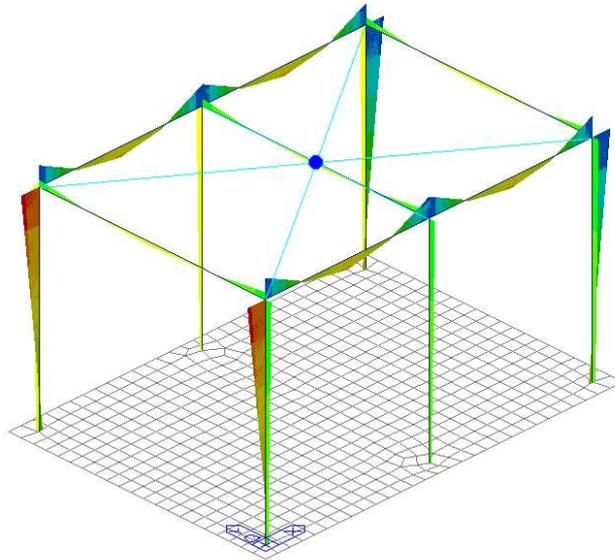
7.4.2.1 Inviluppi SLU/SLV



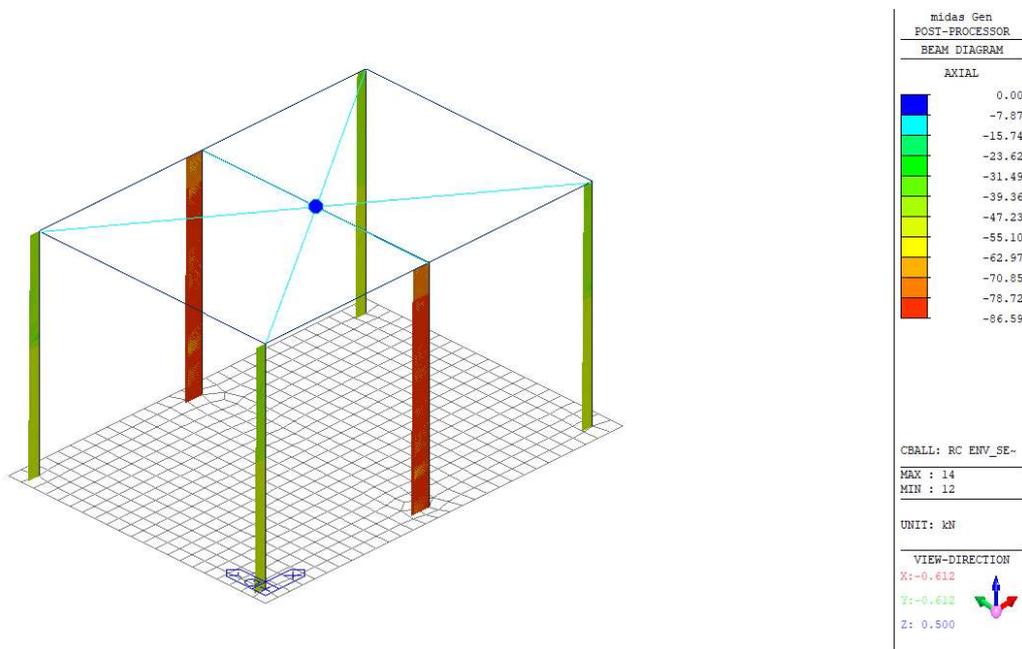
Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03



7.4.2.2 Involuppi SLE

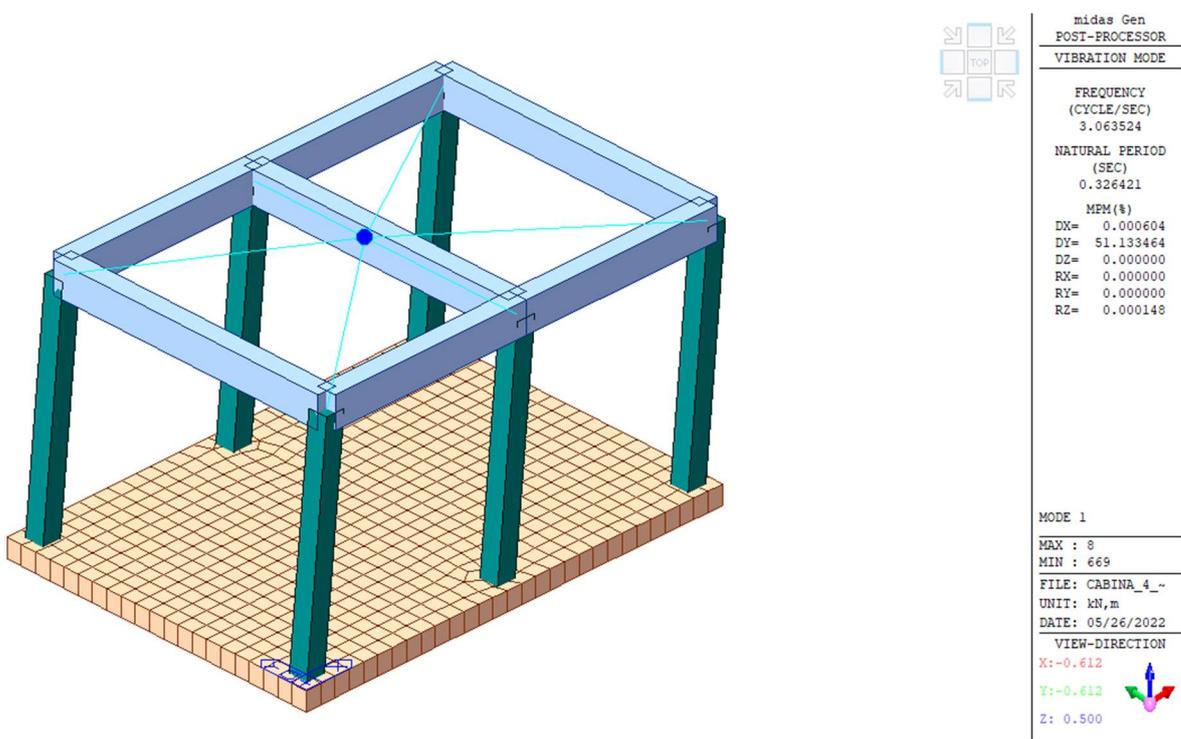


Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03

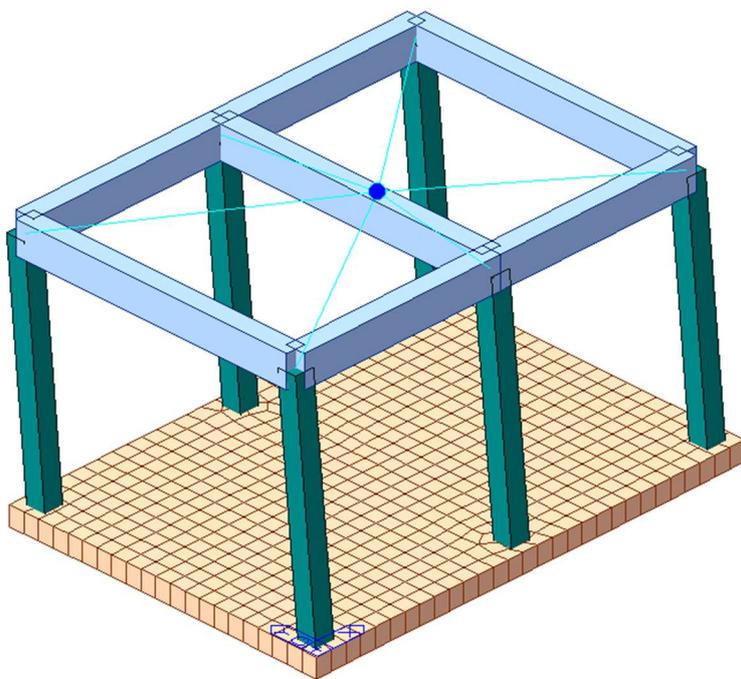


7.5 Analisi modale

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



Modo 1 – Traslazionale lungo Y

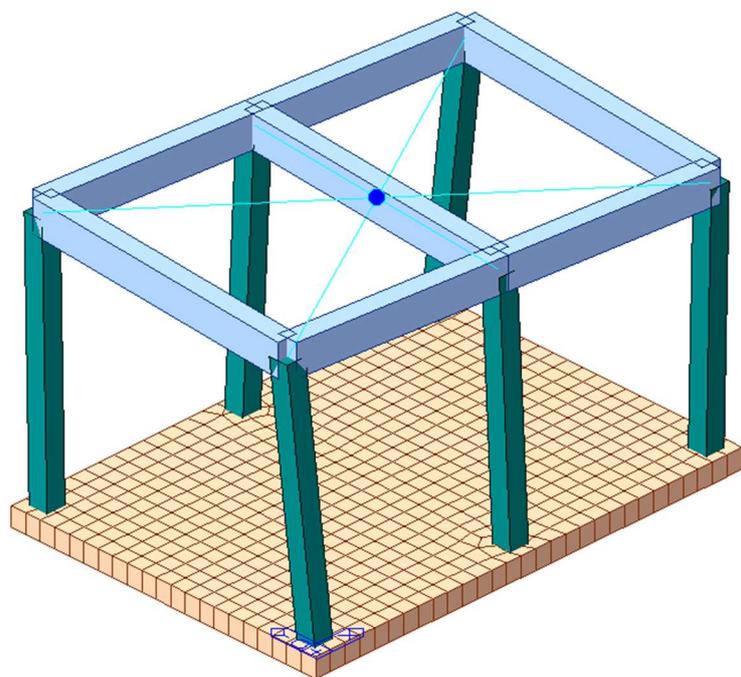


midas Gen POST-PROCESSOR	
VIBRATION MODE	
FREQUENCY (CYCLE/SEC)	3.215890
NATURAL PERIOD (SEC)	0.310956
MPM(%)	
DX=	51.295207
DY=	0.000604
DZ=	0.000000
RX=	0.000000
RY=	0.000000
RZ=	0.002457

MODE 2

MAX :	7
MIN :	662
FILE :	CABINA_4_~
UNIT :	kN,m
DATE :	05/26/2022
VIEW-DIRECTION	
X:	-0.612
Y:	-0.612
Z:	0.500

Modo 2 – Traslazionale lungo X



midas Gen POST-PROCESSOR	
VIBRATION MODE	
FREQUENCY (CYCLE/SEC)	3.490963
NATURAL PERIOD (SEC)	0.286454
MPM(%)	
DX=	0.001266
DY=	0.000078
DZ=	0.000000
RX=	0.000000
RY=	0.000000
RZ=	99.920277

MODE 3

MAX :	10
MIN :	672
FILE :	CABINA_4_~
UNIT :	kN,m
DATE :	05/26/2022
VIEW-DIRECTION	
X:	-0.612
Y:	-0.612
Z:	0.500

Modo 3 - Torsionale

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1	11.8345	1.8835	0.5309	1.1343e-21								
	2	12.0767	1.9221	0.5203	1.6437e-19								
	3	12.7239	2.0251	0.4938	8.0155e-21								
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	0.0002	0.0002	0.0004	0.0004	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	74.8931	74.8931
	2	0.0001	0.0003	86.4703	86.4707	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0004	74.8935
	3	90.2829	90.2831	0.0001	86.4708	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	74.8936
	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	0.0001	0.0001	0.0003	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	242.2173	242.2173
	2	0.0001	0.0002	52.2003	52.2005	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0012	242.2185
	3	54.5019	54.5020	0.0001	52.2006	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0005	242.2190
MODAL PARTICIPATION FACTOR PRINTOUT (kN,m)													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		Value		Value		Value		Value		Value		Value	
	1	0.0108		0.0162		0.0000		0.0000		0.0000		15.5633	
	2	-0.0076		7.2250		0.0000		0.0000		0.0000		-0.0346	
	3	7.3825		0.0077		0.0000		0.0000		0.0000		-0.0220	
MODAL DIRECTION FACTOR PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		Value		Value		Value		Value		Value		Value	
	1	8.8664		16.2406		0.0000		0.0000		0.0000		74.8931	
	2	0.0002		99.9995		0.0000		0.0000		0.0000		0.0004	
	3	99.9997		0.0002		0.0000		0.0000		0.0000		0.0001	
EIGEN VECTOR (kN,m)													

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 rigidzze 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 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 **regolare 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 considerati, 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:

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

dove:

- q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in dipendenza della Classe di Duttività, 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)	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$	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:

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

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

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

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

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

$$q_{ND} = 1.5$$

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	4	3.25	2.25	3.25	2.25	0	0	141000	3.36	3.53	0	0
1F	0	3.25	2.25	0	0	3.25	2.25	0	0	0	0	0

► Verifica di deformabilità torsionale (§7.4.3.1 NTC 2018)

Dimensione longitudinale in pianta edificio

L = 6.8 m

Dimensione trasversale in pianta edificio

B = 4.8 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

$I_s^2 = 5.8 \text{ m}^2$

Rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano (X)

$r_x = 3.36 \text{ m}$

Rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano (Y)

$r_y = 3.53 \text{ m}$

$r^2 = \max(r_x^2; r_y^2)$

$r^2 = 12.5 \text{ m}^2$

$r^2 / I_s^2 = 2.16 > 1$

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	$L_x =$	6.80	m
Dimensione trasversale in pianta edificio	$L_y =$	4.80	m
Eccentricità accidentale direzione x	$e_{ax} =$	0.340	m
Eccentricità accidentale direzione y	$e_{ay} =$	0.240	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 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:

Stability Coefficient(X)											
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=1.5, Ie=1, Scale Factor=1											
SLV 1	1F	4	320.3925	185.6828	0.0149	1	0.0064	0.3	OK	1	
SLV 2	1F	4	320.3925	185.6828	0.0149	1	0.0064	0.3	OK	1	
SLV 3	1F	4	320.3925	185.6828	0.0149	1	0.0064	0.3	OK	1	
SLV 4	1F	4	320.3925	185.6828	0.0149	1	0.0064	0.3	OK	1	
SLV 5	1F	4	320.3925	185.6828	0.0044	1	0.0019	0.3	OK	1	
SLV 6	1F	4	320.3925	185.6828	0.0044	1	0.0019	0.3	OK	1	
SLV 7	1F	4	320.3925	185.6828	-0.0045	1	-0.0019	0.3	OK	1	
SLV 8	1F	4	320.3925	185.6828	-0.0045	1	-0.0019	0.3	OK	1	
SLV 9	1F	4	320.3925	185.6828	0.0149	1	0.0064	0.3	OK	1	
SLV 10	1F	4	320.3925	185.6828	0.0149	1	0.0064	0.3	OK	1	
SLV 11	1F	4	320.3925	185.6828	0.0149	1	0.0064	0.3	OK	1	
SLV 12	1F	4	320.3925	185.6828	0.0149	1	0.0064	0.3	OK	1	
SLV 13	1F	4	320.3925	185.6828	0.0044	1	0.0019	0.3	OK	1	
SLV 14	1F	4	320.3925	185.6828	0.0044	1	0.0019	0.3	OK	1	
SLV 15	1F	4	320.3925	185.6828	-0.0045	1	-0.0019	0.3	OK	1	
SLV 16	1F	4	320.3925	185.6828	-0.0045	1	-0.0019	0.3	OK	1	
SLV 17	1F	4	320.3925	185.6828	-0.0149	1	-0.0064	0.3	OK	1	
SLV 18	1F	4	320.3925	185.6828	-0.0149	1	-0.0064	0.3	OK	1	
SLV 19	1F	4	320.3925	185.6828	-0.0149	1	-0.0064	0.3	OK	1	
SLV 20	1F	4	320.3925	185.6828	-0.0149	1	-0.0064	0.3	OK	1	
SLV 21	1F	4	320.3925	185.6828	-0.0044	1	-0.0019	0.3	OK	1	
SLV 22	1F	4	320.3925	185.6828	-0.0044	1	-0.0019	0.3	OK	1	
SLV 23	1F	4	320.3925	185.6828	0.0045	1	0.0019	0.3	OK	1	
SLV 24	1F	4	320.3925	185.6828	0.0045	1	0.0019	0.3	OK	1	
SLV 25	1F	4	320.3925	185.6828	-0.0149	1	-0.0064	0.3	OK	1	
SLV 26	1F	4	320.3925	185.6828	-0.0149	1	-0.0064	0.3	OK	1	
SLV 27	1F	4	320.3925	185.6828	-0.0149	1	-0.0064	0.3	OK	1	
SLV 28	1F	4	320.3925	185.6828	-0.0149	1	-0.0064	0.3	OK	1	
SLV 29	1F	4	320.3925	185.6828	-0.0044	1	-0.0019	0.3	OK	1	
SLV 30	1F	4	320.3925	185.6828	-0.0044	1	-0.0019	0.3	OK	1	
SLV 31	1F	4	320.3925	185.6828	0.0045	1	0.0019	0.3	OK	1	
SLV 32	1F	4	320.3925	185.6828	0.0045	1	0.0019	0.3	OK	1	

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03

Stability Coefficient(Y)

	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=1.5, Ie=1, Scale Factor=1										
	SLV 1	1F	4	0	185.395	0.005	1	0	0.3	OK	1
	SLV 2	1F	4	0	185.395	0.005	1	0	0.3	OK	1
	SLV 3	1F	4	0	185.395	-0.0049	1	0	0.3	OK	1
	SLV 4	1F	4	0	185.395	-0.0049	1	0	0.3	OK	1
	SLV 5	1F	4	0	185.395	0.0164	1	0	0.3	OK	1
	SLV 6	1F	4	0	185.395	0.0164	1	0	0.3	OK	1
	SLV 7	1F	4	0	185.395	0.0164	1	0	0.3	OK	1
	SLV 8	1F	4	0	185.395	0.0164	1	0	0.3	OK	1
	SLV 9	1F	4	0	185.395	0.005	1	0	0.3	OK	1
	SLV 10	1F	4	0	185.395	0.005	1	0	0.3	OK	1
	SLV 11	1F	4	0	185.395	-0.0049	1	0	0.3	OK	1
	SLV 12	1F	4	0	185.395	-0.0049	1	0	0.3	OK	1
	SLV 13	1F	4	0	185.395	0.0164	1	0	0.3	OK	1
	SLV 14	1F	4	0	185.395	0.0164	1	0	0.3	OK	1
	SLV 15	1F	4	0	185.395	0.0164	1	0	0.3	OK	1
	SLV 16	1F	4	0	185.395	0.0164	1	0	0.3	OK	1
	SLV 17	1F	4	0	185.395	-0.005	1	0	0.3	OK	1
	SLV 18	1F	4	0	185.395	-0.005	1	0	0.3	OK	1
	SLV 19	1F	4	0	185.395	0.0049	1	0	0.3	OK	1
	SLV 20	1F	4	0	185.395	0.0049	1	0	0.3	OK	1
	SLV 21	1F	4	0	185.395	-0.0164	1	0	0.3	OK	1
	SLV 22	1F	4	0	185.395	-0.0164	1	0	0.3	OK	1
	SLV 23	1F	4	0	185.395	-0.0164	1	0	0.3	OK	1
	SLV 24	1F	4	0	185.395	-0.0164	1	0	0.3	OK	1
	SLV 25	1F	4	0	185.395	-0.005	1	0	0.3	OK	1
	SLV 26	1F	4	0	185.395	-0.005	1	0	0.3	OK	1
	SLV 27	1F	4	0	185.395	0.0049	1	0	0.3	OK	1
	SLV 28	1F	4	0	185.395	0.0049	1	0	0.3	OK	1
	SLV 29	1F	4	0	185.395	-0.0164	1	0	0.3	OK	1
	SLV 30	1F	4	0	185.395	-0.0164	1	0	0.3	OK	1
	SLV 31	1F	4	0	185.395	-0.0164	1	0	0.3	OK	1
	SLV 32	1F	4	0	185.395	-0.0164	1	0	0.3	OK	1

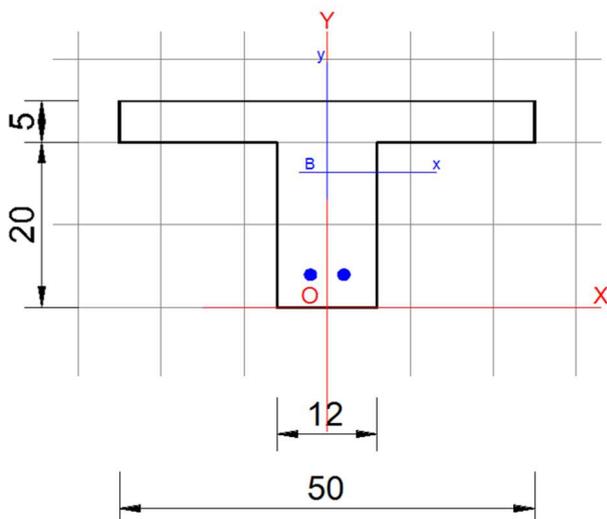
Gli effetti del secondo ordine sono pertanto irrilevanti per il fabbricato oggetto della presente relazione.

8 VERIFICHE

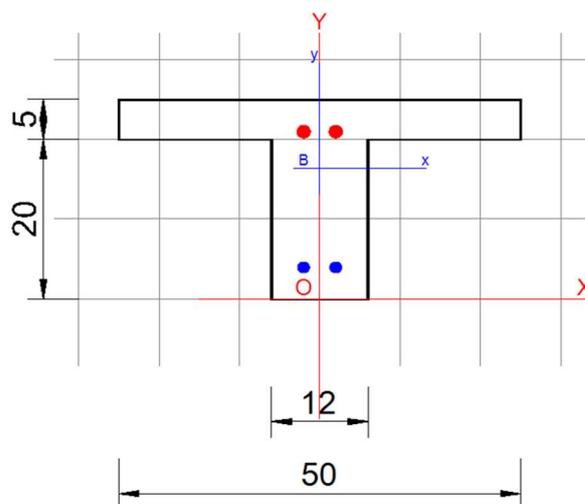
8.1 Solaio di copertura

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

Nome sezione: Solaio campata



Nome sezione: Solaio appoggio



► Analisi dei carichi

Peso proprio	$g_1 =$	3.21	kN/m ²
Carico permanente portato	$g_2 =$	2.5	kN/m ²
Carico accidentale	$q_k =$	0.5	kN/m ²
Carico Neve	$q_s =$	2.08	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	$q_s =$	1.04	kN/m

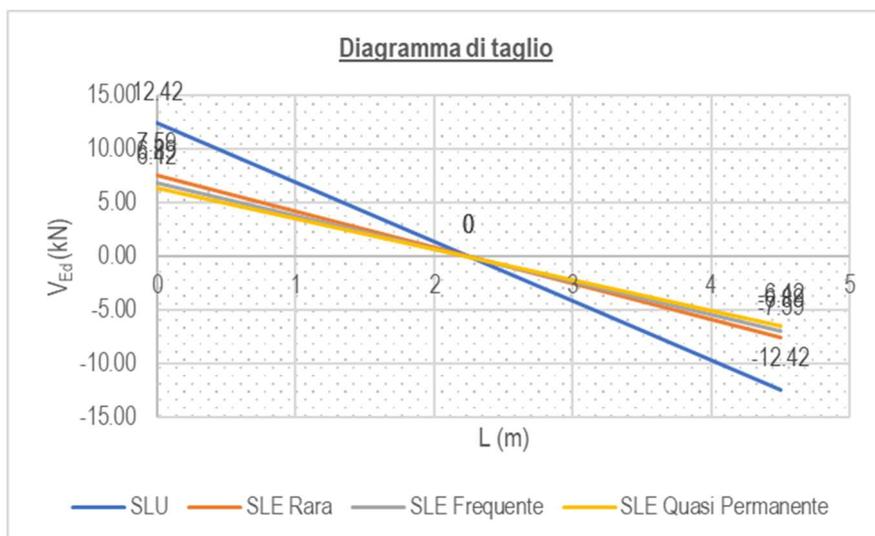
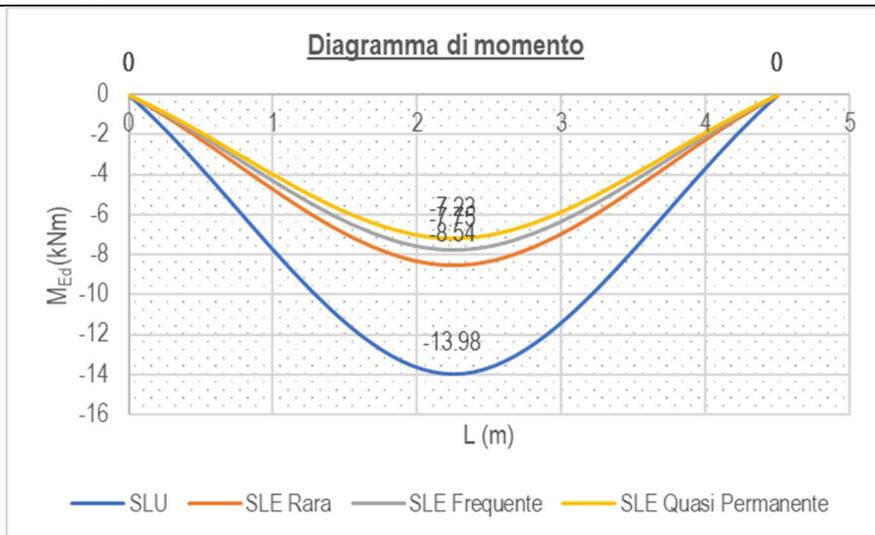
► Combinazioni di carico

Combinazione SLU	$q_{Ed} =$	5.5215	kN/m
Combinazione SLE Rara	$q_{Ed} =$	3.375	kN/m
Combinazione SLE Frequente	$q_{Ed} =$	3.063	kN/m
Combinazione SLE Q.P.	$q_{Ed} =$	2.855	kN/m

► Parametri della sollecitazione

Luce di calcolo	$L =$	4.5	m
-----------------	-------	-----	---

		SLU	SLE Rara	SLE Freq.	SLE Q.P.
Momento agente in mezzeria	M_{Ed} (kNm)	13.98	8.54	7.75	7.23
Taglio sollecitante agli appoggi	V_{Ed} (kN)	12.42	7.59	6.89	6.42



La sezione viene armata con $2\Phi 12$ inferiori in campata.

Le verifiche risultano soddisfatte:

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

NOME SEZIONE: Solaio

Descrizione Sezione: Cabina 4 - Solaio
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi
 Normativa di riferimento: N.T.C.

Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	a T o T rovescio
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C30/37
Resistenza compress. di progetto fcd:	17.00 MPa
Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.90 MPa
Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	18.0 MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	18.0 MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	13.5 MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

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

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base rett. inf.:	12.0	cm
Altezza rett. inf.:	20.0	cm
Base rett. sup.:	50.0	cm
Altezza rett. sup.:	5.0	cm
Barre inferiori:	2Ø12	(2.3 cm ²)
Barre superiori:	0Ø14	(0.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	4.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	4.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	13.98	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	8.54

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	7.75 (6.05)

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	7.23 (6.05)

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.8 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	13.98	-0.04	18.10	1.295	23.7	0.06	0.70	2.3 (0.4)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	25.0	-0.00721	21.0	-0.05274	4.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

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

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	3.75	20.3	0.00	20.3	-194.3	4.0	6.8	81	2.3	4.0

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

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e3	Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo
K2	= (e1 + e3)/(2*e3) secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00121	0.00028	-0.00081	0.83	0.60	0.000606 (0.000583)	2380.144	(990.00)	6.05

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	3.40	20.3	0.00	20.3	-176.3	4.0	6.8	81	2.3	4.0

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

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00110	0.00025	-0.00073	0.83	0.60	0.000529 (0.000529)	238	0.126 (0.30)	6.05

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	3.17	20.3	0.00	20.3	-164.5	4.0	6.8	81	2.3	4.0

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

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00102	0.00024	-0.00068	0.83	0.40	0.000579 (0.000493)	238	0.138 (0.20)	6.05

Verifica taglio in appoggio:

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE IN C.A.

Geometria

Altezza elemento	H =	250	mm
Larghezza elemento	b =	120	mm
Copriferro ambo i lati	c =	40	mm
Altezza utile	d =	210	mm

Armatura longitudinale

Numero di barre tese pos. 1	n ₁ =	2	
Diametro barre tese pos. 1	Φ ₁ =	12	mm
Numero di barre tese pos. 2	n ₂ =	0	
Diametro barre tese pos. 2	Φ ₂ =	0	mm

Sollecitazioni agenti

Taglio sollecitante	V _{Ed} =	12.42	kN
Sforzo normale di compressione	N =	0	kN

Materiali

Calcestruzzo

Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} =	30	MPa
Resistenza cilindrica di progetto a compressione	f _{cd} =	17.00	MPa
Resistenza cilindrica di progetto a compressione ridotta	f' _{cd} =	8.50	MPa
Resistenza media a trazione	f _{ctm} =	2.90	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f _{ctk} =	2.03	MPa
Resistenza di progetto a trazione	f _{ctd} =	1.35	MPa

Acciaio

Tensione caratteristica di snervamento	f _{yk} =	450	MPa
Tensione di snervamento di progetto	f _{yd} =	391	MPa
Livello di conoscenza	LC =	Elemento Nuovo	
Fattore di confidenza	FC =	1	

Verifica resistenza a taglio senza armatura specifica

Coefficiente $k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$	$k =$	1.98	
Area armatura longitudinale trazione	$A_{sl} =$	226	mm ²
Rapporto di armatura longitudinale $\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) < 0.02$	$\rho_l =$	0.0090	
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp} =$	0.00	MPa
Resistenza della trave priva di armatura a taglio	$V_{Rd} =$	17.91	kN
$U_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$U_{min} =$	0.53	MPa
$(U_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b \cdot d$		13.42	kN
$V_{Rd} > (U_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b \cdot d$		✓	
Verifica trave priva di armatura a taglio	$V_{Rd} / V_{Ed} =$	1.44	✓

La sezione è verificata in assenza di armatura specifica a taglio

Verifica di deformabilità:

► **Stato Limite di Deformazione (§4.1.2.2.2 NTC 2018)**

Geometria e materiali

Sistema strutturale	<i>Travi semplicemente appoggiate, piastre incernierate mono o bidirezionali</i>		
Luce del solaio	$l =$	4.5	m
Altezza della sezione	$h =$	0.25	m
Larghezza anima della sezione	$b_w =$	0.12	m
Larghezza flangia della sezione	$b_f =$	0.5	m
Copriferro	$c =$	0.04	m
Altezza utile della sezione	$d =$	0.21	m
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck} =$	30	MPa
Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{yk} =$	450	MPa

Armatura tesa

Diametro barre tipo 1	$\varphi_1 =$	12	mm
Numero barre tipo 1	$n_1 =$	2	
Diametro barre tipo 2	$\varphi_2 =$	0	mm
Numero barre tipo 2	$n_2 =$	0	
Area armatura tesa	$A_s =$	226	mm ²

Armatura compressa

Diametro barre tipo 1	$\varphi_1 =$	12	mm
Numero barre tipo 1	$n_1 =$	0	
Diametro barre tipo 2	$\varphi_2 =$	12	mm
Numero barre tipo 2	$n_2 =$	0	
Area armatura compressa	$A_s =$	0	mm ²

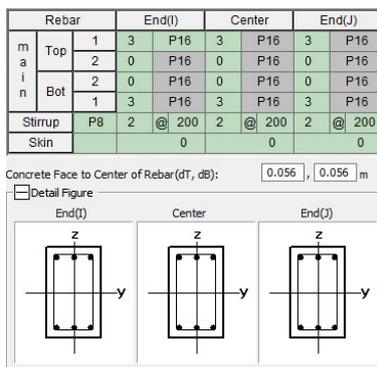
Verifica

Rapporto geometrico di armatura tesa $\rho = A_s / (b_w \cdot d)$	$\rho =$	0.0090
Rapporto geometrico di armatura compressa $\rho' = A'_s / (b_w \cdot d)$	$\rho' =$	0
Area di armatura tesa effettivamente disposta nella sezione	$A_{s,eff} =$	226 mm ²
Area di armatura di calcolo necessaria	$A_{s,calc} =$	226 mm ²
Coefficiente K	$K =$	1
Snellezza $l / h =$	$l / h =$	16.4
Valore limite $l / h =$	$l / h <$	14
$K (11 + 0.0015 f_{ck} / (\rho + \rho')) (500 A_{s,eff} / (f_{yk} A_{s,calc})) =$	17.79	$> l / h$

Verifica soddisfatta

8.2 Travi

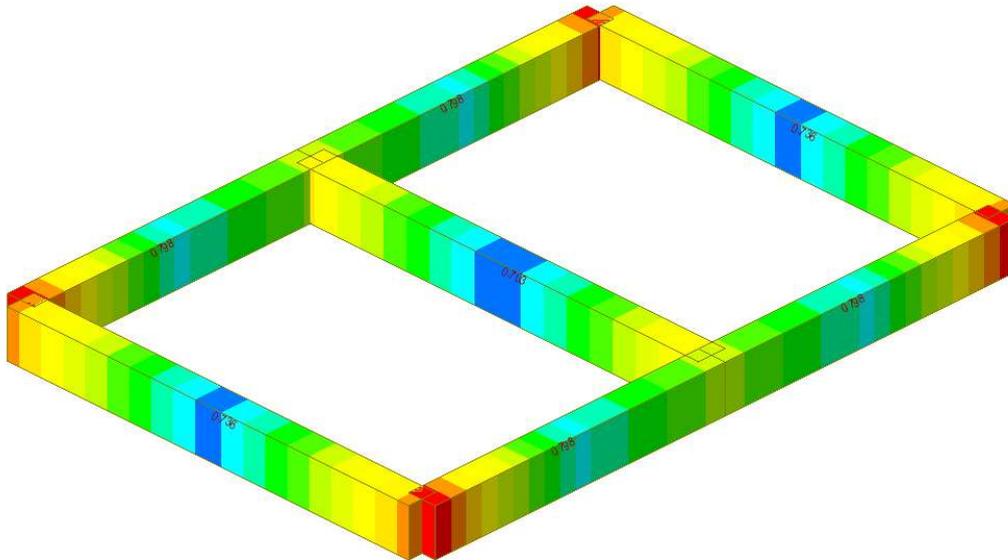
Le travi previste di sezione 30x50 cm sono armate in ugual modo secondo 3 $\Phi 16$ superiormente ed inferiormente per tutta la lunghezza della trave. Sono inoltre presenti staffe $\Phi 8$ ogni 20 cm. La distanza di copriferro dall'estremo del pilastro al centro della barra di armatura è di 56 mm come riportato in figura.

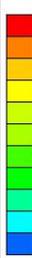


8.2.1 Riepilogo verifiche

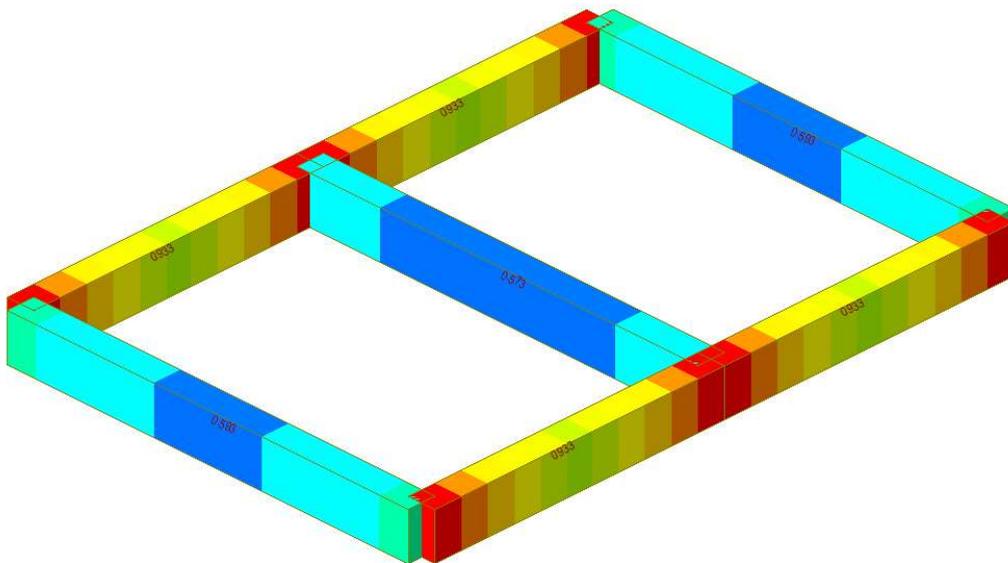
Nelle immagini seguenti si riportano in forma grafica gli esiti delle verifiche condotte sulle travi del fabbricato in esame.

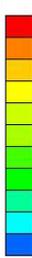
8.2.1.1 Verifica a flessione



midas Gen POST-PROCESSOR CONCRETE DESIGN	
BENDING-y	
	0.80
	0.76
	0.71
	0.67
	0.63
	0.58
	0.54
	0.50
	0.46
	0.41
	0.37
	0.33
ALL COMBINATION	
MAX : 19	
MIN : 15	
FILE: ED.IMP_FA	
UNIT:	
DATE: 01/30/2023	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.612	
Y: -0.612	
Z: 0.500	

8.2.1.2 Verifica a taglio



midas Gen POST-PROCESSOR CONCRETE DESIGN	
SHEAR-z	
	0.93
	0.89
	0.86
	0.82
	0.78
	0.74
	0.70
	0.66
	0.62
	0.58
	0.55
	0.51
ALL COMBINATION	
MAX : 18	
MIN : 15	
FILE: ED.IMP_FA	
UNIT:	
DATE: 01/30/2023	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.612	
Y: -0.612	
Z: 0.500	

8.2.2 Verifiche SLU

MEM B	SE L	Section		Fck	POS	CHK	Rebar		Negative Moment Strength				Positive Moment Strength				Shear Strength									
		Bc	Hc				fyk	AsTop	AsBot	N(-) M_Ed	LC B	x/d	N(-) M_Rd	Rat -N	P(+) M_Ed	LC B	x/d	P(+) M_Rd	Rat -P	V_Ed	LC B	V_Rdc	V_Rds	Rat -Vc	Rat -Vs	Rat- V
		bf	hf				fyw	Span																		
14	0	Travi		30000	I	OK	0.000	0.000	72.796	59	0.1	98.968	60.139	27	0.1	98.968	37.823	41	63.730	78.182	0.5	0.4	0.59			
2		0.30	0.50	45000	M	OK	0.000	0.000	32.629	59	0.1	98.968	34.211	27	0.1	98.968	33.604	41	63.730	78.182	0.5	0.4	0.53			
4.50	00	0.00	0.00	45000	J	OK	0.000	0.000	72.786	9	0.1	98.968	60.130	41	0.1	98.968	37.823	9	63.730	78.182	0.5	0.4	0.59			
15	0	Travi		30000	I	OK	0.000	0.000	69.316	40	0.1	98.968	56.660	8	0.1	98.968	36.490	41	63.730	78.182	0.5	0.4	0.57			
2		0.30	0.50	45000	M	OK	0.000	0.000	30.906	9	0.1	98.968	32.488	41	0.1	98.968	32.271	41	63.730	78.182	0.5	0.4	0.51			
4.50	00	0.00	0.00	45000	J	OK	0.000	0.000	69.583	9	0.1	98.968	56.927	41	0.1	98.968	36.490	9	63.730	78.182	0.5	0.4	0.57			
16	0	Travi		30000	I	OK	0.000	0.000	72.817	40	0.1	98.968	60.161	8	0.1	98.968	37.823	40	63.730	78.182	0.5	0.4	0.59			
2		0.30	0.50	45000	M	OK	0.000	0.000	32.642	40	0.1	98.968	34.224	8	0.1	98.968	33.604	40	63.730	78.182	0.5	0.4	0.53			
4.50	00	0.00	0.00	45000	J	OK	0.000	0.000	72.805	26	0.1	98.968	60.149	58	0.1	98.968	37.823	8	63.730	78.182	0.5	0.4	0.59			
17	0	Travi		30000	I	OK	0.000	0.000	78.958	37	0.1	98.968	49.740	5	0.1	98.968	59.454	37	63.730	78.182	0.9	0.7	0.93			
2		0.30	0.50	45000	M	OK	0.000	0.000	36.130	37	0.1	98.968	39.782	5	0.1	98.968	45.969	37	63.730	78.182	0.7	0.5	0.72			
3.25	00	0.00	0.00	45000	J	OK	0.000	0.000	55.831	5	0.1	98.968	26.613	37	0.1	98.968	59.454	5	63.730	78.182	0.9	0.7	0.93			
18	0	Travi		30000	I	OK	0.000	0.000	55.829	55	0.1	98.968	26.611	23	0.1	98.968	59.461	55	63.730	78.182	0.9	0.7	0.93			
2		0.30	0.50	45000	M	OK	0.000	0.000	36.150	23	0.1	98.968	39.802	55	0.1	98.968	45.976	55	63.730	78.182	0.7	0.5	0.72			
3.25	00	0.00	0.00	45000	J	OK	0.000	0.000	78.984	23	0.1	98.968	49.765	55	0.1	98.968	59.461	23	63.730	78.182	0.9	0.7	0.93			
19	0	Travi		30000	I	OK	0.000	0.000	79.025	54	0.1	98.968	49.806	22	0.1	98.968	59.448	54	63.730	78.182	0.9	0.7	0.93			

Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03

2	0.30 00	0.50 00	45000 0	M	OK	0.000 6	0.000 6	36.201 5	54 0.1 3	98.968 0	0.3 7	39.853 8	22 0.1 3	98.968 0	0.4 0	45.963 4	54 5	63.730 5	78.182 6	0.7 2	0.5 9	0.72
3.25 00	0.00 00	0.00 00	45000 0	J	OK	0.000 6	0.000 6	55.746 6	22 0.1 3	98.968 0	0.5 6	26.528 1	54 0.1 3	98.968 0	0.2 7	59.448 8	22 5	63.730 5	78.182 6	0.9 3	0.7 6	0.93
20	0	Travi	30000 .0	I	OK	0.000 6	0.000 6	55.716 0	36 0.1 3	98.968 0	0.5 6	26.497 5	4 0.1 3	98.968 0	0.2 7	59.435 1	36 5	63.730 5	78.182 6	0.9 3	0.7 6	0.93
2	0.30 00	0.50 00	45000 0	M	OK	0.000 6	0.000 6	36.198 5	4 0.1 3	98.968 0	0.3 7	39.850 9	36 0.1 3	98.968 0	0.4 0	45.949 6	36 5	63.730 5	78.182 6	0.7 2	0.5 9	0.72
3.25 00	0.00 00	0.00 00	45000 0	J	OK	0.000 6	0.000 6	79.011 0	4 0.1 3	98.968 0	0.8 0	49.792 5	36 0.1 3	98.968 0	0.5 0	59.435 1	4 5	63.730 5	78.182 6	0.9 3	0.7 6	0.93

8.2.3 Verifiche SLE

MEMB	SEL	Section			Fck	POS	CHK	Stress Control								Crack Control				Deflection Control			
		Bc	Hc	fyk				Concrete				Reinforcement								Def	Defa		
								Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-w	Top-wa	Bot-w	Bot-wa				
Span		bf	hf	fyw																			
14	0	Travi	30000	I	OK	435.519	13500	54.4399	13500	4116.91	360000	514.614	360000	0	0.0003	0	0.0003						
2		0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	217.76	13500	0	0	2058.45	360000	0	0	0	0.0003					
4.5		0	0	450000	J	OK	435.519	13500	54.4398	13500	4116.94	360000	514.613	360000	0	0.0003	0	0.0003	0	0.018			
15	0	Travi	30000	I	OK	435.519	13500	54.4399	13500	4116.91	360000	514.614	360000	0	0.0003	0	0.0003						
2		0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	217.76	13500	0	0	2058.45	360000	0	0	0	0.0003					
4.5		0	0	450000	J	OK	435.519	13500	54.4398	13500	4116.94	360000	514.613	360000	0	0.0003	0	0.0003	0	0.018			
16	0	Travi	30000	I	OK	435.519	13500	54.4399	13500	4116.91	360000	514.614	360000	0	0.0003	0	0.0003						
2		0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	217.76	13500	0	0	2058.45	360000	0	0	0	0.0003					
4.5		0	0	450000	J	OK	435.519	13500	54.4398	13500	4116.94	360000	514.613	360000	0	0.0003	0	0.0003	0	0.018			
17	0	Travi	30000	I	OK	1005.45	13500	125.681	13500	12184.3	360000	1523.04	360000	0	0.0003	0	0.0003						
2		0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	502.725	13500	0	0	6092.17	360000	0	0	0	0.0003					
3.25		0	0	450000	J	OK	1005.45	13500	125.681	13500	12184.3	360000	1523.04	360000	0	0.0003	0	0.0003	0	0.013			
18	0	Travi	30000	I	OK	1005.45	13500	125.681	13500	12184.3	360000	1523.04	360000	0	0	0	0.0003						
2		0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	502.725	13500	0	0	6092.17	360000	0	0	0	0.0003					
3.25		0	0	450000	J	OK	1005.45	13500	125.681	13500	12184.3	360000	1523.04	360000	0	0.0003	0	0.0003	0	0.013			
19	0	Travi	30000	I	OK	1005.45	13500	125.681	13500	12184.3	360000	1523.04	360000	0	0	0	0.0003						
2		0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	502.725	13500	0	0	6092.17	360000	0	0	0	0.0003					
3.25		0	0	450000	J	OK	1005.45	13500	125.681	13500	12184.3	360000	1523.04	360000	0	0.0003	0	0.0003	0	0.013			
20	0	Travi	30000	I	OK	1005.45	13500	125.681	13500	12184.3	360000	1523.04	360000	0	0	0	0.0003						
2		0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	502.725	13500	0	0	6092.17	360000	0	0	0	0.0003					
3.25		0	0	450000	J	OK	1005.45	13500	125.681	13500	12184.3	360000	1523.04	360000	0	0.0003	0	0.0003	0	0.013			

8.3 Pilastri

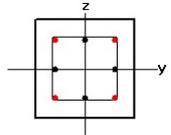
I pilastri previsti di sezione 30x30 cm sono armati in ugual modo secondo 4 $\Phi 20$ disposti in tre file ed in posizione assiale piú 4 $\Phi 26$ in posizione angolare con una distanza di copriferro dall'estremo del pilastro al centro della barra di armatura di 61 mm come riportato in figura.

Rebar		Data	
Main	Numbers	8	P20
	Rows	3	
	Corner	<input checked="" type="checkbox"/>	P26
Ties/ Spirals	End(I & J)	y	2
		z	2
	Center(M)	y	2
		z	2

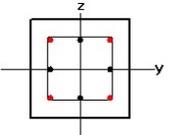
Concrete Face to Center of Rebar(do) : 0.061 m
 Type of Hoop Rebar : Ties Spirals

Detail Figure

End(I & J)

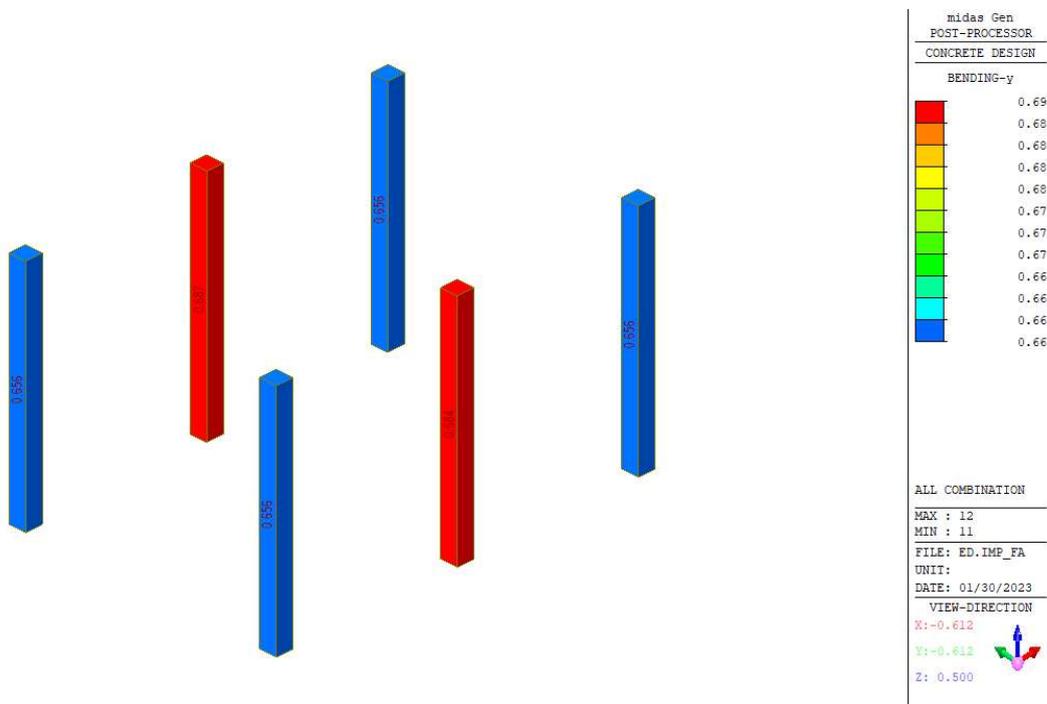


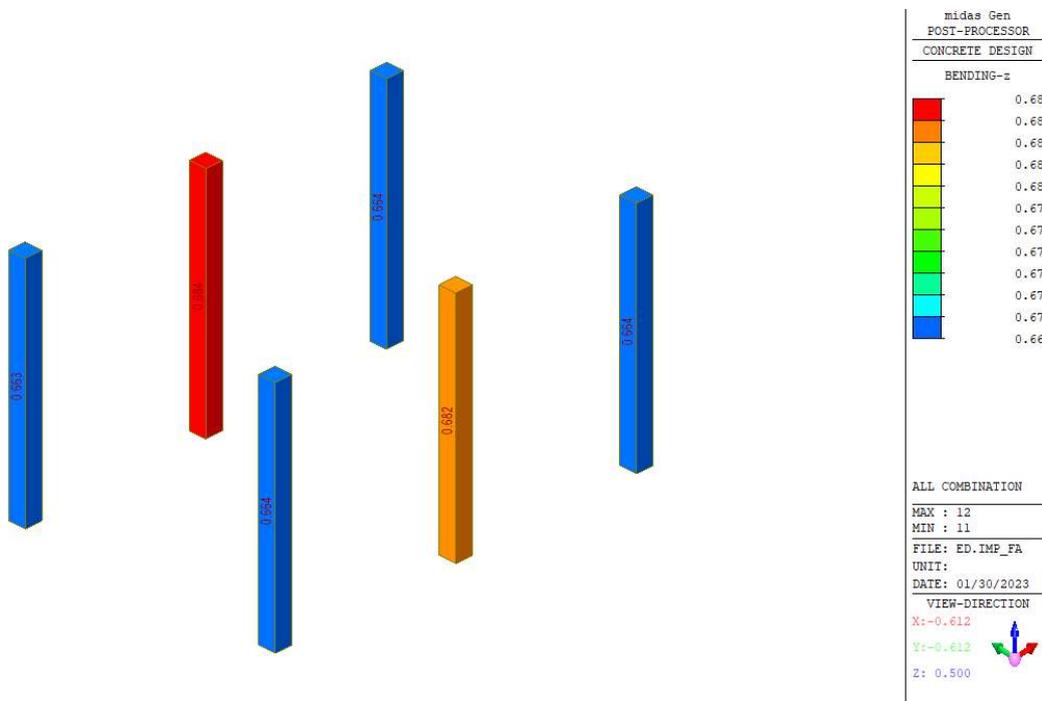
Center(M)



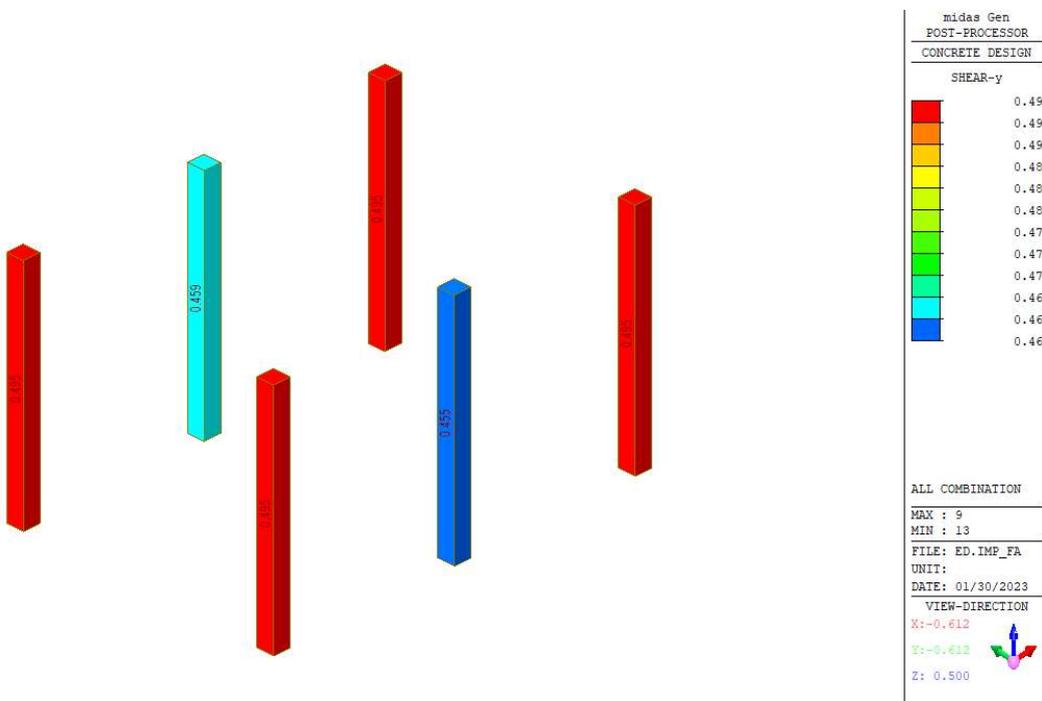
8.3.1 Riepilogo verifiche

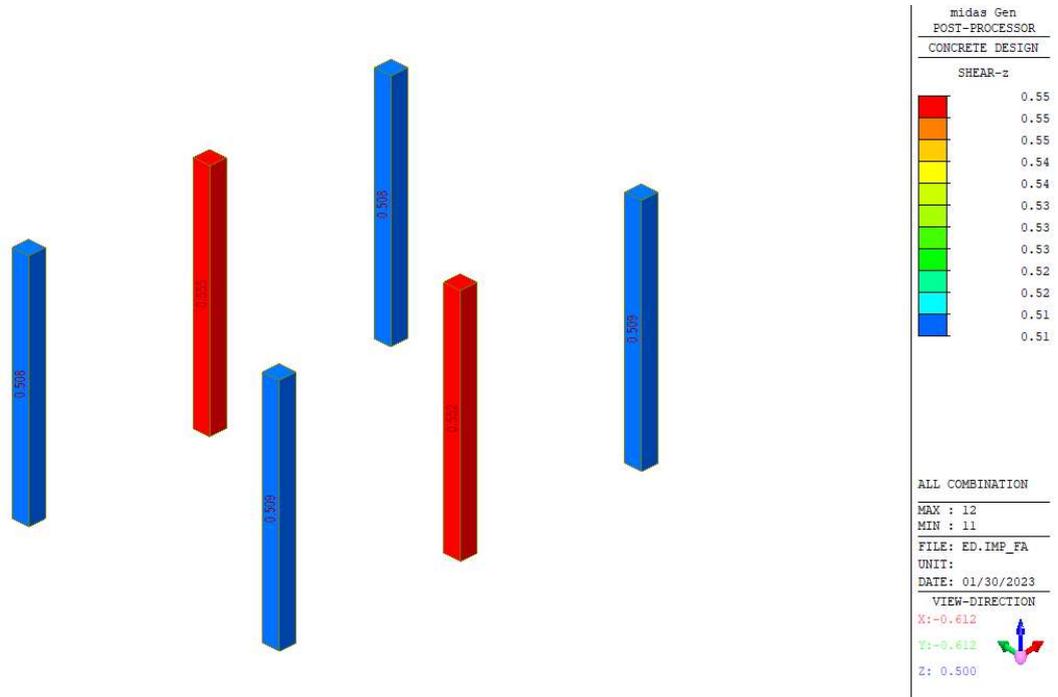
8.3.1.1 Verifica a flessione





8.3.1.2 Verifica a taglio





8.3.2 Verifiche

MEM B	SEL	Section		C	fck	fyk	CHK	LC B	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
SECT		Bc	Hc	Height	fyw					Rat-N	Rat-My	Rat-Mz	Rat-Vc.end	Rat-Vs.end	Rat-Vc.mid	Rat-Vs.mid		V_Ed_mid	Rat-V_mid
8	0	Pilastr			30000.0	45000.0	OK	54	10-4-P18	2480.73	57.6019	79.0252	18.0523	69.5169	57.2870	70.0659	57.2870	54	36.3088
1		0.3000	0.3000	4.0000	450000					0.854	0.857	0.831	0.522	0.634	0.518	0.634	54	36.3088	0.518
9	0	Pilastr			30000.0	45000.0	OK	4	10-4-P18	2480.73	57.5868	79.0110	18.0556	69.5150	57.2870	70.0640	57.2870	4	36.3036
1		0.3000	0.3000	4.0000	450000					0.855	0.857	0.831	0.522	0.634	0.518	0.634	4	36.3036	0.518
10	0	Pilastr			30000.0	45000.0	OK	23	10-4-P18	2480.73	57.6179	78.9841	18.0424	69.5188	57.2870	70.0678	57.2870	23	36.2881
1		0.3000	0.3000	4.0000	450000					0.855	0.857	0.831	0.522	0.633	0.518	0.633	23	36.2881	0.518
11	0	Pilastr			30000.0	45000.0	OK	37	10-4-P18	2480.73	57.6170	78.9585	18.0303	69.5187	57.2870	70.0677	57.2870	37	36.2764
1		0.3000	0.3000	4.0000	450000					0.854	0.857	0.831	0.522	0.633	0.518	0.633	37	36.2764	0.518
12	0	Pilastr			30000.0	45000.0	OK	55	10-4-P18	2480.73	72.1603	79.3867	25.2147	68.9008	57.2870	69.4498	57.2870	37	39.2605
1		0.3000	0.3000	4.0000	450000					0.888	0.886	0.853	0.570	0.685	0.565	0.685	37	39.2605	0.565

13	0	Pilastr			30000.0	45000	OK	36	10-4-P18	2480.73	72.2164	79.1635	25.2645	68.9048	57.2870	69.4538	57.2870	54	39.0429
1		0.3000	0.3000	4.0000	450000					0.869	0.883	0.851	0.567	0.682	0.562	0.682	54	39.0429	0.562

8.4 Platea di fondazione

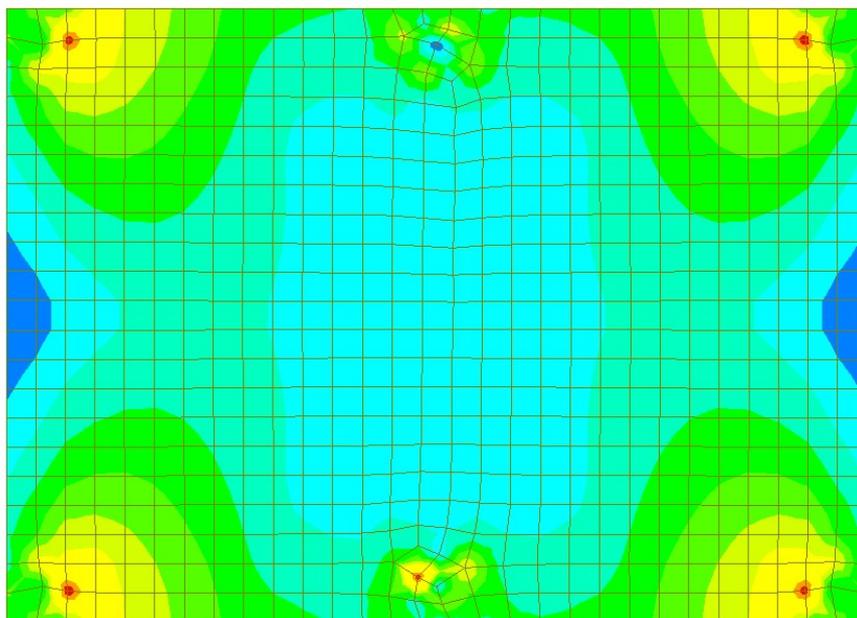
La platea di fondazione di spessore 30 cm viene armata con una maglia $\Phi 14/20$ cm superiormente ed inferiormente ed in entrambe le direzioni. Viene inoltre previsto un raddoppio di armatura in corrispondenza dei pilastr prevedendo quindi l'inserimento di un'ulteriore maglia $\Phi 14/20$ cm di lunghezza 1,0 m.

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 – Direzione X

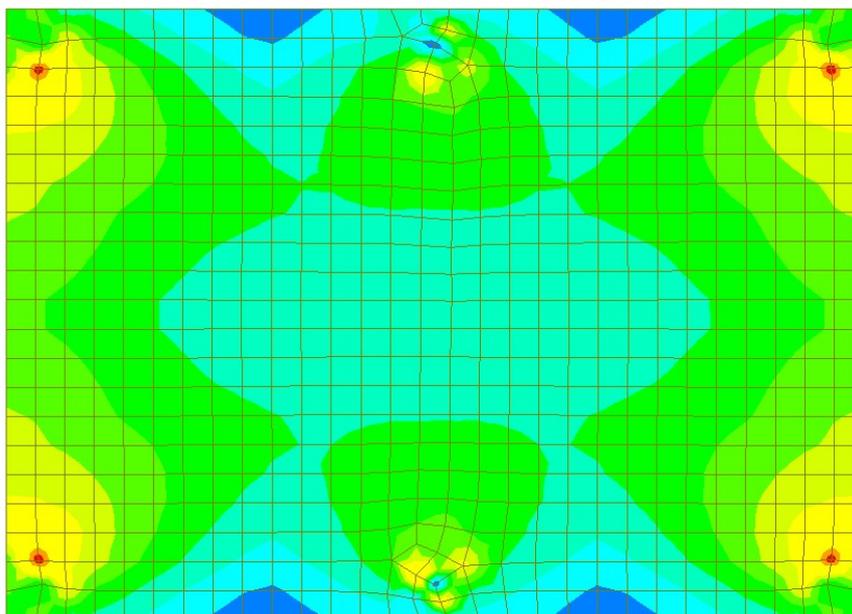


midas Gen POSTI-PROCESSOR SLAB CHECKING	
	117.89
	107.17
	96.46
	85.74
	75.02
	64.30
	53.59
	42.87
	32.15
	21.43
	10.72
	0.00

Position:
Top Side
Smoothing:
Element (Avg.Nodal)
Component:
Direction 1
Wood Armer

ALL COMBINATION
MAX : 48
MIN : 61
FILE: FA
UNIT: kN*m/m
DATE: 01/24/2023

- Armatura superiore – Direzione Y



midas Gen POST-PROCESSOR	
SLAB CHECKING	
119.52	
108.66	
97.79	
86.93	
76.06	
65.19	
54.33	
43.46	
32.60	
21.73	
10.87	
0.00	

Position:
Top Side

Smoothing:
Element (Avg.Nodal)

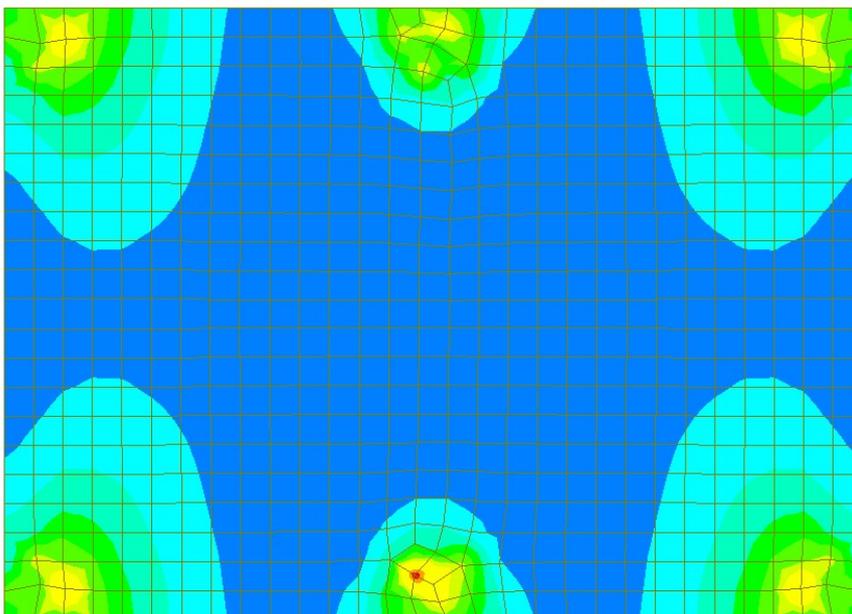
Component:
Direction 2
Wood Armer

ALL COMBINATION

MAX : 27
MIN : 61

FILE: FA
UNIT: kN*m/m
DATE: 01/24/2023

- Armatura inferiore – Direzione X



midas Gen POST-PROCESSOR	
SLAB CHECKING	
126.28	
114.80	
103.32	
91.84	
80.36	
68.88	
57.40	
45.92	
34.44	
22.96	
11.48	
0.00	

Position:
Bottom Side

Smoothing:
Element (Avg.Nodal)

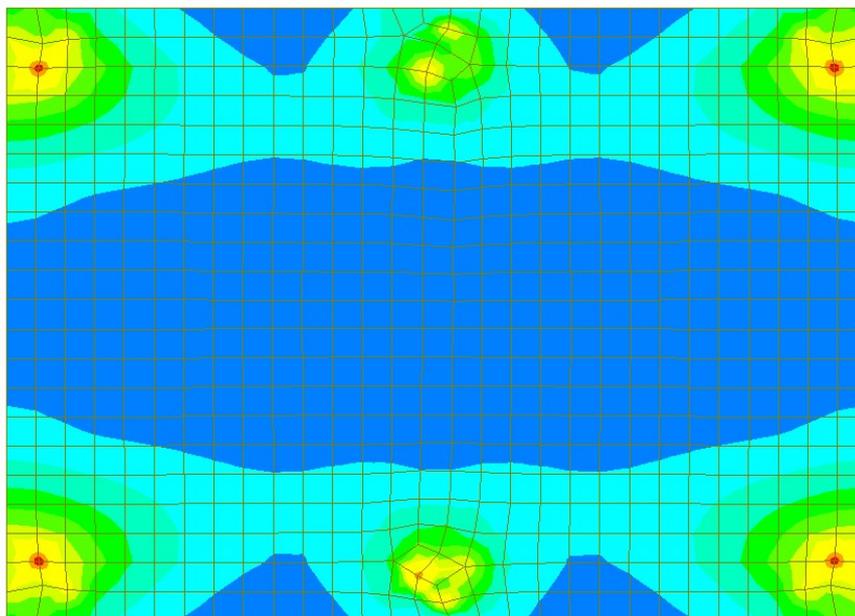
Component:
Direction 1
Wood Armer

ALL COMBINATION

MAX : 41
MIN : 29

FILE: FA
UNIT: kN*m/m
DATE: 01/24/2023

- Armatura inferiore – Direzione Y



midas Gen POST-PROCESSOR	
SLAB CHECKING	
114.94	
104.49	
94.04	
83.59	
73.14	
62.69	
52.25	
41.80	
31.35	
20.90	
10.45	
0.00	

Position:
Bottom Side

Smoothing:
Element (Avg.Nodal)

Component:
Direction 2
Wood Armer

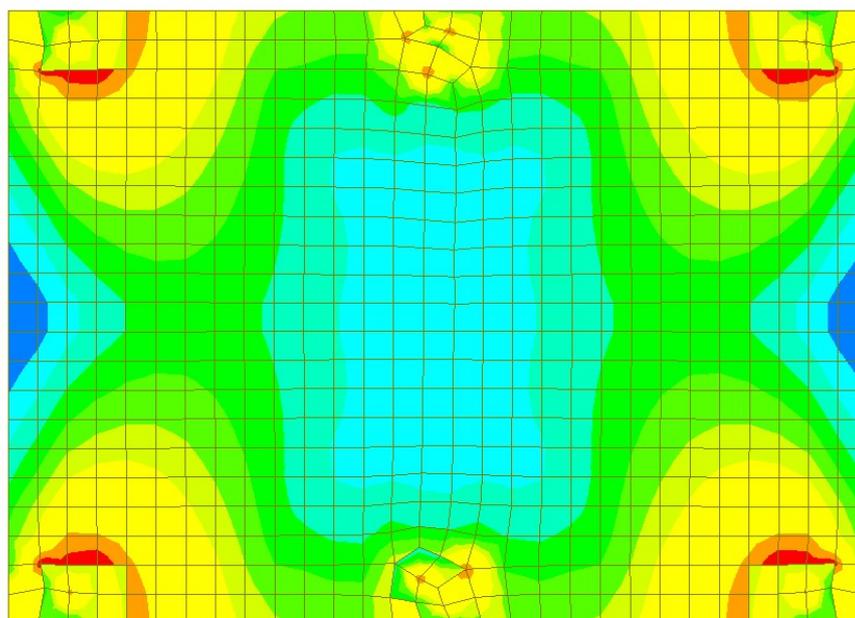
ALL COMBINATION

MAX : 27
MIN : 24

FILE: FA
UNIT: kN*m/m
DATE: 01/24/2023

Si riportano nel seguito gli indici di sfruttamento (involuppo) in forma grafica, nonché l'esito della verifica flessionale più gravosa.

- Direzione X



midas Gen POST-PROCESSOR	
SLAB CHECKING	
0.97	
0.89	
0.81	
0.72	
0.64	
0.55	
0.47	
0.39	
0.30	
0.22	
0.13	
0.05	

Position:
Top & Bot

Smoothing:
Element (Avg.Nodal)

Component:
Direction 1
Resistance Ratio

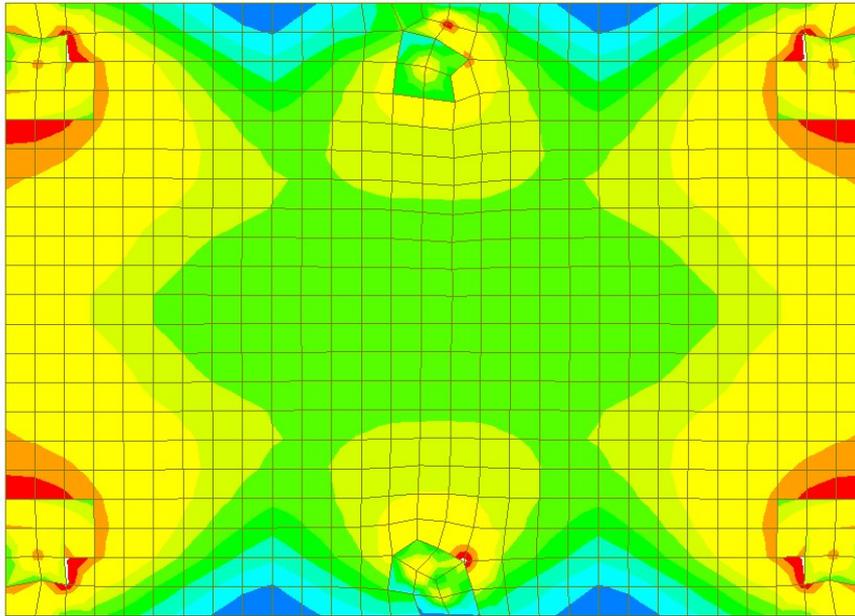
ALL COMBINATION

MAX : 238
MIN : 83

FILE: FA
UNIT: None
DATE: 01/25/2023

- Direzione Y

Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03



midas Gen POST-PROCESSOR SLAB CHECKING	
0.99	
0.91	
0.82	
0.74	
0.65	
0.57	
0.48	
0.40	
0.31	
0.23	
0.15	
0.06	

Position:
Top & Bot

Smoothing:
Element (Avg. Nodal)

Component:
Direction 2
Resistance Ratio

ALL COMBINATION

MAX : 153
MIN : 34

FILE: FA
UNIT: None
DATE: 01/25/2023

In direzione y la verifica risulta soddisfatta a meno delle zone nodali evidenziate in colore bianco.

- Direzione X

Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03

```

=====
[[[[]]]] SLAB CHECKING MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN 2-[1], Dir 1.
=====
-----
Thk  Elem POS  AsReq  AsUse |  M_Ed( LCB)  M_Rd  Rat  CHK
-----
0.3000  333 BOT 0.0014 0.0015 | 126.278( 54) 138.931 0.909 OK
        172 TOP 0.0013 0.0015 | 117.892( 5) 138.931 0.849 OK
-----

<< BOTTOM >>

-. Information of Parameters.
Elem No. : 333
Thickness : 0.3000 m.
Materials : fck = 25000.0000 KPa.
            fcd = 14166.6667 KPa.
            fyk = 450000.0000 KPa.
Covering : dB = 0.0470 m.
            dT = 0.0470 m.
LCB No. : 54

-. Information of Design.
b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
d = 0.2530 m.
lambda = 0.800
a = lambda * x = 0.042 m.
eta = 1.000
Cc = eta*fcd*b*a = 0.5992 kN.
M_Rd = Cc*(d-a/2) = 138.9314 kN-m./m.

-. Information of Moments and Result.
Rein. Bar : P14 @200 / P14 @200
As_req = 0.0014 m^2/m. ( 0.0014 m^2/m.)
M_Ed = 126.2780 kN-m./m.
M_Rd = 138.9314 kN-m./m.
RatM = M_Ed / M_Rd = 0.909 < 1.0 ---> O.K !

-. Check ratio of neutral axis depth to effective depth.
x/d = 0.210
Limit(x/d) = 0.450 ( fck <= 50 MPa.)
x/d ratio = 0.210/ 0.450 = 0.467 ---> O.K

<< TOP >>

-. Information of Parameters.
Elem No. : 172
Thickness : 0.3000 m.
Materials : fck = 25000.0000 KPa.
            fcd = 14166.6667 KPa.
            fyk = 450000.0000 KPa.
Covering : dB = 0.0470 m.
            dT = 0.0470 m.
LCB No. : 5

=====
midas Gen - RC-Slab Flexural Checking [ Eurocode2:04 & NTC2018 ] Gen 2022
=====

-. Information of Design.
b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
d = 0.2530 m.
lambda = 0.800
a = lambda * x = 0.042 m.
eta = 1.000
Cc = eta*fcd*b*a = 0.5992 kN.
M_Rd = Cc*(d-a/2) = 138.9314 kN-m./m.

-. Information of Moments and Result.
Rein. Bar : P14 @200 / P14 @200
As_req = 0.0013 m^2/m. ( 0.0013 m^2/m.)
M_Ed = 117.8921 kN-m./m.
M_Rd = 138.9314 kN-m./m.
RatM = M_Ed / M_Rd = 0.849 < 1.0 ---> O.K !

-. Check ratio of neutral axis depth to effective depth.
x/d = 0.210
Limit(x/d) = 0.450 ( fck <= 50 MPa.)
x/d ratio = 0.210/ 0.450 = 0.467 ---> O.K
  
```

- Direzione Y

Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03

```

=====
[[[*]]] SLAB CHECKING MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN 2-[1], Dir 2.
=====
-----
Thk  Elem POS  AsReq  AsUse |  M_Ed( LCB)  M_Rd  Rat  CHK
-----
0.3000  172 BOT 0.0008 0.0008 | 68.8557( 40) 68.2851 1.01* NG
        286 TOP 0.0008 0.0008 | 70.6931( 40) 68.2851 1.04* NG
-----

<< BOTTOM >>

-- Information of Parameters.
Elem No. : 172
Thickness : 0.3000 m.
Materials : fck = 25000.0000 KPa.
           fcd = 14166.6667 KPa.
           fyk = 450000.0000 KPa.
Covering : dB = 0.0610 m.
           dT = 0.0610 m.
LCB No. : 40

-- Information of Design.
b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
d = 0.2390 m.
lambda = 0.800
a = lambda * x = 0.021 m.
eta = 1.000
Cc = eta*fcd*b*a = 0.2989 kN.
M_Rd = Cc*(d-a/2) = 68.2851 kN-m./m.

-- Information of Moments and Result.
Rein. Bar : P14 @200
As_req = 0.0008 m^2/m. ( 0.0008 m^2/m.)
M_Ed = 67.6023 kN-m./m.
M_Rd = 68.2851 kN-m./m.
RatM = M_Ed / M_Rd = 0.99 > 1.0 ----> O.K

-- Check ratio of neutral axis depth to effective depth.
x/d = 0.111
Limit(x/d) = 0.450 ( fck <= 50 MPa.)
x/d ratio = 0.111/ 0.450 = 0.247 ----> O.K

<< TOP >>

-- Information of Parameters.
Elem No. : 286
Thickness : 0.3000 m.
Materials : fck = 25000.0000 KPa.
           fcd = 14166.6667 KPa.
           fyk = 450000.0000 KPa.
Covering : dB = 0.0610 m.
           dT = 0.0610 m.
LCB No. : 40

=====
midas Gen - RC-Slab Flexural Checking [ Eurocode2:04 & NTC2018 ] Gen 2022
=====

-- Information of Design.
b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
d = 0.2390 m.
lambda = 0.800
a = lambda * x = 0.021 m.
eta = 1.000
Cc = eta*fcd*b*a = 0.2989 kN.
M_Rd = Cc*(d-a/2) = 68.2851 kN-m./m.

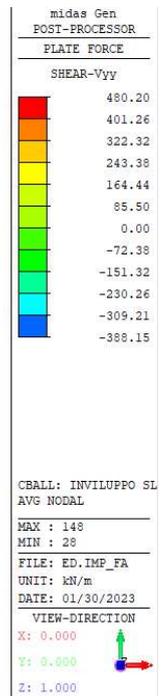
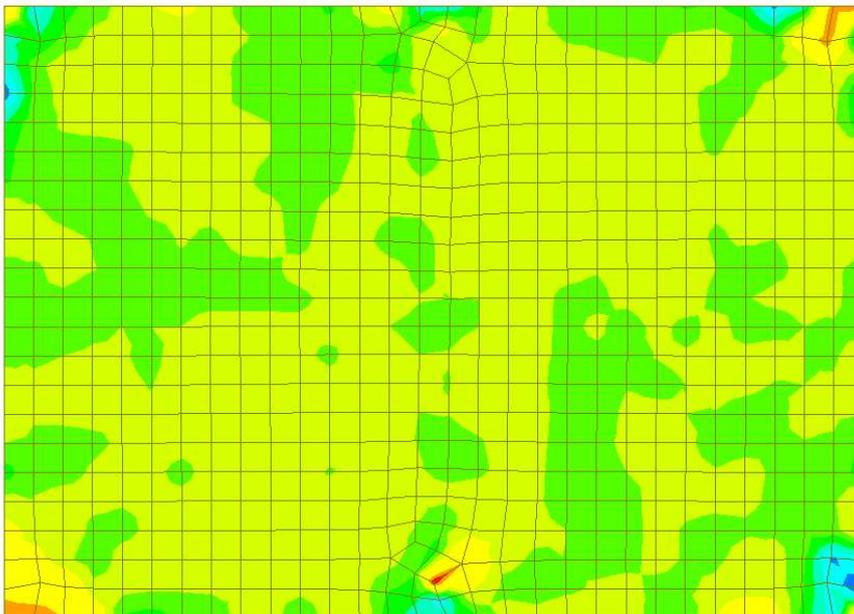
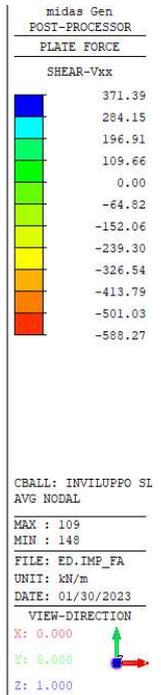
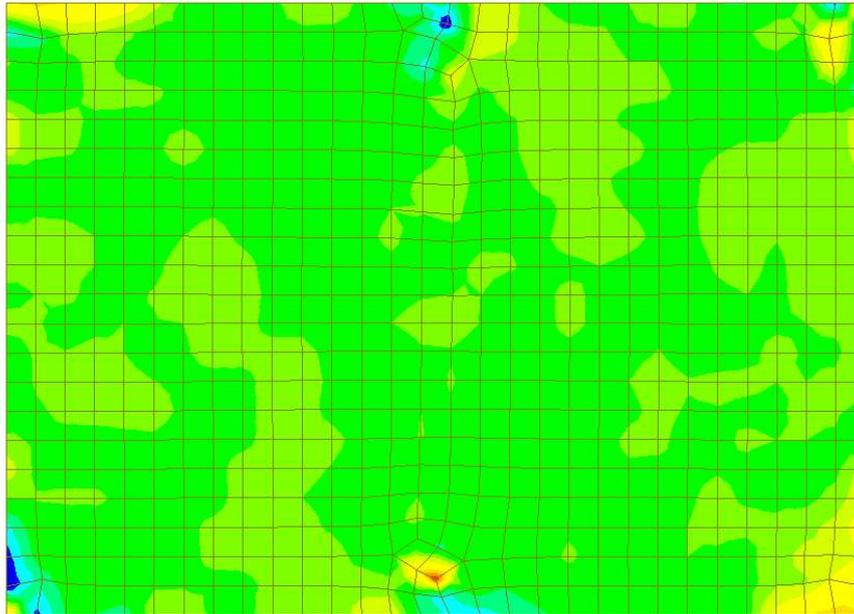
-- Information of Moments and Result.
Rein. Bar : P14 @200
As_req = 0.0008 m^2/m. ( 0.0008 m^2/m.)
M_Ed = 67.6023 kN-m./m.
M_Rd = 68.2851 kN-m./m.
RatM = M_Ed / M_Rd = 0.99 > 1.0 ----> O.K

-- Check ratio of neutral axis depth to effective depth.
x/d = 0.111
Limit(x/d) = 0.450 ( fck <= 50 MPa.)
x/d ratio = 0.111/ 0.450 = 0.247 ----> O.K
  
```

8.4.1.2 Verifica a taglio/punzonamento

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

Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03



La resistenza a taglio senza armatura specifica è pari a:

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE IN C.A.

Geometria

Altezza elemento	H =	300	mm
Larghezza elemento	b =	1000	mm
Copriferro ambo i lati	c =	50	mm

Altezza utile d = 250 mm

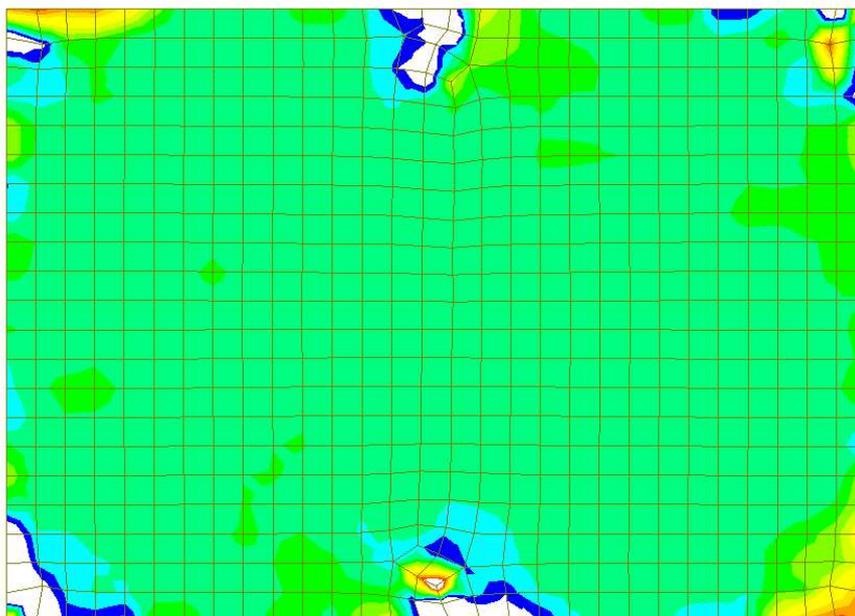
Armatura longitudinale

Numero di barre tese pos. 1	n ₁ =	5	
Diametro barre tese pos. 1	Φ ₁ =	14	mm
Numero di barre tese pos. 2	n ₂ =	0	
Diametro barre tese pos. 2	Φ ₂ =	0	mm

Verifica resistenza a taglio senza armatura specifica

Coefficiente $k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$	k =	1.89	
Area armatura longitudinale trazione	A _{sl} =	1005	mm ²
Rapporto di armatura longitudinale $\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) < 0.02$	ρ _l =	0.0040	
Tensione media di compressione nella sezione	σ _{cp} =	0.00	MPa
Resistenza della trave priva di armatura a taglio	V _{Rd} =	130.34	kN
$U_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	U _{min} =	0.50	MPa
$(U_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b \cdot d$		124.96	kN
$V_{Rd} > (U_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b \cdot d$		✓	

La verifica senza specifica armatura a taglio è soddisfatta a meno delle zone in grigio evidenziate nel seguito, dove sono previsti ganci aggiuntivi Φ16 su maglia 20 x 20 cm.



midas Gen
 POST-PROCESSOR
 PLATE FORCE

SHEAR-V_{xx}

	124.96
	78.31
	31.67
	-14.98
	-61.62
	-108.27
	-154.92
	-201.56
	-248.21
	-294.85
	-341.50
	-388.15

CBALL: INVILUPPO SI
 AVG NODAL

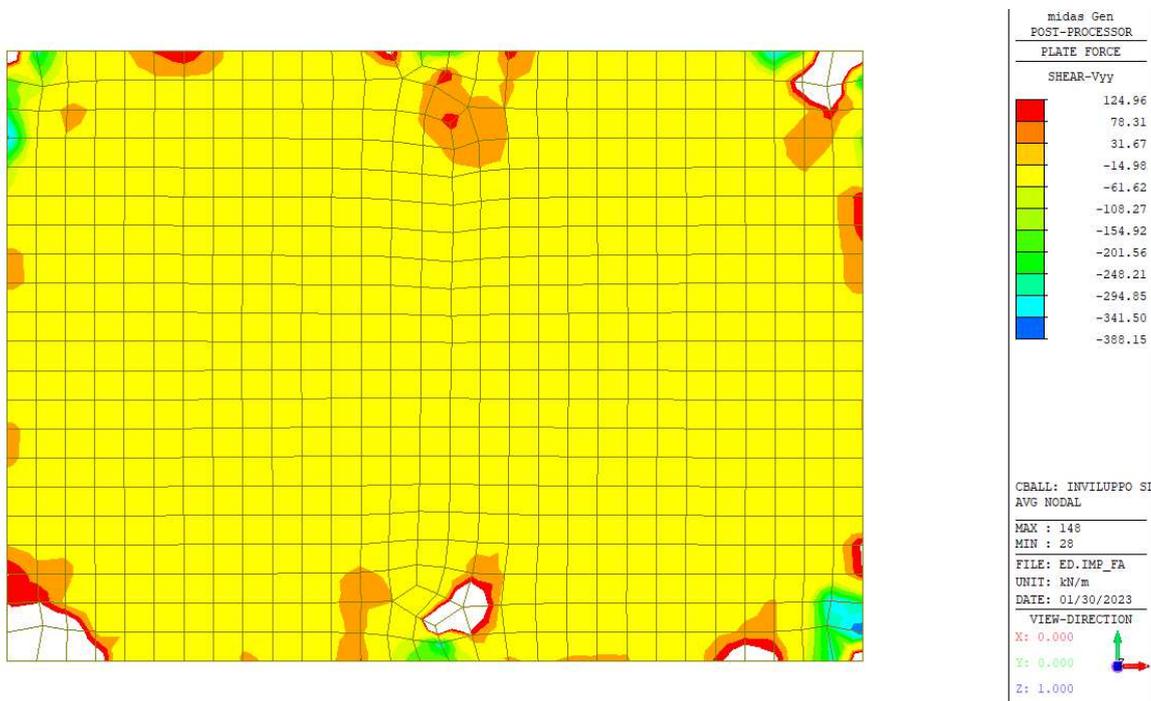
MAX : 109
 MIN : 148

FILE: ED_IMP_FA
 UNIT: kN/m
 DATE: 01/30/2023

VIEW-DIRECTION

X: 0.000
 Y: 0.000
 Z: 1.000

Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03



Verifica della sezione con armatura specifica a taglio

Angolo inclinazione armatura

$\alpha = 90^\circ$

Angolo di inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresse per rottura bilanciata acciaio - calcestruzzo

$\theta_{acc-clc} = 28.75^\circ$

Angolo ammissibile

Angolo inclinazione puntoni di cls

$\theta = 30^\circ$

n° braccia delle staffe

$n^\circ = 5$

Diametro staffe

$\Phi = 16$ mm

Passo staffe

$s = 200$ mm

Area staffe

$A_{sw} = 1005$ mm²

Resistenza a taglio trazione

$V_{Rsd} = 767$ kN

Coefficiente maggiorativo

$a_c = 1.00$

Resistenza a taglio compressione

$V_{Rcd} = 828$ kN

Resistenza della sezione armata a taglio $V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$

$V_{Rd} = 767$ kN

Verifica di sicurezza

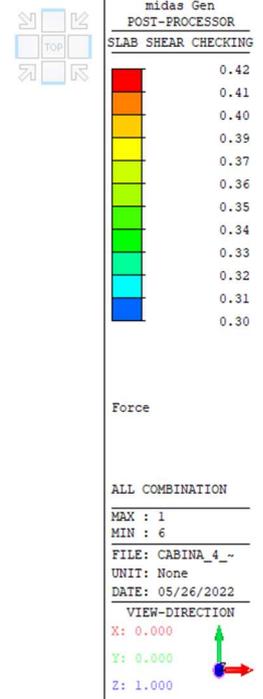
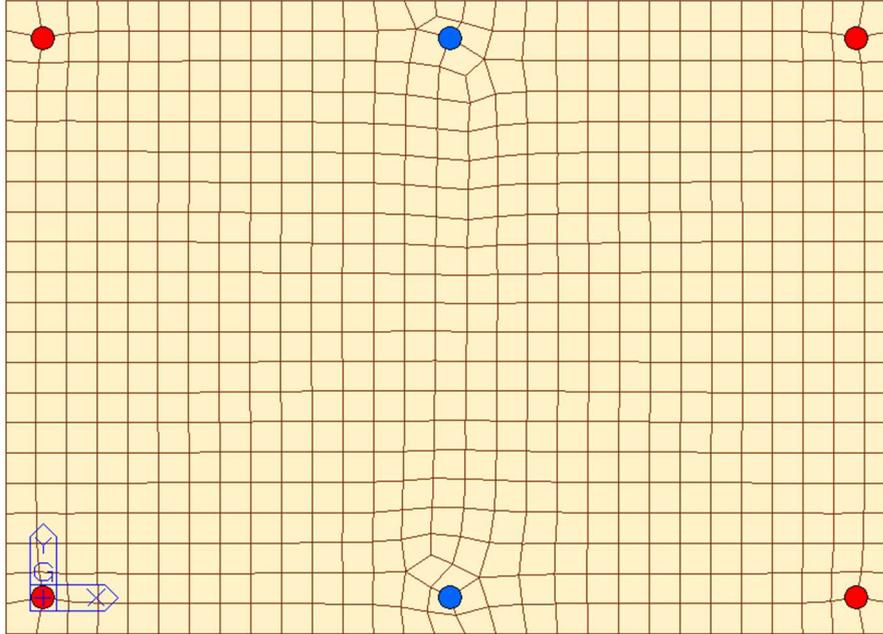
$V_{Rd} / V_{Ed} = 1.36$ ✓

Traslazione del momento

$a_1 = 19$ cm

Per la verifica a punzonamento si ottiene invece.

Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03



```

=====
[[[*]]] PUNCHING CHECK MAXIMUM RESULT DATA BY FORCE : DOMAIN 2-[1].
=====

- Information of Parameters.
Elem No. : 8
LCB No. : 37
Materials : fck = 25000.0000 KPa.
Thickness : 0.3000 m.
Covering : dB = 0.0400 m.
           dT = 0.0400 m.

- Information of Checking.
V_Ed = -55.2901 kN.
ul = 1.7145 m.
ul' = 1.4145 m.
u0 = 0.6000 m.
d = 0.2600 m.
M_Edy = -55.7066 kN-m.
M_Edz = 17.6340 kN-m.
c1 = 0.3000 m.
c2 = 0.3000 m.
k = 0.6000
Wl = c2^2/2 + c1*c2 + 4*c1*d + 16*d^2 + 2*pi*d*c2 =2018.6885 m.
Beta = 1 + k*(M_Edy/V_Ed)^(ul/Wl) = 1.5134
Beta*V_Ed = 83.6772 kN.

- Basic control perimeter
rholx = 0.0030
rholz = 0.0030
rhol = min[ sqrt(rholx*rholz), 0.02 ] = 0.0030
K = min[ 1+(200/d)^0.5, 2.0 ] = 1.877 (d in mm)
gamma_c = 1.500
V_Rd,c = max[ 0.035*k*1.5*sqrt(fck), (0.18/gamma_c)*k*(100*rhol*fck)^1/3 ]*ul*d
        = 200.6140 kN.

RatV = Beta*V_Ed / V_Rd,c = 0.417 < 1.0 ---> O.K !

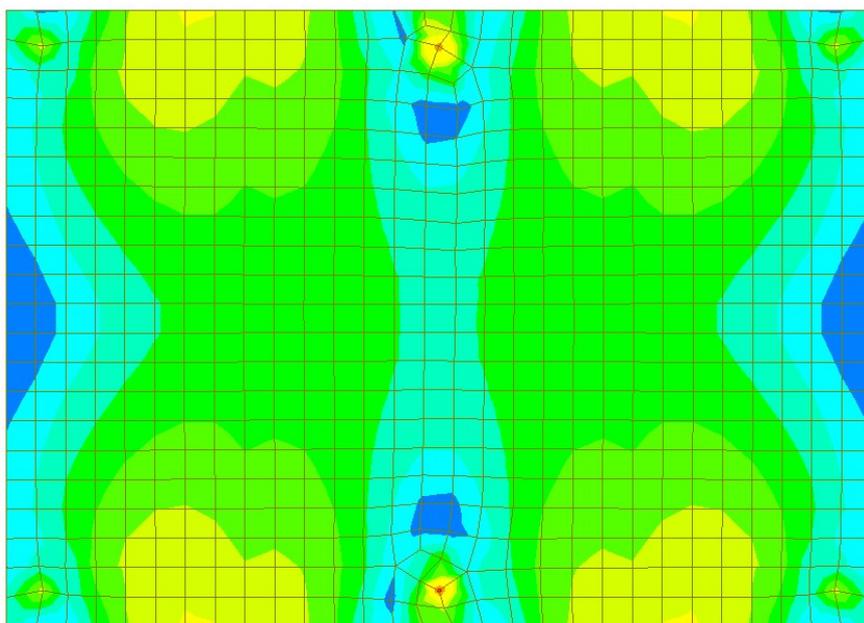
- Column face
alpha_cc = 0.8500
gamma_c = 1.5000
fcd = alpha_cc*fck/gamma_c = 1.4167e+04 KPa.
Nu = 0.5000 (fck <= 70MPa)
V_Rd,max = 0.4*Nu*fcd*u0*d = 442.0000 kN.
Beta*V_Ed/V_Rd,max = 0.189 < 1.0 ---> OK !
  
```

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)



midas Gen POST-PROCESSOR SLAB SERV.CHECKING	
0.16	0.15
0.13	0.12
0.10	0.09
0.08	0.06
0.05	0.03
0.02	0.00

Position:
Top & Bot

Smoothing:
Element (Avg.Nodal)

Component:
Direction 1

Stress Checking:
Concrete

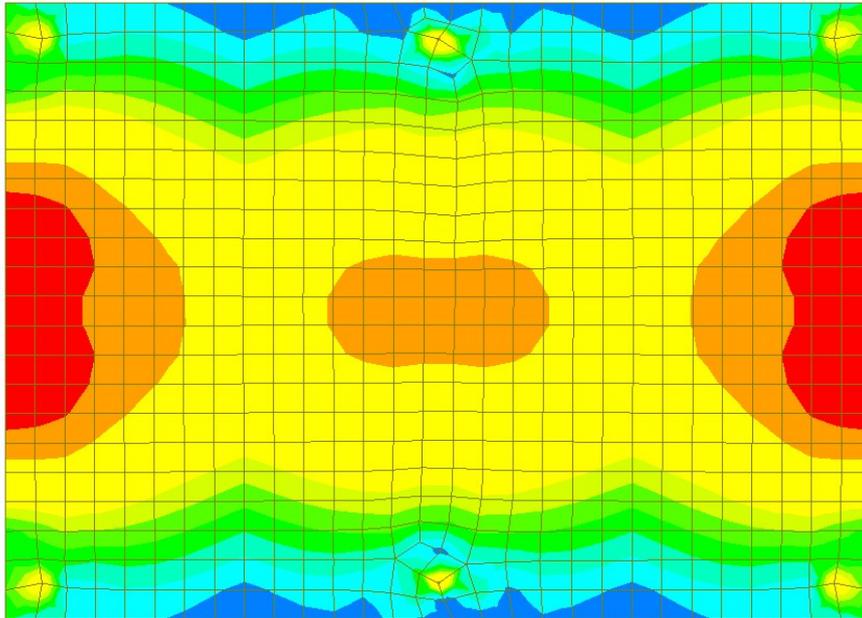
ALL COMBINATION

MAX : 148
MIN : 78

FILE: FA
UNIT: None
DATE: 01/24/2023

- Calcestruzzo (Y)

Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03



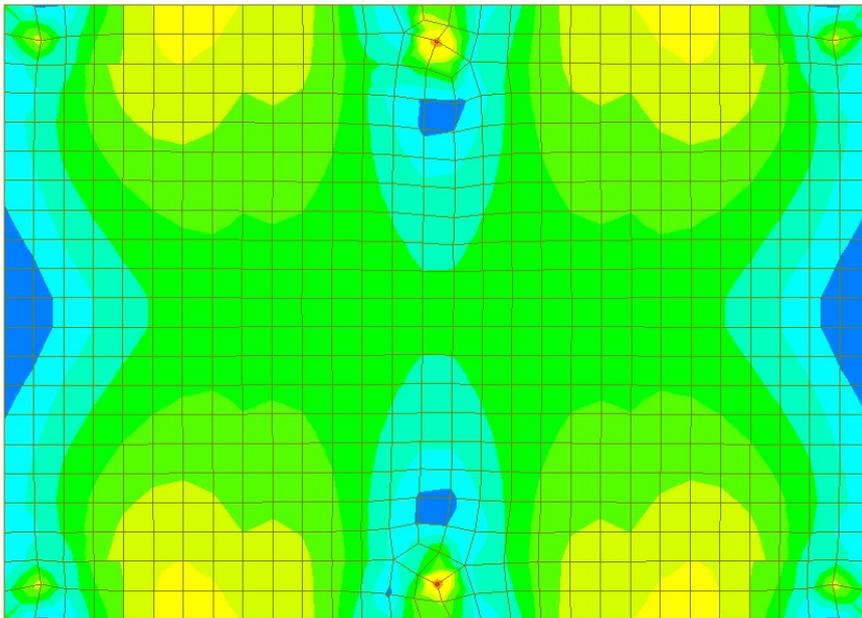
midas Gen
 POST-PROCESSOR
 SLAB SERV.CHECKING

	0.13
	0.12
	0.11
	0.10
	0.09
	0.07
	0.06
	0.05
	0.04
	0.03
	0.01
	0.00

Position:
 Top & Bot
 Smoothing:
 Element (Avg.Nodal)
 Component:
 Direction 2
 Stress Checking:
 Concrete

ALL COMBINATION
 MAX : 47
 MIN : 222
 FILE: FA
 UNIT: None
 DATE: 01/24/2023

- Acciaio (X)



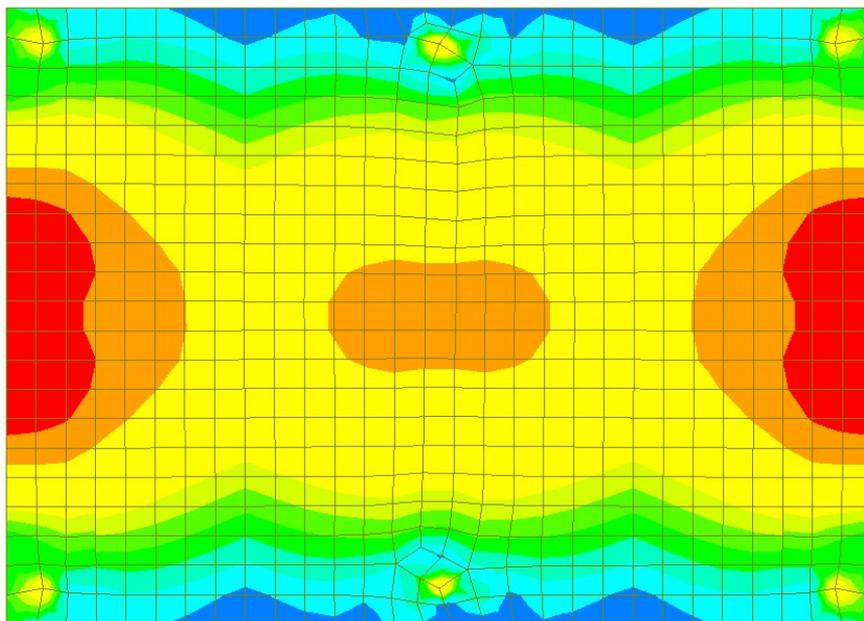
midas Gen
 POST-PROCESSOR
 SLAB SERV.CHECKING

	0.04
	0.04
	0.03
	0.03
	0.03
	0.03
	0.02
	0.02
	0.02
	0.01
	0.01
	0.00
	0.00

Position:
 Top & Bot
 Smoothing:
 Element (Avg.Nodal)
 Component:
 Direction 1
 Stress Checking:
 Reinforcement

ALL COMBINATION
 MAX : 148
 MIN : 78
 FILE: FA
 UNIT: None
 DATE: 01/24/2023

- Acciaio (Y)



midas Gen
 POST-PROCESSOR
 SLAB SERV.CHECKING

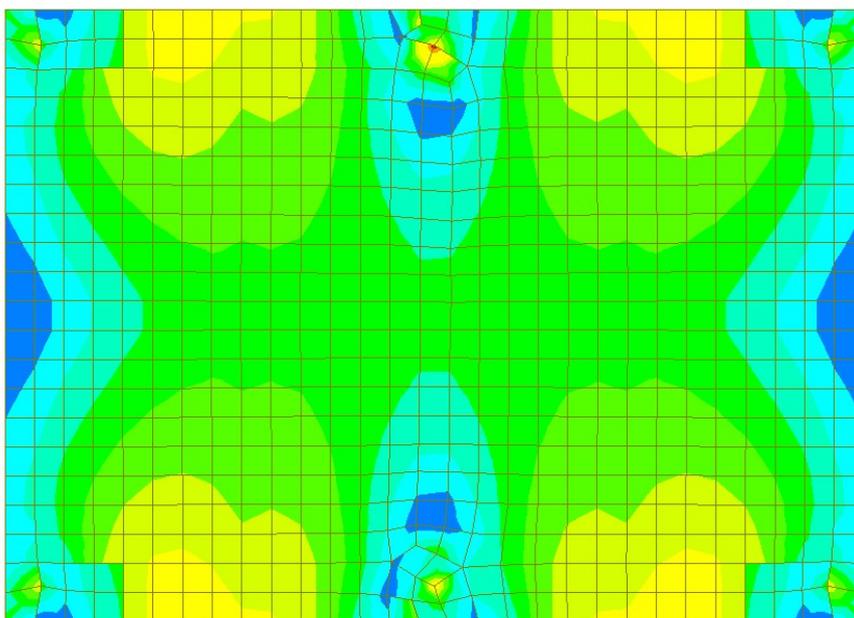
0.03
0.02
0.02
0.02
0.01
0.01
0.01
0.00
0.00

Position:
 Top & Bot
 Smoothing:
 Element (Avg.Nodal)
 Component:
 Direction 2
 Stress Checking:
 Reinforcement

ALL COMBINATION
 MAX : 47
 MIN : 222
 FILE: FA
 UNIT: None
 DATE: 01/24/2023

8.4.2.2 Fessurazione

- Direzione X:



midas Gen
 POST-PROCESSOR
 SLAB SERV.CHECKING

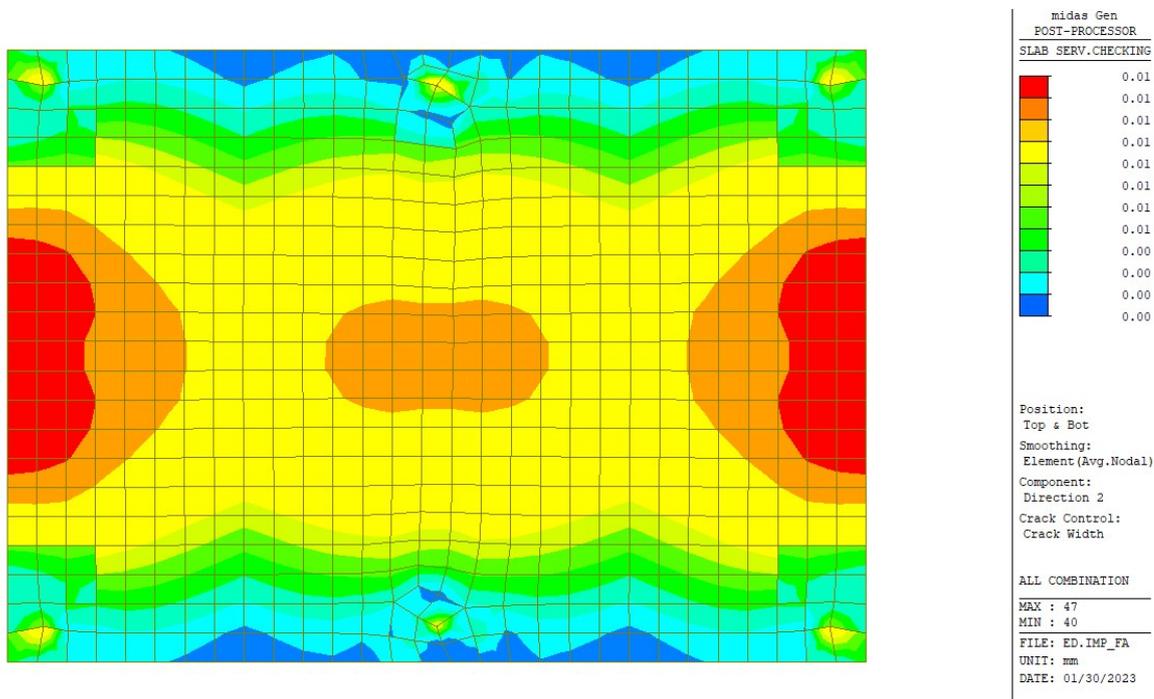
0.02
0.01
0.01
0.01
0.01
0.01
0.01
0.01
0.00
0.00
0.00

Position:
 Top & Bot
 Smoothing:
 Element (Avg.Nodal)
 Component:
 Direction 1
 Crack Control:
 Crack Width

ALL COMBINATION
 MAX : 61
 MIN : 78
 FILE: ED_IMP_FA
 UNIT: mm
 DATE: 01/30/2023

- Direzione Y:

Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03



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

8.4.3 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.

- Condizioni statiche

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

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

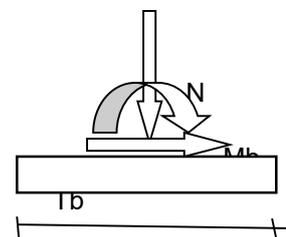
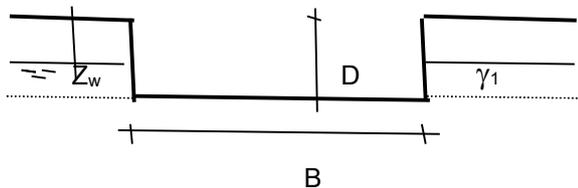
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2^*e_L$)

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

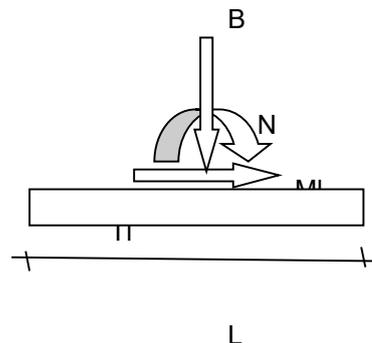
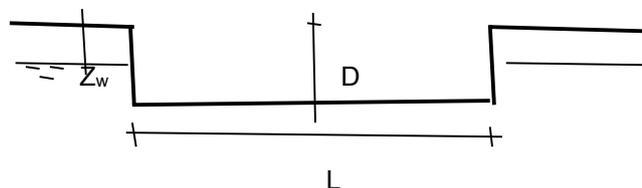
coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	c'
Stato limite ultimo	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.25	1.60
Tensioni ammissibili	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00

valori suggeriti dall'EC7

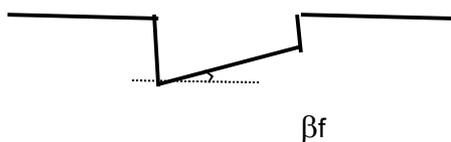


γ, c', ϕ'

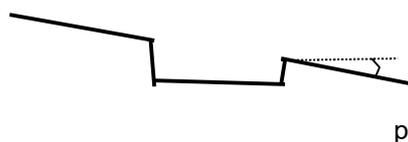


(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 16.22 (m)
 L = 8.72 (m)
 D = 1.00 (m)



$\beta_f = 0.00$ (°)



$\beta_p = 0.00$ (°)

AZIONI

valori di input	Valori di calcolo
-----------------	-------------------

	permanen ti	temporane e	
N [kN]	507.77	0.00	507.77
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 18.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 21.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 2.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 28.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 2.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 28.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 100.00$ (m)

$e_B = 0.00$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 16.22$ (m)
 $L^* = 8.72$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 18.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 21.00$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$Nq = 14.72$

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

$Nc = 25.80$

$Ny = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi'$

$Ny = 16.72$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 2.06$$

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

$$s_q = 1.99$$

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

$$s_\gamma = 0.26$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 1.35$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 1.65$$

$$m = 1.35 \text{ (-)}$$

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

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

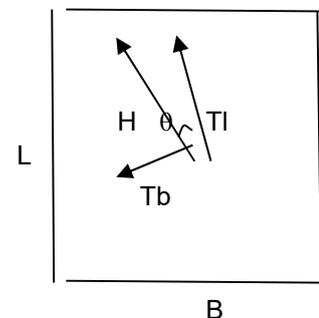
$$i_q = 1.00$$

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

$$i_c = 1.00$$

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

$$i_\gamma = 1.00$$



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

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

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

$$d_q = 1.02$$

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

$$d_c = 1.02$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1373.94 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 3.59 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 382.71$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 0.00 \quad (\text{kN})$$

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

$$S_d = 552.86 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = --$$

- Condizioni sismiche

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

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

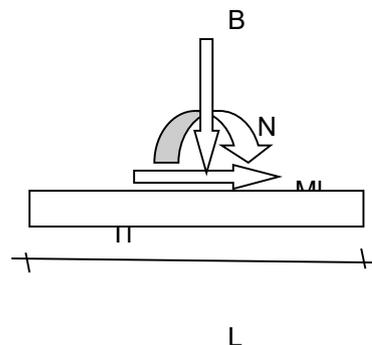
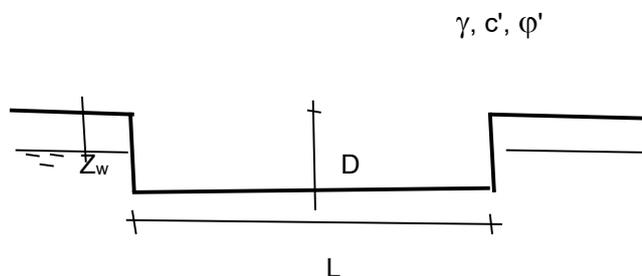
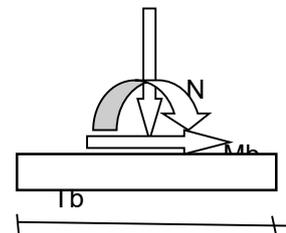
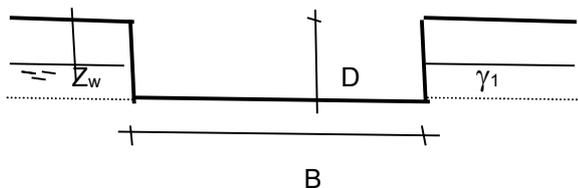
L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

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

coefficienti parziali

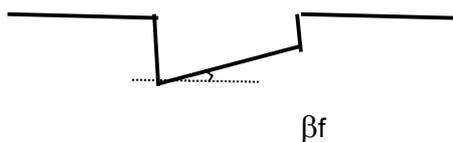
Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	
	permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'
Stato limite ultimo	1.00	1.30	1.25	1.60
Tensioni ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	1.00	1.00	1.00	1.00

valori suggeriti
dall'EC7

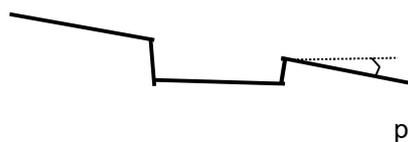


(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B	=	16.22	(m)
L	=	8.72	(m)
D	=	1.00	(m)



$\beta_f = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$



$\beta_p = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporane	
N [kN]	320.40	0.00	320.40
Mb [kNm]	728.64	0.00	728.64
MI [kNm]	728.64	0.00	728.64
Tb [kN]	182.16	0.00	182.16
TI [kN]	182.16	0.00	182.16
H [kN]	257.61	0.00	257.61

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 18.00 && (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 21.00 && (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c' &= 2.00 && (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 28.00 && (^\circ) \end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned} c' &= 2.00 && (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 28.00 && (^\circ) \end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 100.00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} e_B &= 2.27 && (\text{m}) \\ e_L &= 2.27 && (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 11.67 && (\text{m}) \\ L^* &= 4.17 && (\text{m}) \end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 18.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 21.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, Nγ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 14.72$$

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

$$N_c = 25.80$$

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

$$N_\gamma = 16.72$$

sc, sq, sγ : fattori di forma

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

$$s_c = 2.60$$

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

$$s_q = 2.49$$

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

$$s_{\gamma} = -0.12$$

i_c, i_q, i_{γ} : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.26$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_I) = 45.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.74$$

$$m = 1.50 \text{ (-)}$$

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

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

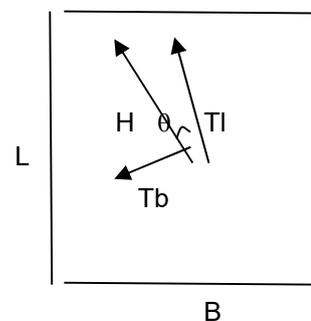
$$i_q = 0.34$$

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

$$i_c = 0.29$$

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

$$i_{\gamma} = 0.17$$



d_c, d_q, d_{γ} : fattori di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_q = 1.03$$

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

$$d_c = 1.03$$

$$d_{\gamma} = 1$$

$$d_{\gamma} = 1.00$$

b_c, b_q, b_{γ} : fattori di inclinazione base della fondazione

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

$$\beta_f + \beta_p =$$

$$0.00$$

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 230.43 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 6.58 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 35.02$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 257.61 \quad (\text{kN})$$

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

$$S_d = 267.74 \quad (\text{kN})$$

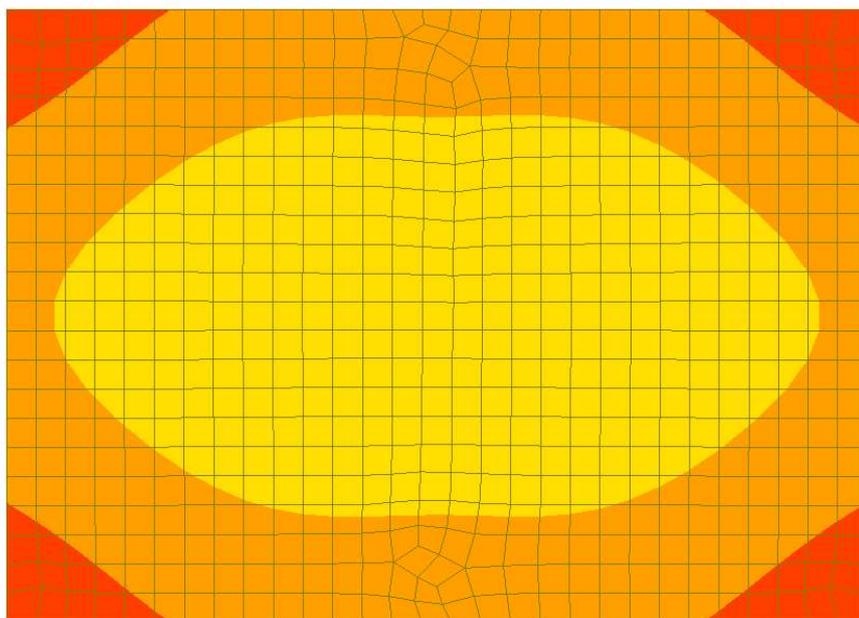
Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

F_{scorr} = 1.04

8.4.4 Verifiche dei cedimenti

Si sono calcolati i cedimenti differenziali in corrispondenza degli spigoli e del centro della platea, 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.

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 Bousinesq (1885), che permette di differenziare gli incrementi sullo spigolo o al centro di una fondazione rigida.



midas Gen POST-PROCESSOR SOIL PRESSURE	
E2	
0.00000e+00	
-1.97831e-06	
-3.95661e-06	
-5.93492e-06	
-7.91323e-06	
-9.89153e-06	
-1.18698e-05	
-1.38481e-05	
-1.58265e-05	
-1.78048e-05	
-1.97831e-05	
-2.17614e-05	

CBALL: RC ENV_SE-
MAX : 7
MIN : 13
FILE: ED_IMP_FA
UNIT: kN/mm ²
DATE: 02/03/2023
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: 0.000
Z: 1.000

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_0 = cedimento immediato.

S_c = cedimento di consolidazione.

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

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

con:

h_i = spessore dello strato i-esimo;

RR_i, CR_i = rapporto di ricomprensione (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 nulli e di conseguenza anche i cedimenti differenziali risultano nulli. Pertanto si conferma l'adeguatezza della scelta di utilizzare delle fondazioni a platea progettate.

	Edificio impianti FA.02
Angolo (cm)	0,00
Centro (cm)	0,00
Cedimento differenziale (cm)	0,00

8.5 Verifiche di rigidezza

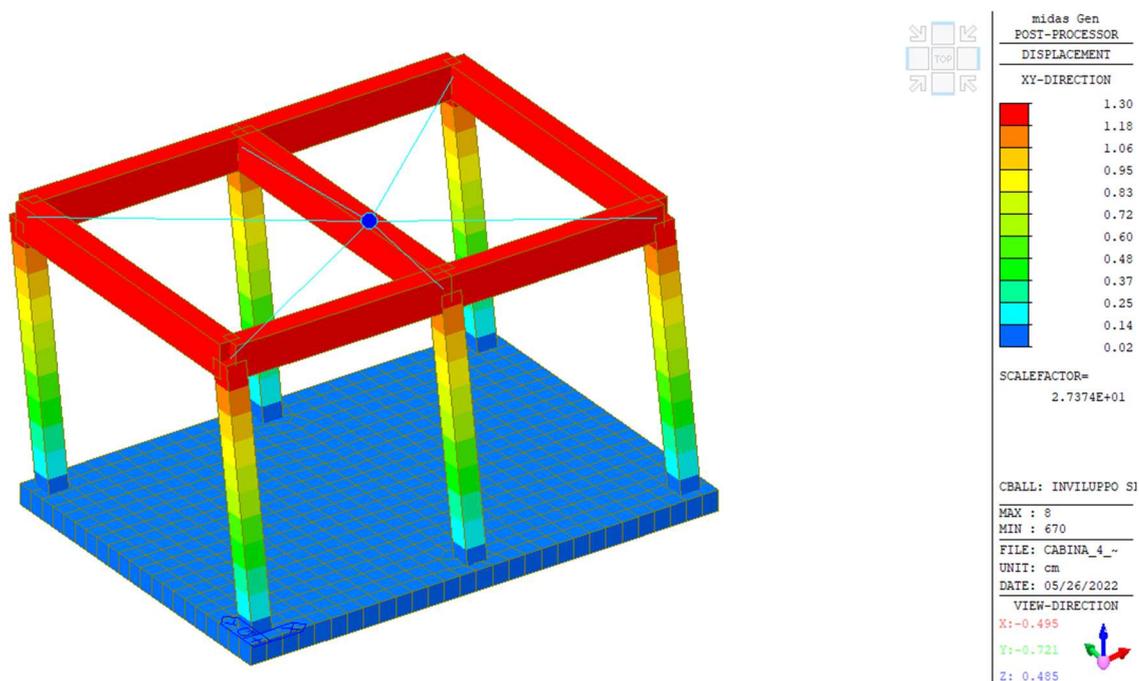
La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

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:

$$qd_r \leq \frac{2}{3} \cdot 0.0050 \cdot h = 0.0033 \cdot h = 1.33 \text{ cm}$$

Per il caso in esame si ottiene:



$$qd_r = 1.30 \text{ cm} < 0.0033 \cdot h = 1.33 \text{ cm}$$

Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.03

Drift(Combined)														
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=0.00333														
SLO 1	1F	4	1	0.0033	2	0.009	0.009	0.0023	OK	0.0084	0.0084	1.0781	0.0021	OK
SLO 2	1F	4	1	0.0033	4	0.009	0.009	0.0022	OK	0.0084	0.0084	1.0719	0.0021	OK
SLO 3	1F	4	1	0.0033	1	0.0086	0.0086	0.0022	OK	0.0084	0.0084	1.0331	0.0021	OK
SLO 4	1F	4	1	0.0033	3	0.0086	0.0086	0.0022	OK	0.0084	0.0084	1.0275	0.0021	OK
SLO 5	1F	4	1	0.0033	2	0.01	0.01	0.0025	OK	0.0091	0.0091	1.1003	0.0023	OK
SLO 6	1F	4	1	0.0033	4	0.01	0.01	0.0025	OK	0.0091	0.0091	1.0961	0.0023	OK
SLO 7	1F	4	1	0.0033	3	0.0097	0.0097	0.0024	OK	0.0091	0.0091	1.065	0.0023	OK
SLO 8	1F	4	1	0.0033	1	0.0097	0.0097	0.0024	OK	0.0091	0.0091	1.0657	0.0023	OK
SLO 9	1F	4	1	0.0033	2	0.0086	0.0086	0.0022	OK	0.0084	0.0084	1.0318	0.0021	OK
SLO 10	1F	4	1	0.0033	4	0.0086	0.0086	0.0021	OK	0.0084	0.0084	1.0258	0.0021	OK
SLO 11	1F	4	1	0.0033	1	0.009	0.009	0.0023	OK	0.0084	0.0084	1.0795	0.0021	OK
SLO 12	1F	4	1	0.0033	3	0.009	0.009	0.0022	OK	0.0084	0.0084	1.0736	0.0021	OK
SLO 13	1F	4	1	0.0033	2	0.0097	0.0097	0.0024	OK	0.0091	0.0091	1.0661	0.0023	OK
SLO 14	1F	4	1	0.0033	4	0.0096	0.0096	0.0024	OK	0.0091	0.0091	1.0618	0.0023	OK
SLO 15	1F	4	1	0.0033	3	0.01	0.01	0.0025	OK	0.0091	0.0091	1.0993	0.0023	OK
SLO 16	1F	4	1	0.0033	1	0.01	0.01	0.0025	OK	0.0091	0.0091	1.1	0.0023	OK
SLO 17	1F	4	1	0.0033	2	0.009	0.009	0.0023	OK	0.0084	0.0084	1.0785	0.0021	OK
SLO 18	1F	4	1	0.0033	4	0.009	0.009	0.0022	OK	0.0084	0.0084	1.0714	0.0021	OK
SLO 19	1F	4	1	0.0033	1	0.0086	0.0086	0.0022	OK	0.0084	0.0084	1.0329	0.0021	OK
SLO 20	1F	4	1	0.0033	3	0.0086	0.0086	0.0022	OK	0.0084	0.0084	1.0277	0.0021	OK
SLO 21	1F	4	1	0.0033	2	0.01	0.01	0.0025	OK	0.0091	0.0091	1.1006	0.0023	OK
SLO 22	1F	4	1	0.0033	4	0.0099	0.0099	0.0025	OK	0.0091	0.0091	1.0959	0.0023	OK
SLO 23	1F	4	1	0.0033	3	0.0097	0.0097	0.0024	OK	0.0091	0.0091	1.065	0.0023	OK
SLO 24	1F	4	1	0.0033	1	0.0097	0.0097	0.0024	OK	0.0091	0.0091	1.0658	0.0023	OK
SLO 25	1F	4	1	0.0033	2	0.0086	0.0086	0.0022	OK	0.0084	0.0084	1.0322	0.0021	OK
SLO 26	1F	4	1	0.0033	4	0.0086	0.0086	0.0021	OK	0.0084	0.0084	1.0253	0.0021	OK
SLO 27	1F	4	1	0.0033	1	0.009	0.009	0.0023	OK	0.0084	0.0084	1.0793	0.0021	OK
SLO 28	1F	4	1	0.0033	3	0.009	0.009	0.0022	OK	0.0084	0.0084	1.0738	0.0021	OK
SLO 29	1F	4	1	0.0033	2	0.0097	0.0097	0.0024	OK	0.0091	0.0091	1.0664	0.0023	OK
SLO 30	1F	4	1	0.0033	4	0.0096	0.0096	0.0024	OK	0.0091	0.0091	1.0616	0.0023	OK
SLO 31	1F	4	1	0.0033	3	0.01	0.01	0.0025	OK	0.0091	0.0091	1.0993	0.0023	OK
SLO 32	1F	4	1	0.0033	1	0.01	0.01	0.0025	OK	0.0091	0.0091	1.1001	0.0023	OK

9 GIUDIZIO MOTIVATO DI AFFIDABILITÀ 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	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)			
g1	0	0	518.8425			

Manualmente si ottiene invece:

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

Pilastrì		Travi		Solaio		Platea	
L =	4 m	L =	26.5 m	L =	6.5 m	L =	6.8 m
b =	0.3 m	b =	0.3 m	B =	4.5 m	B =	4.8 m
h =	0.3 m	h =	0.5 m	$g_1 =$	3.21 kN/m ²	h =	0.3 m
n° =	6	n° =	1			$\gamma =$	2500 kg/m ³
$\gamma =$	2500 kg/m ³	$\gamma =$	2500 kg/m ³				
PP Pil. =	5400 kg	PP Tr. =	9938 kg	PP Sol. =	9389 kg	PP pl. =	24480 kg
<i>Totale calcolo manuale</i>							49207 kg
<i>Totale FEM</i>							51884 kg
Differenza percentuale							-5.16 %

Al netto delle semplificazioni adottate la differenza è minima, si ritiene pertanto accettabile la modellazione effettuata.